COBRAMSEG 2026

ANAIS DO

XXII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA

XI SIMPÓSIO BRASILEIRO DE JOVENS GEOTÉCNICOS

Eixo Temático:

Estabilidade de Taludes e Contenções

ABMS | Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

ABMS | Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
Centro-Oeste
Núcleo Regional

COBRAMSEG 2026

ANAIS DO

XXII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA

XI SIMPÓSIO BRASILEIRO DE JOVENS GEOTÉCNICOS

Eixo Temático:

Estabilidade de Taludes e Contenções

ABMS Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

ABMS Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
Centro-Oeste
Núcleo Regional

Editora Omnis Scientia

Anais do XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 2026

Eixo Temático:

Estabilidade de Taludes e Contenções

Volume 1

1ª Edição

RECIFE - PE

2026

Patrocínio Diamante

VALE

Patrocínio Rubi

CZM FOUNDATION EQUIPMENT

Patrocínio Esmeralda

SETE ENGENHARIA

INCOPRE PRÉ-FABRICADOS DE CONCRETO

srk

REDE Sondagens Geotécnicas

Patrocínio Água Marinha

Incotep Sistemas de Ancoragem

Solotrat

SHEIKAN ANCOR-JET FIBRAS

MACCAFERRI

belgo arames

ArcelorMittal

GERDAU O futuro se molda

owntec

geo|soluções

FOA Engenharia e Pré-Fabricados

HUESKER Ideen. Ingenieure. Innovationen.

Terra Dril

Patrocínio Turmalina



















Patrocínio Opala























































Patrocínio Safira









Divulgação

Realização

Apoio

Organização

Comissão Organizadora dos Anais

André Luís Brasil Cavalcante

Márcia Maria dos Anjos Mascarenha

Michéle Dal Toé Casagrande

José Wilson dos Santos Ferreira

Talita Caroline Miranda

Mario René Rivera Osorto

Comissão Organizadora do Evento

André Luís Brasil Cavalcante (Presidente)

Maurício Martines Sales

Flávio Ornelas

Cristiano Zandoná dos Santos

Paulo da Venda Oliveira

Marcos Massao Futai

José Wilson dos Santos Ferreira

Márcia Maria dos Anjos Mascarenha

Michéle Dal Toé Casagrande

Comissão Geojovem

José Wilson dos Santos Ferreira (Presidente)

Lídia Bruna Teles Gonzaga

Mateus Teixeira Crippa

Mario René Rivera Osorto

Zharry Ribeiro Bueno

Comissão Científica

Márcia Maria dos Anjos Mascarenha (Presidente)

Michéle Dal Toé Casagrande (Vice-presidente)

Alexandre Duarte Gusmão

Andrelisa Santos de Jesus

André Pacheco de Assis

Bernadete Ragoni Danziger

Breno Padovezi Rocha

Carlos Alberto Lauro Vargas

Ennio Marques Palmeira

Gilson De Farias Neves Gitirana Jr

José Allan Carvalho Maia

José Camapum de Carvalho

José Fernando Thomé Jucá

Kátia Vanessa Bicalho

Marta Pereira da Luz

Luan Ozelim

Luis Edmundo Prado de Campos

Magnos Baroni

João Paulo Silva de Freitas

Marcos Massao Futai

Maria Das Graças Gardoni Almeida

Maria Eugenia Gimenez Boscov

Marina Bellaver Corte

Paulo José Rocha de Albuquerque

Sandro Lemos Machado

Tácio Mauro Pereira de Campos

Terezinha de Jesus Espósito

Comissão Financeira

Cristiano Zandoná dos Santos

Comissão Consultiva

André Pacheco de Assis

Ennio Marques Palmeira

José Camapum de Carvalho

Comitê Assessor de Congresso (CAC)

Gustavo Simões

Paulo Albuquerque

Vitor Pereira Faro

ABMS — Diretoria Nacional

Roberto Quental Coutinho (Presidente)

Bernadete Ragoni Danziger (Vice-Presidente)

Robson Palha Saramago (Secretário Geral)

Marcos Massao Futai (Diretor Financeiro)

Petrucio Santos Junior (Diretor de Comunicação)

Mauricio Ehrlich (Diretor de Relações Institucionais)

Jairo Pascoal Júnior (Diretor de Normas Técnicas)

Felipe Gobbi Silveira (Diretor AD HOC)

Max Gabriel Timo Barbosa (Diretor AD HOC)

Luiz Antonio Bressani (Diretor AD HOC)

Magnos Baroni (Diretor AD HOC)

ABMS — NRCO

Maurício Martines Sales (Presidente)

Marta Pereira da Luz (Vice-Presidente)

Luiz Carlos de Figueiredo (Secretário Geral)

Cristiano Zandoná dos Santos (Diretor Financeiro)

Thiago Lopes dos Santos (Diretor Eventos Técnicos)

José Wilson dos Santos Ferreira (Diretor GeoJovem Ad hoc)

Editora

Editor-Chefe

Dr. Daniel Luís Viana Cruz

Conselho Editorial

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

Dr. Cássio Brancaleone – UFFS – Brasil

Dr. Marcelo Luiz Bezerra da Silva – UEPa – Brasil

Dra. Pauliana Valéria Machado Galvão – UPE – Brasil

Dr. Plínio Pereira Gomes Júnior – UFRPE – Brasil

Dr. Walter Santos Evangelista Júnior – UFRPE – Brasil

Dr. Wendel José Teles Pontes – UFPE – Brasil

Assistente Editorial

Thialla Larangeira Amorim

Imagem de Capa

Canva

Edição de Arte

Vileide Vitória Larangeira Amorim

Nhatallia Laranjeira Amorim

Revisão

Os autores

Este trabalho está licenciado com uma Licença Creative Commons – Atribuição - Não Comercial - Sem Derivações 4.0 Internacional.

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

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

C749
Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (22. : 2026 : Brasília, DF).
Anais do XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG) : estabilidade de taludes e contenções [recurso eletrônico] / coordenador André Luís Brasil Cavalcante ... [et al.]. — 1. ed. — Recife : Omnis Scientia, 2026.
Dados eletrônicos (pdf).

Inclui bibliografia.
ISBN 978-65-284-0680-7
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4

1. Engenharia civil (Geotecnia). 2. Mecânica do solo. 3. Ciência do solo. 4. Solos – Conservação. I. Cavalcante, André Luís Brasil.

CDD23: 624.15136

I-3010261/3

Bibliotecária: Priscila Pena Machado – CRB-7/6971

Editora Omnis Scientia

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

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

Telefone: +55 87 99920-5762

editoraomnisscientia.com.br

contato@editoraomnisscientia.com.br

Prefácio

O XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 2026, realizado em Brasília, representa mais um importante capítulo na trajetória da Geotecnia brasileira. Promovido pela Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), o Congresso reafirma sua vocação histórica como o principal espaço nacional de encontro entre pesquisadores, profissionais, estudantes, empresas, instituições públicas e demais atores envolvidos no desenvolvimento da Engenharia Geotécnica no País.

Nesta edição, o tema **"Geotecnia e Mudanças Climáticas: Infraestruturas e Cidades Resilientes"** traduz um dos grandes desafios do nosso tempo. Eventos extremos cada vez mais frequentes, alterações nos regimes de precipitação, movimentos de massa, inundações, erosões e outros processos associados às mudanças ambientais evidenciam a necessidade de repensarmos a forma como concebemos, projetamos, construímos, monitoramos e mantemos nossas infraestruturas e cidades.

Nesse contexto, a Engenharia Geotécnica assume uma responsabilidade ainda maior. Mais do que responder às emergências, somos chamados a antecipar riscos, desenvolver soluções inovadoras, incorporar novas tecnologias e contribuir para a construção de uma sociedade mais segura e resiliente. **A Geotecnia precisa estar presente antes da emergência.**

O COBRAMSEG 2026 foi concebido exatamente com esse espírito: promover o encontro entre conhecimento científico, experiência profissional, inovação tecnológica e os grandes desafios da sociedade. A diversidade e a qualidade dos trabalhos reunidos nestes Anais demonstram a vitalidade da comunidade geotécnica brasileira e sua capacidade de produzir conhecimento relevante nas diferentes áreas da Mecânica dos Solos, Mecânica das Rochas e Engenharia Geotécnica.

Os artigos aqui publicados constituem uma importante representação do conhecimento produzido e aplicado em universidades, centros de pesquisa, empresas, órgãos públicos e instituições de todo o País. Abrangem desde temas clássicos da Geotecnia até abordagens emergentes relacionadas à sustentabilidade, mudanças climáticas, transformação digital, inteligência artificial, instrumentação e monitoramento, gestão de riscos, novos materiais e metodologias de projeto e análise.

Além da apresentação dos trabalhos técnicos, a programação científica do COBRAMSEG 2026 foi enriquecida por conferências, palestras especiais, painéis, mesas-redondas, sessões técnicas, atividades destinadas aos jovens geotécnicos e eventos integrados, proporcionando diferentes oportunidades de intercâmbio entre gerações, instituições e áreas de atuação. Esse ambiente de diálogo constitui uma das maiores riquezas do Congresso e reforça a importância da colaboração para o avanço da nossa profissão.

Brasília, cidade concebida a partir de uma visão de futuro, ofereceu um cenário particularmente simbólico para esta edição. Em um momento em que discutimos resiliência, sustentabilidade e adaptação às mudanças climáticas, reunir a comunidade geotécnica na capital brasileira também nos convida a refletir sobre nossa responsabilidade na construção das infraestruturas e das cidades que

desejamos deixar para as próximas gerações.

A Comissão Organizadora manifesta seu profundo agradecimento aos autores que confiaram seus trabalhos ao Congresso, aos revisores pela criteriosa avaliação das contribuições, aos palestrantes, moderadores e coordenadores de sessões, às Comissões Técnicas da ABMS, às instituições parceiras, às empresas patrocinadoras e expositoras, às equipes de apoio e a todos aqueles que dedicaram tempo, conhecimento e trabalho para tornar possível a realização do COBRAMSEG 2026.

Agradecemos especialmente à **Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – ABMS**, cuja história se confunde com o próprio desenvolvimento da Geotecnia brasileira e cuja atuação continua sendo fundamental para aproximar academia e prática profissional, formar novas gerações e projetar internacionalmente a Engenharia Geotécnica produzida no Brasil.

Aos participantes, nosso reconhecimento por transformarem o Congresso em um verdadeiro espaço de encontro, aprendizado e construção coletiva.

Esperamos que estes Anais ultrapassem os limites temporais do evento e permaneçam como registro do conhecimento, das ideias e das inquietações que mobilizaram a comunidade geotécnica brasileira em 2026. Que os trabalhos aqui reunidos inspirem novas pesquisas, projetos, soluções e parcerias e contribuam para uma Engenharia Geotécnica cada vez mais inovadora, sustentável e comprometida com a sociedade.

Que o COBRAMSEG 2026 seja lembrado não apenas pelo conhecimento que compartilhamos, mas também pelas conexões que construímos e pela visão de futuro que reafirmamos juntos.

André Luís Brasil Cavalcante
Presidente do COBRAMSEG 2026

Sumário

A ANALOGIA DO EVENTO DE QUEDA DE BLOCOS EM BANQUETE/RJ EM 2018 COM OS EER´S EXTREMELY ENERGETIC ROCKFALLS.....28

AÇÕES DE MANUTENÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO NA BR-459/SP NO ÂMBITO DO PROARTE/DNIT.....36

ALTERNATIVAS DE ESTABILIZAÇÃO DE TALUDE EM VITÓRIA-ES.....44

ANÁLISE ACOPLADA HIDROMECÂNICA DE ATERRO SOBRE SOLO MOLE: ESTUDO DE CASO NO CABO DE SANTO AGOSTINHO/PE.....52

ANÁLISE COMPARATIVA DA FLUTUAÇÃO DO NÍVEL D'ÁGUA E MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE DE TALUDE UTILIZANDO SOFTWARE GEOSTUDIO.....59

ANÁLISE COMPARATIVA DE MÉTODOS DE CONFIABILIDADE NA ESTABILIDADE DE TALUDES: AVALIAÇÃO CRÍTICA DO FOSM.....67

ANÁLISE COMPARATIVA DE REPRESENTAÇÃO DAS POROPRESSÕES E SUPERFÍCIES POTENCIAIS DE RUPTURA NA ESTABILIDADE DE TALUDES DE BARRAGEM DE TERRA.....75

ANÁLISE COMPARATIVA PRELIMINAR DE SOLOS ENVOLVIDOS EM DESLIZAMENTOS NA BR-470/RS.....81

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA, TIPO DE SOLO, SOBRECARGA E INCLINAÇÃO DOS GRAMPOS NA ESTABILIDADE DE TALUDES.....87

ANÁLISE DE DESEMPENHO DE CONTENÇÕES EM SOLO GRAMPEADO CONVENCIONAL E SOLO GRAMPEDO VERDE: ESTUDO DE CASO NO MUNICÍPIO DE CAMARAGIBE–PE.....95

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDE FLUVIAL URBANO NO RIO SÃO FRANCISCO (MG) E DIMENSIONAMENTO DE CONTENÇÃO EM GABIÕES.....103

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDE SUJEITO A PRECIPITAÇÃO INTENSA EM JUIZ DE FORA/MG.....113

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES HOMOGÊNEOS COM GEOMETRIAS IRREGULARES COM USO DO MÉTODO DE REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA.....121

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE UM MURO DE CONTENÇÃO DE GRAVIDADE PELO MÉTODO DE REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA.....129

ANÁLISE DE MECANISMOS DE RUPTURA EM TALUDES ROCHOSOS POR MEIO DE REGRESSÃO LINEAR MÚLTIPLA: APLICAÇÃO EM TALUDES DA BR-470 (RS) 136

ANÁLISE DE SENSIBILIDADE E INCERTEZA DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS NA ESTABILIDADE DE UM TALUDE DA BR-470.....144

ANÁLISE DETERMINÍSTICA E PROBABILÍSTICA DA ESTABILIDADE DE UM TALUDE LOCALIZADO EM FORTALEZA, CEARÁ.....152

ANÁLISE DO BAIXO ALONGAMENTO EM TIRANTES DO TIPO MONOBARRA DEVIDO AO ESMAGAMENTO DO TUBO PROTETOR NA REGIÃO DAS LUVAS.....158

ANÁLISE DO EFEITO DE RAÍZES NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS: UMA REVISÃO CRÍTICA.....166

ANÁLISE DO MECANISMO DE RUPTURA DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO DA COMUNIDADE DO JACÓ – NATAL/RN.....174

ANÁLISE ESTATÍSTICA PARA DEFINIÇÃO DE NÍVEIS DE CONTROLE PIEZOMÉTRICOS EM BARRAGENS DE REJEITOS.....182

ANÁLISE GEOTÉCNICA DE ESCAVAÇÕES URBANAS COM ESCORAMENTO TEMPORÁRIO E REBAIXAMENTO DO LENÇOL FREÁTICO.....190

ANÁLISE GEOTÉCNICA E SOLUÇÕES DE ESTABILIZAÇÃO PARA TALUDE COM RUPTURA CIRCULAR NA RUA ARISTIDES BERTUOL, BENTO GONÇALVES/RS.....200

ANÁLISE NUMÉRICA 2D DO COMPORTAMENTO DE UM MURO DE SOLO REFORÇADO SOB CARREGAMENTO EXTERNO LOCALIZADO.....208

ANÁLISE PROBABILÍSTICA DOS EFEITOS DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO E DA COESÃO NA ESTABILIDADE DE TALUDES.....216

APLICAÇÃO DE SOLUÇÕES BASEADAS NA NATUREZA (SBN) NA ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTAS URBANAS.....224

ATERRO SOBRE SOLOS MOLES: ESTUDO DE CASO EM BIGUAÇU/SC.....233

ATERROS EXECUTADOS SOBRE SOLOS ALUVIONARES MOLES: ESTUDO DE CASO NO CENTRO DE TREINAMENTO REDBULL BRAGANTINO, ATIBAIA (SP).....241

AVALIAÇÃO COMPARATIVA DA ESTABILIDADE DE UMA CORTINA ATIRANTADA PELO MÉTODO DE COSTA NUNES UTILIZANDO MEL E MEF.....249

AVALIAÇÃO CRÍTICA DE MODELOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO PARA SOLOS NÃO SATURADOS.....257

AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DE TALUDE EM ÁREA DE RISCO NA CIDADE DE OURO BRANCO – MG.....265

AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DE UM TALUDE DE CONSTRUÇÃO DE RODOVIA EM TERESÓPOLIS-RJ.....273

AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DE UM TALUDE DO COMPLEXO DA CHÃ DA JAQUEIRA, MACEIÓ – AL.....281

AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA CORRELAÇÃO ENTRE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO SOLO NAS ANÁLISES PROBABILÍSTICAS DE ESTABILIDADE DE TALUDES.....289

AVALIAÇÃO DE DRENAGEM HORIZONTAL PROFUNDA NA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES EM SOLO RESIDUAL.....299

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE TALUDE DE SOLO ESTABILIZADO.....307

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE TALUDES REAIS PELO MÉTODO DO PONTO MATERIAL (MPM) E COMPARAÇÃO COM O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....315

AVALIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA, PROBABILIDADE DE FALHA E RISCO DE UM TALUDE EM LAVRAS (MG).....322

AVALIAÇÃO E GESTÃO DE RISCO DE QUEDAS ROCHOSAS EM PONTO DE VISITAÇÃO ECOTURÍSTICO, MATO GROSSO, BRASIL.....329

AVALIAÇÃO GEOTÉCNICA E SOLUÇÕES PARA TALUDES INSTÁVEIS NA BR393/RJ: INSPEÇÃO EXTRAORDINÁRIA EM ATUAÇÃO COM O PROARTE/ DNIT.....337

AVALIAÇÃO PRELIMINAR DE ESTABILIDADE E DEFINIÇÃO DE SOLUÇÕES PROVISÓRIAS PARA ESCAVAÇÕES EM FAIXA DE DUTOS SUJEITA À MOVIMENTAÇÃO DE RASTEJO.....345

BUSCA DA SUPERFÍCIE CRÍTICA EM ANÁLISES PROBABILÍSTICAS DE ESTABILIDADE DE TALUDES: IMPACTO DAS ABORDAGENS FIXA E DINÂMICA NA CONFIABILIDADE GEOTÉCNICA.....353

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E SOLUÇÕES DE CONTENÇÃO PARA DOIS TRECHOS DA ENCOSTA DA COMUNIDADE DO JACÓ - NATAL/RN.....361

CLASSIFICAÇÃO RMR EM MACIÇOS ROCHOSOS NO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO ATRAVÉS DE MODELAGEM AEROFOGRAMÉTRICA.....369

COMPARAÇÃO DAS ABORDAGENS DE PROJETO PARA ANÁLISES DE CONEXÃO GRAMPO-FACE EM ESTRUTURAS DE SOLO GRAMPEADO.....377

COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE BUSCA PARA SUPERFÍCIES DE RUPTURA NÃO CIRCULARES EM ANÁLISES DE ESTABILIDADE UM ESTUDO APLICADO UTILIZANDO O SLIDE2.....385

COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL À FLEXÃO DE PAINÉIS DE CORTINA ATIRANTADA.....392

COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS PSEUDO-ESTÁTICOS DE EQUILÍBRIO LIMITE E POR ELEMENTOS FINITOS PARA BARRAGENS DE REJEITO.....400

COMPARATIVO TÉCNICO DE OBRAS DE ESTABILIZAÇÃO PARA TALUDES RODOVIÁRIOS: ESTUDO DE CASO DA BR-476.....408

CONTENÇÃO EM JET GROUTING PARA ESCAVAÇÃO DE VIRADOR DE VAGÕES.....416

CONTENÇÕES E SISTEMA DE DRENAGEM DE FUNDO DO SHOPPING MANHATTAN EM BRASÍLIA – CASO DE OBRA.....424

CONTENÇÕES NO SISTEMA “TOP DOWN” SEMI-INVERTIDO: CASO DE OBRA 432

CONTROLE LITOLÓGICO E HIDROLÓGICO EM MOVIMENTO DE MASSA DO TIPO RASTEJO EM SOLOS DERIVADOS DE FILITO NO QUADRILÁTERO FERRÍFERO (MG).....440

CORRELAÇÃO ENTRE OCORRÊNCIAS ASSOCIADAS A MOVIMENTOS DE MASSA E PROPOSTAS DE INTERVENÇÕES GEOTÉCNICAS EM ENCOSTAS DO RECIFE – PE.....448

DESENVOLVIMENTO DE FERRAMENTA DE APOIO À PREVENÇÃO DE DESLIZAMENTOS COM USO DE MACHINE LEARNING E INTEGRAÇÃO DE DADOS GEOESPACIAIS.....456

DESLIZAMENTOS DE TERRA DEVIDO À PRECIPITAÇÃO: UMA RSL RECENTE.....464

DIMENSIONAMENTO DE CORTINA ATIRANTADA PELO MÉTODO BRASILEIRO DE COSTA NUNES – ESTUDO DE CASO.....472

DIMENSIONAMENTO DE MODELO FÍSICO REDUZIDO PARA ANÁLISE DA RESILIÊNCIA DE TALUDES EM SOLOS TROPICAIS FACE A AÇÕES HIDRODINÂMICAS EXTREMAS.....480

DINÂMICA DE DESPLACAMENTOS ROCHOSOS EM AMBIENTES URBANOS: INFLUÊNCIA DE FRATURAS E VARIAÇÕES TÉRMICAS EM EVENTO DE MAIO DE 2024 NA COMUNIDADE FAZENDA CATETE, RIO DE JANEIRO.....488

EFEITO DA CONSIDERAÇÃO DA CARGA NA FACE NO DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE SOLO GRAMPEADO.....496

EFEITO DE DIFERENTES METODOLOGIAS DE ANÁLISE DOS PARÂMETROS RESISTENTES NO DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM SOLO RESIDUAL.....504

EFEITO DO ESPAÇAMENTO ENTRE REFORÇOS NO COMPORTAMENTO DE MUROS DE SOLOS FINOS REFORÇADOS COM GEOGRELHAS.....512

EFEITOS TRIDIMENSIONAIS EM ESCAVAÇÕES ESTRONCADAS PROFUNDAS EM SOLOS COM ANISOTROPIA MACROSCÓPICA.....520

ESTABILIDADE DE UM TALUDE DE VOÇOROCA EM LAVRAS (MG) COM PROPOSIÇÃO DE ESTABILIZAÇÃO.....528

ESTABILIDADE E EFICIÊNCIA DE GABIÕES VIBRADOS EM OBRAS EMERGENCIAIS.....535

ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTA COM OCUPAÇÃO DESORDENADA NO BAIRRO DE PASSARINHO, MUNICÍPIO DO RECIFE-PE.....543

ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTA URBANA EM ITAJAÍ/SC A PARTIR DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA E GEOFÍSICA INTEGRADA.....551

ESTABILIZAÇÃO DE TALUDE FERROVIÁRIO: AVALIAÇÃO DE UM CASO DE MODIFICAÇÃO DE ESCOPO DE PROJETO APÓS MOBILIZAÇÃO DA OBRA.....560

ESTABILIZAÇÃO DE TALUDE RODOVIÁRIO CRÍTICO PÓS-EVENTOS PLUVIAIS EXTREMOS: INTERCEPTAÇÃO DE GALERIA E CONTROLE EROSIVO COM COLCHÃO RENO.....568

ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES ROCHOSOS E SISTEMA DE DRENAGEM SUPERFICIAL EM ACESSO À CASA DE FORÇA DE USINA HIDRELÉTRICA.....576

ESTABILIZAÇÃO DE UM CANAL DE ADUÇÃO POR MEIO DE UMA SOLUÇÃO COM TERRAMESH SYSTEM®.....583

ESTABILIZAÇÃO DO ATERRO DO KM 63 DA RODOVIA FERNÃO DIAS.....591

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE EQUILÍBRIO LIMITE E TENSÃO DEFORMAÇÃO EM ESTRUTURA DE CONTENÇÃO DO TIPO TERRAMESH.....599

ESTUDO DA UMIDADE DO SOLO DO SÍTIO HISTÓRICO DE OLINDA/PE 2026 607

ESTUDO DE ALTERNATIVAS PARA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDE ROCHOSO NO ESTADO DO PARANÁ.....615

ESTUDO DE CASO DE RUPTURAS RETROGRESSIVAS EM DEPÓSITOS COLUVIONARES A MONTANTE DE UMA RODOVIA.....623

ESTUDO DIDÁTICO DA INFLUÊNCIA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS NA ESTABILIDADE DE TALUDES POR ANÁLISES DE EQUILÍBRIO LIMITE.....631

FAMÍLIA BIM PARA CONTENÇÕES EM SOLOS REFORÇADOS COM FACE EM TELA METÁLICA: DESENVOLVIMENTO E APLICAÇÃO EM PROJETOS DE INFRAESTRUTURA.....638

FAMÍLIAS BIM PARA CONTENÇÕES EM SOLO REFORÇADO COM FACE EM BLOCOS ARTICULADOS: DESENVOLVIMENTO E APLICAÇÃO EM PROJETOS DE INFRAESTRUTURA.....646

FATORES QUE INFLUENCIAM OS RESULTADOS DE ANÁLISES DE ESTABILIDADE – ESTUDO DE CASO.....654

FORM-BASED PROBABILISTIC ANALYSIS OF JOINTED ROCK SLOPES.....662

GEOTECNOLOGIAS APLICADAS AO MONITORAMENTO E AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE A DESLIZAMENTOS: INTEGRAÇÃO DE AEROFOTOGRAMETRIA E GEOPROCESSAMENTO NO ALTO DO RESERVATÓRIO, RECIFE–PE ENTRE OS ANOS DE 2010 E 2025.....672

GESTÃO DE RISCO EM RODOVIAS POR INSTRUMENTAÇÃO EM TEMPO REAL.....680

IMPACTO DA VARIABILIDADE ESPACIAL NAS ANÁLISES PROBABILÍSTICAS DE ESTABILIDADE DE TALUDES DE SOLOS.....688

IMPACTO DE REFORÇOS SECUNDÁRIOS EM MUROS DE SOLO REFORÇADO COM FACE FLEXÍVEL.....696

IMPLANTAÇÃO DE BARREIRA PROVISÓRIA INSTRUMENTADA PARA LIBERAÇÃO SEGURA DA VIA DURANTE A EXECUÇÃO DA OBRA.....704

IMPROVED STABILITY EQUATIONS FOR DRY HOMOGENEOUS SLOPES CONSIDERING LIMITING STRENGTH CONDITIONS.....712

INFLUÊNCIA DA ESTRUTURA RELIQUIAR NA RESISTÊNCIA DE SOLOS SAPROLÍTICOS: REVISÃO E ANÁLISE CONCEITUAL.....720

INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA COESÃO E DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO EM UM MURO DE SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHAS.....728

INFLUÊNCIA DE DIFERENTES ALGORITMOS DE BUSCA EM ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE SUPERFÍCIES NÃO CIRCULARES UTILIZANDO O SOFTWARE SLIDE 2.....736

INFLUÊNCIA DO ATRITO EM MACACOS HIDRÁULICOS NO FATOR DE SEGURANÇA DE CORTINAS ATIRANTADAS: ESTUDO DE CASO NA BR-470/RS.....744

INFLUÊNCIA DO FATOR DE DISTÚRBIO (D) NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MACIÇOS ROCHOSOS DE QUALIDADE INTERMEDIÁRIA.....752

INFLUÊNCIA DO FLUXO SUBSUPERFICIAL NA INSTABILIDADE DO TALUDE DA BICA DOS QUATRO CANTOS: UMA REAVALIAÇÃO GEOTÉCNICA EM OLINDA–PE.....760

INFLUÊNCIA DO MODELO DE DIMENSIONAMENTO E VARIABILIDADE DOS PARÂMETROS NA SEGURANÇA DE PILHAS DE ESTÉRIL.....768

INTERAÇÃO ENTRE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO E EXTRAVASOR DE CONCRETO EXISTENTE: AVALIAÇÃO TENSÃO-DEFORMAÇÃO EM ALTEAMENTO DE BARRAGEM.....776

INTERVENÇÃO EMERGENCIAL EM EDIFICAÇÃO SOBRE TALUDE INSTÁVEL APÓS ROMPIMENTO DE DRENAGEM PLUVIAL: UM ESTUDO DE CASO.....784

MAPEAMENTO DE RISCO GEOTÉCNICO EM TERMINAL PORTUÁRIO NA COSTA VERDE DO RJ COM O USO DE MÉTODOS PROBABILÍSTICOS.....792

METODOLOGIA PARA MAPEAMENTO DE RISCO A MOVIMENTOS DE MASSA EM TALUDES RODOVIÁRIOS.....800

MITIGAÇÃO DE RISCOS GEOTÉCNICOS: ESTUDO DE CASO DE BARREIRA DINÂMICA REUTILIZÁVEL NA BR-376.....808

MODELAGEM DE RUPTURAS COM MÉTODO CEL PARA DIMENSIONAMENTO DE BARREIRAS FLEXÍVEIS EM TALUDES.....816

MODELAGEM TRIDIMENSIONAL PARA RETROANÁLISE DE RUPTURA EM CORTINA ATIRANTADA.....824

NUMERICAL ANALYSIS OF UNREINFORCED AND REINFORCED EMBANKMENT ON SOFT SOIL USING GEOSYNTHETICS AND ENCASED STONE COLUMNS.....831

PREVENÇÃO DE DESLIZAMENTOS EM ÁREAS DE RISCO: DIAGNÓSTICO DAS CAUSAS E APLICAÇÃO DE METODOLOGIA QUALITATIVA EM ENCOSTAS URBANAS DE RECIFE – PE.....839

PROJETO DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM GABIÕES PARA UM TALUDE DE CORTE EM VIÇOSA – MG.....847

PROPOSTA DE MÉTODO ALTERNATIVO PARA O DIMENSIONAMENTO DE CORTINAS ATIRANTADAS COM ANÁLISE DAS DEFORMAÇÕES.....855

PROPOSTA PARA ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTAS POR MEIO DE GRUPO DE ESTACAS DE GRANDE DIÂMETRO ESCAVADAS MANUALMENTE.....863

PROPOSTAS DE INTERVENÇÃO GEOTÉCNICA PARA CONTENÇÃO DE ENCOSTAS EM VITÓRIA–ES.....871

RESILIÊNCIA CLIMÁTICA APLICADA À SEGURANÇA DE ENCOSTAS NATURAIS EM REGIÕES DE CHUVAS EXTREMAS NO RS.....878

RETROANÁLISE DAS OCORRÊNCIAS DE MOVIMENTOS DE MASSA À LUZ DO PLANO MUNICIPAL DE REDUÇÃO DE RISCOS (PMRR) DE ILHÉUS–BA.....886

RETROANÁLISE PROBABILÍSTICA DE UM TALUDE DA FORMAÇÃO SERRA GERAL AFETADO POR CHUVAS INTENSAS.....893

RISCO GEOTÉCNICO DE UM TALUDE NA CIDADE DE TERESÓPOLIS-RJ: PROPOSIÇÃO DE CARTILHA ORIENTADORA.....900

RISCOS GEOTÉCNICOS E MUDANÇAS CLIMÁTICAS: VULNERABILIDADE E RESILIÊNCIA DE ENCOSTAS URBANAS NO RECIFE – PE.....908

RUPTURA PLANAR EM TALUDES ROCHOSOS: ABORDAGEM NUMÉRICA VIA ELEMENTOS FINITOS COM ELEMENTOS DE ALTA RAZÃO DE ASPECTO.....916

SIMULAÇÃO BIDIMENSIONAL DE QUEDA DE BLOCOS EM TALUDE RODOVIÁRIO NA CHAPADA DOS GUIMARÃES/MT.....924

SISTEMA INTEGRADO DE MITIGAÇÃO DE QUEDA DE BLOCOS EM ENCOSTA URBANIZADA: ESTUDO DE CASO DO MORRO DO QUETO (RJ).....932

SOLUÇÃO DE ATERRO CONFINADO DE SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHAS E BLOCOS SEGMENTAIS DE CONCRETO PARA APOIO DE ESCADA DE ACESSO.....940

SOLUÇÕES EM ENCOSTAS DE DIFÍCIL ACESSO: ESTUDO DE CASO DE APLICAÇÃO DE CONCRETO EM ROLO PARA ESTABILIZAÇÃO DE RUPTURA EM TORRE DE TRANSMISSÃO.....948

SURROGATE EQUATION FOR RAPID STABILITY ASSESSMENT OF LAYERED COHESIVE SLOPES.....956

SURROGATE EQUATION FOR RAPID STABILITY ASSESSMENT OF LAYERED FRICTIONAL SLOPES.....964

SUSCETIBILIDADE A DESLIZAMENTOS RASOS EM TRECHO DA SC-401 – SACO GRANDE E SANTO ANTÔNIO DE LISBOA, FLORIANÓPOLIS-SC.....972

TIRANTES AUTOINJETÁVEIS INCLINADOS PARA CONTENÇÃO E VERTICAIS EM LAJES DE SUBPRESÃO - CASO DE OBRA.....980

UTILIZAÇÃO DE CONTENÇÕES PARA OTIMIZAÇÃO DE ESPAÇO EM CIDADES COM GRANDE DENSIDADE POPULACIONAL.....989

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/1

A analogia do evento de queda de blocos em Banquete/RJ em 2018 com os EER´s Extremely Energetic Rockfalls

Paulo Pinheiro Castanheira Neto

Professor Assistente, UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, paulo.castanheira@eng.uerj.br

Armando Prestes De Menezes Filho

Professor Adjunto, UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, armando.prestes.filho@uerj.br

RESUMO: Este trabalho analisa a relação entre a modelagem de uma Queda de Blocos classificada como Intermediária e os efeitos físicos típicos de uma Queda de Blocos Extremamente Energética (Extremely Energetic Rockfall - EER), a partir do evento ocorrido em 2018 em Banquete/RJ. A metodologia baseia-se na reavaliação da modelagem de Castanheira Neto (2019) e na realização de múltiplas simulações numéricas no software Rocfall 2, buscando atingir os valores energéticos mínimos propostos para EER's. Os resultados indicam que o evento apresentou energia total de centenas de MJ, aproximadamente 200 vezes inferior às energias de referência usualmente associadas a EER's, dezenas de GJ. Ainda assim, os efeitos observados em campo, como fragmentação violenta do bloco, projeção de fragmentos a grandes distâncias e danos no entorno, mostraram-se compatíveis com EER's. Tentativas adicionais de modelagem visando alcançar os limiares energéticos clássicos não obtiveram sucesso. Conclui-se que eventos com energia significativamente inferior à proposta clássica podem gerar efeitos equivalentes aos de EER's, evidenciando limitações nos critérios energéticos adotados em análises de risco geológico.

PALAVRAS-CHAVE: Queda de blocos; Queda de blocos intermediária; Extremely Energetic Rockfalls; Modelagem numérica; Análise de risco.

ABSTRACT: This work analyzes the relationship between the modeling of an Extremely Energetic Rockfall (EER) and the typical physical effects of an Extremely Energetic Rockfall (EER), from the event that occurred in 2018 in Banquete/RJ. The methodology is based on the reassessment of Castanheira Neto's (2019) modeling and on the performance of multiple numerical simulations in the Rocfall 2 software, seeking to achieve the minimum energy values proposed for EER's. The results indicate that the event presented a total energy of hundreds of MJ, approximately 200 times lower than the reference energies usually associated with EER's, tens of GJ. Even so, the effects observed in the field, such as violent fragmentation of the block, projection of fragments at great distances and damage to the surroundings, were compatible with EER's. Additional modeling attempts to reach the classical energy thresholds were unsuccessful. It is concluded that events with energy significantly lower than the classical proposal can generate effects equivalent to those of EER's, evidencing limitations in the energy criteria adopted in geological risk analyses.

KEY WORDS: Rockfall; Intermediate rockfall; Extremely Energetic Rockfalls; Numerical modeling; Risk analysis.

1 INTRODUÇÃO

A intensificação da ocupação urbana em encostas rochosas e áreas de relevo acidentado tem ampliado significativamente os riscos associados aos movimentos gravitacionais de massa, com destaque para as quedas de blocos rochosos. Esses processos representam uma das principais ameaças naturais em ambientes montanhosos, devido à elevada energia cinética envolvida, à dificuldade de previsão precisa e à curta janela temporal entre a instabilização e o impacto.

As quedas de blocos caracterizam-se pela separação de fragmentos rochosos de um maciço, seguida de deslocamento predominantemente balístico, envolvendo fases de queda livre, rolamento, quique e deslizamento. A severidade dos danos associados a esses eventos está tradicionalmente relacionada à energia total do bloco, à sua massa, à altura de queda e à geometria do terreno.

No âmbito da literatura internacional, eventos classificados como Quedas de Blocos Extremamente Energéticas (Extremely Energetic Rockfalls – EER's) são considerados raros, porém de altíssimo potencial destrutivo. Esses fenômenos têm sido associados a energias da ordem de dezenas de GJ, sendo frequentemente comparados, em termos de efeitos, a processos explosivos naturais (De Blasio et al., 2018).

Entretanto, a análise de eventos recentes tem indicado que essa classificação estritamente energética pode não ser suficiente para explicar determinados cenários de dano. O evento ocorrido em abril de 2018 no distrito de Banquete, município de Bom Jardim/RJ, representa um caso emblemático, no qual um evento classificado energeticamente como intermediário produziu efeitos físicos e danos compatíveis com aqueles descritos para EER's. Um marco claríssimo deste evento foi uma pedra de peso aproximado 2Kg ter sido projetada a partir do ponto de impacto e atingido uma residência a 430m de distância. A Figura 1 a seguir, caracterizam bem a ocorrência em Banquete/RJ.



Figura 1 – Região da queda de bloco em Banquete / RJ (Castanheira Neto, 2019)

A Figura 2, a seguir, registra o provável ponto de desprendimento do bloco, evidenciação das fraturas e lascas, resultando em ponto recente de exposição após desprendimento do mesmo.



Figura 2 – Localização do ponto de desprendimento do bloco, com formação de lascas pelo intemperismo. (Castanheira Neto, 2019)

A Figura 3, abaixo, retrata a área de devastação após impacto e explosão.



Figura 3 – Área de devastação do pós impacto e explosão (Castanheira Neto, 2019)

Os círculos vermelhos destacam ao profissionais realizando a análise exploratória do evento. Serve para comparação e referência com o tamanho dos matacões resultantes.

O circulo laranja é onde se acredita que ocorreu o impacto, sobre o matacão existente, que foi deslocado para frente, no sentido da seta verde.

O raio azul limita os maiores blocos, além da ocorrência da fragmentação, blocos maiores, mais próximos deste limite radial podem ter sofrido acomodação e rolado.

Nesse contexto, este trabalho busca aprofundar a discussão sobre as limitações dos critérios energéticos clássicos e contribuir para o aprimoramento das metodologias de análise de risco geológico, especialmente em regiões tropicais caracterizadas por intenso intemperismo físico, químico e biológico e elevada densidade populacional.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A classificação e a análise de quedas de blocos rochosos têm sido discutidas na literatura geotécnica e geológica, com diferentes abordagens metodológicas ao longo das últimas décadas. Estudos pioneiros estabeleceram relações entre energia cinética, volume dos blocos e extensão da área afetada, fornecendo bases para a avaliação de perigo e risco.

Autores como De Blasio et al. (2018) definem as Quedas de Blocos Extremamente Energéticas como eventos associados a energias excepcionalmente elevadas, tipicamente superiores a vários GJ, capazes de produzir fragmentação intensa, crateras de impacto e extensa área de danos, utilizando a energia liberada no impacto como critério central de classificação, conforme apresentado na Figura 4.

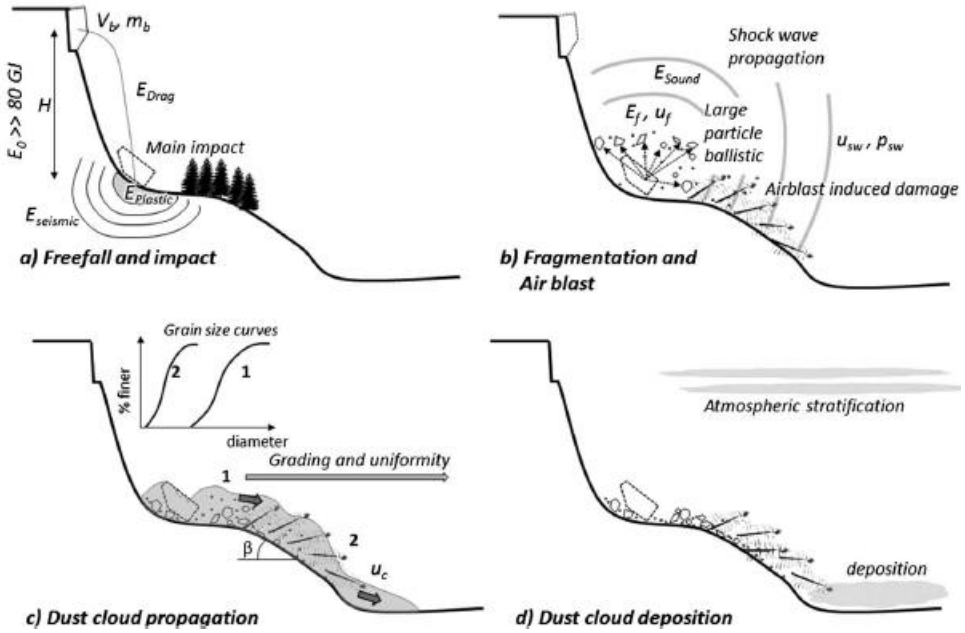


Figura 4 – Descrição de um EER. (De Blasio et al., 2018).

O fenômeno de um EER, ilustrado conceitualmente na Figura 4 acima, desdobra-se em quatro fases críticas interconectadas:

1. **Queda livre e impacto (*Freefall and impact*):** O bloco desprende-se com velocidades translacional e rotacional, sofrendo arrasto aerodinâmico. No impacto principal, a energia total gera deformação elastoplástica no substrato, dissipada em ondas sísmicas e deformação permanente.

2. **Fragmentação e onda de choque (Fragmentation and Air Blast)**: Sob alta taxa de deformação, a energia restante supera a tenacidade da rocha, gerando fragmentação catastrófica. O colapso dissipa energia em fraturamento e calor, projetando fragmentos em trajetórias balísticas. O deslocamento abrupto de ar induz uma onda de choque de alta pressão (*air blast*), causando danos severos no entorno.

3. **Propagação da nuvem de poeira (*Dust cloud propagation*)**: A cominuição extrema suspende finos na atmosfera. A nuvem atua como uma corrente de densidade turbulenta com segregação granulométrica (*grading*), expandindo o raio de impacto do evento.

4. **Deposição da nuvem de poeira (*Dust cloud deposition*)**: Sob perda de velocidade e estratificação atmosférica, as partículas finas decantam progressivamente, recobrindo a vegetação e consolidando o depósito turbulento.

Outros estudos enfatizam que a fragmentação no impacto pode amplificar significativamente os efeitos de um evento, independentemente da energia total inicialmente disponível, uma vez que a dissipação da energia depende da geometria do bloco, das propriedades mecânicas da rocha e das condições de impacto (Shen et al., 2017). A geração de múltiplos fragmentos com trajetórias independentes aumenta a área potencialmente atingida, elevando substancialmente o risco em áreas urbanizadas.

Carpinteri e Pugno (2002) discutem os mecanismos de fragmentação e dissipação de energia, destacando a importância da geometria do bloco e das propriedades mecânicas da rocha. A Figura 5, a seguir, registra os instantes durante e imediatamente após o impacto. (De Blasio et al., 2018).

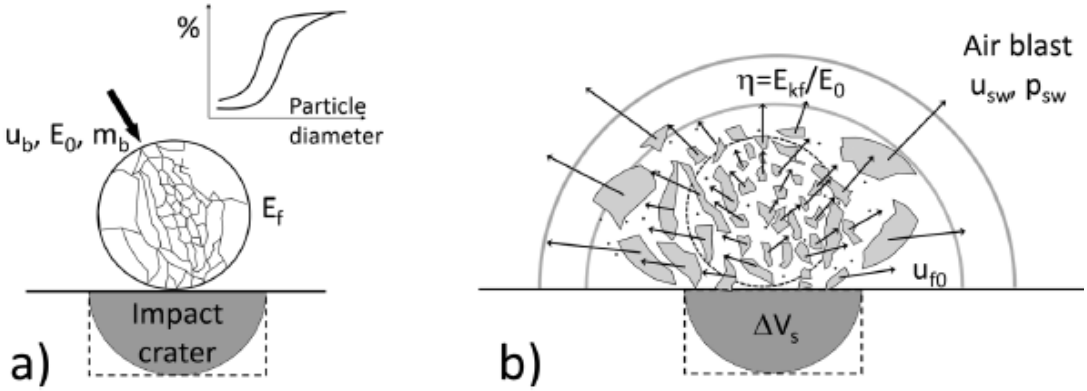


Figura 5 – Modelo dos fragmentos e crateras de impacto na fragmentação (De Blasio, 2018)

No contexto da literatura aplicada, estudos recentes têm destacado a necessidade de integrar modelagens numéricas detalhadas, observações de campo e análises pós-evento, de modo a refinar os critérios de classificação e aprimorar a avaliação do risco associado às quedas de blocos.

3 METODOLOGIA

A metodologia baseia-se na reavaliação da modelagem numérica de Castanheira Neto (2019) para o evento em Banquete/RJ. Inicialmente, analisou-se o contexto geológico e geomorfológico, focando na litologia granítica, fraturamento e intemperismo. Consideraram-se a geometria do talude (inclinação, altura e descontinuidades), a forma tridimensional estimada do bloco e a cinemática

inicial (velocidades translacionais e rotacionais). Esses dados advêm de sobrevoo com drone pós-evento, registro de imagens e nuvem de pontos, refinados nos programas MeshLab e AutoCAD para preservar as características do maciço.

A modelagem computacional foi conduzida no software RocFall 2. Diferentes cenários foram simulados variando sistematicamente os coeficientes de restituição (normal e tangencial), a rugosidade do talude e as condições de impacto. Foram realizadas centenas de milhares de simulações para explorar o envelope máximo de energia real. Adicionalmente, buscou-se reproduzir os efeitos de fragmentação e a eficiência da dissipação energética, tomando como referência os limiares clássicos internacionais para EER's.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados obtidos a partir da modelagem numérica indicaram que o evento de Banquete apresentou energia total máxima da ordem de 385 MJ para um bloco hipotético de 300.000,00 Kg, valor aproximadamente 200 vezes inferior às energias de referência usualmente associadas a Quedas de Blocos Extremamente Energéticas na literatura internacional. Mesmo após extensivas tentativas de ajuste dos parâmetros de modelagem, não foi possível atingir os limiares energéticos clássicos propostos por autores como De Blasio et al. (2018), que consideram 2.000 J/Kg. A simulação de Castanheira Neto (2019) resultou em 1.280 J/Kg.

A Figura 6 a seguir apresenta o gráfico de Energia Total obtido com um lançamento de 800.000 amostras através do programa RocFall 2, com eixos e curvas reajustados para assegurar a leitura nítida das trajetórias críticas e dos envelopes estatísticos.

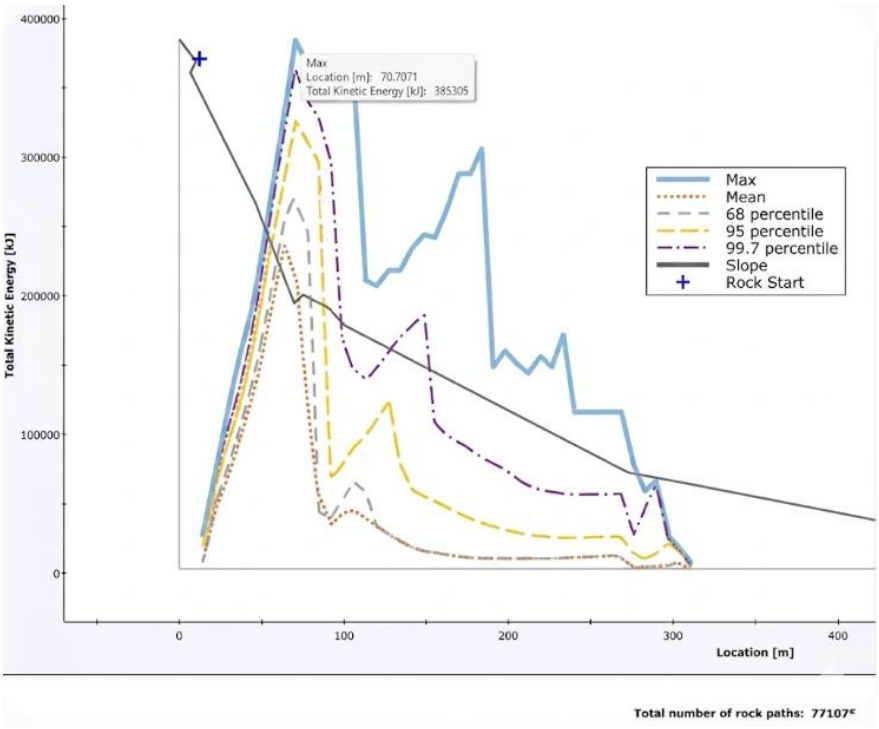


Figura 6 – Modelagem do evento de Banquete, Energia Total, 800 mil amostras (Castanheira Neto, 2026)

Essa impossibilidade de replicar numericamente os limiares energéticos dos EER's clássicos, contrastando com os severos danos observados em campo, evidencia limitações intrínsecas da modelagem computacional adotada no software RocFall 2. Por se tratar de uma ferramenta bidimensional baseada em abordagens de corpo rígido o programa apresenta as seguintes restrições analíticas:

1. **Ausência de Fragmentação Dinâmica:** O modelo assume que o bloco preserva sua integridade de massa e geometria invariáveis ao longo de todo o perfil do talude. Na realidade de Banquete/RJ, a fragmentação instantânea no primeiro choque atua como um sumidouro de energia mecânica, mas altera drasticamente as condições cinemáticas subsequentes, dividindo a massa original em fragmentos menores que adquirem velocidades de ejeção balística não computáveis em modelos de massa constante.
2. **Restrição Bidimensional (2D):** A análise assume uma seção transversal planar simétrica. Fenômenos tridimensionais, como o espalhamento lateral dos fragmentos ricocheteados, colisões inter-partículas no pós-impacto e desvios de rotação induzidos pela rugosidade espacial da encosta são omitidos, tendendo a superestimar ou restringir os vetores de energia.
3. **Simplificação dos Coeficientes de Restituição:** O RocFall 2 trata os quiques através de coeficientes globalizados que tentam embutir a deformação do terreno e a rugosidade de forma puramente empírica. No evento real, o impacto sobre um matacão preexistente funcionou como uma "plataforma rígida de ampliação de “quique”, gerando uma altíssima taxa de restituição instantânea e um acoplamento severo entre velocidade translacional e rotacional que desafia a linearidade matemática dos coeficientes normais e tangenciais padronizados.

O gráfico do RocFall 2 apresentado na *Figura 6* mostra a Energia Total Máxima, a Média e os percentis 99,7%, 95% e 68%, calculados direto das trajetórias sem assumir distribuição normal. Este trabalho adotou as energias máximas por se tratar de um evento de pico. Os principais saltos energéticos ligam-se a efeitos rotacionais, visíveis acima do percentil 68% e marcantes no de 95% e no máximo. Enquanto a média reflete o comportamento típico e o percentil 95% engloba o risco real sem extremos, o valor máximo mapeia trajetórias raras.

O confronto numérico com as hipóteses de De Blasio et al. (2018) confirmou que as energias e velocidades de Banquete qualificam-no apenas como um evento intermediário. Contudo, os danos em campo foram incompatíveis com essa classificação. Fatores como queda livre de 60 m, impacto sobre matacão preexistente (que ampliou a restituição) e baixa tenacidade por intemperismo mitigaram a dissipação inicial. Isso converteu a energia cinética em fragmentação intensa e ejeção balística a grandes distâncias. Logo, a mera quantificação energética é insuficiente; análises de risco geológico devem incorporar parâmetros cinemáticos, estruturais e geomorfológicos.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados obtidos neste trabalho demonstram que a classificação de quedas de blocos baseada exclusivamente em critérios energéticos apresenta limitações importantes para a adequada avaliação do risco geológico. O estudo do evento ocorrido no distrito de Banquete/RJ evidenciou que uma queda de blocos energeticamente classificada como intermediária, com energia total da ordem de 385 MJ, foi capaz de produzir efeitos físicos tipicamente associados a Quedas de

Blocos Extremamente Energéticas (EER's), como fragmentação violenta, devastação considerável do entorno resultante da explosão, ampla dispersão de fragmentos, atingindo residência posicionada em "área segura" pelos critérios de queda de blocos convencional, ou seja, por deslizamentos.

As análises realizadas indicam que fatores como o elevado grau de intemperismo do maciço rochoso, a geometria irregular do bloco, a altura de queda e as condições de impacto exerceram papel determinante na forma como a energia foi dissipada. Esses elementos favoreceram a conversão eficiente da energia cinética em fragmentação e projeção de fragmentos, ampliando substancialmente o alcance e o potencial destrutivo do evento, mesmo na ausência dos elevados limiares energéticos tradicionalmente descritos na literatura internacional.

Do ponto de vista prático, os resultados reforçam a necessidade de cautela na aplicação direta de limiares energéticos clássicos em análises de risco, especialmente em áreas urbanizadas situadas em ambientes tropicais. Metodologias que desconsideram aspectos geomorfológicos, estruturais e cinemáticos podem subestimar o perigo associado a eventos de menor energia total, mas com elevado potencial de dano

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Professores da UERJ, Rogério Feijó pela apresentação do tema que deu origem a este trabalho e Bruno Lima, pela disponibilização da infraestrutura computacional do Laboratório de Mecânica dos Solos da UERJ, essencial para a realização das simulações numéricas em condições extremas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CASTANHEIRA NETO, P. P. Queda de blocos no distrito de Banquete, Bom Jardim/RJ: análise e modelagem numérica. Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2019.

CARPINTERI, A.; PUGNO, N. A. One-dimensional scaling laws for fragmentation phenomena. International Journal of Fracture, v. 118, p.373–388, 2002.

DE BLASIO, F. V.; ELVERHØI, A.; ENGELAND, J.; HARBITZ, C. Extremely energetic rockfalls: mechanics, classification and implications. Natural Hazards and Earth System Sciences, v. 18, p.2487–2504, 2018.

SHEN, W.; ZHANG, L.; LI, H.; LIU, J. Fragmentation and energy dissipation of rockfalls during impact. Rock Mechanics and Rock Engineering, v. 50, p.3045–3061, 2017.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/2

Ações de Manutenção de Estruturas de Contenção na BR-459/SP no Âmbito do PROARTE/DNIT.

Alexandre Gil Batista Medeiros
Analista em Infraestrutura de Transportes, DNIT, Brasília, Brasil, alexandre.medeiros@dnit.gov.br

Alexandre Menezes Resque de Oliveira
Engenheiro Civil, DNIT, Brasília, Brasil, alexandre.menezes@dnit.gov.br

Gabriella Melo de Deus Vieira
Engenheira Civil, DNIT, Brasília, Brasil, gabriella.vieira@dnit.gov.br

Francesca Emmanuelle Leite Viana Abreu
Analista em Infraestrutura de Transportes, DNIT, Londrina, Brasil, francesca.abreu@dnit.gov.br

José Bruno Primo do Nascimento
Engenheiro Civil, DNIT, Brasília, Brasil, jose.primo@dnit.gov.br

RESUMO: O Programa de Manutenção e Reabilitação de Estruturas (PROARTE), desenvolvido pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), estabelece diretrizes técnicas para inspeção, monitoramento, manutenção e reabilitação das estruturas presentes na malha rodoviária federal sob sua administração. Entre os elementos contemplados pelo programa destacam-se as estruturas de contenção, fundamentais para garantir a estabilidade do corpo estradal, especialmente em regiões de relevo acidentado e suscetíveis a processos erosivos e movimentos de massa. Neste contexto, o presente trabalho apresenta um estudo de caso das ações de manutenção executadas em 34 estruturas de contenção localizadas entre os km 1,40 e 14,47 da rodovia BR-459/SP, no município de Piquete/SP. O trecho caracteriza-se por topografia montanhosa, restrições operacionais de acostamento e elevado regime pluviométrico, condições que favorecem processos de degradação em taludes e contenções. As estruturas analisadas incluem muros de arrimo em pedra argamassada, gabiões, contenções em solo grampeado verde, muros atirantados, enrocamentos e estruturas em solo-cimento ensacado. As intervenções abrangeram atividades de manutenção preventiva e corretiva, incluindo limpeza de dispositivos de drenagem, recomposição de juntas, aplicação de graute e instalação de drenos barbacã, contribuindo para a preservação da estabilidade geotécnica e da segurança operacional da rodovia.

PALAVRAS-CHAVE: Manutenção de Contenções, PROARTE, Estabilidade de Taludes, Infraestrutura Rodoviária, Gestão de Ativos Rodoviários.

ABSTRACT: The Maintenance and Rehabilitation Program for Structures (PROARTE), developed by the Brazilian National Department of Transport Infrastructure (DNIT), establishes technical guidelines for inspection, monitoring, maintenance, and rehabilitation of structures located within the federal highway network under DNIT administration. Among the elements addressed by the program, retaining structures play a key role in maintaining the stability of the roadway platform, particularly in regions with rugged topography and high susceptibility to erosion and mass movement processes. This paper presents a case study of maintenance actions performed on 34 retaining structures located between km 1.40 and km 14.47 of the BR-459/SP highway, in the municipality of Piquete, São Paulo State, Brazil. The analyzed segment is characterized by mountainous terrain, limited shoulder space, and intense rainfall regime, conditions that favor degradation processes in slopes and retaining systems. The structures include masonry retaining walls, gabion walls, green soil-nailing systems, anchored retaining walls, rockfill structures, and soil-cement bag structures. Maintenance activities involved preventive and corrective interventions such as cleaning drainage systems, joint reconstruction, grout application, and installation of weep holes, contributing to improved durability of the retaining structures and enhanced operational safety of the highway.

KEYWORDS: Retaining Structure Maintenance, PROARTE, Slope Stability, Highway Infrastructure, Asset Management.

1 INTRODUÇÃO

A estabilidade de taludes e estruturas de contenção constitui um dos principais desafios da engenharia geotécnica aplicada à infraestrutura rodoviária. Em rodovias implantadas em terrenos acidentados, os processos de intemperismo, erosão superficial e infiltração de água podem desencadear mecanismos de instabilidade capazes de comprometer a segurança da via e a integridade das estruturas de suporte da plataforma rodoviária.

Nesse contexto, programas sistemáticos de inspeção e manutenção assumem papel fundamental na gestão da infraestrutura rodoviária. A identificação precoce de manifestações patológicas permite a adoção de intervenções preventivas e corretivas capazes de evitar a evolução de danos estruturais e reduzir custos de recuperação em longo prazo.

O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), através do PROARTE, desenvolve diversas ações voltadas à conservação e reabilitação de estruturas rodoviárias, incluindo obras de contenção associadas a cortes e aterros. No âmbito dessas atividades, foi realizado um levantamento técnico detalhado de estruturas de contenção ao longo da BR-459/SP, com o objetivo de avaliar suas condições de conservação e definir intervenções de manutenção necessárias.

O presente trabalho apresenta um estudo de caso referente à análise dessas estruturas, abrangendo o diagnóstico das principais manifestações patológicas observadas e a definição das intervenções de manutenção executadas.

2 CARACTERIZAÇÃO DO TRECHO

2.1 Localização

O trecho analisado situa-se na rodovia BR-459, no estado de São Paulo, abrangendo diversas estruturas de contenção implantadas em segmentos com taludes de corte e aterro. Para o presente estudo foram consideradas as contenções localizadas ao longo da rodovia supracitada (Tabela 1), sendo registradas suas coordenadas geográficas, dimensões geométricas e tipologias estruturais.

Tabela 1. Dados do trecho da rodovia inspecionada.

Rodovia:	BR-459/SP
Trecho:	Município de Piquete/SP
Segmento:	km 1,40 – km 14,47
Extensão:	13,07 km
UL:	São Paulo

2.2 Identificação dos pontos de manutenção

A identificação dos pontos de manutenção foi realizada por meio de inspeções técnicas de campo, nas quais foram avaliadas as condições estruturais e funcionais das contenções. A partir do reconhecimento de manifestações patológicas e de processos de degradação, foram definidos os locais que demandavam intervenções de manutenção preventiva ou corretiva, os quais foram sistematizados em inventário técnico das estruturas analisadas.

2.3 Tipologia das Estruturas de Contenção

Foram identificadas diversas tipologias estruturais ao longo do trecho, incluindo muros de arrimo em pedra argamassada, gabiões, solo grampeado verde, muros atirantados, enrocamentos, contenções em solo-cimento ensacado, entre outras.

3 INTERVENÇÕES DE MANUTENÇÃO EXECUTADAS

Com base no diagnóstico obtido durante as inspeções de campo e na caracterização das condições de conservação das estruturas de contenção, foram definidas e executadas intervenções de manutenção com caráter predominantemente preventivo e corretivo, de acordo com a Norma DNIT 010/2024 – PRO. *Inspeção Extraordinária*.

Essas intervenções tiveram como objetivo restabelecer as condições adequadas de funcionamento estrutural e hidráulico das contenções, garantindo a estabilidade dos taludes adjacentes e a segurança da plataforma rodoviária. Entre os serviços realizados destacam-se atividades de limpeza e desobstrução de dispositivos de drenagem, remoção de vegetação invasiva, recomposição pontual de elementos estruturais, recuperação superficial de estruturas em concreto ou alvenaria de pedra e melhorias nos dispositivos de drenagem superficial. A sistematização dessas intervenções permitiu consolidar um panorama das ações de manutenção executadas ao longo do trecho analisado, conforme apresentado na Tabela 2.

Tabela 2. Resumo dos pontos de contenção contemplados.

Código	Identificação	km	Extensão (m)	Altura (m)	Patologias	Soluções	Contenção
1	Muro de Arrimo	1,40	37,60	2,20	Limpeza e manutenção	Limpeza, caiação. Reconstituição da pedra.	
					Drenagem ineficiente	Valeta de proteção.	
2	Muro de Arrimo	1,65	20,00	2,00	Limpeza e manutenção	Limpeza, caiação. Reconstituição da pedra.	
					Drenagem ineficiente	Valeta de proteção.	
3	Muro de Arrimo	1,70	10,10	0,90	Limpeza e manutenção	Limpeza, caiação. Reconstituição da pedra.	
4	Muro de Arrimo	1,74	9,50	0,60	Limpeza e manutenção	Limpeza, caiação. Reconstituição da pedra.	
5	Muro de Arrimo	1,90	39,30	1,30	Limpeza e manutenção	Limpeza, caiação. Reconstituição da pedra.	
6	Muro de Arrimo	1,98	79,40	0,90	Limpeza e manutenção	Limpeza, caiação. Reconstituição da pedra.	
7	Rip Rap	2,45	8,00	6,00	Limpeza e manutenção	Limpeza, caiação. Reconstituição do meio-fio. Concreto para recuperação de elementos.	

Código	Identificação	km	Extensão (m)	Altura (m)	Patologias	Soluções	Contenção
					Drenagem ineficiente	Valeta de proteção e descida d'água.	
					Erosão	Contenção em solo-cimento	
8	Solo Grampeado Verde	2,90	23,00	18,00	Limpeza e manutenção	Limpeza de descida d'água, de sarjeta e meio-fio.	
					Drenagem ineficiente	Valeta de proteção e descida dágua.	
9	Muro de Arrimo	3,25	4,50	1,90	Limpeza e manutenção	Limpeza, caiação. Reconstituição da pedra.	
10	Rip Rap	3,30	15,00	6,00	Limpeza e manutenção	Limpeza, caiação. Concreto para recuperação de elementos.	
					Drenagem ineficiente	Valeta de proteção e descida dágua.	
					Erosão	Contenção em solo-cimento.	
11	Muro de Arrimo	3,30	52,30	2,20	Limpeza e manutenção	Limpeza, caiação. Reconstituição da pedra.	
					Drenagem ineficiente	Valeta de proteção.	
12	Muro de Arrimo	3,35	20	2,2	Limpeza e manutenção	Limpeza, caiação. Reconstituição da pedra.	
13	Muro de Arrimo	3,5	40,3	2,5	Limpeza e manutenção	Limpeza, caiação. Reconstituição da pedra.	
14	Muro Atirantado	5,4	31,6	2,9	Limpeza e manutenção	Limpeza, caiação. Reconstituição da pedra.	
					Drenagem ineficiente	Valeta de proteção e descida dágua.	
15	Muro Atirantado	5,65	103,6	4,9	Limpeza e manutenção	Limpeza, caiação.	

Código	Identificação	km	Extensão (m)	Altura (m)	Patologias	Soluções	Contenção
					Drenagem ineficiente	Drenos barbacã.	
16	Solo Grampeado Verde	5,85	118,3	44	Limpeza e manutenção	Limpeza de descida d'água, de sarjeta e meio-fio.	
					Drenagem ineficiente	Valeta de proteção e descida d'água.	
17	Enrocamento	5,85	31	12	Limpeza e manutenção	Limpeza, caiação. Reconstituição do meio-fio. Concreto para recuperação de elementos. Recomposição do enrocamento.	
18	Muro de Gabião	5,85	20	4	Limpeza e manutenção	Limpeza.Concreto para recuperação de elementos. Recomposição do gabião.	
					Drenagem ineficiente	Valeta de proteção e descida dágua.	
19	Solo Grampeado Verde	6,1	35	21	Limpeza e manutenção	Limpeza de descida d'água, de sarjeta e meio-fio.	
					Drenagem ineficiente	Valeta de proteção e descida dágua.	
20	Muro de Arrimo	6,5	38,9	8	Limpeza e manutenção	Limpeza, caiação. Reconstituição da pedra.	
21	Muro de Arrimo	7,93	63,8	4	Limpeza e manutenção	Limpeza, caiação. Reconstituição da pedra.	
22	Muro Atirantado	8	28	7	Limpeza e manutenção	Limpeza, caiação. Desobstrução de drenos.	

Código	Identificação	km	Extensão (m)	Altura (m)	Patologias	Soluções	Contenção
23	Muro de Arrimo	8,3	34,3	5,3	Limpeza e manutenção	Limpeza, caiação. Reconstituição da pedra.	
24	Rip Rap	8,54	12	7	Limpeza e manutenção	Limpeza. Concreto para recuperação de elementos.	
					Drenagem ineficiente	Valeta de proteção e descida dágua.	
					Erosão	Contenção em solo-cimento.	
25	Rip Rap	8,55	12	5,5	Limpeza e manutenção	Limpeza. Concreto para recuperação de elementos.	
					Drenagem ineficiente	Valeta de proteção e descida dágua.	
					Erosão	Contenção em solo-cimento.	
26	Rip Rap	8,57	15,5	4	Limpeza e manutenção	Limpeza. Concreto para recuperação de elementos.	
					Drenagem ineficiente	Valeta de proteção e descida d'água.	
					Erosão	Contenção em solo-cimento.	
27	Muro de Gabião	8,7	13,8	2	Limpeza e manutenção	Limpeza. Recomposição do gabião. Recomposição de enrocamento.	
28	Muro de Gabião	8,72	65,4	2	Limpeza e manutenção	Limpeza. Recomposição do gabião. Recomposição de enrocamento.	
29	Muro Atirantado	8,72	163,8	13,5	Limpeza e manutenção	Limpeza, caiação. Recomposição da cabeça dos tirantes. Aço.	
					Drenagem ineficiente	Drenos barbacã.	
30	Rip Rap (condenado)	9,6	39,4	20	Limpeza e manutenção	Limpeza. Concreto para recuperação de elementos.	
					Drenagem ineficiente	Valeta de proteção e descida dágua.	
					Erosão	Contenção em solo-cimento.	
31	Rip Rap (condenado)	11,4	3	1,5	Limpeza e manutenção	Limpeza. Caiação. Concreto para	

Código	Identificação	km	Extensão (m)	Altura (m)	Patologias	Soluções	Contenção
						recuperação de elementos.	
					Drenagem ineficiente	Valeta de proteção, descida dágua e drenos barbacã.	
					Erosão	Enrocamento e pedra argamassada.	
32	Muro de Arrimo	13,7	719,3	2,4	Limpeza e manutenção	Limpeza. Caiação. Aço e concreto para recuperação de elementos.	
					Drenagem ineficiente	Valeta de proteção e descida dágua.	
					Nova solução	Biomanta (fibras de coco). Tela metálica.	
33	Concreto Projetado	14,4	51,8	25	Limpeza e manutenção	Limpeza. Desobstrução de drenos.	
34	Muro de Arrimo	14,5	137,3	2,4	Limpeza e manutenção	Limpeza. Caiação. Desobstrução de drenos.	

4 METODOLOGIA

A metodologia adotada para avaliação das estruturas baseou-se em inspeções técnicas de campo associadas ao levantamento das características geométricas e estruturais das contenções existentes, conforme preconiza a IN Nº 9/2022. Para cada estrutura foram registradas informações como:

- Localização (quilometragem da rodovia);
- Tipologia estrutural;
- Dimensões geométricas (altura, extensão e espessura);
- Condições de conservação;
- Presença de dispositivos de drenagem;
- Manifestações patológicas observadas.

Com base nesse diagnóstico foram definidos os serviços de manutenção necessários para cada estrutura, considerando intervenções de caráter preventivo e corretivo, destacam-se os principais serviços previstos:

- Limpeza de superfícies de concreto por jateamento de água sob pressão;
- Remoção de vegetação invasiva;
- Limpeza de sarjetas e dispositivos de drenagem;
- Poda de árvores e roçada;
- Recomposição de elementos estruturais em pedra argamassada;
- Recuperação de dispositivos de drenagem;

- Aplicação de caiação e pintura protetiva.

Esses serviços visam restaurar as condições de funcionamento das estruturas e prevenir processos de degradação estrutural.

5 ANÁLISE DAS INTERVENÇÕES EXECUTADAS

A análise das intervenções realizadas nas estruturas de contenção ao longo do trecho da BR-459/SP evidencia que a maioria das ações de manutenção está associada a atividades de conservação preventiva e restauração das condições adequadas de drenagem superficial e subsuperficial. As inspeções realizadas indicaram que grande parte das manifestações observadas está relacionada ao crescimento de vegetação nas superfícies das estruturas e nas juntas construtivas, ao acúmulo de sedimentos em dispositivos de drenagem e à presença de materiais depositados junto à base das contenções.

Entre os serviços mais recorrentes destacam-se a limpeza de superfícies estruturais por meio de jateamento de água sob pressão, remoção de vegetação invasiva em frestas e juntas, roçada manual nas áreas adjacentes às contenções e desobstrução de dispositivos de drenagem, como sarjetas, descidas d'água e bueiros. Essas intervenções têm como objetivo principal restabelecer o adequado funcionamento hidráulico das estruturas, reduzindo a infiltração de água no maciço e minimizando processos erosivos e degradação dos elementos estruturais.

Além das atividades de manutenção rotineira, foram identificadas situações pontuais que demandaram serviços de recomposição estrutural, como reconstrução de trechos em pedra argamassada, reforço de enrocamentos e execução localizada de contenções em solo-cimento ensacado. Em estruturas de maior porte, como muros atirantados e taludes em solo grampeado, as intervenções envolveram ainda a limpeza e desobstrução de drenos, além da aplicação de pintura protetiva e manutenção superficial do concreto (IPT, 1991).

De forma geral, os resultados demonstram que a maior parte das patologias observadas apresenta evolução lenta e está diretamente associada à ausência ou deficiência de manutenção periódica. Nesse contexto, a adoção de programas sistemáticos de inspeção e conservação preventiva mostra-se fundamental para garantir o desempenho estrutural das contenções e prolongar sua vida útil.

6 CONCLUSÕES

As ações de manutenção executadas nas estruturas de contenção da BR-459/SP demonstram a importância da manutenção preventiva sistemática para garantir a estabilidade geotécnica do corpo estradal. A aplicação das diretrizes do PROARTE permitiu a identificação precoce de patologias e a execução de intervenções corretivas adequadas, contribuindo para a preservação da integridade estrutural das contenções e para a segurança operacional da rodovia.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), em especial à CGMRR e COMEC, além da Superintendência Regional de São Paulo, pelo apoio institucional e pela disponibilização das informações técnicas que subsidiaram o presente estudo. Agradecem também às equipes técnicas responsáveis pelas inspeções de campo e pela elaboração dos relatórios de vistoria, cuja contribuição foi fundamental para a análise geotécnica e sistematização dos resultados apresentados neste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (2022). Instrução Normativa DNIT 9/2022. *Procedimentos PROARTE*.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (2024). Norma DNIT 010/2024 – PRO. *Inspeção Extraordinária*.

Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT (1991). *Manual de Geotecnia – Taludes de Rodovias: Orientação para Diagnóstico e Soluções de seus Problemas*. São Paulo.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/3

Alternativas de estabilização de talude em Vitória-ES

Gissele Rocha
Engenheira Geotécnica, Statum Geotecnia, Belo Horizonte, Brasil, gissele.rocha@statum.eng.br

Dorval Horta
Engenheiro Geológico, Statum Geotecnia, Belo Horizonte, Brasil, dorval.horta@statum.eng.br

Igor Andrade
Engenheiro Geotécnico, Statum Geotecnia, Belo Horizonte, Brasil, igor.andrade@statum.eng.br

Hermando Brito
Engenheiro Geotécnico, Vale S.A,, Espírito Santo, Brasil, hermando.brito@vale.com

RESUMO: A estabilização de taludes é uma prática essencial em projetos de infraestrutura linear, como rodovias e ferrovias, especialmente em regiões suscetíveis a processos erosivos e instabilizações geotécnicas. Este artigo apresenta os resultados do estudo de alternativas para estabilização geotécnica do talude localizado no município de Vitória-MG. A área estudada apresenta solos de alteração do arenito pertencente ao Grupo Barreiras, afetados por erosões e deficiência de drenagem superficial. Foram avaliadas três soluções de engenharia: (1) solo grampeado, (2) cortina atirantada, e (3) solução mista (solo grampeado + cortina atirantada). As análises atenderam à ABNT NBR 11.682/2009, sendo que todas as alternativas alcançaram fatores de segurança (FS) ≥ 1,50. A Alternativa 03 apresentou maior fator de segurança, porém com maior custo e complexidade. A Alternativa 01 se destacou por sua execução mais simples, menor impacto ambiental e financeiro, sendo considerada a solução adequada com menor escore (19) na matriz de impacto do estudo. Adicionalmente, foi previsto um sistema de drenagem superficial comum às três alternativas para assegurar o desempenho a longo prazo. Este estudo representou uma etapa preliminar de engenharia, com soluções sujeitas a ajustes conforme os resultados de futuras investigações geotécnicas. A abordagem adotada permitiu a escolha técnica embasada e sustentável, considerando os múltiplos aspectos que envolvem obras de estabilização em infraestruturas ferroviárias críticas.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade, Talude, Segurança.

ABSTRACT: Slope stabilization is an essential practice in linear infrastructure projects, such as highways and railways, especially in regions susceptible to erosive processes and geotechnical instabilities. This paper presents the results of a study on alternatives for geotechnical stabilization of the slope located in the municipality of Vitória-ES. The area of study consists of altered soils of sandstone belonging to the Barreiras Group, affected by erosion and deficient surface drainage. Three engineering solutions were evaluated: (i) anchored soil, (ii) tieback wall, and (iii) mixed solution (anchored soil + tieback wall). Analyses were conducted in accordance with ABNT NBR 11.682/2009, and all alternatives achieved safety factors (FS) ≥ 1.50. Alternative 03 exhibited the highest FS but also the greatest cost and complexity. Alternative 01 stood out as the most feasible solution, with lower environmental and financial impacts, achieving the lowest score (19) in the impact matrix. In addition, a surface drainage system is planned for all three alternatives to ensure long-term geotechnical performance. This study represents a preliminary stage of engineering design, with solutions subject to adjustments depending on the results of future geotechnical investigations. The adopted approach enabled a technically sound and sustainable choice, considering the multiple aspects involved in stabilization works for critical railway infrastructure.

KEYWORDS: Stability, Slope, Safety.

1 INTRODUÇÃO

Em projetos ferroviários, a estabilidade de taludes é um tema crítico, sendo amplamente abordada na literatura técnica e em normas específicas (ABNT NBR 11682, 2009; Hoek & Bray, 1981; Duncan & Wright, 2005; FRA, 2009). Taludes instáveis além de representarem riscos significativos à segurança de pessoas, à operação de empreendimentos e ao meio ambiente, podem ainda resultar em acidentes, paralisações logísticas e altos custos de reparo (Terzaghi et al., 1996; Network Rail, 2013). Por isso, estudos técnicos adequados, que considerem critérios geológicos, hidrológicos, econômicos e ambientais, são fundamentais para garantir a sustentabilidade e a eficiência de soluções de contenção e estabilização (FHWA, 2003; ABGE, 2010).

No município de Vitória-ES, foi identificado um trecho da ferrovia em instabilidade, exigindo estudos detalhados para definição de intervenções adequadas. De acordo com o histórico do local e da inspeção realizada em campo, a área em questão foi afetada por escorregamentos, erosões e ineficiência dos dispositivos de drenagem superficial, que comprometeram a segurança e trafegabilidade da linha férrea, necessitando de levantamentos, estudos e intervenções imediatas para sua estabilização.

O presente artigo apresenta o estudo de alternativas para estabilização do talude, integrando diagnóstico geológico-geotécnico, análises de estabilidade, custos e impactos ambientais no qual são apresentadas alternativas para a sua estabilização, juntamente com a respectiva solução de drenagem superficial. Cabe destacar que todos os dados geológico-geotécnicos, nesta etapa de trabalho, basearam-se em observações de campo, na geologia regional e nos dados de investigações realizadas próximo a área de estudo.

2 METODOLOGIA

2.1 Estudos Geológicos

A área de mapeamento foi definida no entorno do talude e apresentou ocorrência de solos de alteração do arenito pertencente ao Grupo Barreiras. O mapa geológico-geotécnico elaborado para a região do talude de estudo é apresentado na Figura 1.

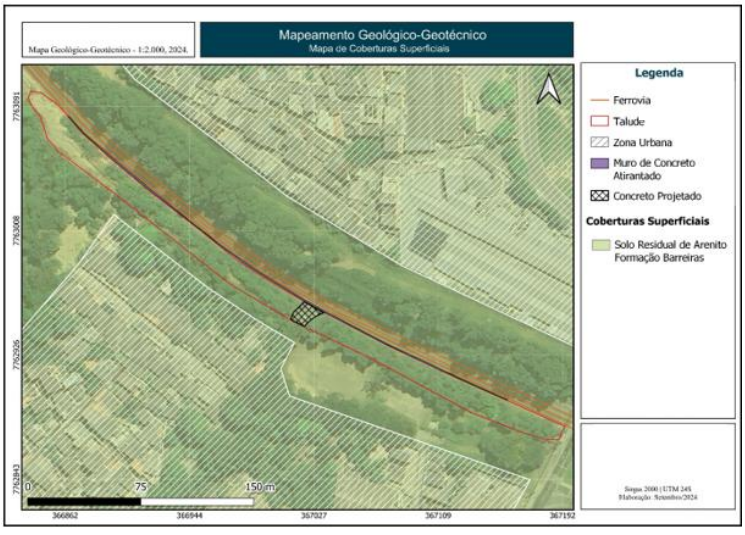


Figura 1. Mapa geológico-geotécnico de coberturas superficiais elaborado para a região do Talude Vitória.

2.1.1 Solo Residual de Arenito

Os produtos de alteração do arenito representam a ocorrência mais abundante em superfície no talude mapeado, e são associados ao Grupo Barreiras. Trata-se de um material areno-siltoso, localmente arenoso com presença de pedregulhos, de coloração rosada, apresentando tons mais amarelados nos locais onde é encontrado sob grau de alteração mais elevado (Figura 2).



Figura 2. Afloramentos de alteração do arenito, com coloração amarelada e rosada, identificados durante o mapeamento geológico-geotécnico da área.

2.2 Estudos Geotécnicos

O talude é formado por maciço terroso, com características granulométricas arenosas a siltosas. No entanto, em função da ausência, nesta fase de estudo, de investigações geológico-geotécnicas, algumas considerações foram necessárias para a definição dos parâmetros geotécnicos dos materiais que o compõem. Salienta-se que nessa fase do estudo, de modo conservador, considerou-se todo o talude composto por solo residual.

A priori, para definição dos parâmetros de resistência do solo residual, foram realizadas correlações com os valores de N_{SPT} referente as investigações realizadas próximo a área de estudo. Porém, devido a presença de concreções no solo, o valor obtido pode ser incoerente com a realidade, com isso, para uma melhor assertividade, foi realizada retroanálise na seção de estudo. Na Tabela 1, é apresentada a compilação dos parâmetros geotécnicos do material estimado para as análises de estabilidade da condição atual do talude, tais como peso específico natural (γ_{nat}), coesão efetiva (c') e ângulo de atrito interno efetivo (ϕ').

Para fase futura do estudo, foi elaborado um plano de investigações para identificar o perfil litológico do terreno, bem como os índices físicos e parâmetros de resistências dos materiais componentes do maciço em estudo.

Tabela 1. Parâmetros Considerados (Retroanálise).

Material	γ_{nat} (kN/m^3)	c' (kPa)	ϕ'(°)
Solo Residual de Arenito	20	15	32

2.3 Modelo Geológico-Geotécnico

O modelo geológico-geotécnico da seção de análise do talude foi desenvolvido considerando-se os dados obtidos no mapeamento, no diagnóstico geológico-geotécnico, na topografia, bem como na geologia regional presente mapeamento geológico do Espírito Santo, elaborado pelo Departamento de Geologia da Superintendência Regional de Belo Horizonte (CPRM, 2014). Vale ressaltar que o modelo geológico-geotécnico preliminar contempla o afloramento de solo de alteração de arenito, pertencente ao Grupo Barreiras, bem como sua continuidade em profundidade, incorporado às variações litológicas de alteração desse litotipo (solo residual e saprolito).

A Figura 3 ilustra a representação em planta da seção do modelo geológico-geotécnico do Talude, enquanto a Figura 4, o perfil do modelo desenvolvido para avaliação da estabilidade do talude, cujas análises são apresentadas nos itens conseguintes. Ressalta-se que para escolha da seção crítica, foi levado em consideração a inclinação e altura do talude.

Observa-se que, uma vez que não há informações relacionadas aos tirantes instalados ao longo do muro de concreto na base do talude, este estudo optou por desconsiderá-los nas análises para definição das alternativas de forma conservadora.

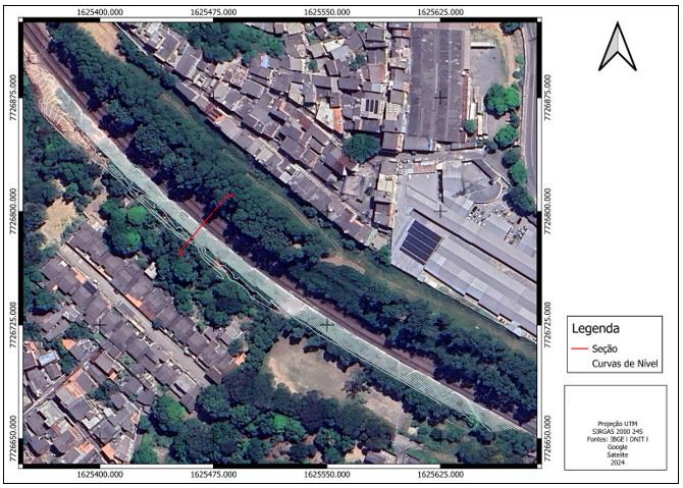


Figura 3. Representação, em planta, da seção de análise do Talude.

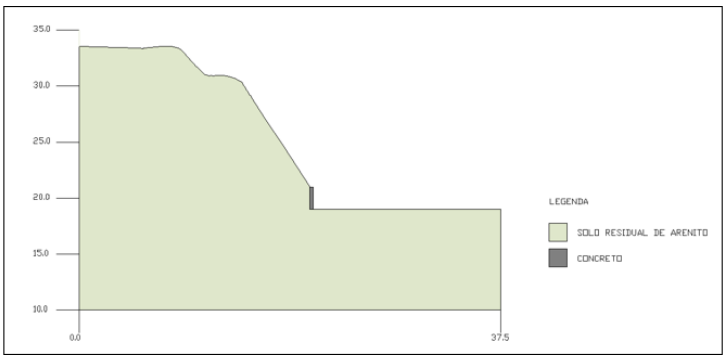


Figura 4. Perfil geológico-geotécnico do Talude.

3 ALTERNATIVAS PROPOSTAS

O talude em estudo se trata de um talude de corte subverticalizado, com altura total de, aproximadamente, 15,00 m, com presença de cobertura vegetal e existência de estrutura ferroviária a jusante.

As análises de estabilidade foram desenvolvidas considerando-se os critérios discriminados na norma ABNT NBR 11.682/2009, que apresenta as diretrizes para a estabilidade de encostas. Avaliou-se três diferentes métodos de análises (Spencer, Morgenstern e Sarma), sendo considerados como fatores de segurança resultantes as análises obtidas por Sarma. Ademais, foram considerados os níveis de segurança alto, referente a perda de vidas humanas, e médio, referente a danos materiais e ambientais, uma vez que a instabilização do talude pode inviabilizar a operação da ferrovia por um período. Portanto, definiu-se, como valor de fator de segurança (FS) mínimo admissível para o talude, 1,50. Em função das características do solo identificado na região do talude, as análises de estabilidade foram conduzidas admitindo-se análises não circulares.

Para a condição atual do talude, como não foi identificado surgência na base, o NA foi inferido em maior profundidade. Realizou-se a análise de sensilibilidade do nível d'água e verificou-se que ele não influencia nos resultados das análises. A posição da freática adotada pode ser visualizada nas alternativas apresentadas nos itens subsequentes.

Vale observar que, as soluções propostas nas três alternativas, foram aplicadas acima do muro existente. O muro presente na base do talude foi mantido, uma vez que não é possível afirmar que a sua remoção poderá ou não desencadear alguma movimentação no talude, por isso foi prevista a instalação de duas linhas de grampo (na base e no topo). Chama-se a atenção que em alguns trechos do muro, os tirantes foram danificados (romperam ou perderam a proteção da cabeça do tirante), podendo ser observada pequena movimentação entre alguns desses módulos. Recomenda-se que esses tirantes sejam recuperados e se necessário sejam instalados novos tirantes para substituição dos tirantes danificados.

Ressalta-se que foi considerada sobrecarga no talude, segundo a norma NBR 11.682/2009 que preconiza que em toda obra de contenção deverá ser adotada uma sobrecarga acidental mínima de 20 kPa.

3.1 Alternativa 01 – Solo Grampeado

Para esta alternativa é proposta a execução de linhas de grampo (solo/rocha grampeado), de maneira a garantir a estabilidade do maciço. O solo grampeado é uma técnica passiva de reforço do terreno natural ou escavado que consiste, basicamente, na intrusão do grampo no terreno, sendo a estabilidade assegurada pelas forças de atrito que se desenvolvem na interface solo-grampo. Os grampos, por serem elementos passivos, só são mobilizados quando ocorre deformação da massa de solo reforçada.

Para a execução da estabilização, foi considerada a instalação de 8 linhas, com comprimento de 9,00 m, inclinação de 15º em relação à horizontal, no qual foram distribuídos em duas malhas, sendo, as 06 primeiras linhas (topo para a base) com uma malha de 1,80 m na vertical por 2,00 m na horizontal, e as últimas 02 linhas (porção inferior do talude) com malha de 1,50 m na vertical por 2,00 m na horizontal. Além disso, as análises foram desenvolvidas adotando-se barras de aço GEWI 32 mm (ou similar), instaladas em furos com diâmetro de 100 mm (Figura 5). Ademais, como proteção de face do talude, sugere-se a implantação de geocomposto formado por geomanta e tela metálica ou a execução de concreto projetado, a fim de se evitar carreamento de solo, conter processos erosivos existentes e prevenir contra o desencadeamento de novos processos instabilizantes. Indica-se também a instalação de barbacãs na base do talude, de maneira a drenar eventuais fluxos percolados no talude.

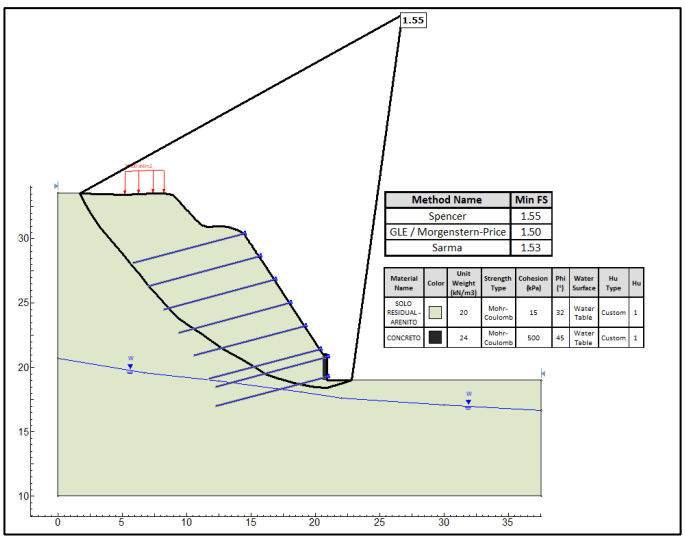


Figura 5. Solo Grampeado – Ruptura não circular.

3.2 Alternativa 02 – Viga/Cortina Atirantada

A solução de engenharia proposta como Alternativa 02 consiste na execução de linhas de tirantes em toda face do talude, sendo executado como vigas/cortinas atirantadas, este último na porção inferior do maciço, de forma a garantir a estabilidade global. A viga/cortina atirantada é uma técnica ativa de estabilização de maciços terrosos e rochosos que consiste, basicamente, na intrusão do tirante e a sua protenção no maciço, sendo o elemento intrusivo dividido em dois trechos: o livre e o ancorado em uma zona resistente (bulbo de tensão).

Para a execução da estabilização, foi definido tratamento composto por 8 linhas de tirantes, sendo as 06 primeiras (topo para a base) considerando vigas atirantadas, com 9,00 m de comprimento, possuindo um trecho ancorado de 50%, inclinação de 15º em relação à horizontal, distribuídos em uma malha de 1,80 m na vertical e 2,0 m na horizontal. Já as últimas duas linhas, com emprego de cortina atirantada, com comprimento de 8,00 m, possuindo um trecho ancorado de 50 %, inclinação de 20° em relação a horizontal e uma malha de 1,50 m

na vertical e 2,0 m na horizontal. Além disso, as análises foram desenvolvidas adotando-se barras de aço GEWI 32 mm (ou similar), instaladas em furos com diâmetro de 100 mm (Figura 6). Ademais, como proteção de face do talude, sugere-se a implantação de concreto projetado, para se evitar carreamento de solo, conter processos erosivos existentes e prevenir contra o desencadeamento de novos processos instabilizantes.

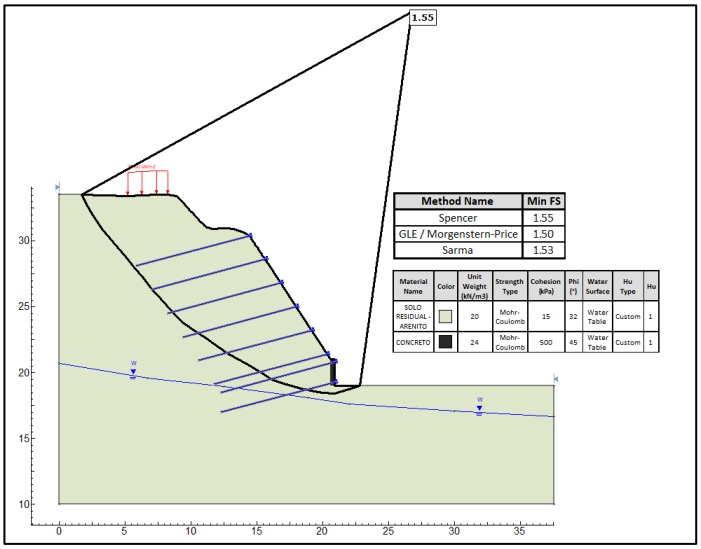


Figura 6. Viga/Cortina Atirantada – Ruptura não circular.

3.3 Alternativa 03 – Solução Mista (Solo Grampeado + Cortina Atirantada)

Para a Alternativa 03 é proposta uma solução mista, com a junção das alternativas 01 e 02 apresentadas nos itens 3.1 e 3.2. Para a execução do solo grampeado, foi considerada a instalação de 7 linhas (topo para a base), com comprimento de 9,00 m, inclinação de 15º em relação à horizontal, no qual foram distribuídos em uma malha 1,50 m na vertical por 2,00 m na horizontal.

Já para execução da cortina atirantada, foi definido tratamento composto por 2 linhas de tirantes, com 9,00 m de comprimento, possuindo um trecho ancorado de 50%, inclinação de 15º em relação à horizontal, distribuídos em uma malha de 1,50 m na vertical e 2,0 m na horizontal (Figura 7).

Além disso, as análises para o grampeamento e para a cortina atirantada foram desenvolvidas adotando-se barras de aço GEWI 32 mm (ou similar), instaladas em furos com diâmetro de 100 mm. Como proteção de face do talude, sugere-se a implantação de geocomposto formado por geomanta e tela metálica ou a execução de concreto projetado.

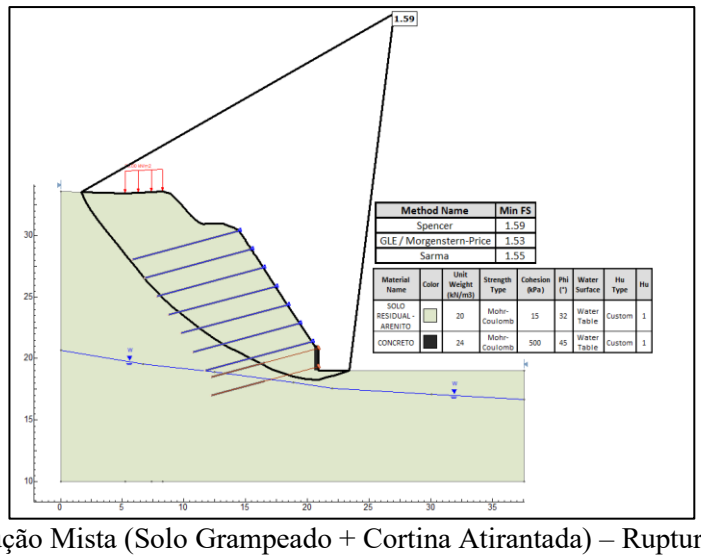


Figura 7. Solução Mista (Solo Grampeado + Cortina Atirantada) – Ruptura não circular.

3.4 Matriz de Impacto

Segundo a NBR 11.682 (ABNT, 2009), a escolha da solução a ser adotada no projeto de estabilização deve levar em conta a caracterização do mecanismo de instabilização, a elaboração de modelo geológico-geotécnico das condições locais e um estudo de alternativas de projeto em que sejam considerados: acessos, condições de operação de equipamento, disponibilidade de materiais, local adequado para bota-fora; dificuldades construtivas, interferências com instalações existentes, implicações ambientais, dificuldades de manutenção, segurança da equipe e dos equipamentos envolvidos na construção, além dos custos e prazos do empreendimento.

Para tal, foi elaborado a Matriz de Impacto da Obra, baseada nas experiências da projetista e da contratada, a fim de elencar as soluções apresentadas em cada trecho. Devido a tal indicação, os níveis de impactos foram definidos a partir dos seguintes aspectos semiquantitativos: a) Tempo de obra; b) Impacto ambiental, devendo considerar emissões de carbono; c) Impacto nas comunidades locais, ou pelos caminhos de acesso, com pessoas, equipamentos e materiais; d) Financeiro; e) Risco relacionados a Saúde & Segurança e f) Técnica adotada.

Os impactos foram mensurados de maneira quantitativa, no qual cada critério possui um peso relativo a cada uma das três soluções apresentadas para o talude em estudo. Conforme a metodologia, o impacto de cada solução é dado pela somatória dos pesos de cada um dos níveis de impacto. Quanto maior o impacto maior a nota do nível do impacto. Considerando que todas as classes de impacto possuem o mesmo peso, o menor resultado da soma das notas desses impactos, relativas as opções A, B e C será eleita a 1ª colocada.

Para o trecho do Talude Vitória, foram apresentadas as seguintes soluções avaliadas pela Matriz de Impacto: (i) Solução A: Solo Grampeado; (ii) Solução B: Viga/Cortina Atirantada; e (iii) Solução C: Solução Mista (Solo Grampeado + Cortina Atirantada). Para a quantificação apresentada na matriz foi considerada a classificação crescente para os valores de 1 a 5, portanto, o valor um (1) representa o menor nível de impacto identificado e o valor cinco (5) o maior nível. A Figura 8 apresenta a classificação obtida para o Talude Vitória.

NÍVEL DO IMPACTO	1	2	3	4	5
IMPACTO TEMPO			A		
					B
				C	
IMPACTO AMBIENTAL			A		
			B		
			C		
IMPACTO COMUNIDADES				A	
				B	
				C	
IMPACTO FINANCEIRO			A		
					B
				C	
IMPACTO SAÚDE & SEGURANÇA			A		
				B	
				C	
IMPACTO TÉCNICO			A		
				B	
				C	

Figura 8. Matriz de Impacto das 3 soluções do talude.

A Tabela 2 apresenta a somatória dos níveis de impactos de cada uma das soluções, no qual o menor valor da somatória indica o menor impacto. A solução A (Alternativa 01 – Solo Grampeado) por possuir nível com valor de 19, é considerada a solução com menor impacto.

Tabela 2. Nível de impacto total.

Soluções	Nível de Impacto Total
A	19
B	25
C	23

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base em mapeamento geológico-geotécnico, inspeções de campo e dados secundários, foram propostas três soluções de engenharia: (1) Solo Grampeado, (2 Viga/Cortina Atirantada, e (3) Solução Mista (Solo Grampeado + Cortina Atirantada). Cada alternativa foi analisada em termos de estabilidade, viabilidade técnica, impacto ambiental, custo e segurança operacional, utilizando como base os critérios da norma ABNT NBR 11.682/2009. Foi realizada também a análise de sensilibidade devido à incerteza do nível d'água (N.A.) e verificou-se que o N.A. não é fator predominante neste estudo.

As análises de estabilidade indicaram que todas as alternativas apresentaram fator de segurança superior ao mínimo exigido (FS ≥ 1,50). A Alternativa 03 (solução mista) apresentou maior fator de segurança, porém com maior custo e complexidade construtiva. A Alternativa 01 (solo grampeado) se destacou por sua execução mais simples, menor impacto ambiental e financeiro, sendo considerada a solução com menor impacto segundo a matriz de impacto desenvolvida para o estudo.

A matriz de impacto semiquantitativa avaliou seis critérios: tempo de obra, impacto ambiental, impacto nas comunidades, custo, saúde e segurança, e complexidade técnica. A Alternativa 01 obteve o menor escore de impacto (19), seguida pelas alternativas 03 (23) e 02 (25), sendo indicada como a mais vantajosa no contexto atual do estudo. Adicionalmente, foi previsto um sistema de drenagem superficial comum às três alternativas, composto por canaletas e descidas d'água em degraus, para assegurar o desempenho geotécnico a longo prazo.

Este estudo representou uma etapa preliminar de engenharia, com soluções sujeitas a ajustes conforme os resultados de futuras investigações geotécnicas. A abordagem adotada, apesar das simplificações consideradas nas análises realizadas e as limitações dos resultados, permitiu a escolha técnica embasada e sustentável, considerando os múltiplos aspectos que envolvem obras de estabilização em infraestruturas ferroviárias críticas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (2010). *Cartilha de Estabilidade de Encostas.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.

Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM). (2014). *Programa de levantamentos geológicos básicos do Brasil – PLGB.* Brasília: CPRM.

Duncan, J. M., & Wright, S. G. (2005). *Soil Strength and Slope Stability*. John Wiley & Sons, p.228.

Federal Railroad Administration (FRA). (2009). *Track Design Handbook for High-Speed Rail*. Washington, DC.

Federal Highway Administration (FHWA). (2003). *Soil Slope and Embankment Design*. Publication No. FHWA-NHI-05-123.

Hoek, E., & Bray, J. W. (1981). *Rock Slope Engineering*. Institution of Mining and Metallurgy.

Network Rail (UK). (2013). *Earthworks Technical Specification* NR/L2/CIV/086.

Terzaghi, K., Peck, R.B. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd ed., McGraw Hill, New York, NY, USA, 685 p.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/4

Análise Acoplada Hidromecânica de Aterro Sobre Solo Mole: Estudo de Caso no Cabo de Santo Agostinho/PE

Thamirys Limeira Torres
Engenheira Civil, Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil, thamirys.l.torres@gmail.com

Andréa Batista de Farias Dias
Professora Adjunto, Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil, abfd1@poli.br

Airton Ruan Alexandre da Silva
Engenheiro Civil, Universidade de Pernambuco, Olinda, Brasil, ruanaintonabc@gmail.com

João Batista Pereira Alves de Almeida
Engenheiro Civil, Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil, jbatistapaa2@gmail.com

Pedro Eugênio Silva de Oliveira
Professor Adjunto, Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil, pedro.oliveira@poli.br

RESUMO: Este estudo analisa o comportamento hidromecânico de um aterro rodoviário executado sobre solo mole em um trecho da Rodovia PE-09, nas proximidades do Complexo de Suape, com foco nos mecanismos de adensamento e na evolução das pressões neutras. A região é marcada por depósitos siltoso-argilosos de baixa resistência, elevada compressibilidade e permeabilidade reduzida, que induzem recalques consideráveis e deformações laterais ao longo do tempo. A investigação foi desenvolvida por meio de modelagem numérica bidimensional no software RS2, fundamentada no Método dos Elementos Finitos (MEF), contemplando a simulação de etapas construtivas, aplicação incremental de sobrecargas e a calibração com parâmetros geotécnicos obtidos em sondagens e ensaios de caracterização e adensamento. Os resultados indicaram recalques verticais de 9,1 cm no carregamento inicial e 24,2 cm após um ano, deslocamentos horizontais máximos de 3,3 cm e significativa dissipação temporal das poropressões, evidenciando a predominância do adensamento primário, com participação da deformação viscosa secundária. Observou-se também dissipação progressiva das poropressões ao longo do tempo, evidenciando a predominância do adensamento primário, complementado pela contribuição da deformação viscosa secundária. Inicialmente, as pressões neutras suportam parcela significativa das tensões totais, mas sua redução gradual mediante drenagem promove o aumento das tensões efetivas e a consequente deformação do maciço. A análise conjunta dos deslocamentos e da evolução das poropressões reforça a relevância do acoplamento hidromecânico para a previsão de recalques e para o monitoramento do desempenho de aterros sobre solos moles, destacando a necessidade de avaliação detalhada das etapas construtivas e das condições de drenagem para garantir a segurança e a durabilidade da infraestrutura implantada.

PALAVRAS-CHAVE: Adensamento, Solo Mole, Método dos Elementos Finitos.

ABSTRACT: This study analyzes the hydromechanical behavior of a road embankment constructed on soft soil in a section of the PE-09 Highway, near the Suape Industrial Complex, with a focus on consolidation mechanisms and the evolution of pore water pressures. The region is characterized by silty-clay deposits of low strength, high compressibility, and reduced permeability, which induce significant settlements and lateral deformations over time. The investigation was conducted through two-dimensional numerical modeling using the RS2 software, based on the Finite Element Method (FEM), incorporating the simulation of construction stages, incremental surcharge application, and calibration with geotechnical parameters obtained from site investigations, characterization, and consolidation tests. The results indicated vertical settlements of 9.1 cm at

initial loading and 24.2 cm after one year, with maximum horizontal displacements of 3.3 cm. A progressive dissipation of pore pressures was observed over time, confirming the predominance of primary consolidation, complemented by the contribution of secondary viscous deformation. Initially, pore pressures support a significant portion of the total stresses; however, their gradual reduction due to drainage promotes an increase in effective stresses and the subsequent deformation of the soil mass. The joint analysis of displacements and pore pressure evolution underscores the relevance of hydromechanical coupling for predicting settlements and monitoring the performance of embankments on soft soils, highlighting the necessity of a detailed evaluation of construction stages and drainage conditions to ensure the safety and durability of the implemented infrastructure.

KEYWORDS: Consolidation, Soft Soil, Finite Element Method (FEM).

1 INTRODUÇÃO

O crescimento demográfico exponencial e a consequente expansão da infraestrutura impuseram à engenharia civil a necessidade de ocupar territórios anteriormente considerados marginais do ponto de vista geotécnico. Segundo Costa (2021), o aumento da ocupação global, com grandes construções e redes viárias, trouxe o desafio de realizar obras sobre solos moles, uma questão relevante para a engenharia. A escassez de áreas com solos mecanicamente competentes, especialmente em regiões litorâneas e de planícies costeiras, transformou a construção sobre solos moles de uma exceção técnica em uma necessidade para a viabilidade de redes rodoviárias e ferroviárias (Anjos, 2018).

De acordo com a norma DNIT 381/2022, solos moles são solos sedimentares finos, de alta plasticidade, alta compressibilidade e baixa resistência e permeabilidade, cuja fração argilosa confere características de solo coesivo e compressível. Essas características fazem com que esses solos apresentem uma capacidade limitada de suporte, sendo altamente suscetíveis a deformações quando submetidos a cargas adicionais, como os de aterros ou fundações. Sua alta compressibilidade significa que, ao longo do tempo, esses solos sofrem recalques significativos devido ao processo de adensamento, o que impacta a estabilidade de estruturas construídas sobre eles.

Nesse cenário, o projeto de construção de um aterro sobre solo mole deve garantir um fator de segurança adequado contra rupturas do solo de fundação durante e após a construção, assegurar que os deslocamentos totais ou diferenciais sejam compatíveis com o tipo de obra e evitar danos a estruturas adjacentes ou enterradas (Bello, 2004). O comportamento desses solos é governado pelo processo de adensamento, no qual a aplicação de sobrecargas gera excesso de poropressão que se dissipa ao longo do tempo, promovendo a transferência de tensões para o esqueleto sólido do solo. Nesse contexto, Norberto (2025) destaca que o comportamento do solo é fortemente influenciado pela interação entre os processos hidráulicos e mecânicos, exigindo uma análise hidromecânica acoplada. Essa abordagem torna-se essencial para a previsão do desempenho dessas obras, uma vez que considera a interdependência entre o fluxo de água e as deformações do maciço.

Este estudo utiliza o software RS2, que utiliza o Método dos Elementos Finitos (MEF) para analisar, de forma realista e bidimensional, o comportamento de um aterro sobre solo mole na Rodovia PE-09, onde manifestações patológicas comprometeram a estrutura de contenção do aterro. O objetivo central é investigar os deslocamentos nos aterros de acesso, aproveitando a robustez da modelagem numérica para simular condições de contorno complexas e etapas construtivas incrementais. A escolha do método justifica-se pela capacidade de acoplamento hidromecânico, permitindo avaliar recalques e a evolução das poropressões com precisão superior aos métodos analíticos tradicionais, garantindo uma compreensão detalhada da interação solo-estrutura.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Área de Estudo

Este artigo apresenta o estudo de caso de dois aterros rodoviários de acesso a uma ponte localizada na rodovia PE-09, no município do Cabo de Santo Agostinho, nas proximidades de um complexo portuário, onde foram identificadas patologias no encontro da ponte associadas a recalques excessivos. A estrutura é constituída por dois aterros com aproximadamente oito metros de altura, executados com contenção em terra armada, como mostra a figura 1, implantados sobre um subsolo caracterizado por uma camada de solo mole com cerca de 13 metros de espessura.



Figura 1. Viaduto analisado.

2.2 Características da Modelagem

Os parâmetros utilizados na modelagem no software foram definidos com base na caracterização geotécnica do subsolo e dos materiais constituintes do aterro que foi realizada com base em investigações geotécnicas, ensaios laboratoriais e dados da literatura, extraídos dos estudos de Bello (2011), Dias (2018) e Souza Neto (2023), sendo posteriormente realizadas algumas adaptações para adequação às condições analisadas no presente estudo.

O aterro, constituído por argila arenosa, apresenta peso específico de 18 kN/m³, coeficiente de Poisson de 0,33, porosidade de 0,50, coesão de 30 kPa, ângulo de atrito crítico de 32° e módulo de elasticidade de 23.500 kPa. A camada de argila siltosa média possui peso específico de 20 kN/m³, coeficiente de Poisson de 0,30, porosidade de 0,72, coesão de 8 kPa, ângulo de atrito de 28° e módulo de elasticidade de 25.000 kPa, enquanto a argila siltosa mole apresenta peso específico de 16 kN/m³, coeficiente de Poisson de 0,30, porosidade de 0,72, coesão de 8 kPa, ângulo de atrito de 28° e módulo de elasticidade de 20.000 kPa.

A camada de argila orgânica é caracterizada por peso específico de 13 kN/m³, coeficiente de Poisson de 0,30, porosidade de 0,83, coesão de 8 kPa, ângulo de atrito de 18° e módulo de elasticidade de 20.000 kPa. A areia média apresenta peso específico de 16 kN/m³, coeficiente de Poisson de 0,30, porosidade de 0,50, coesão de 10 kPa, ângulo de atrito de 35° e módulo de elasticidade de 20.000 kPa, enquanto a argila siltosa cinza possui peso específico de 20 kN/m³, coeficiente de Poisson de 0,30, porosidade de 0,72, coesão de 8 kPa, ângulo de atrito de 28° e módulo de elasticidade de 20.000 kPa.

Com base nesses parâmetros, foi desenvolvida a modelagem numérica por meio do software RS2, utilizando o Método dos Elementos Finitos. A análise foi realizada de forma acoplada, considerando simultaneamente os processos de deformação e fluxo transiente, fundamentados na teoria do adensamento de Biot. Para a representação do comportamento mecânico das camadas de solo, adotou-se o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, em função de sua aplicabilidade, simplicidade e compatibilidade com os dados disponíveis.

A simulação contemplou as diferentes etapas construtivas da obra, iniciando-se pela condição natural do terreno, seguida da aplicação da sobrecarga e da execução do aterro em camadas. Essa abordagem permitiu a avaliação da dissipação das poropressões e da evolução dos recalques ao longo do tempo, possibilitando a análise do comportamento hidromecânico do sistema e sua relação com as patologias observadas na estrutura.

A simulação numérica foi conduzida considerando as diferentes etapas construtivas da obra, de forma a representar adequadamente a evolução das cargas e das condições do terreno ao longo do tempo. O estágio inicial correspondeu à condição natural do terreno de fundação, no primeiro dia de análise. Em seguida, no segundo dia, foi considerada a execução da fundação.

A construção do aterro foi simulada de forma progressiva, a partir do terceiro dia, com a aplicação sucessiva de camadas de 1,0 m de altura, iniciando-se com o aterro de 1,0 m no terceiro dia e prosseguindo até a execução da camada de 8,0 m no décimo dia. Dessa forma, foram modeladas as etapas correspondentes aos aterros de 2,0 m, 3,0 m, 4,0 m, 5,0 m, 6,0 m, 7,0 m e 8,0 m, respectivamente.

Após a conclusão da construção, foi considerado um período de pós-obra para avaliação do comportamento do maciço. O primeiro estágio pós-obra correspondeu ao décimo primeiro dia, representando um dia após o término da execução, enquanto o último estágio foi definido aos 365 dias, correspondente a um ano após a conclusão da obra. Esses estágios permitiram a análise da dissipação das poropressões e da evolução dos recalques ao longo do tempo.

3 RESULTADOS

3.1 Deslocamento Total

A Figura 2 mostra os deslocamentos totais estão concentrados ao redor das estacas, com um recalque máximo de 9,1 cm próximo à superfície do terreno. Na Figura 3, após a construção do aterro, o recalque atingiu 13 cm. Um ano depois, o recalque totalizou 24,2 cm, demonstrando a evolução dos assentamentos ao longo do tempo e a resposta do solo às cargas aplicadas (Figura 4).

Os deslocamentos totais, que envolvem movimentos verticais e horizontais, estão intimamente relacionados ao processo de adensamento do solo, que ocorre quando este é comprimido sob a ação de cargas aplicadas. Em solos moles, como as argilas, o adensamento resulta na expulsão de água dos poros e na redução do volume do solo, causando recalques verticais progressivos. Esse processo pode ser notado ao longo dos estágios apresentados anteriormente e as suas variações.

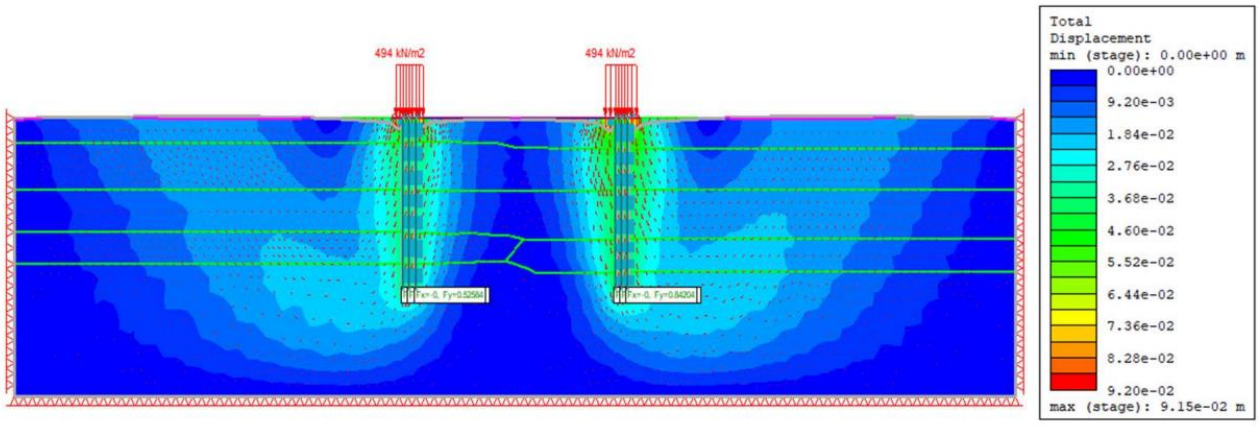


Figura 2. Deslocamento Total na Etapa de Carregamento da Fundação.

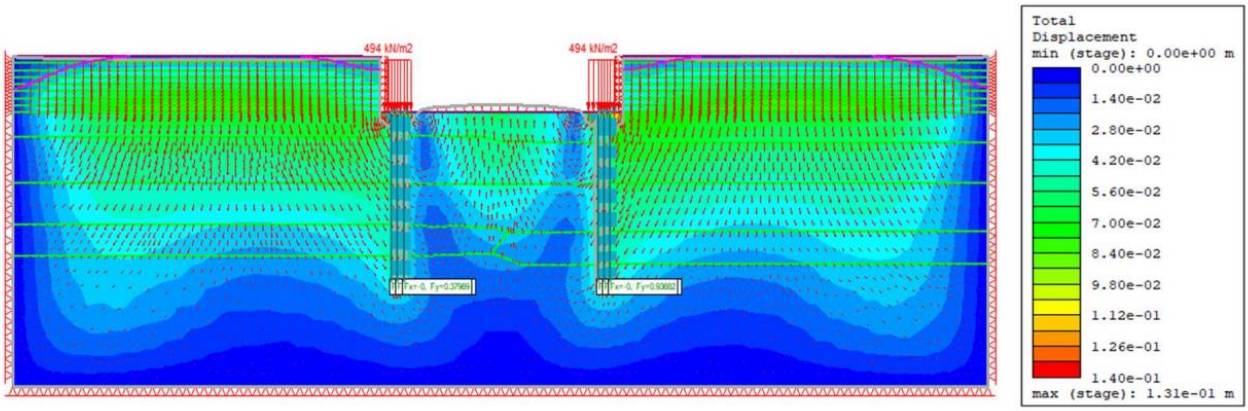


Figura 3. Deslocamento Total na Etapa de Término da Construção do Aterro.

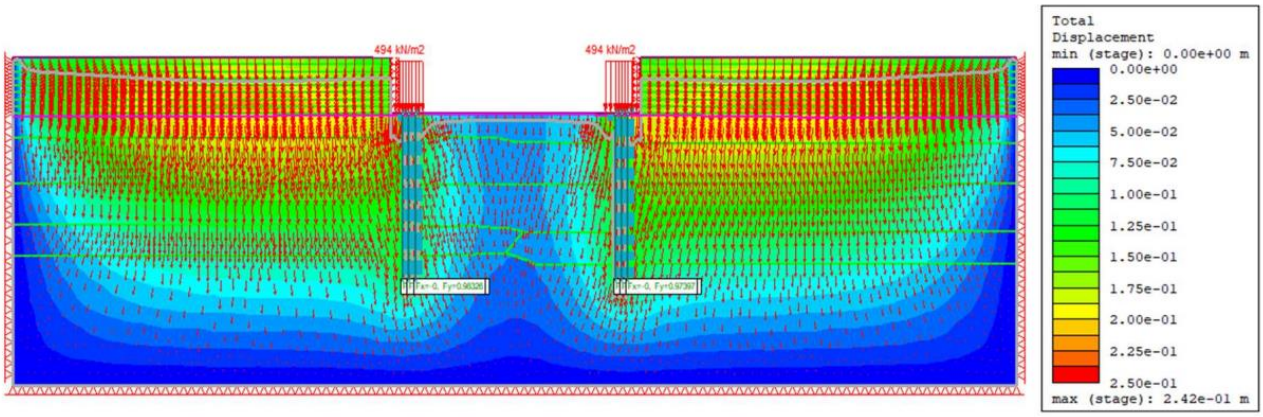


Figura 4. Deslocamento Total na Etapa de um ano pós obra.

3.2 Variação de Poropressão

A poropressão está relacionada à pressão exercida pelos fluidos nos poros do solo, sendo influenciada pelas tensões aplicadas e pelo processo de adensamento ao longo do tempo. Quando o solo é submetido a carregamentos, ocorre o rearranjo das partículas, o que aumenta as tensões internas e a poropressão, resultando em um processo de adensamento, onde o volume do solo diminui à medida que a água é drenada. O monitoramento dessas tensões e da poropressão é essencial para garantir a estabilidade da obra, nesse sentido as Figuras 5, 6 e 7, apresentam a evolução da poropressão ao longo das etapas da obra.

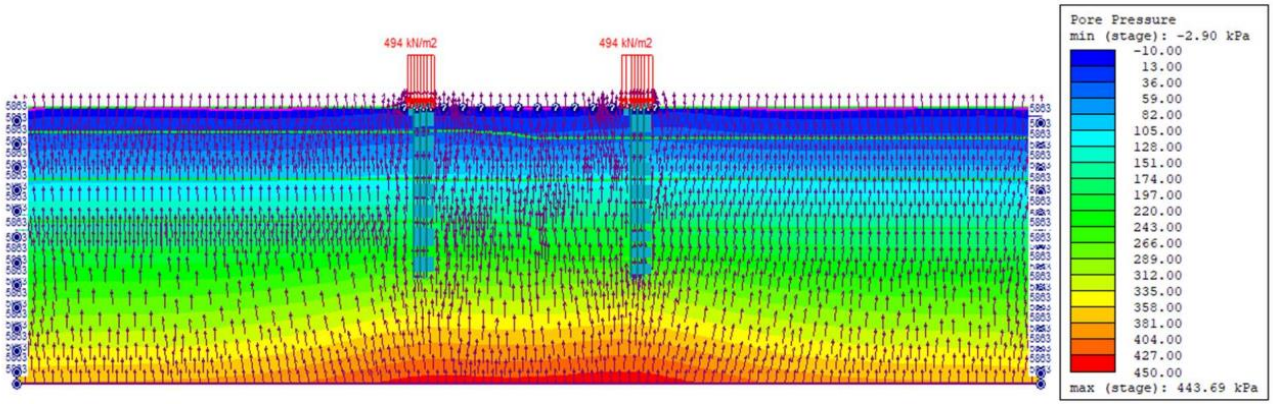


Figura 5. Poropressão da sobrecarga de fundação.

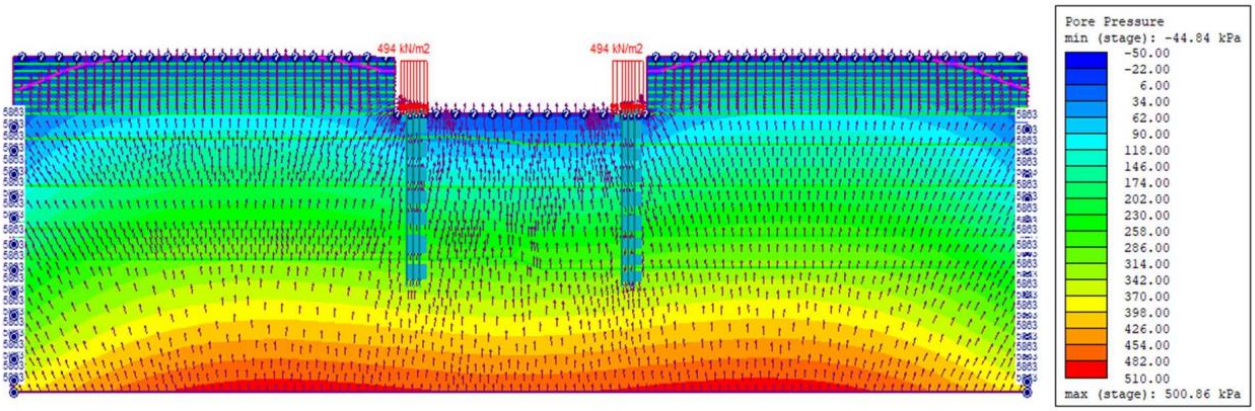


Figura 6. Poropressão após a construção do aterro.

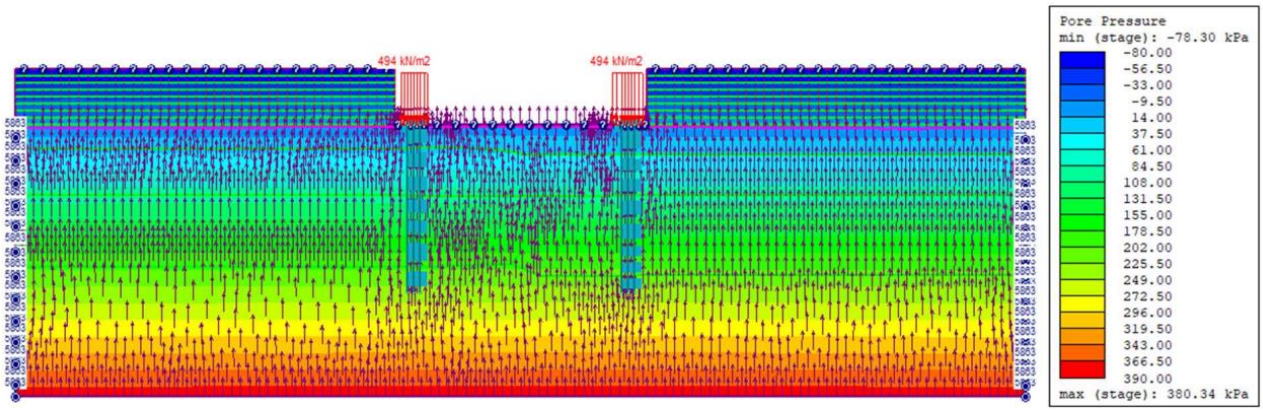


Figura 7. Poropressão após um ano do término da obra.

Durante o estágio de sobrecarga de fundação, a poropressão mínima registrada foi de -2,9 kPa e a máxima de 443,69 kPa. Na fase final de construção do aterro, os valores de poropressão variaram de -44,84 kPa a 500,86 kPa. Após um ano, as poropressões observadas oscilaram entre -78,30 kPa e 980,94 kPa. Esses resultados indicam um aumento progressivo da poropressão em função do incremento da sobrecarga do solo e do adensamento ocorrido ao longo do tempo.

4 CONCLUSÃO

Neste estudo, foi possível observar os deslocamentos horizontais ao longo do carregamento das estacas e da elevação do aterro, com picos de até 3,3 cm, evidenciando a redistribuição de tensões e o potencial de instabilidade do terreno. A estabilização parcial dos deslocamentos após um ano ressalta a importância de um monitoramento contínuo e detalhado para prevenir patologias estruturais e garantir a segurança e a durabilidade das obras geotécnicas em solos moles.

Além disso, a análise dos deslocamentos totais em solos moles está diretamente ligada ao comportamento da poropressão, que aumenta inicialmente sob cargas aplicadas devido à compressão da água nos poros, suportando temporariamente as tensões. Com o tempo, a dissipação da poropressão pelo adensamento transfere as tensões para o solo sólido, estabilizando os deslocamentos. No entanto, a lentidão desse processo em solos moles resulta em recalques progressivos, como observado neste estudo, destacando a importância de monitorar a poropressão para garantir a segurança estrutural e o desempenho das obras.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANJOS, W. L. S. *Análise de comportamento de aterro sobre solos moles - Caso do aterro rodoviário da BR-101 Goiana/PE*. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2018.

BELLO, M. I. M. C. V. *Estudo de ruptura em aterros sobre solos moles aterro do galpão localizado na BR-101 - PE*. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2004.

COSTA, M. M. C. *Modelação de fundações profundas sob solicitação horizontal devida a deslocamento do terreno*. 2021. Tese (Mestrado em Mecânica dos solos e Engenharia geotécnica) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2021.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 381/2022 - PRO: *Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias – procedimento*. Brasília: DNIT, 2022.

DIAS, A. B. F. *Análise Acoplada Hidromecânica da Construção de Aterro Sobre Solo Mole em Ipojuca-PE*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2018.

NOBERTO, A. S. *Análise acoplada hidromecânica da construção de um aterro sobre solo mole na região metropolitana do Recife (PE)*. 2025. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2025.

SOUZA NETO, D. P. de. *Avaliação do comportamento de aterro construído sobre solo mole: monitoramento geotécnico e modelagem numérica bidimensional e tridimensional*. 2023. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2023.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/5

Análise comparativa da flutuação do nível d'água e métodos de equilíbrio limite de talude utilizando *software* GeoStudio

Hiani Bernardini
Engenheira Civil, UNESC, Criciúma, Brasil, hiani.bernardini@unesc.net

Aziz Tebechrani Neto
Professor, UNESC, Criciúma, Brasil, aziztneto@gmail.com

RESUMO: Movimentos de massa estão associados a fenômenos geológicos decorrentes da instabilidade de maciços terrosos ou rochosos. A falta de estabilidade em taludes pode resultar em deslizamentos, com vítimas e elevados custos de reparo. Para avaliar esse problema, utilizam-se *softwares* baseados em métodos de equilíbrio limite, capazes de estimar fatores de segurança (FS) e identificar superfícies de ruptura sob diferentes condições. Assim, este trabalho comparou os resultados do fator de segurança obtidos pelos métodos de Bishop, Fellenius e Morgenstern-Price, considerando três condições de flutuação do nível d'água, não saturada, mediamente saturada e saturada, por meio do software GeoStudio. Os resultados indicaram que, em todas as condições analisadas, nenhum método apresentou fator de segurança mínimo de 1,5, conforme a NBR 11.682. Observou-se ainda que os métodos apresentaram resultados semelhantes nas condições não saturada e mediamente saturada. Contudo, na condição totalmente saturada, o método de Fellenius apresentou diferença significativa em relação aos demais. Conclui-se que o corte e a inclinação adotados não proporcionam estabilidade suficiente para que o talude seja considerado seguro.

PALAVRAS-CHAVE: Solo; Estabilidade de Taludes; Movimento de Massa; Desastres; Métodos de Equilíbrio Limite.

ABSTRACT: Mass movements are associated with geological phenomena resulting from the instability of soil or rock masses. Slope instability may lead to landslides, causing casualties and significant repair costs. To assess this issue, software based on limit equilibrium methods is widely used to estimate safety factors (SF) and identify potential failure surfaces under different conditions. Therefore, this study compared safety factor results obtained using the Bishop, Fellenius, and Morgenstern–Price methods, considering three groundwater level conditions—unsaturated, partially saturated, and fully saturated—using the GeoStudio software. The results showed that, under all analyzed conditions, none of the methods achieved the minimum safety factor of 1.5 required by NBR 11,682 (2009). Additionally, similar results were observed among the methods under unsaturated and partially saturated conditions. However, under fully saturated conditions, a significant difference was identified in the Fellenius method. It is concluded that the adopted slope cut and inclination do not provide sufficient stability for the slope to be considered safe.

KEYWORDS: Soil; Slope Stability; Mass Movement; Disasters; Limit Equilibrium Methods.

1 INTRODUÇÃO

No Brasil, os movimentos de massa são os processos geológicos que mais causam vítimas fatais, entre eles podem ocorrer deslizamentos, desabamentos, escorregamentos tombamentos, soterramentos e outros. De 1988 a 2022, 4146 pessoas foram vitimadas em 16 estados, 269 municípios e em 959 eventos (MACEDO; SANDRE, 2022).

Contudo, existem fatores que interferem no aumento da ocorrência desses desastres, como a modificação na geologia natural do terreno, o desflorestamento, além do aumento da urbanização e as mudanças climáticas. Portanto, os estudos na área de Geotecnia como estabilização de taludes e formas de contenção de solo, tornam-se cada vez mais necessários, garantindo maior segurança e impedindo tais eventos desastrosos.

Nos estudos da Geotecnia existem inúmeros trabalhos relacionados a estabilização de taludes, como o trabalho de Kalume (2017), em que se realizou a análise da estabilidade de taludes de uma barragem

homogênea com a comparação dos fatores de segurança dos *softwares* Geostudio e GEO5, sendo o método de equilíbrio limite utilizado o Método de Morgenstern & Price. Outro exemplo seria o de Cruz (2019), em que se realizou o estudo comparativo da estabilização de taludes com resíduos mediante a utilização do *software* GEO5, utilizando três métodos de equilíbrio diferentes, o Método de Fellenius, Método de Bishop e Método de Spencer.

Nesse contexto, o presente trabalho tem como objetivo analisar a influência da flutuação do nível d'água na estabilidade de um talude apresentado por Santos (1997), considerando três variações da superfície piezométrica e três métodos de equilíbrio limite. A análise foi realizada no *software* GeoStudio, por meio do módulo Slope/W, utilizando um perfil e parâmetros geotécnicos previamente definidos na literatura para a região de Florianópolis, permitindo a avaliação das superfícies críticas de ruptura e dos fatores de segurança associados.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Com base em pesquisas bibliográficas na área da engenharia geotécnica, foi possível identificar o trabalho de tese de doutorado de Santos (1997), "Integração de informações pedológicas, geológicas e geotécnicas aplicadas ao uso do solo urbano em obras de engenharia". Trata-se de um trabalho multidisciplinar, com aplicação ao planejamento urbano na cidade de Florianópolis, SC.

Assim, para o desenvolvimento com êxito das verificações propostas nessa pesquisa, a tese de doutorado de Santos (1997), serviu como base de dados e de informações importantes relacionadas a estabilidade de taludes. Em resumo, este trabalho pode ser dividido nas seguintes etapas para sua elaboração, de acordo com o Fluxograma 1.



Figura 1. Etapas do trabalho

Bem como, foi necessário adquirir os parâmetros e índices físicos do solo, além do perfil do solo escolhido, que estão presentes na tese de doutorado de Santos (1997). Os parâmetros de resistência do solo e os índices físicos são informações importantes para a funcionalidade do software Geostudio, dentre eles podem ser destacados a coesão (c), ângulo de atrito (ϕ), e o peso específico (γ). Nas tabelas 1 e 2 são apresentados os parâmetros e índices físicos do solo a ser estudado.

Tabela 1. Parâmetros de resistência: coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ) (Fonte: Santos, 1997)

Amostras Horizontes	Profundidade (m)	Coesão Natural (c) (kN/m^2)	Ângulo de Atrito Natural (φ) (graus)	Coesão Inundado (c) (kN/m^2)	Ângulo de Atrito Inundado (φ) (graus)
G1 B	0,65	92,30	27	16,00	32
G1 C	2,00	17,90	36	0,00	35

Tabela 2. Índices físicos das amostras (Fonte: Santos, 1997)

Amostras Horizontes	Peso Específico Natural (γ_n) (kN/m³)	Teor de Umidade (%)	Peso Específico Seco (γ_d) (kN/m³)	Índice de Vazios	Porosidade	Grau de Saturação (%)
G1 B	18,00	23,00	14,63	0,818	0,450	74,80
G1 C	16,40	17,90	13,91	0,804	0,446	55,90

Conforme a localização e os pontos de amostras, foi determinada a região onde ocorreu uma ruptura de uma cortina ancorada de concreto armado, além disso foi a unidade mais investigada devido a ocupação urbana causar os maiores problemas de estabilidade de encostas com maior ocorrência na ilha de Florianópolis (SANTOS, 1997). Obteve-se como referência a amostragem G1, com material de origem o Granito Ilha, localizada entre a Avenida Governador Ivo Silveira e a Rua Paul Percival Harris, como mostra as Figuras 2.

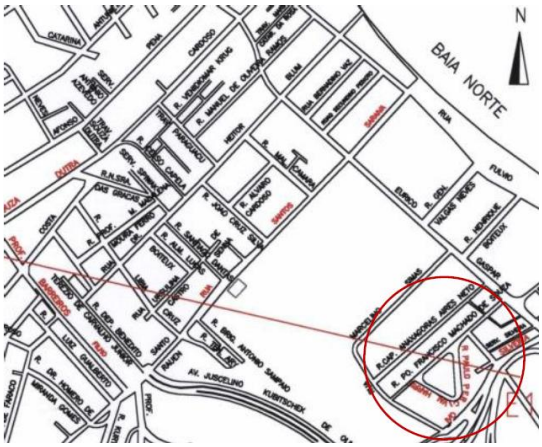


Figura 2: Localização da amostragem G1 (Fonte: Santos, 1997)

O material de origem analisado corresponde ao Granito Ilha, também denominado Granito Florianópolis, caracterizado por textura granular grosseira, coloração cinza claro a rosada e composição mineralógica predominantemente formada por microclínio, ortoclásio, quartzo, oligoclásio e biotita, com ocorrência rara de hornblenda (SHEIBE; TEIXEIRA, 1970 apud CRISTO, p. 109; SANTOS, 1997). Esses granitos variam de monzogranitos biotíticos a leucosienogranitos, originando solos de textura grosseira e comportamento granular (SANTOS, 1997, p. 61).

As análises de estabilidade de taludes foram realizadas por meio do *software* GeoStudio, utilizando o módulo Slope/W, desenvolvido para problemas geotécnicos envolvendo taludes de solo e rocha, escavações, barragens, diques e estruturas similares (SEEQUENT, 2023). Foram empregados três métodos de equilíbrio limite: Bishop e Fellenius, classificados como métodos simplificados, e Morgenstern-Price, considerado um método rigoroso, permitindo a comparação entre abordagens distintas.

Os métodos de equilíbrio limite baseiam-se na hipótese de que a massa de solo se encontra em condição de iminente ruptura, sendo tratada como um corpo rígido-plástico (MASSAD, 2010 apud KALUME, 2017). O método de Morgenstern-Price pertence ao grupo dos métodos rigorosos, cumprindo todas as condições de equilíbrio, podendo ser aplicado a qualquer superfície de ruptura, em que a massa de solo instável é dividida em lamelas infinitesimais. Permitindo que as condições de estabilidade sejam ao mesmo tempo equilíbrio de forças e momentos (SILVA, 2011; FABRÍCIO, 2006 apud KALUME, 2017). O método de Bishop satisfaz apenas o equilíbrio de momentos e desconsidera as forças de cisalhamento entre lamelas, enquanto o método de Fellenius estabelece uma formulação linear simplificada, dispensando processos iterativos (SILVA, 2011; CRUZ, 2019). Pode-se determinar que a maior diferença entre o método de Fellenius e o método de Bishop, seria que o método de Bishop analisa não somente o equilíbrio de momentos resistentes e atuantes, mas também, o equilíbrio dos esforços que agem em cada lamela (CRUZ, 2019).

O comportamento dos solos foi modelado segundo o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, no qual a resistência ao cisalhamento (τ) depende da tensão normal efetiva (σ'), sendo definida pelos parâmetros de coesão (c) e ângulo de atrito interno (ϕ), conforme mostrado na Eq. 1.

$$\tau = c + \sigma' \tan(\phi) \quad (1)$$

O perfil geológico geotécnico do solo é mostrado na tese de doutorado de Santos (1997), conforme a Figura 3. Devido às diferenças entre as escalas horizontal e vertical desta figura, foram feitos ajustes destas para se adequar à escala real no software AutoCAD e somente assim, migrar o perfil do solo para o software GeoStudio, e realizar as possíveis verificações. As alterações foram realizadas com a escala presente no próprio desenho do perfil, sendo assim a cota vertical foi ajustada com a cota do AutoCAD para ter os exatos 50,00 m, e seguindo o mesmo princípio para a cota horizontal, que foi elevada para ter os 200,00 m.

Ker et al. (2012), afirmam que a Pedologia, como ramo da Ciência do Solo, trata de estudos relacionados com a identificação, a formação, a classificação e o mapeamento dos solos. De acordo com a Figura 3, o perfil do solo se divide em diferentes composições granulométricas, sendo que a unidade geotécnica a ser analisada é a PVg, e a mesma, abrange a amostragem G1 B, classificada como uma Argila Arenosa Avermelhada, enquanto no caso da amostragem G1 C é classificada como um Silte Arenoso Amarelado.

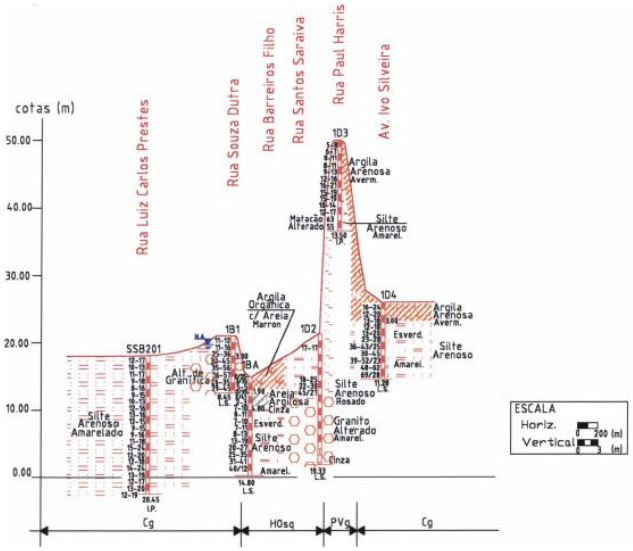


Figura 3. Perfil de solo (Fonte: Santos, 1997)

A flutuação do nível d'água está relacionada principalmente com a incidência das chuvas, em que parte dessa água infiltra no solo e aumenta o nível do lençol freático ou propriamente denominado no software GeoStudio, a superfície piezométrica. Isso implica totalmente no resultado do fator de segurança e conjuntamente na superfície de deslizamento de um talude.

Para avaliar a flutuação do nível d'água, em outro termo, seria a variação do nível d'água, estipulou-se os modelos de análise em três profundidades distintas, podendo ser definida a superfície piezométrica de cada uma delas. As análises foram denominadas como Análise 1, para o não saturado, Análise 2 para mediamente saturado e Análise 3 para saturado, conforme a Tabela 3.

Tabela 3. Profundidades

Modelo de Análise	Profundidade (m)
Análise 1	$z \approx 33{,}0$
Análise 2	$z \approx 3{,}0$
Análise 3	$z \approx 0$

De acordo com a NBR 11.682 (2009), o fator de segurança (FS) expressa a relação entre a resistência ao cisalhamento do material do talude e a tensão de cisalhamento mobilizada ao longo da superfície potencial de ruptura, sendo que valores mais elevados indicam maior segurança contra a ruptura. Em análises determinísticas de estabilidade, os parâmetros do solo são considerados constantes, e a segurança é avaliada pela razão entre as tensões resistentes (τ_r) e solicitantes (τ_s). De modo geral, o FS pode ser interpretado segundo três condições: FS = 1,0 indica equilíbrio-limite; FS > 1,0 caracteriza talude estável; e FS < 1,0 indica condição de instabilidade (CRUZ, 2019).

3 RESULTADOS

Após a importação do perfil geológico-geotécnico para o software GeoStudio (Figura 4), foi definido um corte com aproximadamente 68,47 m na horizontal e 14,18 m na vertical, resultando em um talude com inclinação de 45°, correspondente a uma projeção 1:1. Essa geometria foi mantida em todas as análises, variando-se apenas as condições de flutuação do nível d'água, consideradas como: Análise 1 (não saturado), Análise 2 (mediamente saturado) e Análise 3 (saturado).

A definição da superfície de ruptura foi fundamental para a determinação do fator de segurança, permitindo a identificação da região crítica por meio da subdivisão em lamelas poligonais, com suas respectivas tensões atuantes. As análises consideraram intervalos de entrada e saída iguais, com verificação da superfície potencial de ruptura do pé à crista do talude.

Para a avaliação do cenário mais crítico, foram adotados os parâmetros de resistência dos solos Argila Arenosa Avermelhada (G1 B) e Silte Arenoso Amarelado (G1 C), incluindo coesão inundada (c) e ângulo de atrito inundado (ϕ), conforme a Tabela 1, além dos índices físicos, como o peso específico natural, apresentados na Tabela 2.

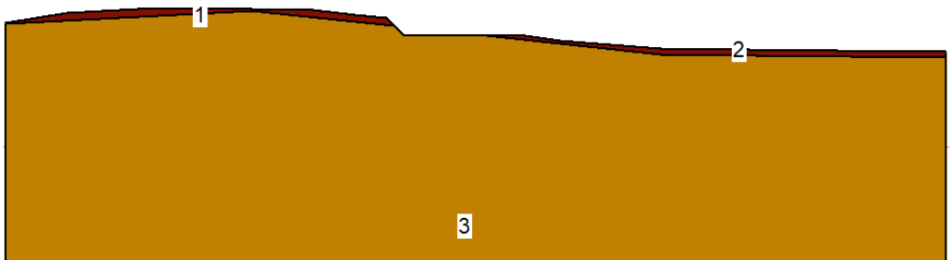


Figura 4. Perfil geológico geotécnico no GeoStudio

Primeiramente fez-se a Análise 1, com nível d'água não saturado no talude, com profundidade constante de z≅ 33,0 m, ou seja, afirmando que o nível d'água não influenciou significativamente no resultado do fator de segurança, ilustrado na Figura 5.

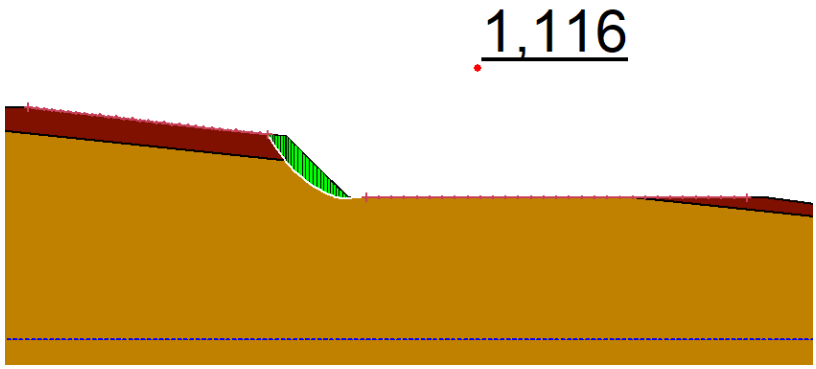


Figura 5. Análise 1 pelo método de Morgenstern-Price

Entretanto, foi notório observar um resultado abaixo do que o esperado tratando-se do fator de segurança, de pelo menos 1,5. Como já citado anteriormente, para que um talude seja classificado como estável precisa apresentar resultado superior a 1,0, portanto, para a Análise 1 pôde-se denominar estável para todos os métodos de equilíbrio limite analisados. A linha branca representa a possível superfície de deslizamento, sendo assim, naquele ponto ocorreria a ruptura do talude, de acordo com a Figura 5.

Na Tabela 4, estão representados os resultados do fator de segurança não saturado para cada método proposto.

Dentre os resultados dos métodos de equilíbrio limite o fator de segurança do método Morgenstern-Price apresentou um valor levemente superior, enquanto o método de Fellenius apresentou um valor levemente inferior, já o resultado de Bishop mostrou um valor intermediário. Apesar disso, percebeu-se grande semelhança nestes resultados quando não há influência do nível d'água.

Tabela 4. Resultados de fator de segurança não saturado

Método de Equilíbrio Limite	Fator de Segurança (FS)
Bishop	1,102
Fellenius	1,091
Morgenstern-Price	1,116

Em sequência, executou-se o modelo de Análise 2 com o nível d'água mediamente saturado, com profundidade de z≅ 3,0 m, em que se observou a influência da elevação do nível d'água, em relação ao resultado do fator de segurança, ilustrado na Figura 6.

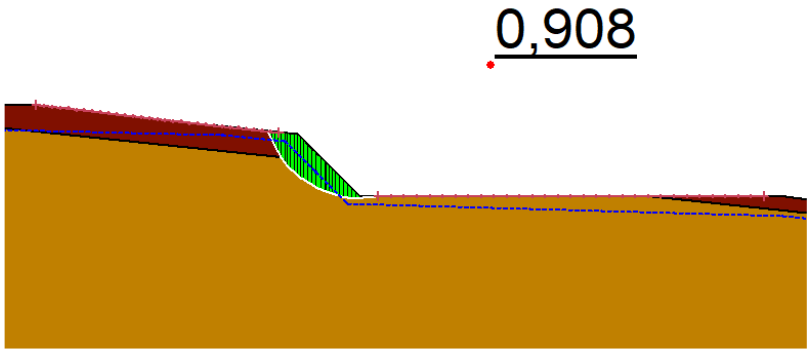


Figura 6. Análise 2 pelo método de Morgenstern-Price

Na Análise 2, os resultados dos fatores de segurança apresentaram valores inferiores a 1,0, concluindo-se então, que todos se enquadraram na condição de um talude instável. Em outras palavras, ao se elevar o nível d'água, nesta situação, pode ocorrer a ruptura da massa de solo, na superfície de deslizamento demonstrada acima da linha em branco, como mostra a Figura 6.

Na Tabela 5, estão representados os resultados do fator de segurança mediamente saturado para cada método proposto.

Examinando os resultados dos métodos de equilíbrio limite, observou-se valores semelhantes, novamente, onde o fator de segurança do método Morgenstern-Price apresentou um valor superior e, desta vez, o método de Bishop passou a ter um valor inferior dentre os três métodos, enquanto o método de Fellenius resultou em um valor intermediário.

Tabela 5. Resultados de fator de segurança mediamente saturado

Método de Equilíbrio Limite	Fator de Segurança (FS)
Bishop	0,885
Fellenius	0,895
Morgenstern-Price	0,908

Por fim, realizou-se o modelo de Análise 3, com o nível d'água saturado, com profundidade de z≅ 0 m, em que se observou uma influência bem expressiva da elevação do nível d'água, em relação ao resultado do fator de segurança, ilustrado na Figura 7. Podendo considerar o talude totalmente saturado, ou melhor, a superfície piezométrica contorna a superfície limite do talude.

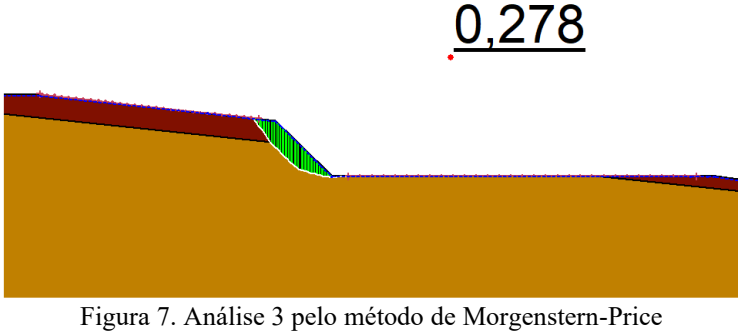


Figura 7. Análise 3 pelo método de Morgenstern-Price

Na Análise 3, estão contidos todos os resultados dos métodos de equilíbrio limite inferiores a 1,0, inclusive aproximando-se ao zero. Desta forma isso evidenciou que o talude em questão não apresentou a condição de segurança necessária para que fique estabilizado, com o solo totalmente saturado, sendo necessário medidas de contenção e drenagem para impedir o aumento do nível d'água. Assim, sua superfície de deslizamento encontrou-se na demarcação da linha branca, conforme Figura 7.

Na Tabela 6, estão representados os resultados do fator de segurança saturado para cada método proposto. Analisando os últimos resultados dos métodos de equilíbrio limite, notou-se que os métodos de Bishop e Morgenstern-Price apresentaram resultados semelhantes, porém, o fator de segurança do método de Fellenius mostrou um valor consideravelmente superior.

Tabela 6. Resultados de fator de segurança saturado

Método de Equilíbrio Limite	Fator de Segurança (FS)
Bishop	0,274
Fellenius	0,536
Morgenstern-Price	0,278

Para justificar essa alteração drástica dos valores do fator de segurança entre os métodos de equilíbrio limite, pode-se dizer que isso ocorra, provavelmente, por conta da simplicidade do método de Fellenius, que não considerou o efeito das reações laterais com as demais lamelas.

Ao desconsiderar os efeitos das forças de interação entre as lamelas, o método de Fellenius simplifica a distribuição dos esforços atuantes no maciço. Nesse método, o peso de cada lamela é decomposto em uma componente normal e uma componente tangencial à superfície de ruptura, sem considerar as forças de reação com as lamelas adjacentes. Já nos demais métodos, essas interações são incorporadas ao equilíbrio, proporcionando uma melhor representação da distribuição dos esforços no talude.

Por conta disso, houve mudanças nas superfícies críticas geradas nesta análise, como mostrado na Figura 8. Notou-se nesta imagem que a superfície de ruptura pelo método de Fellenius (Figura 8b) foi consideravelmente maior, se comparado aos outros dois, principalmente próximo à base. Tendo uma superfície maior, houve consequentemente um maior volume de solo a se cisalhar, necessitando de um maior momento resistente, como mostrado na Tabela 7, com dados entregues pelo software. Dessa forma, é natural que nestas condições o fator de segurança seja maior.

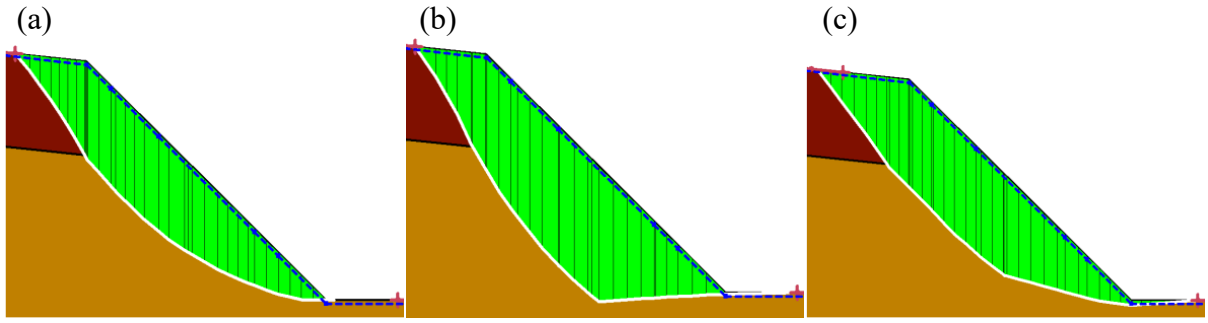


Figura 8. Análise 3 pelo método de (a) Bishop, (b) Fellenius e (c) Morgenstern-Price

Tabela 7. Resultados da Análise 3 para os três métodos utilizados

Método	Bishop	Fellenius	Morgenstern-Price
Fator de Segurança:	0,274	0,536	0,278
Volume (m^3):	35,63	48,49	45,76
Peso (kN):	607,07	819,66	780,25
Momento Resistente (kN/m):	1375,29	3556,46	1763,17
Momento Atuante (kN/m):	5022,50	6635,60	6328,68

4 CONCLUSÕES

Este estudo investigou a influência da flutuação do nível d'água na estabilidade de um talude, bem como a variação dos resultados obtidos por diferentes métodos de equilíbrio limite, evidenciando a importância da adequada previsão do comportamento do talude sob distintas condições hidráulicas para o desenvolvimento de projetos geotécnicos coerentes. Os resultados demonstraram que o corte realizado, associado à inclinação de 45°, não proporcionou estabilidade suficiente para atingir um fator de segurança igual ou superior a 1,5, conforme recomendado pela NBR 11.682 (2009).

A análise dos métodos de Bishop, Fellenius e Morgenstern-Price indicou comportamentos consistentes entre si em relação às condições de flutuação do nível d'água. Na Análise 1, os fatores de segurança foram superiores a 1,0, caracterizando um talude estável, porém não seguro. Na Análise 2, todos os métodos apresentaram fatores de segurança inferiores a 1,0, indicando instabilidade e risco iminente de ruptura. Já na Análise 3, os fatores de segurança também foram inferiores a 1,0, caracterizando talude instável, com ocorrência de ruptura.

Observou-se ainda que, em condições saturadas, o método de Fellenius apresentou fatores de segurança superiores aos demais, possivelmente em função de sua formulação simplificada, o que reforça a necessidade de cautela na escolha do método de análise. Por fim, destaca-se que a estabilidade do talude pode ser aumentada por soluções como cortina atirantada, solo grampeado e sistemas de drenagem, sendo recomendadas para estudos futuros a avaliação dessas técnicas, bem como a definição da inclinação ideal do talude para atendimento aos critérios da NBR 11.682 (2009).

4 REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 11.682: Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro-RJ: ABNT, 2009.

CRISTO, Sandro Sidnei Vargas de et al. *Análise de susceptibilidade a riscos naturais relacionados às enchentes e deslizamentos do setor leste da bacia hidrográfica do rio Itacorubi*. Florianópolis, SC, 2002.

CRUZ, Luan Raffael Rodrigues da. *Estudo comparativo da estabilização de taludes com resíduos mediante a utilização DO Software GEO5*. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas, Centro Universitário de Brasília, Brasília, 2019.

KALUME, *Cecília Lira de Carvalho. Análise de estabilidade dos taludes de uma barragem homogênea utilizando os softwares Geostudio e Geo5*. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas, Centro Universitário de Brasília, Brasília, 2017.

KER, João Carlos et al. *Pedologia: Fundamentos, Sociedade Brasileira da Ciência do solo*. SBCS, 2012. 343 p.

MACEDO, Eduardo Soares de; SANDRE, Lucas Henrique. *Mortes por deslizamentos no Brasil*: 1988 a 2022. Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental, v.12, n.1, p.110-117, 2022.

SANTOS, Glaci Inez Trevisan. *Integração de informações pedológicas, geológicas e geotécnicas aplicadas ao uso do solo urbano em obras de engenharia*. Porto Alegre, RS. Tese (doutorado) em Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1997.

SEEQUENT, *The Bentley Subsurface Company. Software GeoStudio/Módulo Slope W*. Versão 23.1.2.11 [S. l.], 31 mar. 2023. Disponível em: https://www.seequent.com/products-solutions/geostudio/slope/. Acesso em: 7 out. 2023.

SILVA, João Paulo Moreira da. *Os métodos de Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na Análise de Estabilidade de Talude*. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Universidade do Porto, Portugal, 2011.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/6

Análise Comparativa de Métodos de Confiabilidade na Estabilidade de Taludes: Avaliação Crítica do FOSM

Pedro Henrique Lopes Dal-Cól
Professor, Universidade Estadual de Londrina, Londrina, Brasil, eng.pedro.dalcol@uel.br

Raquel Souza Teixeira
Professora, Universidade Estadual de Londrina, Londrina, Brasil, raquel@uel.br

Adrian Torrico Siacara
Professor, Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, adrian.torrico@usp.br

RESUMO: Métodos de análise de confiabilidade têm sido empregados na avaliação de estabilidade de taludes por permitirem quantificação de incertezas nos parâmetros geotécnicos. O Método de Primeira Ordem e Segundo Momento (FOSM - *First Order Second Moment*) destaca-se pela simplicidade, sendo utilizado em contextos práticos. Sua precisão tem sido questionada devido à linearização no ponto médio das distribuições, que pode não capturar adequadamente a geometria da superfície de falha. Este trabalho avalia três métodos – FOSM, Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM - *First Order Reliability Method*) e Monte Carlo com Amostragem por Importância (ISMC - *Importance Sampling Monte Carlo*) – aplicados a quatro cenários geotécnicos representativos de solos tropicais brasileiros, combinando dois tipos de solo (arenoso e argiloso) e duas condições de saturação (saturado e não saturado). Em termos probabilísticos, o FOSM apresentou desvios elevados e não regulares, com erros no índice de confiabilidade (β) variando de 3 % a 255 %, em relação ao ISMC. Nos casos saturados, a magnitude do erro está relacionada à não-linearidade acentuada da equação de desempenho na região crítica. Conclui-se que o FOSM não é recomendado para análise de confiabilidade de taludes de terra próximos à ruptura, devido à magnitude e inconsistência dos erros.

PALAVRAS-CHAVE: Confiabilidade Estrutural; Taludes de terra; Equilíbrio Limite; Monte Carlo.

ABSTRACT: Reliability analysis methods have been used in slope stability assessment because they allow the quantification of uncertainties in geotechnical parameters. The First Order Second Moment (FOSM) method stands out for its simplicity and is used in practical contexts. Its accuracy has been questioned due to the linearization at the midpoint of the distributions, which may not adequately capture the geometry of the failure surface. This study evaluates three methods – FOSM, First Order Reliability Method (FORM) and Importance Sampling Monte Carlo (ISMC) – applied to four geotechnical scenarios representative of Brazilian tropical soils, combining two soil types (sandy and clayey) and two saturation conditions (saturated and unsaturated). In probabilistic terms, FOSM presented high and irregular deviations, with errors in the reliability index (β) ranging from 3 % to 255 % relative to ISMC. In the saturated cases, the magnitude of the error is related to the marked nonlinearity of the performance equation in the critical region. It is concluded that FOSM is not recommended for the reliability analysis of earth slopes close to failure, due to the magnitude and inconsistency of the errors.

KEYWORDS**:** Structural Reliability; Earth Slopes; Limit Equilibrium; Monte Carlo.

1 INTRODUÇÃO

A análise de estabilidade de taludes tradicionalmente emprega o Fator de Segurança (FS) determinístico como indicador de segurança. Apesar de amplamente consolidado na prática de engenharia, este critério não considera explicitamente as incertezas inerentes aos parâmetros geotécnicos, tornando difícil a quantificação objetiva do risco de ruptura. Métodos probabilísticos de confiabilidade têm sido crescentemente adotados por permitirem avaliar a Probabilidade de Falha (P_f) e o Índice de Confiabilidade (β), fornecendo medidas mais robustas de segurança (Phoon, 2017; Phoon, 2023).

O Método de Primeira Ordem e Segundo Momento (FOSM) destaca-se pela simplicidade conceitual e baixo custo computacional. Este método lineariza a função de desempenho no ponto médio das variáveis aleatórias utilizando apenas informações de primeira ordem (derivadas) e segundo momento (variâncias). Por sua praticidade, o FOSM tem sido amplamente utilizado em estudos preliminares de confiabilidade (Huang et al., 2017). No entanto, a linearização no ponto médio (não otimizado) pode não capturar adequadamente a geometria da superfície de falha, especialmente em problemas com não-linearidades significativas ou distribuições fortemente não-gaussianas. Alguns resultados tem demonstrado desvios substanciais entre β e P_f obtidos por FOSM e outros métodos mais robustos.

O Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM) surgiu como evolução do FOSM, mantendo a linearização de primeira ordem, mas otimizando o ponto de linearização. O método busca iterativamente o *design point* ($\boldsymbol{X}^*$), definido como o ponto mais provável de ocorrer entre todos os pontos que levam à falha ($g(\boldsymbol{X}) = 0$), ou equivalentemente, o ponto de menor distância à origem no espaço normal padrão. Esta otimização, realizada no espaço normal padrão através do algoritmo HLRF (ou iHLRF), tende a fornecer resultados mais precisos que o FOSM (Ji et al., 2018).

Métodos de simulação Monte Carlo estimam a P_f através de integração numérica direta do espaço de falha no domínio probabilístico, gerando amostras aleatórias das variáveis e contabilizando a proporção que resulta em falha, sendo considerados referência para análises de confiabilidade por não requererem aproximações sobre a linearidade ou geometria da superfície de falha. O Monte Carlo com Amostragem por Importância (ISMC) concentra as amostras das simulações na região crítica (ao redor do *design point*), reduzindo significativamente o número de simulações necessárias comparado ao Monte Carlo bruto (Song e Kawai, 2023).

No contexto de taludes não saturados, a inclusão da sucção matricial como variável adicional aumenta a dimensionalidade e a complexidade do problema de confiabilidade. A sucção contribui para a resistência ao cisalhamento, sendo comumente quantificada através do ângulo φ^b pelo modelo de Fredlund et al. (1978), afetando significativamente a estabilidade. A avaliação de métodos de confiabilidade neste contexto torna-se particularmente relevante (Khosravi-Hajivand e Johari, 2024).

Este trabalho visa avaliar comparativamente a acurácia, consistência e eficiência dos métodos FOSM, FORM e ISMC aplicados à estabilidade de taludes não saturados, utilizando análises numéricas em *software* geotécnico e ambiente de programação baseado em Matlab e Python.

2 MÉTODO

2.1 Casos de Estudo

Foram analisados quatro cenários combinando dois tipos de solo tropical (arenoso e argiloso) e duas condições de saturação (saturado e não saturado). A geometria consiste em talude homogêneo de 10 m de altura com inclinação 2V:1H (63,4°), analisado pelo método de Morgenstern-Price considerando superfície de ruptura circular. Os solos arenoso e argiloso apresentam parâmetros geotécnicos representativos de solos lateríticos brasileiros, conforme apresentado na Tabela 1, sendo utilizados os valores médios para a análise determinística. Nos casos saturados, considerou-se saturação completa do maciço. Nos casos não saturados, adotou-se perfil de sucção variável com a profundidade, atingindo valores até 18 kPa na superfície, conforme dados de Dal-Cól (2022). A distribuição da sucção pode ser vista na Figura 1.

A consideração de condições não saturadas é particularmente relevante em regiões tropicais, onde a variação sazonal do nível freático e a presença de sucção matricial influenciam significativamente a estabilidade (Camapum de Carvalho e Gitirana Jr., 2021). Em todos os casos o nível d'água situa-se a 4 m de profundidade em relação ao pé do talude.

Os parâmetros estatísticos foram definidos com base em valores típicos reportados na literatura geotécnica (Cherubini, 2000; Phoon e Kulhawy, 1999; Duncan, 2000). A Tabela 1 apresenta os parâmetros estatísticos de média (μ) e Coeficiente de Variação (CoV) para cada material e parâmetro geotécnico. Adotaram-se distribuições lognormais (LN) para todos os parâmetros geotécnicos. A coesão (c') apresenta maior variabilidade comparada ao ângulo de atrito (φ'), refletindo maior incerteza na sua determinação

experimental e ocorrência em campo. O peso específico (γ) apresenta baixa variabilidade devido à sua natureza mais previsível. A correlação negativa entre c' e φ' é definida por $\rho_{c'-\varphi'} = -0{,}5$.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos e variabilidade.

Parâmetros	Arenoso		Argiloso	
dos Materiais	μ	CoV (%)	μ	CoV (%)
γ (kN/m³)	16	5	18	7
c' (kPa)	9	40	15	30
φ' (°)	35	15	28	10
φ^b (°)	35	20	28	20

2.2 Métodos de Confiabilidade

O método FOSM aplicado lineariza a função de desempenho $g(\boldsymbol{X})$ no ponto médio μ das variáveis aleatórias através de expansão em série de Taylor de primeira ordem. O índice de confiabilidade foi calculado como $\beta = \mu_g/\sigma_g$, onde μ_g e σ_g são a média e desvio padrão de $g(\boldsymbol{X})$, obtidos por propagação de incertezas. As derivadas parciais $\partial g/\partial \boldsymbol{X_i}$ foram calculadas numericamente por diferenças finitas centrais com perturbação de 1 % do valor médio.

O método FORM busca iterativamente o design point $\boldsymbol{X}^*$ (ponto mais provável de falha) através do algoritmo iHLRF (*improved* Hasofer-Lind-Rackwitz-Fiessler) no espaço normal padrão $\boldsymbol{U}$. O ponto $\boldsymbol{X}^*$ minimiza a distância de Hasofer-Lind à origem no espaço U, sujeito à restrição $g(\boldsymbol{X}) = 0$. O índice de confiabilidade é $\beta = \|\boldsymbol{U}^*\|$. Foi utilizado critério de convergência: $\left\|\boldsymbol{U^{k+1}} - \boldsymbol{U^k}\right\| < 10^{-6}$.

O método ISMC emprega amostragem por importância centrada no *design point* obtido pelo FORM, utilizando distribuição auxiliar gaussiana multivariada com média em $\boldsymbol{X}^*$ e matriz de covariância igual à matriz de correlação original. Foi aplicado critério de parada com $CoV(P_f) < 8$ %, em lotes de 50 amostras.

2.3 Implementação Computacional

A implementação foi realizada em MATLAB integrado com UQLab para realização das análises de confiabilidade. Os módulos SLOPE/W e SEEP/W do GeoStudio foram acoplados ao MATLAB através de *script* Python intermediário, permitindo automatização do cálculo do FS a cada avaliação da função de desempenho. Abordagem nesse sentido pode ser vista em Siacara et al. (2022, 2024a, 2024b). A função de desempenho definida foi $g(\boldsymbol{X}) = FS(c', \varphi', \gamma, \varphi^b) - 1$, onde FS é calculado para cada realização das variáveis aleatórias. Esta arquitetura possibilitou a execução automatizada das análises probabilísticas. Foram desenvolvidos *scripts* para execução das análises de confiabilidade, validação e processamento dos resultados.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Análise Determinística

A Figura 1 mostra o resultado das análises de estabilidade determinísticas, apresentando a geometria dos taludes, FS obtido, superfícies críticas de ruptura e isolinhas de poropressão (sucção) para os quatro cenários analisados: (a) Arenoso saturado; (b) Arenoso não saturado; (c) Argiloso saturado, (d) Argiloso não saturado.

A análise determinística indica que os taludes saturados apresentam valores de FS no limite da estabilidade ($FS \approx$ 1,0 a 1,1), configurando iminência de ruptura, situação crítica pelo critério determinístico tradicional ($FS \geq$ 1,5). A inclusão da sucção matricial aumenta substancialmente a estabilidade (FS = 1,4), porém ainda abaixo do critério usual de segurança.

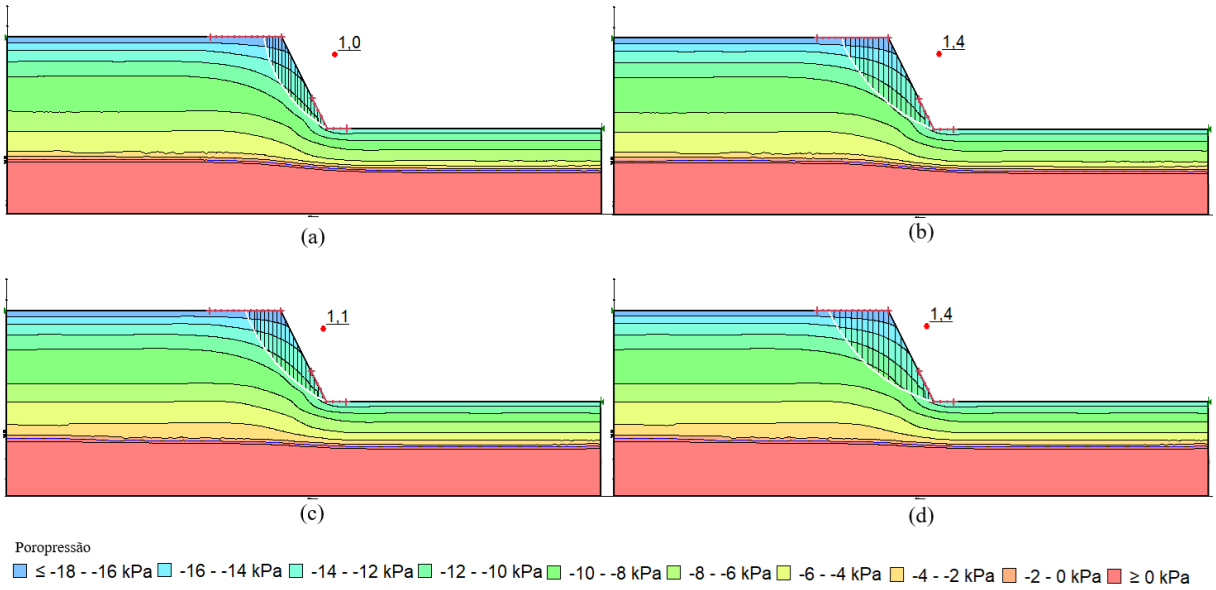


Figura 1. Resultados Determinísticos dos 4 Modelos.

3.2 Análises de Confiabilidade

A Tabela 2 apresenta os resultados das análises de confiabilidade.

Tabela 2. Métodos de Confiabilidade.

Modelo	Método	β	P_f	nº avaliação	Tempo (s)
Arenoso SAT	FOSM	0,327	$3{,}72\times10^{-1}$	7	96
	FORM	0,083	$4{,}67\times10^{-1}$	30	422
	ISMC	0,092	$4{,}63\times10^{-1}$	200	3653
Arenoso UNSAT	FOSM	2,952	$1{,}58\times10^{-3}$	9	155
	FORM	3,114	$9{,}23\times10^{-4}$	182	3318
	ISMC	3,196	$6{,}98\times10^{-4}$	950	15634
Argiloso SAT	FOSM	0,814	$2{,}08\times10^{-1}$	7	112
	FORM	0,544	$2{,}93\times10^{-1}$	20	313
	ISMC	0,560	$2{,}88\times10^{-1}$	200	2665
Argiloso UNSAT	FOSM	2,818	$2{,}42\times10^{-3}$	9	159
	FORM	2,760	$2{,}89\times10^{-3}$	175	3466
	ISMC	2,737	$3{,}10\times10^{-3}$	900	14160

Os taludes saturados apresentam índices de confiabilidade muito baixos (β < 0,6), indicando probabilidades de falha superiores a 27 %. Isto é consistente com os baixos fatores de segurança determinísticos ($FS \approx 1{,}0$ a 1,1). A consideração da sucção resulta em incremento significativo do índice de confiabilidade para $\beta \approx 2{,}7$ a 3,2 (P_f < 0,3 %), corroborando sua influência determinante na estabilidade do talude. A Tabela 3 apresenta um comparativo dos desvios entre os resultados dos métodos aplicados.

Os desvios do FOSM em relação ao ISMC revelam três aspectos críticos. Primeiro, a magnitude dos erros varia de 3 % a 255 %, com dois dos quatro casos, ambos saturados, apresentando erros iguais ou superiores a 45 %. No caso Arenoso SAT, o FOSM superestima β em 255 %, indicando P_f 20 % menor que o valor obtido por simulação. Segundo, o método não apresenta comportamento consistente – em três casos é não conservador (superestima segurança), mas em um caso é conservador (Arenoso UNSAT, erro de - 8 %),

sem critério a priori para prever o comportamento. Terceiro, nos taludes saturados com FS próximos a 1,0-1,1, o FOSM sistematicamente superestima a segurança com erros de + 45 % a + 255 %, constituindo imprecisão inaceitável para fins de projeto. A Figura 2 ilustra os desvios, evidenciando a ausência de padrão previsível.

Tabela 3. Desvios entre os Métodos.

Modelo	$\Delta\beta$ FOSM-ISMC	$\Delta\beta$ FORM-ISMC	ΔP_f FOSM-ISMC	ΔP_f FORM-ISMC
Arenoso SAT	+0,235 (+255%)	-0,009 (-10%)	-19,7%	+0,9%
Arenoso UNSAT	-0,244 (-8%)	-0,082 (-3%)	+126,4%	+32,2%
Argiloso SAT	+0,254 (+45%)	-0,016 (-3%)	-27,8%	+1,7%
Argiloso UNSAT	+0,081 (+3%)	+0,023 (+1%)	-21,9%	-6,8%

Nota**:** Para $\Delta\beta$, calculada como diferença simples (β_método1 - β_método2). Para os percentuais, calculados como [(variável_método1 - variável_método2)/variável_método2] × 100%. Valores positivos indicam superestimativa e negativos indicam subestimativa.

Vale observar que o erro absoluto em β é de magnitude semelhante em três dos quatro casos, independentemente da saturação; o que varia é o erro relativo, pois β varia de ≈ 0,09 a ≈ 3,2. Para β pequeno ($FS \approx 1$), esse erro traduz-se em grande desvio percentual de β e em viés não conservador. Já para β elevado (baixa probabilidade de falha), o mesmo erro absoluto produz grande desvio percentual de P_f (Arenoso UNSAT, + 126 %). A inadequação do FOSM concentra-se, portanto, nos cenários próximos à ruptura, onde o viés é simultaneamente grande e não conservador.

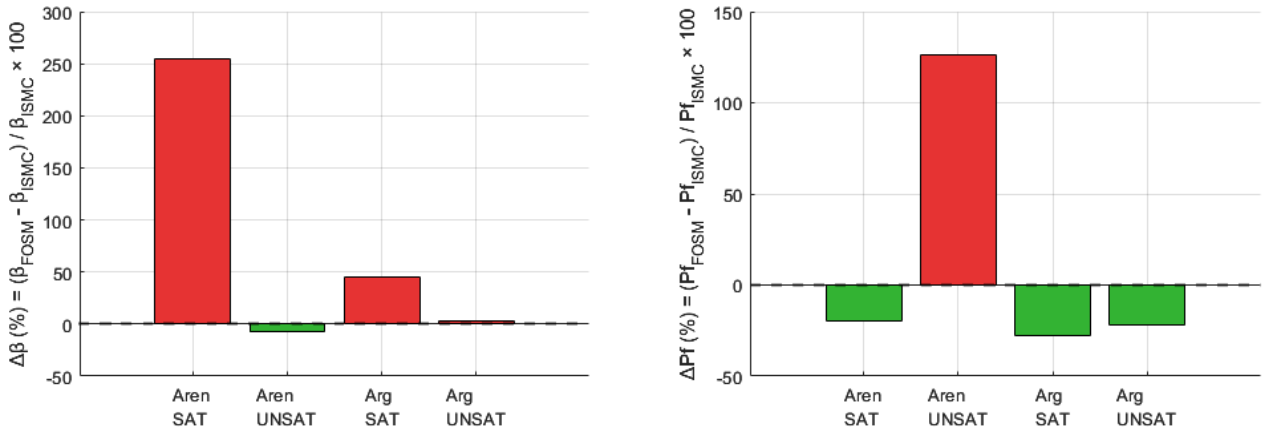


Figura 2. Desvios de β e erro de P_f do FOSM em relação ao ISMC.

O FORM apresentou desvios de - 10,2 %, - 2,6 %, - 2,8 % e + 0,9 % em relação ao ISMC para os quatro casos, com três apresentando erros inferiores a 3%. A correlação linear entre valores de β obtidos pelos dois métodos resultou em R^2 = 0,9989. O método foi predominantemente conservador, padrão desejável do ponto de vista de segurança. Esta concordância confirma que o FORM é adequado para este tipo de problema, capturando satisfatoriamente as não-linearidades moderadas da função de desempenho.

A fim de evidenciar a relação entre não-linearidade da superfície de falha e precisão dos métodos de primeira ordem, elaborou-se representação de $g(\boldsymbol{X}) = 0$ construída a partir das amostras do ISMC, incluindo os pontos de linearização FOSM (ponto médio μ) e FORM (*design point* $\boldsymbol{X}^*$). A superfície foi projetada no

espaço (c', φ') por concentrarem a maior influência no comportamento probabilístico, Figura 3.

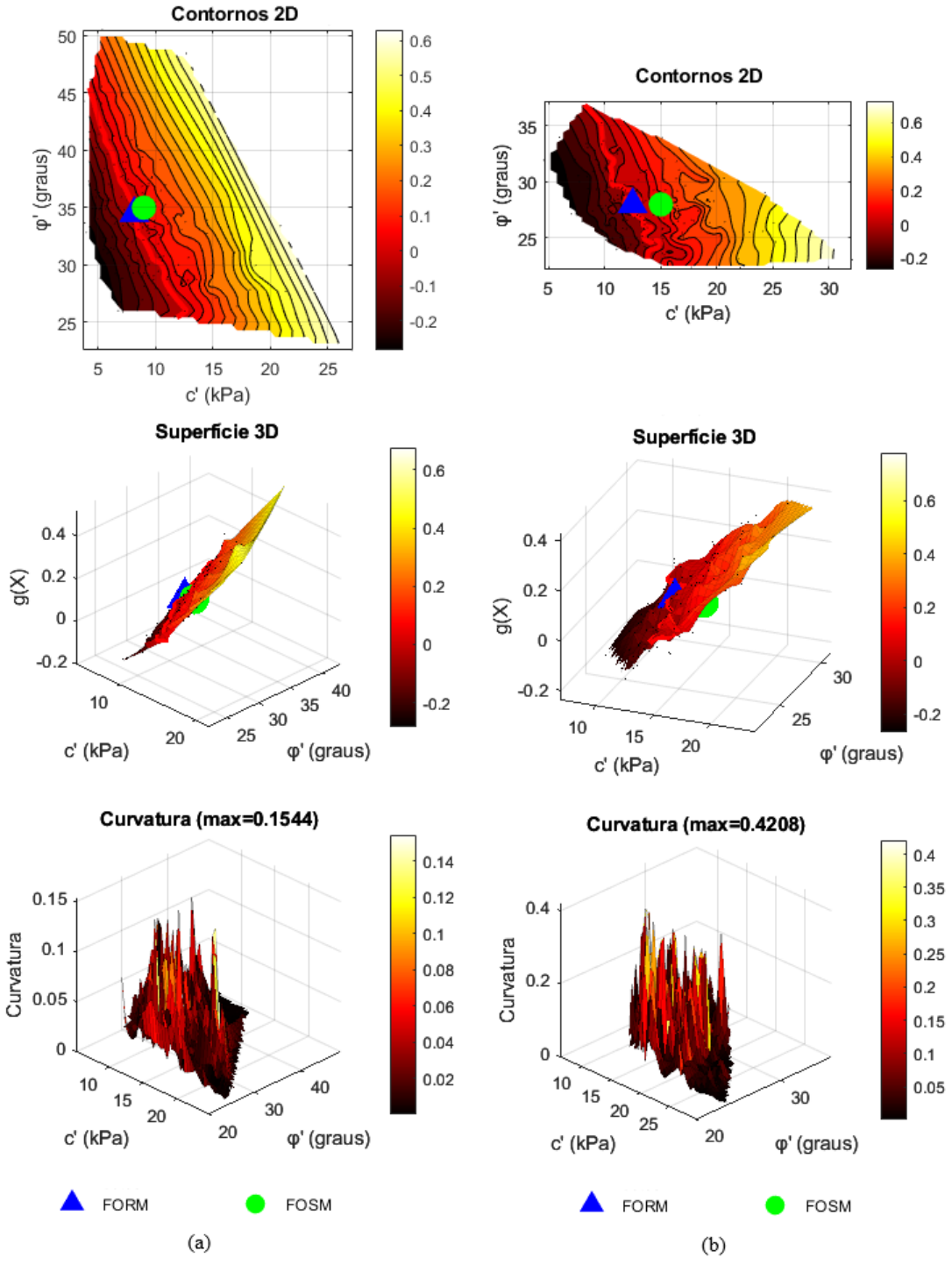


Figura 3. Representação da superfície de falha $g(\boldsymbol{X}) = 0$ no espaço $c' - \varphi'$: Contornos 2D, Superfícies 3D e Curvatura, com identificação do ponto de linearização FOSM e do *design point* FORM. (a) Arenoso SAT e (b) Argiloso SAT.

Essa representação foi apresentada exclusivamente para os casos saturados, pois a projeção bidimensional é representativa do problema completo: com apenas três variáveis aleatórias (γ, c', φ') e γ apresentando contribuição marginal (α < 0,07), o plano (c', φ') captura essencialmente toda a não-linearidade

relevante de $g(\boldsymbol{X})$. Nestes casos, observa-se curvatura acentuada da superfície na região crítica próxima a $g = 0$. A curvatura, calculada a partir das segundas derivadas de g em relação aos parâmetros, quantifica o desvio da superfície em relação a um plano, sendo um indicador direto da não-linearidade local. Apesar da proximidade geométrica entre os pontos FOSM e FORM ($\Delta c' < 1$ kPa, $\Delta\varphi' < 1°$), os erros resultantes são de 255 % (Arenoso SAT) e 45 % (Argiloso SAT), evidenciando que a não-linearidade da superfície compromete a linearização no ponto médio independentemente da distância ao design point.

Os casos não saturados não são apresentados graficamente pois envolvem quatro variáveis aleatórias ($\gamma, c', \varphi', \varphi^b$), sendo que o parâmetro φ^b apresenta contribuição significativa ao problema (α = 0,236 para Arenoso UNSAT, α = 0,141 para Argiloso UNSAT). Essa limitação da projeção bidimensional impede a visualização adequada da geometria da superfície de falha nos casos não saturados.

Nesses casos não saturados, o FOSM apresenta erros substancialmente menores (- 8 % e + 3 %). A análise das importâncias relativas revela um comportamento desarmônico entre os métodos. Cada método fornece uma medida própria de importância — os fatores de sensibilidade no FORM, a contribuição de cada variável à variância da função de desempenho no FOSM, e o coeficiente de correlação entre variável e desempenho no ISMC —, de modo que a comparação se baseia na ordenação das variáveis, não em seus valores absolutos. No Argiloso SAT, os três métodos concordam que a coesão (c′) é a variável dominante. No Argiloso UNSAT há discordância: o FORM aponta o ângulo de atrito (φ′) como mais importante, enquanto FOSM e ISMC mantêm a coesão como dominante. Esta discordância entre métodos evidencia a complexidade adicional introduzida pela sucção, representada pela dimensão φ^b no problema de confiabilidade, restringindo a aplicabilidade do FOSM.

A Figura 4 ilustra a convergência da P_f e o intervalo de confiança (IC) das análises ISMC para (a) Arenoso SAT e (b) Arenoso UNSAT, em função do número de amostras, em escala logarítmica. O IC de 95 %, representado pela faixa azul clara ao redor da curva, indica a região dentro da qual o verdadeiro valor da probabilidade de falha tem 95% de chance de se encontrar a cada estimativa. À medida que o número de amostras aumenta, a curva tende a se estabilizar e o IC de 95 % se estreita progressivamente, indicando maior precisão e confiabilidade na estimativa de P_f com o aumento do tamanho amostral. O $CoV(P_f)$ atingido na análise Arenoso SAT foi de 7,77 % e Arenoso UNSAT 7,79 %. Esse padrão se repete para todos os cenários.

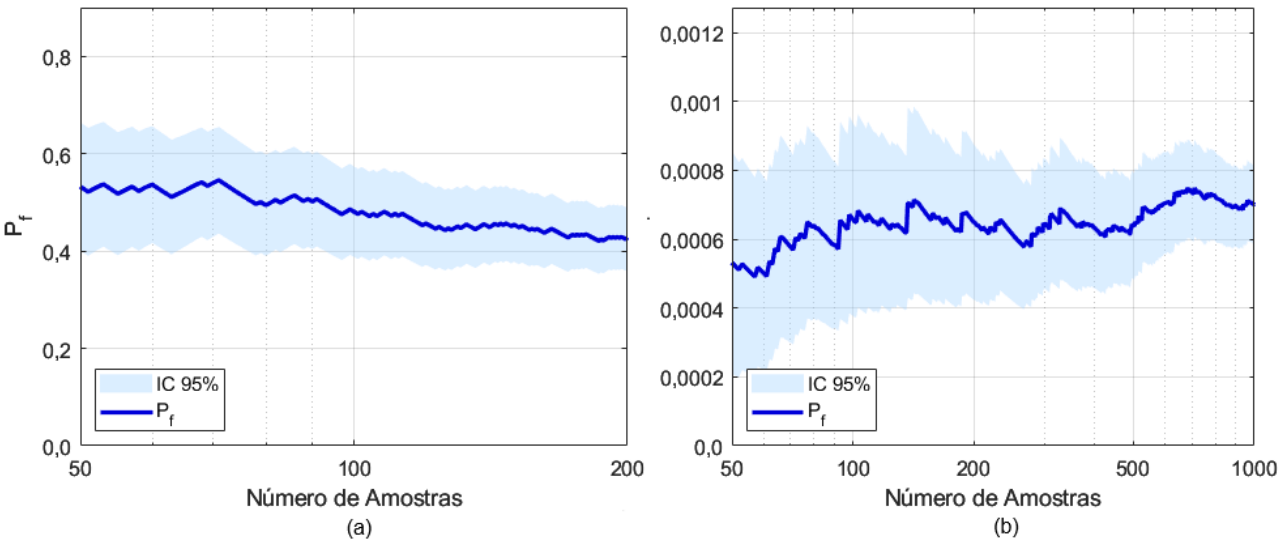


Figura 4. Convergência da P_f e IC de ISMC – (a) Arenoso SAT e (b) Arenoso UNSAT.

Ressalta-se que o custo computacional médio foi de 130 s para FOSM (8 avaliações), 1880 s para FORM (102 avaliações) e 9030 s para ISMC (560 avaliações). O FOSM é o mais rápido, porém inaceitavelmente impreciso. O FORM apresenta custo 14,4 × superior (~31 minutos), justificado pela precisão demonstrada. O ISMC requer ~69 × mais tempo (~2,5 horas), justificado como método de referência, mas desnecessariamente dispendioso para análises de rotina onde o FORM oferece precisão comparável com custo ~5 × inferior.

4 CONCLUSÕES

Este estudo avaliou comparativamente três métodos de análise de confiabilidade – FOSM, FORM e ISMC – aplicados à estabilidade de taludes, utilizando quatro cenários geotécnicos representativos de solos tropicais brasileiros. O FOSM apresentou desvios de 3 % a 255 % sem padrão previsível, sendo ora conservador, ora não conservador. Nos casos críticos (taludes saturados com $FS \approx 1{,}0$ a 1,1), o método superestimou a segurança, constituindo limitação importante no contexto prático. A visualização tridimensional da superfície de falha nos casos saturados evidencia que a não-linearidade acentuada de $g(\boldsymbol{X})$ na região crítica compromete a linearização no ponto médio, resultando em grandes desvios mesmo quando os pontos FOSM e FORM apresentam proximidade geométrica. O FORM apresentou desvios inferiores a 3 % em três dos quatro casos, com equilíbrio adequado entre precisão e custo computacional (~31 minutos versus ~2,5 horas do ISMC). Recomenda-se, portanto, evitar o FOSM em taludes próximos à ruptura (FS ≈ 1), regime em que superestima a segurança de forma imprevisível.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Camapum De Carvalho, J., Gitirana Jr. G.F.N. (2021) Unsaturated soils in the context of tropical soils. *Soils and Rocks*, 44 (3) p. 1-25.

Cherubini, C. (2000) Reliability evaluation of shallow foundation bearing capacity on c′, φ′ soils. *Can. Geotech. J.* 37: 264–269.

Dal-Cól, P.H.L. (2022) *Efeito da Infiltração de Precipitação Pluvial na Análise de Estabilidade de Taludes de um Solo Argiloso e um Solo Arenoso Não Saturados da Região Norte do Estado do Paraná*. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Londrina, 202 p.

Duncan, J.M. (2000) Factor of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. ASCE, *Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering,* 4, 307-316.

Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R., Widger, R.A. (1978) The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(3), p. 313–321.

Huang, C., Hami, A.E., Radi, B. (2017) Overview of Structural Reliability Analysis Methods — Part I: Local Reliability Methods**,** *Incertitudes et fiabilité des systèmes multiphysiques*, 17(1).

Ji, J., Zhang, C., Gao, Y., Kodikara, J. (2018) Effect of 2D spatial variability on slope reliability: A simplified FORM analysis. *Geoscience Frontiers*, 9, 1631-1638.

Khosravi-Hajivand, A., Johari, A. (2024) Unsaturated soil nailing wall system reliability analysis using random finite element. *Computers and Geotechnics*, 173, 106554.

Phoon, K., Kulhawy, F.H. (1999) Characterization of Geotechnical Variability. *Canadian Geotechnical Journal*, 36 (4), p. 612–624.

Phoon, K. (2017) Role of reliability calculations in geotechnical design. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 11(1), p. 4-21.

Phoon, K. (2023) What Geotechnical Engineers Want to Know about Reliability. *J. Risk Uncertainty Eng. Syst. Part A: Civ. Eng.*, 9(2): 0312300.

Siacara, A.T., Guo, X., Beck, A.T. (2024a) Probabilistic analysis of shallow foundation on earth slope using an active learning surrogate-centered procedure. *Computers and Geotechnics*, 175, 106659.

Siacara, A.T., Napa-García, G.F., Beck, A.T., Futai, M.M. (2022) Reliability analysis of an earth dam in operating conditions using direct coupling. *SN Applied Sciences*, 4(99).

Siacara, A.T., Napa-García, G.F., Beck, A.T., Futai, M.M. (2024b) Reliability Analysis of an Earth Dam Under Rainfall Effects. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 10(59).

Song, S., Kawai, R. (2023) Monte Carlo and variance reduction methods for structural reliability analysis: A comprehensive review. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 73, 103479.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/7

Análise Comparativa de Representação das Poropressões e Superfícies Potenciais de Ruptura na Estabilidade de Taludes de Barragem de Terra

Alana Stern Retzlaff
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre, Brasil, alanasternr@gmail.com

Karina Retzlaff Camargo
Professora da Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande – FURG, Rio Grande, Brasil, karinacamargo@furg.br

Antônio Marcos de Lima Alves
Professor da Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande – FURG, Rio Grande, Brasil, antonioalves@furg.br

RESUMO: Este trabalho avalia o impacto de diferentes abordagens metodológicas no Fator de Segurança (FS) da Barragem do Chasqueiro, uma estrutura de terra homogênea, localizada no extremo sul do Brasil. A análise de estabilidade foi realizada no *software Slide®,* focando no talude de montante sob nível normal do reservatório, da seção mais alta da barragem. A metodologia consistiu em comparar três métodos de representação das poropressões: a Linha de Fluxo Superior (LFS) de Casagrande, admitindo-se condição hidrostática; uma linha piezométrica automática definida pelo *software* a partir da LFS; e a análise de fluxo por Elementos Finitos (FEA) em regime permanente. Paralelamente, comparou-se a pesquisa de superfícies de ruptura circulares e não circulares. Os resultados indicaram que os cenários modelados com análise de fluxo via FEA apresentaram valores de FS superiores aos dos métodos simplificados. A LFS hidrostática estimou poropressões mais elevadas, reduzindo a resistência ao cisalhamento e o FS. Conclui-se que, embora o FEA e as superfícies não circulares representem um aprimoramento técnico realista, a abordagem simplificada (LFS de Casagrande com superfícies circulares) resulta em valores menores de FS. Isso evidencia o caráter conservador do método tradicional.

PALAVRAS-CHAVE: Segurança de Barragens, Taludes, Fator de Segurança.

ABSTRACT: This study evaluates the impact of different methodological approaches on the Safety Factor (SF) of the Chasqueiro Dam, a homogeneous earth structure. The stability analysis was performed using the Slide® software, focusing on the upstream slope under normal reservoir level conditions, at the highest section of the dam. The methodology consisted of comparing three methods for representing pore pressures: the upper flow line (LFS) based on Casagrande's construction and assuming hydrostatic conditions; an automatic piezometric line defined by the software from the LFS; and steady-state groundwater flow analysis using the Finite Element Method (FEA). Concurrently, the search for circular and non-circular potential failure surfaces was compared. The results indicated that the scenarios modeled with FEA flow analysis presented higher SF values than the simplified methods. The hydrostatic LFS estimated higher pore pressures, thereby reducing shear strength and SF. It is concluded that, although FEA and non-circular surfaces represent a realistic technical improvement, the simplified approach (Casagrande's LFS with circular surfaces) results in lower SF values. This highlights the conservative nature of the traditional method.

KEYWORDS: Dam Safety, Slopes, Safety Factor.

1 INTRODUÇÃO

As barragens de terra desempenham um papel fundamental na gestão de recursos hídricos, garantindo o abastecimento em períodos de estiagem e atuando no suporte a atividades socioeconômicas. Contudo, o envelhecimento natural e a manutenção inadequada dessas infraestruturas podem representar significativos riscos, o que torna imprescindível a realização de avaliações contínuas de segurança estrutural e operacional (ANA, 2023). Inserida nesse contexto, a Barragem do Chasqueiro, localizada em Arroio Grande, no extremo sul do estado do Rio Grande do Sul (RS), opera há quase cinco décadas e constitui uma obra de vital importância para a atividade orizícola na região sul do estado.

A avaliação da segurança geotécnica dessas estruturas inclui a análise de estabilidade de seus taludes, um procedimento complexo onde a água atua como um dos principais agentes deflagradores de instabilidade (Marques Filho e Geraldo, 1998). O fluxo interno gera poropressões que afetam a tensão efetiva e, consequentemente, reduzem a resistência ao cisalhamento do maciço (Pinto, 2006). Para a determinação do Fator de Segurança (FS), é essencial a correta representação dessas poropressões, que pode ser conduzida por métodos analíticos tradicionais, como a construção gráfica da Linha de Fluxo Superior (LFS) de Casagrande (1937) (associada a uma rede de fluxo também aproximada, ou admitindo-se condição hidrostática a favor da segurança), ou mediante abordagens numéricas modernas, a exemplo do Método dos Elementos Finitos.

Em paralelo à modelagem do fluxo, a análise de estabilidade pelo princípio do equilíbrio limite (Abramson *et al*., 2001) é diretamente condicionada à geometria adotada para a superfície potencial de ruptura. Embora a pesquisa por superfícies circulares seja amplamente empregada na prática da engenharia, a verificação por meio de geometrias não circulares representa um aprimoramento técnico, proporcionando uma simulação mais realista das condições de falha, principalmente em solos não homogêneos. A escolha dos métodos de representação das poropressões e do formato da superfície crítica pode gerar variações nos resultados, impactando o diagnóstico do nível de segurança da barragem.

Neste contexto, este trabalho tem por objetivo avaliar o impacto de diferentes abordagens metodológicas no Fator de Segurança (FS) da Barragem do Chasqueiro, uma estrutura de terra homogênea, ao realizar uma análise comparativa entre métodos distintos para a representação das poropressões no maciço e dos modos potenciais de ruptura, utilizando o *software Slide*® .

2 CENÁRIO DE ESTUDO

A Barragem do Chasqueiro, estudada por este trabalho, localiza-se em Arroio Grande, cidade do extremo sul do Rio Grande do Sul (Figura 1). Conforme o Decreto nº 1.148, de 26 de maio de 1994, a barragem e seu respectivo sistema de irrigação constituem obras públicas sob a administração da Universidade Federal de Pelotas (UFPel). A gerência dessa estrutura na universidade é de competência da Agência de Desenvolvimento da Lagoa Mirim (ALM). De acordo com a ALM (2023), a Barragem do Chasqueiro encontra-se em operação desde 1983 e tem a função de abastecer a rede principal do Distrito de Irrigação do Arroio Chasqueiro (DIBAC). A barragem possui 1200 m de extensão e três seções transversais típicas: (i) até a cota 26 m; (ii) entre as cotas 26 e 32 m; e (iii) acima da cota 32 m, conforme mostra a Figura 2.

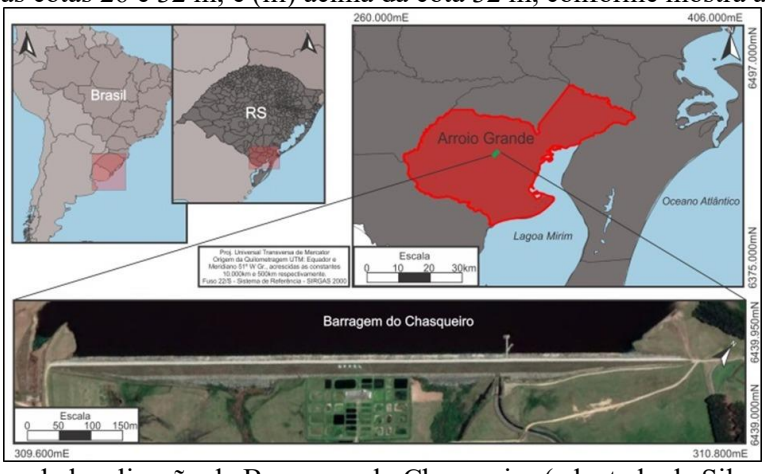


Figura 1. Mapa de localização da Barragem do Chasqueiro (adaptado de Silva *et al.*, 2023).

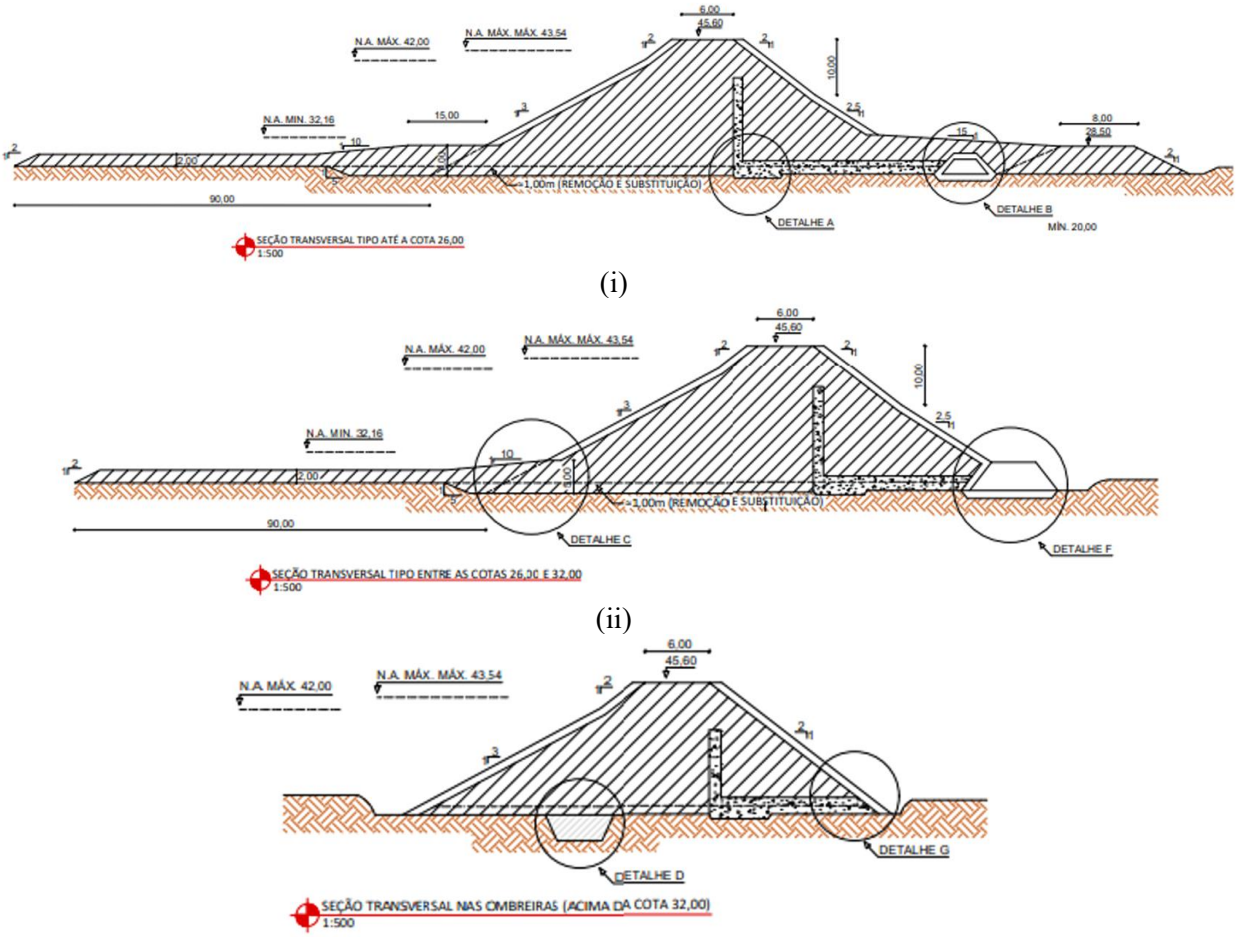


Figura 2. Seção transversal típica a: (i) até a cota 26 m; (ii) entre as cotas 26 e 32 m; e (iii) acima da cota 32 m, Adaptado por ALM (2023) de SONDOTÉCNICA (1976).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Para este trabalho foram realizados os estudos referentes à seção 3, cota acima de 32 m, para o talude de montante e considerando o nível normal do reservatório. A seção foi reproduzida com as mesmas dimensões e inclinações indicadas por ALM (2023) e (SONDOTÉCNICA, 1976). Finalizada a seção no *software AutoCAD*®, a mesma foi importada ao *software Slide*® e, de posse dos resultados dos ensaios de caracterização geotécnica, avaliação do comportamento mecânico, correlações e determinação da linha de fluxo superior, os parâmetros geotécnicos da seção analisada foram estabelecidos. Foram realizadas diferentes simulações para obtenção do FS da barragem: (i) poropressões calculadas a partir da Linha de Fluxo Superior (LFS), construída pelo método gráfico de Casagrande, admitindo condição hidrostática; (ii) poropressões calculadas a partir de uma linha piezométrica localizada abaixo da LFS de Casagrande, definida automaticamente pelo software com base na inclinação da superfície da água, sendo esta, útil para a aproximação da perda de carga devido à percolação; (iii) poropressões determinadas pelo software a partir do Método dos Elementos Finitos (FEA – Finite Element Analysis) para analisar fluxos de água subterrânea em regime permanente (*steady-state*), utilizando elemento triangular de 6 nós. Por fim, foi realizada uma análise comparativa entre os modos potenciais de ruptura: (iv) superfície circular (*Grid Search*); e (v) superfície não circular (*Path Search*). Além disso, conforme os dados do projeto básico (SONDOTÉCNICA, 1976), considerou-se que o solo de fundação não é isotrópico com relação à permeabilidade (sendo ky/kx a razão entre os coeficientes de permeabilidade vertical e horizontal). A Figura 3 ilustra a seção 3 da barragem inserida no software. Na imagem é possível identificar também as camadas que a compõem e o nível d´água (NA), além da barra de ferramentas do programa. O nível do reservatório representado na figura é o de operação normal.

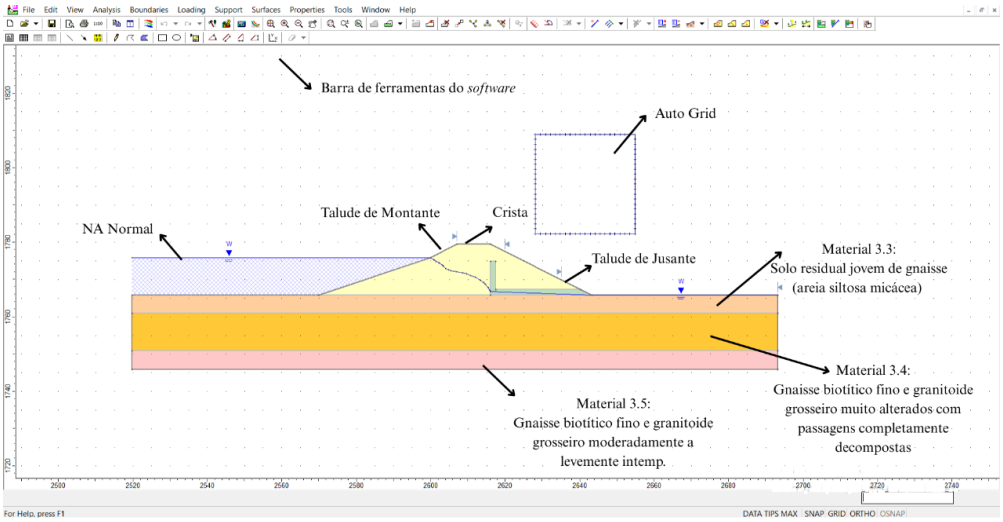


Figura 3. Representação da geometria da seção da Barragem do Chasqueiro e das camadas de fundação no *software Slide®*.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 4 apresenta a comparação entre a Linha de Fluxo Superior (LFS) considerando a condição hidrostática (Hu=1) e a superfície freática obtida via Método dos Elementos Finitos (FEA). Nota-se que a LFS hidrostática se posiciona acima da linha gerada pelo modelo numérico, indicando estimativas de poropressões mais elevadas no interior do maciço. Pelo princípio das tensões efetivas, o aumento das pressões neutras reduz a resistência ao cisalhamento do solo disponível na superfície de ruptura. Isso justifica o comportamento observado nas análises, explicando por que os Fatores de Segurança (FS) obtidos com a abordagem simplificada resultam em valores menores e mais conservadores do que os calculados via FEA.

A Tabela 1 sumariza os resultados obtidos através das simulações realizadas para cada um dos cenários considerados. Nela, Hu=1 representa a condição hidrostática (i); e Hu=Auto representa a condição de fluxo (ii). Observa-se que os cenários modelados com análise de fluxo por FEA (iii) resultaram em Fatores de Segurança significativamente superiores em comparação aos métodos simplificados (i e ii). Dentre os métodos de equilíbrio limite, Fellenius apresentou consistentemente os menores valores de FS, enquanto Spencer e GLE/Morgenstern-Price forneceram os FS mais elevados.

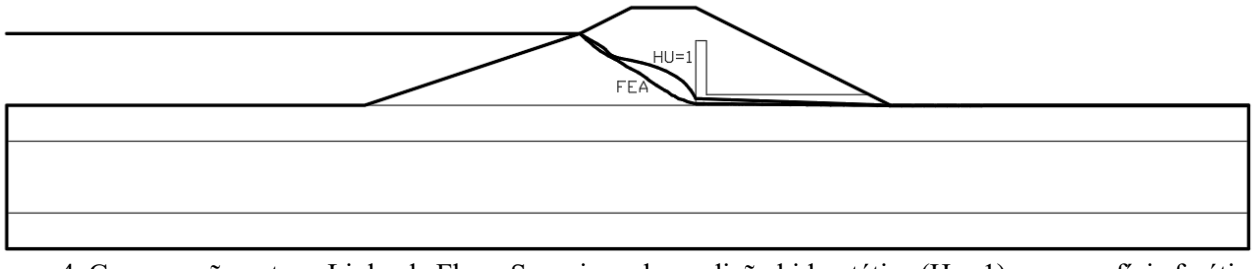


Figura 4. Comparação entre a Linha de Fluxo Superior sob condição hidrostática (Hu=1) e a superfície freática obtida por Elementos Finitos (FEA).

Tabela 1. Fatores de Segurança (FS) para diferentes cenários de análise.

Cenário de Análise		Fator de Segurança (FS)
Water Level – Hu =1 Superfície Circular (Grid Search)		Water Level – Hu =1 Superfície Não Circular (Path Search)
Bishop	2,172	2,185
GLE/Morgenstern-Price	2,187	2,232
Janbu Simplified	2,018	2,058
Fellenius	2,007	1,989
Spencer	2,187	2,252
Water Level – Hu =Auto Superfície Circular (Grid Search)		Water Level – Hu =Auto Superfície Não Circular (Path Search)
Bishop	2,202	2,229
GLE/Morgenstern-Price	2,215	2,274
Janbu Simplified	2,052	2,102
Fellenius	2,033	2,005
Spencer	2,217	2,283
Análise de Fluxo FEA – Heterogêneo Isotrópico (ky/kx=1 – maciço) Superfície Circular		Análise de Fluxo FEA – Heterogêneo Isotrópico (ky/kx=1 – maciço) Superfície Não Circular
Bishop	2,954	2,91
GLE/Morgenstern-Price	2,966	3,077
Janbu Simplified	2,711	2,722
Fellenius	2,699	2,689
Spencer	2,964	3,074
Análise de Fluxo FEA – Heterogêneo Anisotrópico (ky/kx=0,2 – maciço) Superfície Circular		Análise de Fluxo FEA – Heterogêneo Anisotrópico (ky/kx=0,2 – maciço) Superfície Não Circular
Bishop	2,922	2,881
GLE/Morgenstern-Price	2,934	2,978
Janbu Simplified	2,683	2,696
Fellenius	2,675	2,662
Spencer	2,932	3,04

5 CONCLUSÕES

As análises comparativas conduzidas neste estudo permitiram avaliar o impacto de diferentes abordagens metodológicas na determinação do Fator de Segurança (FS) dos taludes da Barragem do Chasqueiro. Constatou-se que o emprego de métodos numéricos, como a análise de fluxo por elementos finitos (FEA), aliado à pesquisa de superfícies potenciais de ruptura não circulares, representa um aprimoramento técnico, refletindo de maneira mais realista as condições de percolação e os mecanismos de falha. Por outro lado, a representação das poropressões por meio da Linha de Fluxo Superior (LFS) viabiliza a aplicação de métodos probabilísticos, como o *Point Estimate Method* (PEM) e o *First-Order Second-Moment* (FOSM), mesmo em *softwares* desprovidos de ferramentas de elementos finitos. Em termos de resultados, demonstrou-se que a abordagem simplificada (combinação do método analítico de Casagrande para a LFS com superfícies circulares) resultou em Fatores de Segurança inferiores aos dos métodos refinados. Essa subestimativa do FS possui relevância prática por evidenciar o caráter conservador do método tradicional, que se posiciona a favor da segurança ao basear a avaliação da estabilidade em um cenário mais crítico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abramson, L. W.; Lee, T. S.; Sharma, S.; Boyce, G. M. (2001) *Slope Stability and Stabilization Methods*, John Wiley & Sons, 2nd ed. New York, p. 330-378.

Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA). Relatório de Segurança de RSB 2023. Disponível em: <https://www.boletimdosaneamento.com.br/relatorio-de-seguranca-de-barragens-ana/> Acesso em: 12 de fevereiro de 2026.

ALM – Agência de Desenvolvimento da Lagoa Mirim (2023) *Diagnóstico e Prognóstico do Distrito de Irrigação do Arroio Chasqueiro.* Relatório Técnico.

Brasil. Decreto Nº 1.148 de 26 de maio de 1994. Brasília – DF. Disponível em: <https://legislacao.presidencia.gov.br/atos/?tipo=DEC&numero=1148&ano=1994&ato=20bkXTq1UNFpWTd68>. Acesso em 10 de fevereiro de 2026.

Casagrande, A. (1937) Seepage Through Dams. In: *Contributions to Soil Mechanics.* Boston: Boston Society of Civil Engineers. p. 295-336.

Marques, P. L. F.; Geraldo, A. (1998) Barragens e reservatórios. In: *Geologia de Engenharia*. Oliveira, A. M. S.; Brito, S. N. A., São Paulo: ABGE, Cap. 24, p. 397-418.

Pinto, C. S. (2006) *Curso básico de Mecânica dos Solos*. São Paulo: Oficina de Textos.

Silva, J. L. da.; Camargo, K. R.; Collares, G. L.; Bruch, A. F. (2023) Uso de GPR para a identificação de instrumentação em subsuperfície na Barragem do Chasqueiro – Arroio Grande/RS/Brasil. *Revista Prociências*. v. 6, n. 1, p. 2–17. DOI: *10.15210/prociencias.v6i1.6376*. Disponível em: <https://periodicos.ufpel.edu.br/index.php/prociencias/article/view/25975> Acesso em: 1 mar. 2026.

SONDOTÉCNICA (1976) *Projeto Básico do Distrito de Irrigação do Arroio Chasqueiro.* Relatório Técnico.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/8

Análise Comparativa Preliminar de Solos Envolvidos em Deslizamentos na BR-470/RS

Erick Cobayashi da Silva Souza
Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, erickcobayashi@ufpr.br

Maria Eduarda Bus
Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, bus.maria@ufpr.br

Tainá Silva Sá Britto
Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, tainabritto@ufpr.br

Vítor Pereira Faro
Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, vpfaro@ufpr.br

RESUMO: Os eventos pluviométricos extremos que atingiram o Rio Grande do Sul em maio de 2024 desencadearam diversos processos de instabilidade geotécnica, incluindo deslizamentos de taludes ao longo da BR-470. Este trabalho tem como objetivo caracterizar e comparar as propriedades físicas de dois solos distintos provenientes de taludes que sofreram ruptura durante esses eventos. As caracterizações foram realizadas por meio de ensaios de granulometria, limites de Atterberg e determinação da massa específica dos grãos. A amostra A (solo residual) apresentou composição predominante de finos e areia com presença de fragmentos de rocha alterada, Limite de Liquidez (LL) de 60% e massa específica dos grãos de 3,04 g/cm³. Por outro lado, a amostra B (colúvio) apresentou uma curva granulométrica bimodal, com presença de matacões e pedregulhos imersos em uma matriz argilosa, LL de 49% e massa específica de 2,47 g/cm³. Como conclusão observa-se que para análise de encostas é necessário a caracterização física dos materiais para a condução de soluções de geotecnia mais eficientes.

PALAVRAS-CHAVE: Caracterização de Solos, Deslizamento BR-470, Ensaios de Laboratório, Estabilidade de Taludes.

ABSTRACT: The extreme rainfall events that struck Rio Grande do Sul in May 2024 triggered various geotechnical instability processes, including slope failures along the BR-470 highway. The objective of this study is to characterize and compare the physical properties of two distinct soils collected from slopes that failed during these events. The characterizations were performed using particle size analysis, Atterberg limit tests, and determination of grain specific gravity. Sample A (residual soil) had a composition predominantly consisting of fines and sand with the presence of altered rock fragments, a Liquid Limit (LL) of 60%, and a grain specific gravity of 3.04 g/cm³. On the other hand, sample B (colluvium) exhibited a bimodal grain size distribution curve, with the presence of boulders and cobbles embedded in a clayey matrix, a LI of 49%, and a grain specific gravity of 2.47 g/cm³. Conclusively, the physical characterization of materials is paramount in slope analysis to ensure the delivery of more efficient geotechnical engineering solutions.

KEYWORDS: Soil Characterization, BR-470 Landslide, Laboratory Tests, Slope Stability.

1 INTRODUÇÃO

As mudanças climáticas ao redor do globo são responsáveis por eventos pluviométricos extremos mais frequentes e intensos, associados diretamente à movimentação de massas de terra em ambientes urbanos e principalmente em regiões de relevo acidentado. Em maio de 2024, o Estado do Rio Grande do Sul foi severamente afetado por chuvas intensas que superaram as médias históricas de precipitação em diversos municípios (DEE-RS, 2025). Esse evento extremo desencadeou processos de instabilidade e ruptura de taludes ao longo da BR-470/RS. De acordo com o DNIT (2024), foram contabilizados 108 pontos de deslizamento em um trecho de apenas 24 km da rodovia, evidenciando a concentração e a magnitude dos danos.

A classificação e comparação de solos a partir de suas propriedades físicas tem como objetivo estimar seu provável comportamento ou, pelo menos orientar uma investigação para soluções de problemas, como deslizamentos e instabilidades de encostas (Pinto, 2006). Para isso, a caracterização por meio de propriedades índices é a ferramenta primária de análise: a granulometria permite identificar a estrutura física e a proporção da matriz fina frente aos fragmentos rochosos; os limites de Atterberg definem a plasticidade e a sensibilidade do material à saturação; e a massa específica dos grãos (ρs) auxilia na inferência de minerais densos típicos de rochas basálticas. A importância dessa correlação na Formação Serra Geral foi evidenciada no trabalho de Perazzolo (2003), que caracterizou depósitos da região, avaliando um perfil de solo coluvionar na própria BR-470, próximo a Bento Gonçalves, e um perfil de solo residual no município de Canela, demonstrando como variações nessas propriedades físicas condicionam o comportamento mecânico dos maciços sob forte infiltração.

Contudo, a extrema heterogeneidade dos depósitos de encosta e a magnitude sem precedentes das chuvas de 2024 expõem a dificuldade de prever o comportamento global desses taludes baseando-se apenas em análises regionais amplas, exigindo investigações locais específicas. Diante dessa problemática, o presente estudo busca caracterizar e comparar as propriedades físicas e índices de duas amostras de solo provenientes de pontos de deslizamento na BR-470/RS.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Caracterização das Amostras

No presente estudo, foram caracterizadas duas amostras (Solo A e B) provenientes de deslizamentos na BR-470/RS através de ensaios de granulometria, limites de Atterberg e massa específica dos grãos. A primeira apresenta uma coloração mais escura e concentração significativa de rochas alteradas, indicando possivelmente um solo residual, não coesivo, suscetível a mudanças no ângulo de atrito entre os grãos e perda de resistência (Budhu, 2015), enquanto a segunda amostra é um colúvio que possui características argilosas, indicando um solo coesivo com maior plasticidade e sensibilidade a variação de umidade. A Figura 1 ilustra os locais de ruptura dos taludes para cada amostra analisada.



Figura 1 - Locais dos deslizamentos.

Os materiais coletados foram preparados em laboratório de acordo com as diretrizes normativas de preparação de amostras (ABNT NBR 6457), seguindo posteriormente, para as etapas de caracterização física específica detalhadas a seguir.

2.2 Ensaio de Granulometria

O ensaio de granulometria consiste em três etapas principais: peneiramento grosso, no qual é determinada a distribuição de partículas com diâmetro maior que 2 mm; e sedimentação e peneiramento fino, que determinam a distribuição de partículas menores que 2 mm até 0,002 mm. Todos os ensaios foram realizados conforme os procedimentos estabelecidos pela norma ABNT NBR 7181 (ABNT, 2016).

2.3 Limites de Atterberg

Os limites de consistência dos solos foram determinados de acordo com as diretrizes da norma ABNT NBR 6459 (ABNT, 2016), para o limite de liquidez, e da norma ABNT NBR 7180 (ABNT, 2016), para o limite de plasticidade.

2.4 Massa Específica dos Grãos

A determinação da massa específica dos grãos foi realizada por meio do método do picnômetro, com remoção do ar aprisionado utilizando bomba de vácuo, conforme os procedimentos atualizados e estabelecidos pela norma ABNT NBR 17212 (ABNT, 2025).

3 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais permitem a análise comparativa do comportamento físico e geotécnico das duas amostras de solo coletadas, evidenciando diferenças relacionadas à composição granulométrica, aos limites de consistência e à massa específica dos grãos. A interpretação desses resultados é importante para a compreensão do comportamento dos materiais frente a grande variação de umidade observada durante os eventos climáticos no Rio Grande do Sul.

3.1 Análise Granulométrica

A análise granulométrica foi realizada com o objetivo de determinar a distribuição do tamanho das partículas das amostras estudadas, permitindo a identificação das frações predominantes e a comparação entre os materiais quanto à sua estrutura física. A partir da granulometria o solo pode ser identificado de acordo com as partículas que o constituem, e, tomando-se conhecimento do tipo de solo, torna-se possível estimar seu provável comportamento, propriedades físicas e químicas (Boszczowski, 2022).

Os resultados da análise granulométrica revelaram distribuições distintas, como ilustrado na Figura 2, evidenciando a diferença genética entre as amostras. A amostra de solo A (Residual), apresentou composição predominantemente dividida entre finos (32% de argila e 22% de silte), pedregulhos (16%) e areia (29%), com ausência de matacões. Já a amostra B (Colúvio) apresentou uma curva granulométrica bimodal, constituído por uma porção fina (20% de argila e 25% de silte) acompanhada de uma quantidade de material graúdo: 17% de pedregulhos e 28% de pedras de mão pela norma ABNT NBR 6502 (ANBT, 2022) além de baixa presença de areias (apenas 10%). Esse comportamento demonstra a dinâmica de formação dos colúvios em encostas basálticas, o movimento de massa transporta blocos de rocha sã que se instalam imersos em uma matriz argilosa de topo (Vargas, 1977).

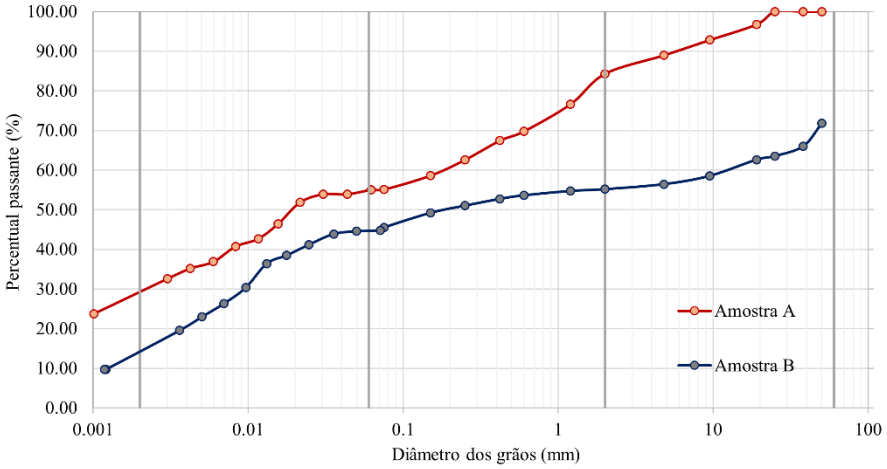


Figura 2 - Curva Granulométrica.

A grande presença de material grosso como pedregulhos e matacões pôde ser observado desde a preparação das amostras, no processo de destorroamento, como mostra a Figura 3. Para o processo de peneiramento foram utilizadas amostras homogeneizadas, contendo os blocos de pedregulhos encontrados, juntamente com a parte fina destorroada, diferentemente do processo realizado por Perazzolo (2003), que utilizou apenas a matriz do solo, retirando, quase de maneira integral os blocos presentes. Desta forma, comparando os resultados apenas da parte fina do solo (A partir da peneira #10), é possível perceber semelhanças que indicam uma mesma formação geológica para as amostras correspondentes de solo residual e colúvio, como pouca presença de areias em solos residuais de basalto e maior concentração de material argiloso em ambas as amostras.

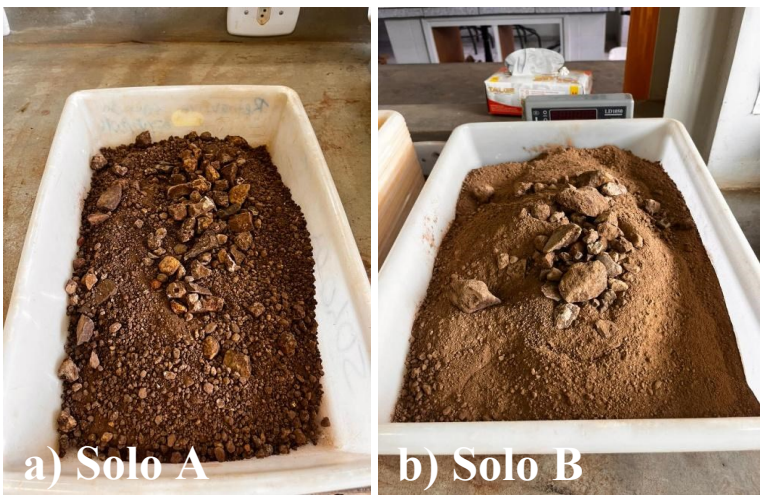


Figura 3 - Amostras de solo utilizadas para Granulometria: a) Solo A; b) Solo B.

3.2 Limites de Atterberg e Índice de Plasticidade

Os limites de Atterberg e Índice de Plasticidade foram determinados com o intuito de avaliar o comportamento de consistência e a plasticidade das amostras de solo, fornecendo informações relevantes sobre sua sensibilidade à variação de umidade. Em teores de umidade mais baixos, o solo tende a se comportar como um sólido, já em situações de umidade elevada, o solo adquire características líquidas, alterando seu comportamento de acordo com a variação de umidade (Braja Das e Sobhan, 2014). Esses parâmetros são amplamente utilizados na caracterização de solos finos, pois permitem inferir o grau de coesão, a trabalhabilidade e a tendência à perda de resistência em condições saturadas ou próximas da saturação (Caputo, 1981**)**. Na Tabela 1 são apresentados os resultados paras as amostras A e B, já na Tabela 2 são apresentados os resultados obtidos por Perazzolo (2003).

Tabela 1 - Resultados dos ensaios de Limites de Atterberg e Índice de Plasticidade.

Amostra de Solo	Limite de Liquidez	Limite de Plasticidade	Índice de Plasticidade
A (Residual)	60 %	38 %	22 %
B (Colúvio)	49 %	23 %	23 %

Tabela 2 - Limites de Atterberg e Índice de Plasticidade, Perazzolo (2003)

Amostra de Solo	Limite de Liquidez	Limite de Plasticidade	Índice de Plasticidade
Solo Residual	48 %	25 %	23 %
Colúvio	66 %	23 %	43 %

Os resultados dos Limites de Atterberg indicam que ambas as amostras apresentam comportamento típico de solos finos com elevada plasticidade. O solo A apresentou maior Limite de Liquidez, evidenciando maior capacidade de retenção de água antes de atingir o estado líquido, enquanto o solo B (colúvio) apresentou Limite de Plasticidade inferior e Índice de Plasticidade ligeiramente superior, indicando que ingressa no regime plástico com mais facilidade e permanece nesse estado por um intervalo maior.

Para o solo residual, observa-se que o Limite de Liquidez determinado nesta pesquisa (60%) é superior ao reportado por Perazzolo (48%). Conforme Pinto (2006), solos residuais de basalto apresentam tipicamente valores de LL na faixa de 45% a 70% e Índice de Plasticidade (IP) entre 20% e 30%. Os resultados obtidos neste estudo (LL de 60% e IP de 22%) enquadram-se nestes intervalos, o que sugere uma forte compatibilidade mineralógica do maciço estudado com os padrões da Formação Serra Geral, indicando que o valor superior ao da referência regional pode representar uma variação natural esperada, e não necessariamente uma anomalia. Já para o colúvio, verificam-se valores distintos: o estudo desenvolvido por Perazollo (2003) apresenta LL mais elevado (66%) e IP superior (43%) em comparação aos valores aqui obtidos (49% e 23%).

3.3 Massa Específica dos Grãos

A massa específica dos grãos (ρs) corresponde à relação entre a massa e o volume das partículas sólidas do solo, desconsiderando os vazios existentes entre elas. De acordo com os procedimentos laboratoriais apresentados em manuais de mecânica dos solos, esse parâmetro constitui uma propriedade utilizada em outros ensaios de caracterização e interfere diretamente no peso específico natural, índice utilizado como base para determinação das tensões atuantes no solo. Na Tabela 3 são apresentados os resultados do ensaio de massa específica dos grãos:

Tabela 3 - Resultados dos ensaios de massa específica dos grãos.

Amostra de Solo	ρs (g/cm³)	γs (kN/m³)
A (Residual)	3,04	29,82
B (Colúvio)	2,47	24,23

Os resultados indicam que o solo residual apresentou ρs de 3,04 g/cm³ (29,82 kN/m³), valor superior ao reportado por Perazzolo (2003) para material da mesma formação geológica. Durante a preparação das amostras, foi observada a presença significativa de fragmentos de rocha alterada, o que pode justificar esse aumento. Mesmo alterados, esses fragmentos ainda mantêm minerais mais densos da rocha de origem, elevando a densidade média dos grãos. Isso sugere que o material residual analisado apresenta menor grau de alteração quando comparado aos resultados encontrados por Perazzolo (2003).

Para o colúvio, o ρs obtido foi de 2,47 g/cm³ (24,23 kN/m³), inferior ao valor apresentado por Perazzolo (2003), aproximadamente 2,73 g/cm³. Essa diferença pode estar relacionada a menor percentual de areia na amostra.

4 CONCLUSÃO

A caracterização geotécnica preliminar das amostras provenientes dos deslizamentos na BR-470/RS evidenciou diferenças na composição e na estrutura dos maciços. O solo A (solo residual) caracterizou-se pela retenção de fragmentos de rocha alterada, refletindo-se em um Limite de Liquidez de 60% e ρs de 3,04 g/cm³, valores compatíveis com o padrão de intemperismo da Formação Serra Geral. Por outro lado, o solo B (colúvio), é composto por matacões e pedregulhos imersos em uma matriz argilosa, além de um ρs reduzido (2,47 g/cm³). As divergências quantitativas encontradas em relação aos resultados encontrados por Perazzolo

(2003) explicam-se pela escolha metodológica de incluir a macroestrutura do solo (blocos e pedregulhos) na análise granulométrica global, demonstrando que a escala de amostragem influencia a caracterização dos materiais da encosta. Por fim, tais contrastes reforçam a necessidade de uma investigação rigorosa das propriedades físicas dos solos constituintes da encosta, premissa fundamental para que as soluções de geotecnia sejam dimensionadas de forma assertiva e assegurem a estabilização do maciço.

AGRADECIMENTOS

Agradece-se ao Departamento de Construção Civil e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Paraná pelo apoio institucional.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6457: *Solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6459: *Solo - Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180: *Solo - Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7181: *Solo - Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6502: *Rochas e Solos - Terminologia* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2025). NBR 17212: *Solo – Determinação da massa específica da fração passante na peneira com abertura de 2,0 mm*. Rio de Janeiro.

Boszczowski, R.B. (2022) *Laboratório de Mecânica dos Solos: ensaios básicos de caracterização*. v. 1. Grupo de Estudos em Geotecnia, Curitiba.

Budhu, M. (2015) *Soil mechanics fundamentals*. John Wiley & Sons.

Caputo, H.P. (1981) *Mecânica dos Solos e suas Aplicações*. 5. ed. Livros Técnicos e Científicos, Rio de Janeiro, 219 p.

Braja Das, M., Sobhan, K. (2014) *Principles of geotechnical engineering*. 8. ed. Cengage Learning, Stamford.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2024). Com mais de cem pontos com deslizamento de terra, BR-470/RS é um dos principais desafios do DNIT após as chuvas de 2024. Disponível em: https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/noticias/com-mais-de-cem-pontos-com-deslizamento-de-terra-br-470-rs-e-um-dos-principais-desafios-do-dnit-apos-as-chuvas-de-2024. Acesso em: 4 fev. 2026.

Perazzolo, L. (2003) *Estudo geotécnico de dois taludes da Formação Serra Geral, RS*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 169 p.

Pinto, C.S. (2006) *Curso básico de mecânica dos solos*. 3. ed. Oficina de Textos, São Paulo.

Rio Grande do Sul. Departamento de Economia e Estatística (2025). Impactos socioeconômicos dos eventos climáticos extremos de 2024 no Rio Grande do Sul: uma análise após um ano do desastre. Disponível em: https://dee.rs.gov.br. Acesso em: 4 fev. 2026.

Vargas, M. (1977) *Introdução à mecânica dos solos*. McGraw-Hill do Brasil, São Paulo.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/9

Análise da Influência da Geometria, Tipo de Solo, Sobrecarga e Inclinação dos Grampos na Estabilidade de Taludes

Letícia Fantin Pinheiro
Engenheira Civil, Instituto Federal do Espírito Santo, Vitória, Brasil, leticiafantinn@gmail.com

Morgana Moreschi
Professora, Instituto Federal do Espírito Santo, Vitória, Brasil, morgana.moreschi@ifes.edu.br

Fábio Uliana de Oliveira
Professor, Instituto Federal do Espírito Santo - Vitória, Brasil, ulianaf@ifes.edu.br

Carla Therezinha Dalvi Borjaille Alledi
Professora, Instituto Federal do Espírito Santo - Vitória, Brasil, borjaille@ifes.edu.br

RESUMO: A estabilidade de taludes é um tema de grande relevância na Geotecnia, especialmente em cenários caracterizados por geometrias inclinadas, diferentes condições de solo e aplicação de sobrecargas. Nesse contexto, este trabalho teve como objetivo analisar a influência da geometria, do tipo de solo, da sobrecarga e da inclinação dos grampos na estabilidade de taludes. A metodologia baseou-se em modelagens computacionais no *software* GeoStudio Slope/W 2025, utilizando o método de Morgenstern & Price para determinação do fator de segurança (FS). Foram avaliadas três geometrias distintas, considerando parâmetros para argila e areia, com aplicação de sobrecarga de 20 kPa conforme a NBR 11682:2009 e também sem sua consideração. Na condição sem grampo, conforme incremento da inclinação do talude, o FS variou, para a argila, de 1,123 a 0,825 e, para a areia, de 0,949 a 0,618, evidenciando a influência direta da geometria. A retirada da sobrecarga elevou o FS da argila em até 15,6%, enquanto na areia a variação foi inferior a 1%. Com a aplicação do solo grampeado, observaram-se incrementos expressivos para o FS, com aumentos de até 53,82% para a argila e 119,57% para a areia. A variação da inclinação dos grampos entre 10° e 30° resultou em acréscimos máximos do FS de 2,36% na argila e 2,69% na areia, indicando influência secundária quando comparada à geometria. Conclui-se que a estabilidade é fortemente condicionada à geometria e a tipologia do solo, sendo o solo grampeado uma técnica eficiente para elevação do fator de segurança.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade, Solo Reforçado, Grampo, SLOPE/W.

ABSTRACT: Slope stability is a topic of great relevance in Geotechnical Engineering, especially in scenarios characterized by inclined geometries, varying soil conditions, and the application of surcharges. In this context, this study aimed to analyze the influence of geometry, soil type, surcharge, and nail inclination on slope stability. The methodology was based on computational modeling using the GeoStudio Slope/W 2025 software, applying the Morgenstern & Price method to determine the factor of safety (FS). Three distinct geometries were evaluated, considering parameters for clay and sand, with the application of a 20 kPa surcharge in accordance with NBR 11682:2009, as well as cases without surcharge. Under the unreinforced condition, as the slope inclination increased, the FS varied for clay from 1.123 to 0.825 and for sand from 0.949 to 0.618, highlighting the direct influence of geometry. The removal of the surcharge increased the FS of the clay by up to 15.6%, while for sand the variation was less than 1%. With the application of soil nailing, significant increases in FS were observed, reaching up to 53.82% for clay and 119.57% for sand. Variations in nail inclination between 10° and 30° resulted in maximum FS increases of 2.36% for clay and 2.69% for sand, indicating a secondary influence when compared to geometry. It is

concluded that slope stability is strongly conditioned by geometry and soil type, and that soil nailing is an efficient technique for increasing the factor of safety.

KEYWORDS: SLOPE/W, Stability, Reinforced Soil, Nail, SLOPE/W.

1 INTRODUÇÃO

O crescimento urbano em áreas com topografia acentuada tem intensificado a necessidade de soluções técnicas que garantam estabilidade e segurança em taludes naturais e escavados. No contexto brasileiro, marcado por ocupação desordenada e elevados índices pluviométricos sazonais, a análise de estabilidade torna-se etapa indispensável em projetos geotécnicos.

A estabilidade de taludes depende da interação entre geometria, parâmetros de resistência do solo, condições de carregamento e presença de água. Conforme estabelece a NBR 11682 (ABNT, 2009), a verificação da segurança deve considerar fatores mínimos compatíveis com o nível de risco envolvido, bem como a inclusão de sobrecargas representativas das condições reais de uso. A negligência desses aspectos pode conduzir a avaliações superestimadas do fator de segurança.

Entre as técnicas de contenção empregadas para aumento da estabilidade, destaca-se o solo grampeado, solução amplamente difundida desde a década de 1970 e caracterizada pela inserção de elementos resistentes no interior do maciço, promovendo incremento da resistência ao cisalhamento. O desempenho do sistema está diretamente relacionado às propriedades do solo, à geometria do talude e a parâmetros executivos, como comprimento, espaçamento e inclinação dos grampos.

Embora a eficiência do solo grampeado seja reconhecida, a influência relativa de variáveis como geometria, tipo de solo, sobrecarga e inclinação dos grampos no fator de segurança ainda demanda análises comparativas que permitam compreender a influência de cada parâmetro no comportamento global do sistema.

Nesse contexto, o presente trabalho tem como objetivo analisar a influência da geometria, do tipo de solo, da sobrecarga e da inclinação dos grampos na estabilidade de taludes, por meio de modelagens computacionais, avaliando o comportamento do fator de segurança em cenários com e sem grampos.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Geometria dos Taludes

Foram analisadas três geometrias distintas de taludes, denominadas T1, T2 e T3, representando diferentes inclinações e, consequentemente, diferentes condições de estabilidade. As geometrias foram definidas mantendo-se a mesma altura e variando-se a inclinação do talude, conforme exemplificado na Tabela 1, permitindo avaliar a influência direta da geometria no fator de segurança.

Tabela 1. Tipologias de taludes para o estudo.

Tipologia	Altura (m)	Ângulo (°)	Proporção
Tipo 01		45	1H:1V
Tipo 02	5	56	1H:1,5V
Tipo 03		63	1H:2V

2.2 Parâmetros Geotécnicos e Condições de Carregamento

Foram adotadas duas tipologias de solo, argila e areia, com o objetivo de avaliar a influência da coesão e do ângulo de atrito interno no fator de segurança, parâmetros apontados na literatura como determinantes na estabilidade de taludes.

Para a argila, adotou-se um intercepto coesivo (c') de 7 kPa, valor compatível com a faixa de 0 a 25 kPa apresentada por Coduto (2001). Para a areia, considerou-se c' nulo, devido ao seu comportamento essencialmente friccional. Os ângulos de atrito interno (φ') seguiram as faixas indicadas por Terzaghi *et al.* (1996), adotando-se φ' = 25° para a argila e φ' = 40° para a areia, conforme apresentado na Tabela 2. O modelo resistente utilizado foi o critério de Mohr-Coulomb.

Tabela 2. Parâmetros geotécnicos adotados nas modelagens.

Solo	c' (kPa)	φ' (°)	γ (kN/m³)
Argila	25	20	18
Areia	0	30	17

A sobrecarga superficial uniforme de 20 kPa foi aplicada na primeira etapa das análises, conforme recomendação da NBR 11682 (ABNT, 2009) para verificação da estabilidade global. Posteriormente, os mesmos modelos foram reavaliados sem a aplicação da sobrecarga, permitindo quantificar sua influência no fator de segurança.

2.3 Modelagem Numérica

As análises foram realizadas no software GeoStudio Slope/W 2025, utilizando o método de equilíbrio limite de Morgenstern & Price, que satisfaz simultaneamente as condições de equilíbrio de forças e momentos. O fator de segurança foi estimado pela razão entre esforços resistentes e solicitantes ao longo da superfície crítica de ruptura, definida automaticamente pelo programa por meio da busca da condição mais desfavorável.

2.4 Modelagem do Solo Grampeado

Após a análise da estabilidade dos taludes sem reforço, procedeu-se à inserção de grampos com o objetivo de avaliar a influência da técnica de solo grampeado e da inclinação de instalação no fator de segurança.

O comprimento dos grampos foi definido com base na relação comprimento/altura (L/H). Conforme Elahi *et al.* (2022), o comprimento ótimo corresponde a aproximadamente 90% da altura do talude, acima disso o FS pode reduzir. Considerando altura de 5,0 m para todas as tipologias analisadas, adotou-se comprimento de 4,5 m.

Os espaçamentos horizontal (Sh) e vertical (Sv) foram definidos com base nos intervalos recomendados por Alsubal *et al.* (2017) e Elahi *et al.* (2022), que indicam valores entre 1,0 m e 2,0 m adequados. Assim, adotou-se Sh = 2,0 m e Sv = 2,0 m.

A inclinação dos grampos foi variada entre 10°, 15°, 20°, 25° e 30°, considerando que o ângulo ótimo depende da superfície potencial de ruptura. Ramteke *et al.* (2024) indicam 15° como valor inicial adequado para estudos paramétricos, sendo esse intervalo utilizado para avaliar a sensibilidade do fator de segurança à variação da angulação. A resistência ao arrancamento (qs) adotada foi de 80 kPa, correspondente a valor médio apresentado na literatura de Pereira (2014).

2.4 Critério Normativo de Avaliação

A estabilidade foi avaliada com base no fator de segurança global obtido em cada cenário. Os resultados foram comparados ao valor mínimo de FS = 1,4 estabelecido pela NBR 11682 (ABNT, 2009) para taludes permanentes em condições usuais de projeto, verificando-se o atendimento ou não ao critério normativo.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A análise dos resultados contempla o estudo da influência de diferentes parâmetros geométricos, geotécnicos, sobrecarga e executivos sobre o fator de segurança quanto à estabilidade.

3.1 Taludes sem reforço

A análise dos taludes sem reforço evidenciou redução sistemática do fator de segurança com o aumento da inclinação, independentemente do tipo de solo. Para a argila, ao comparar as tipologias T1-C, T2-C e T3-C, o FS reduziu de 1,123 para 0,825, correspondendo a uma diminuição de 26,5%. Para a areia, a variação foi ainda mais expressiva, passando de 0,949 para 0,618, o que representa redução de 34,8%. Esse comportamento está em conformidade com Shiferaw (2021), que demonstra que o aumento do ângulo do talude implica redução do fator de segurança devido ao acréscimo das tensões cisalhantes mobilizadas ao longo da superfície potencial de ruptura.

Quanto ao estado de equilíbrio, adotando-se FS ≥ 1 como condição limite, apenas o modelo T1-C em argila apresentou valor superior à unidade (FS = 1,12). Nenhuma das tipologias em areia atingiu esse patamar. Ainda assim, o valor obtido para T1-C permanece inferior ao fator de segurança mínimo de 1,4 adotado nesta pesquisa para fins de projeto, indicando que mesmo esse cenário se encontra em condição de segurança insuficiente. Nos demais casos, os valores inferiores a 1,0 caracterizam situação de instabilidade iminente, demandando intervenção para garantir a estabilidade global, conforme discutido por Gerscovich (2015).

O comportamento observado está diretamente relacionado aos parâmetros de resistência ao cisalhamento adotados. Para a argila, utilizou-se φ' = 25°, enquanto para a areia φ' = 40°. Apesar de a areia apresentar maior ângulo de atrito interno, todas as tipologias analisadas possuem inclinações elevadas em relação aos parâmetros resistentes do solo, o que favorece a mobilização de tensões cisalhantes próximas ou superiores à resistência disponível. Conforme apontado por Kokutse *et al.* (2016), quando a inclinação do talude se aproxima ou supera a capacidade resistente do solo, ocorre redução significativa do fator de segurança.

A Figura 1 sintetiza esse comportamento, evidenciando tendência clara de redução do FS com o aumento da inclinação. Os resultados confirmam que a geometria do talude e os tipos de solos atuam de forma combinada na definição da estabilidade global, sendo determinantes para a condição de segurança do maciço.

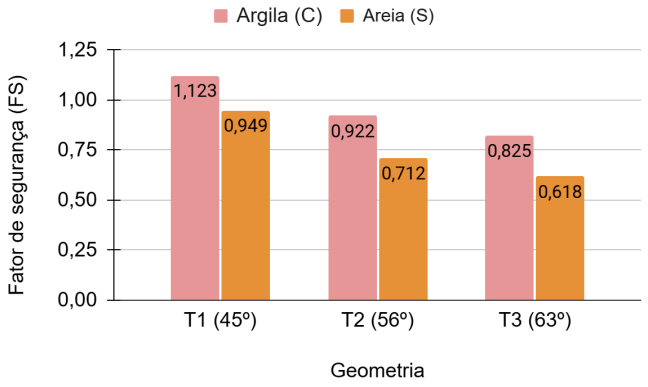


Figura 1. Fatores de segurança obtidos Geometria x Tipos de solo.

A consideração da sobrecarga superficial de 20 kPa na crista do talude resultou em redução do fator de segurança em todos os cenários analisados, conforme Figura 2 e Figura 3. Para o solo argiloso, a diminuição atingiu até 0,153 unidades, correspondendo a redução máxima de 15,6%. Já para o solo arenoso, a variação foi menos expressiva, com redução de até 5%.

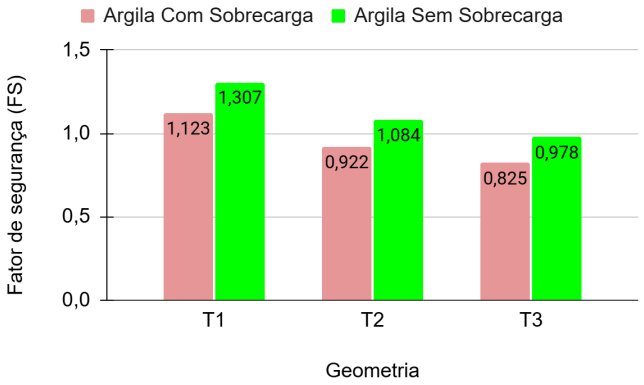


Figura 2. Fatores de segurança obtidos com e sem sobrecarga para tipologias de talude com solo argiloso.

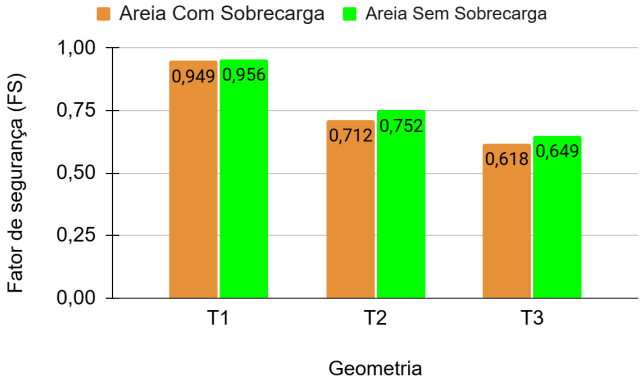


Figura 3. Fatores de segurança obtidos com e sem sobrecarga para tipologias de talude com solo arenoso.

A queda do FS ocorre em função do aumento das tensões cisalhantes mobilizadas no maciço, uma vez que a sobrecarga adiciona peso na zona ativa do talude, alterando o estado de equilíbrio global, conforme discutido por Guidicini *et al.* (2008), Gerscovich (2015) e Zhuang *et al.* (2024). Esse comportamento é amplamente reconhecido na literatura como consequência direta da aplicação de carregamentos externos na crista do talude (Jelani *et al.*, 2021).

Observou-se maior sensibilidade do solo argiloso à variação de carga. Essa diferença está associada ao critério de resistência ao cisalhamento adotado. Como a resistência é função do intercepto coesivo e do ângulo de atrito interno, solos com maior φ' apresentam incremento mais significativo de resistência com o aumento da tensão normal, conforme exemplificado no Figura 4.

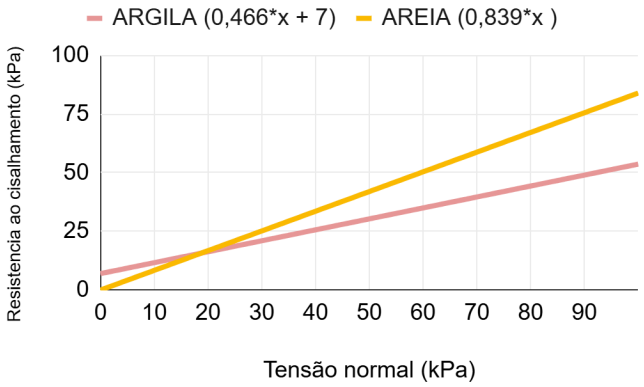


Figura 4. Envoltória de ruptura da areia x argila.

Assim, na areia, cujo ângulo de atrito é superior ao da argila, o acréscimo de tensão normal provocado pela sobrecarga gera também aumento relevante da resistência ao cisalhamento, compensando parcialmente o acréscimo das tensões solicitantes. Como consequência, o FS sofre menor variação.

No solo argiloso, por apresentar ângulo de atrito mais reduzido, o ganho de resistência decorrente do aumento da tensão normal é menos significativo, tornando o fator de segurança mais sensível à aplicação da sobrecarga. Esse comportamento é coerente com o modelo de resistência de Mohr-Coulomb e com as discussões clássicas apresentadas por Terzaghi *et al.* (1996), Guidicini *et al.* (2008) e Gerscovich (2015).

Os resultados confirmam que a presença de sobrecarga na crista do talude constitui variável determinante na estabilidade global, devendo ser considerada nas análises de projeto.

3.2 Taludes com solo grampeado

O estudo quanto a influência da angulação dos grampos no FS de um talude, deu-se pela inserção de grampos em 5 ângulos diferentes tanto em solo argiloso quanto arenoso, considerando todas as tipologias de talude.

A inserção dos grampos promoveu aumento do fator de segurança em todas as tipologias analisadas, tanto para argila quanto para areia. Para os taludes argilosos, conforme Figura 5, os incrementos absolutos foram de 0,487 (43,36%) para T1-C, 0,470 (50,97%) para T2-C e 0,444 (53,82%) para T3-C. Observa-se, portanto, ganho mínimo de 43,36% com grampo, resultado coerente com Pereira (2015), que destaca a eficiência da técnica de solo grampeado na elevação significativa do FS.

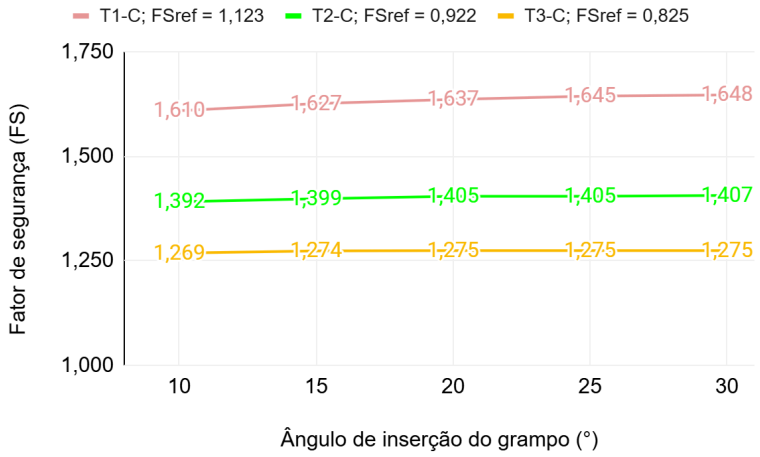


Figura 5. Fatores de segurança variando ângulo de instalação do grampo - solo argiloso.

Entretanto, mesmo com o reforço, verificou-se redução do FS à medida que a geometria se torna mais inclinada. Mantendo o mesmo ângulo de instalação dos grampos, o FS diminuiu de 1,610 para 1,269, correspondendo a redução de 21,18%. Esse comportamento confirma que taludes mais verticalizados apresentam menor ganho de estabilidade, pois a eficiência do grampo depende da sua adequada interceptação da superfície de ruptura, conforme discutido por Elahi *et al.* (2022). Em geometrias mais íngremes, a superfície potencial tende a se tornar mais superficial e inclinada, reduzindo a zona efetivamente reforçada e limitando a transferência de tensões entre as regiões ativa e passiva.

Quanto à influência da angulação dos grampos em argila, observou-se aumento discreto do FS com o acréscimo do ângulo de instalação. Para T1-C, o incremento foi de 0,038 (2,36%), para T2-C de 0,015 (1,1%) e para T3-C de 0,006 (0,5%). Os resultados indicam que geometrias mais suaves respondem melhor à variação da inclinação, enquanto taludes mais íngremes apresentam sensibilidade reduzida. Para esta pesquisa, os ângulos ótimos identificados foram 30° para T1-C e T2-C, e 20° para T3-C, corroborando a literatura que aponta a existência de um ângulo ótimo dependente da geometria do talude (Pereira, 2015; Elahi *et al.,* 2022).

Para os taludes em areia, os ganhos de estabilidade foram ainda mais expressivos, conforme Figura 6 abaixo.

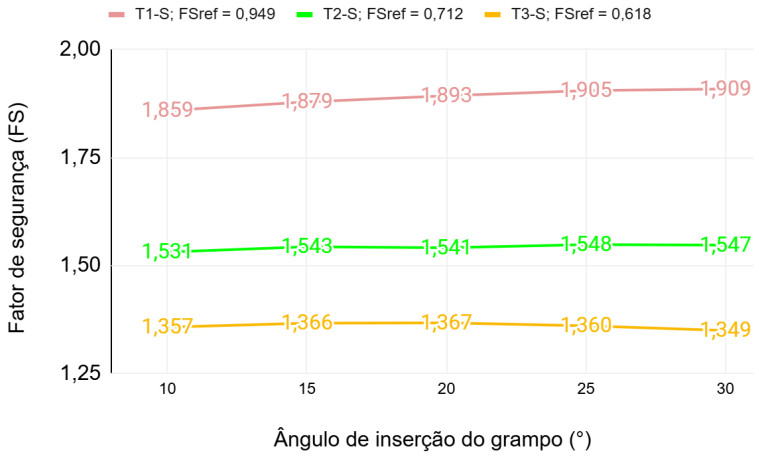


Figura 6. Fatores de segurança variando ângulo de instalação do grampo - solo arenoso.

Os aumentos absolutos foram de 0,910 (95,89%) para T1-S, 0,819 (115,02%) para T2-S e 0,739 (119,57%) para T3-S. A redução do FS com o aumento da inclinação também foi observada, passando de 1,859 em T1-S para 1,357 em T3-S, correspondendo à diminuição de 27%. Esses resultados reforçam que, embora o grampo seja altamente eficaz, a geometria permanece como fator determinante no comportamento global.

Em relação à variação da angulação dos grampos em areia, verificou-se comportamento não linear. Para T1-S, o aumento do ângulo resultou em acréscimo de 0,050 (2,69%). Já para T2-S e T3-S, observou-se incremento até determinado ângulo e posterior redução do FS, evidenciando a existência de um ponto ótimo. Os ângulos que proporcionaram melhor desempenho foram 30° para T1-S, 25° para T2-S e 20° para T3-S. Esse comportamento confirma que, após determinado valor, aumentos adicionais na inclinação não resultam em ganhos significativos e podem reduzir a eficiência dos grampos, conforme discutido por Pereira (2015) e Elahi *et al.* (2022).

De modo geral, os resultados demonstram que o solo grampeado é eficaz no aumento da estabilidade, porém sua eficiência depende diretamente da interação entre geometria do talude, superfície potencial de ruptura e ângulo de instalação dos grampos, reforçando a necessidade de análise específica para cada condição de projeto.

3 CONCLUSÃO

A análise demonstrou que a estabilidade dos taludes é fortemente condicionada pela geometria, pelos tipos de solo e pela presença de sobrecarga, sendo a inclinação do talude o fator mais determinante na variação do fator de segurança (FS). Nos cenários sem reforço, o aumento da inclinação do talude reduziu expressivamente o FS: de 1,123 para 0,825 na argila (–26,5%) e de 0,949 para 0,618 na areia (–34,8%), confirmando a menor estabilidade em geometrias mais íngremes. A aplicação da sobrecarga de 20 kPa também se mostrou relevante, especialmente no solo argiloso, onde a redução chegou a 15,6%, enquanto no solo arenoso foi pouco significativo. Ainda assim, nenhum caso sem reforço atingiu o FS mínimo recomendado pela NBR 11682 (2009).

O uso de solo grampeado proporcionou aumentos substanciais no FS, variando entre 43,36% e 53,82% para o solo argiloso e entre 95,89% e 119,57% para o solo arenoso, evidenciando sua eficiência, sobretudo em solos friccionais. Mesmo com o grampo, a geometria do talude manteve influência marcante, com redução de até 21,18% entre as tipologias consideradas. A variação do ângulo dos grampos apresentou impacto secundário, com ganhos modestos em comparação ao efeito da geometria.

De forma geral, conclui-se que o solo grampeado é uma técnica eficaz para elevar a estabilidade, mas

sua performance depende da interação entre geometria, características do solo e configuração do reforço. Assim, recomenda-se a realização de análises específicas para cada projeto, evitando generalizações e garantindo maior segurança nas intervenções.

AGRADECIMENTOS

Os pesquisadores agradecem ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Espírito Santo e à empresa Base Engenharia Geotécnica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALSUBAL, Shamsan; HARAHAP, Indra S. H.; BABANGIDA, Nuraddeen Muhammad. A Typical Design of Soil Nailing System for Stabilizing a Soil Slope: case study. *Indian Journal Of Science And Technology*, [S.L.], v. 10, n. 4, p. 0-0, 24 jan. 2017. Indian Society for Education and Environment.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). *NBR 11682: estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro, 2009a. 33 p.

CODUTO, Donald P. *Foundation Design: Principles and Practices*. 2. ed. Upper Saddle River: Prentice Hall, 2001.

ELAHI, Tausif e; ISLAM, Md Azijul; ISLAM, Mohammad Shariful. *Parametric Assessment of Soil Nailing on the Stability of Slopes Using Numerical Approach*. Geotechnics, [S.L.], v. 2, n. 3, p. 615-634, 20 jul. 2022. MDPI AG.

GERSCOVICH, D. M. S. *Estabilidade de taludes*. 2. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2015.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. *Estabilidade de taludes naturais e de escavação*. 2. ed., 5. reimpr. São Paulo: Edgard Blücher, 2008.

JELANI, Jestin et al. *Preliminary Investigation of the Effect of Surcharge Load and Distance on NonHomogenous Man-Made Slope.* Jurnal Kejuruteraan, [S.L.], v. 4, n. 1, p. 101-107, 30 set. 2021. Penerbit Universiti Kebangsaan Malaysia (UKM Press). http://dx.doi.org/10.17576/jkukm-2021-si4(1)-13.

KOKUTSE, Nomessi Kuma; TEMGOUA, André Guy Tranquille; KAVAZOVIć, Zanin. *Slope stability and vegetation: conceptual and numerical investigation of mechanical effects*. Ecological Engineering, [S.L.], v. 86, p. 146-153, jan. 2016. Elsevier BV.

PEREIRA, Armando. *Análise da influência da inclinação dos grampos no aumento da estabilidade global de talude idealizado contido em solo grampeado. Techne*: a revista do engenheiro civil, São Paulo : Pini, ano 22, n. 206, (maio 2014), p.48-54 ISSN : 0104-1053.

RAMTEKE, Prashant C; SAHU, Anil Kumar. *Soil-slope stability investigation using different nail inclinations: a comprehensive lsd, fem and experimental approach.* Sādhanā, [S.L.], v. 49, n. 1, p. 0-0, 10 fev. 2024. Springer Science and Business Media LLC.

SHIFERAW, H.M. *Study on the influence of slope height and angle on the factor of safety and shape of failure of slopes based on strength reduction method of analysis*. Beni-Suef Univ J Basic Appl Sci 10, 31 (2021).

TERZAGHI, Karl; PECK, Ralph B.; MESRI, Gholamreza. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3. ed. New York: John Wiley & Sons, 1996.

ZHUANG, J., PENG, J., ZHU, Y. et al. *The internal erosion process and effects of undisturbed loess due to water infiltration*. Landslides 18, 629–638 (2021).

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/10

Análise de desempenho de contenções em solo Grampeado Convencional e solo grampedo verde: Estudo de caso no município de Camaragibe–PE

Heloísa Silva Lisboa dos Santos
Engenheira Civil, UPE/Poli, Recife, Brasil, hslds@poli.br

Pedro Eugenio Silva de Oliveira
Engenheiro Civil, UPE/Poli, Recife, Brasil, pedro.oliveira@poli.br

Alexandre Duarte Gusmão
Engenheiro Civil, UPE/Poli, Recife, Brasil, gusmao.alex@poli.br

RESUMO: A técnica de solo grampeado tem se destacado como uma solução eficiente e economicamente viável para a estabilização de taludes em áreas urbanas, especialmente em regiões com restrições de espaço e relevo acidentado. Este trabalho apresenta uma análise comparativa do desempenho de duas estruturas de contenção em solo grampeado, uma convencional e outra com tratamento em solo grampeado verde, executadas no município de Camaragibe, Pernambuco. O objetivo foi avaliar a eficiência técnica das soluções adotadas, considerando as características geotécnicas do solo local e o comportamento estrutural das obras. A metodologia baseou-se em um estudo de caso, com análise de projetos, dados técnicos disponíveis e resultados de ensaios laboratoriais e de campo, com destaque para os ensaios de cisalhamento direto e de arrancamento dos grampos, utilizados para avaliar a resistência do solo e a capacidade de ancoragem. Os resultados indicaram que menores deslocamentos iniciais dos grampos estão associados a maiores comprimentos e menores cargas iniciais aplicadas. No solo grampeado convencional, o grampo de 12 m apresentou deslocamento médio inicial de 1,1 mm, enquanto o de 3 m apresentou 1,7 mm. No solo grampeado verde, com grampos de 7 m, o deslocamento médio foi de 1,45 mm. Comparativamente, o solo grampeado convencional apresentou desempenho cerca de 24% superior ao solo grampeado verde.

PALAVRAS-CHAVE: Solo grampeado convencional, Solo grampeado verde, Estabilidade de taludes; Ensaio de arrancamento.

ABSTRACT: The soil nailing technique has stood out as an efficient and economically viable solution for slope stabilization in urban areas, especially in regions with space constraints and rugged terrain. This study presents a comparative analysis of the performance of two soil-nailed retaining structures, one conventional and the other with a green soil nailing treatment, constructed in the municipality of Camaragibe, Pernambuco, Brazil. The objective was to evaluate the technical efficiency of the adopted solutions, considering the geotechnical characteristics of the local soil and the structural behavior of the works. The methodology was based on a case study, including the analysis of design documents, available technical data, and results from laboratory and field tests, with emphasis on direct shear tests and nail pullout tests, which were used to assess soil shear strength and nail anchorage capacity. The results indicated that smaller initial nail displacements are associated with greater nail lengths and lower initial applied loads. In the conventional soil nailing system, the 12 m nail showed an average initial displacement of 1.1 mm, whereas the 3 m nail presented an average initial displacement of 1.7 mm. In the green soil nailing system, using 7 m nails, the average initial displacement was 1.45 mm. Comparatively, the conventional soil nailing system exhibited approximately 24% better performance than the green soil nailing system.

KEYWORDS: Conventional soil nailing, Green soil nailing, Slope stability; Pullout test.1.

1 INTRODUÇÃO

A ocupação crescente de áreas urbanas em terrenos inclinados tem aumentado a necessidade de soluções eficientes de contenção. Nesse contexto, o solo grampeado destaca-se como uma técnica amplamente utilizada por sua praticidade, economia e boa adaptação a áreas com restrição de espaço (JUNIOR; SOBRAL, 2022).

A técnica consiste na inserção de barras de aço no maciço, que passam a trabalhar em conjunto com o solo, aumentando a estabilidade dos taludes e reduzindo a suscetibilidade a movimentos de massa (FHWA, 2003; AOKI; CHANG, 2021). Diversas aplicações bem-sucedidas do solo grampeado são registradas, especialmente em obras urbanas e rodoviárias (EÇA; SANTOS, 2022).

Quando aplicada em taludes íngremes resultantes de cortes, a técnica apresenta vantagens como melhor aproveitamento do espaço, menor necessidade de escavações, rapidez de execução, uso de equipamentos compactos e adaptação a diferentes geometrias, características que explicam sua ampla aplicação em contextos urbanos e rodoviários. Este trabalho tem como objetivo analisar o desempenho de duas contenções, uma em solo grampeado convencional e outra em solo grampeado verde, executadas no município de Camaragibe–PE, com base em dados de projeto, execução e resultados de ensaios de cisalhamento direto e arrancamento dos grampos.

A área de estudo está inserida em região caracterizada por solos da Formação Barreiras, cujas propriedades geotécnicas exercem influência direta na estabilidade das encostas. Nesse contexto, a análise busca verificar a eficácia das técnicas empregadas na garantia da segurança da contenção.

2 METODOLOGIA

2.1 Sondagens

Foram executados no local da obra um total de 39 furos de sondagem a percussão e 9 furos de sondagem mista, quantidade de furos que atende a NBR 8036 (ABNT, 1983). Foram realizadas por duas empresas distintas, a primeira empresa entre o fim de 2017 e início de 2018 realizou 3 sondagens mistas e 16 a percussão, enquanto a segunda empresa realizou 6 sondagens mistas e 23 a percussão, realizadas no ano de 2019. Foram localizadas de forma distribuída ao longo de todo o terreno da obra, como mostra a Figura 1.

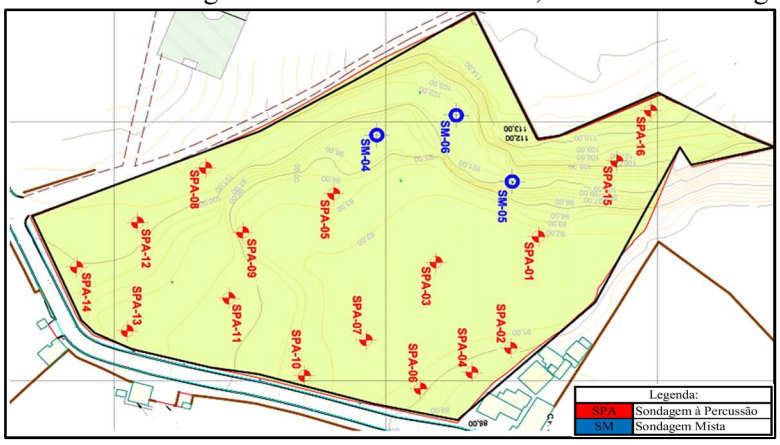


Figura 1. Locação das sondagens da empresa 1.

2.2 Ensaios de Laboratório

Na etapa de ensaios laboratoriais, foram coletadas amostras de solo natural em trincheiras escavadas nos taludes de corte. As amostras indeformadas, em formato de blocos cúbicos com 30 cm de aresta, foram obtidas a 1,50 m de profundidade (AME-01 a AME-05), com o objetivo de preservar a estrutura natural do solo. Nessas

amostras foram realizados ensaios de caracterização (granulometria e limites de consistência), compactação Proctor Normal, CBR com expansão.

Além disso, também foram realizados ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova, com cinco amostras indeformadas (AME-01 a 05) por ensaio. Os ensaios foram conduzidos em duas condições distintas: com umidade natural e com amostras previamente submersas, para avaliar o comportamento do solo sob diferentes estados de saturação. Foram realizados em aparelho de cisalhamento direto (Shear Box), conforme especificações da norma ABNT NBR 12025, (ABNT, 2012), com sistema de aplicação de carga vertical e movimentação horizontal controlada.

2.3 Contenção

Em ambas as soluções foram utilizadas as técnicas de solo grampeado, aplicadas em trechos diferentes da mesma obra. A primeira estrutura refere-se ao solo grampeado convencional, enquanto a segunda adota a técnica de solo grampeado verde, visando integração paisagística e sustentabilidade ambiental. A Figura a seguir apresenta a modelagem tridimensional realizada a partir do projeto de terraplenagem para interpretação da geometria e elaboração das seções transversais para as análises de estabilidade, no talude entre o lado oeste do terreno e o estacionamento da Rua 7 encontra-se a situação crítica de aterro em meia encosta, no pé deste aterro está projetado em desnível vertical de até 3 m, conforme apresentados nas Figura 2.

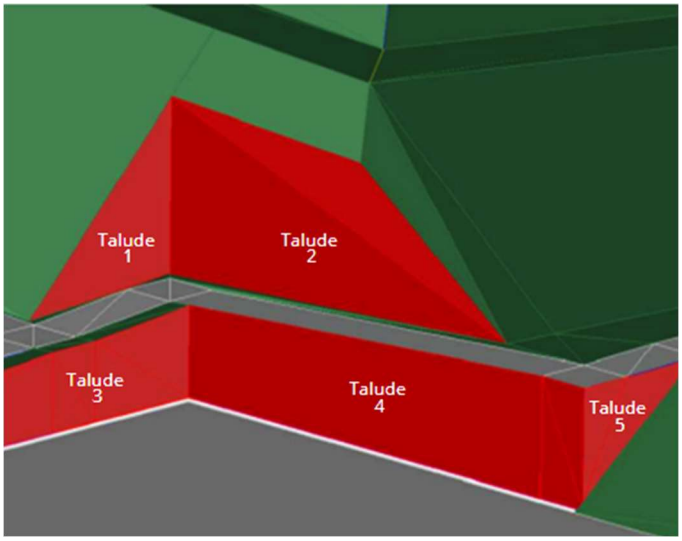


Figura 2. Desnível em situação crítica (Solo Grampeado Convencional).

2.3.1 Solo Grampeado Convencional

A técnica de solo grampeado convencional foi empregada como solução de contenção nos trechos do terreno onde foram identificadas instabilidades durante a fase de terraplenagem. A estrutura de contenção possui um comprimento total de 687 metros, com aplicação de 25,15 m³ de concreto no parâmetro vertical. A execução foi realizada em cinco taludes distintos, totalizando 70 grampos metálicos sendo 53 com comprimento de 12,00 metros e 17 com comprimento de 3,00 metros, dispostos em uma malha quadrada com espaçamento de 1,50 m x 1,50 m, cobrindo uma área total de 114 m². Complementarmente, foram instalados 83 drenos do tipo barbacã, distribuídos conforme as necessidades de drenagem de cada talude.

2.3.2 Solo Grampeado Verde

A contenção em solo grampeado verde foi aplicada em um trecho com 1.414 metros e 577 m² de geocomposto MACMAT. Foram utilizados 202 grampos com comprimento de 7,00 metros com malha quadrada conforme o solo grampeado convencional de 1,50 x 1,50m. Além disso, foram instalados 248 drenos do tipo barbacã. Na superfície do talude, aplicou-se uma malha metálica do tipo MACMAT R1

(MACAFERRI), associada a biomanta, ambos fixados com grampos de ancoragem. A malha metálica desempenhou uma função estrutural, distribuindo os esforços superficiais, enquanto a biomanta atuou na proteção contra erosão e estimula a revegetação. As figuras 3 e 4 a seguir apresentam detalhes dos grampos do solo grampeado convencional e o verde, respectivamente.

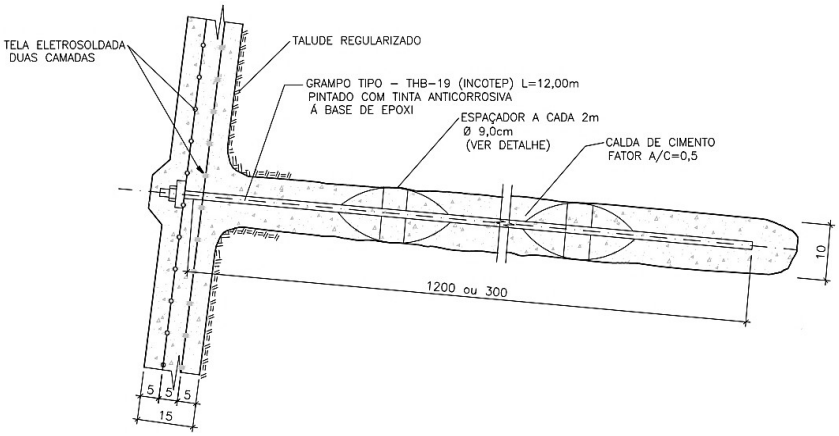


Figura 3. Detalhe dos grampos em solo grampeado convencional.

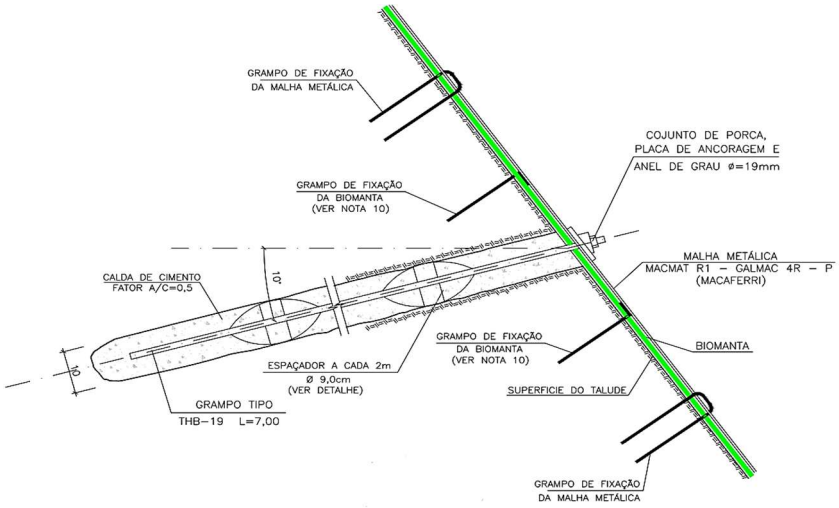


Figura 4. Detalhe dos grampos em solo grampeado verde.

2.4 Ensaios de arrancamento de grampos (Convencional x Verde)

Os ensaios de arrancamento foram realizados conforme a NBR 14827 (ABNT, 2010), com a execução de quatro ensaios em solo grampeado verde e cinco em solo grampeado convencional. Os ensaios foram conduzidos em campo por meio da aplicação de carga axial aos grampos, utilizando bomba e macaco hidráulicos. A estrutura de reação foi composta por barra metálica e placas de apoio laterais, garantindo estabilidade durante o ensaio. A carga foi aplicada de forma incremental, com registro da pressão e do deslocamento, permitindo a obtenção da curva carga × deslocamento para avaliação do desempenho dos grampos. As tabelas 1 e 2 apresentam dois dos ensaios de arrancamento em solo grampeado verde e solo grampeado convencional, com diâmetro de 19 mm para ambos os tipos de contenção.

Tabela 1. Força aplicada x deslocamento – solo grampeado verde.

TF	Pressão (Kg/cm²)	Deslocamento (mm)
0	0	1,5
8	40	1,9
14	70	2,1

Tabela 2. Força aplicada x deslocamento – solo grampeado convencional.

TF	Pressão (Kg/cm²)	Deslocamento (mm)
0	0	1,3
8	40	1,8
14	70	2,2

4 RESULTADOS

4.1 Caracterização geotécnica do terreno

A área de estudo é composta predominantemente por solos finos da Formação Barreiras, com elevada porcentagem de material passante na peneira 0,075 mm (59% a 88%), caracterizando solos de comportamento coesivo. Os ensaios de limites de consistência indicaram Índice de Plasticidade variando entre 14% e 25%, classificando os materiais como medianamente a altamente plásticos, com predominância de solos CL e CH (SUCS) e A-6 e A-7-5 (AASHTO).

Os ensaios de compactação mostraram densidades secas máximas entre 1,48 g/cm³ e 1,65 g/cm³, associadas a umidades ótimas elevadas (16,7% a 25,8%), comportamento típico de solos argilo-siltosos. Os valores de CBR variaram entre 11% e 17%, indicando baixa capacidade de suporte, insuficiente para aplicações estruturais sem tratamento. As sondagens identificaram a presença de solos de alteração de rocha e o contato com rocha sã a partir de aproximadamente 13,4 m de profundidade, condição determinante para o desempenho das ancoragens.

4.2 Ensaios de arrancamento (Solo grampeado convencional x verde)

Foram realizados ensaios de arrancamento em cinco grampos do solo grampeado convencional, com comprimentos de 3 m e 12 m, e em quatro grampos do solo grampeado verde, todos com 7 m de comprimento. As cargas foram aplicadas de forma incremental até 14 tf, com monitoramento dos deslocamentos.

No solo grampeado convencional, os grampos de 12 m apresentaram deslocamentos finais entre 1,6 mm e 1,7 mm, enquanto os grampos de 3 m atingiram deslocamentos de até 2,4 mm, evidenciando maior deformabilidade dos grampos mais curtos. No solo grampeado verde, os deslocamentos finais variaram entre 2,1 mm e 2,6 mm, com comportamento relativamente uniforme entre os grampos, porém com maiores deslocamentos iniciais e finais quando comparados aos grampos longos do sistema convencional. A tabela 3 e a figura 5 apresentam os deslocamentos máximos sofridos pelos grampos do solo convencional e verde.

Tabela 3. Forças máximas aplicadas e deslocamentos máximos sofridos nos grampos.

Nº	Tipo	(m)	Força máxima (TF)	Deslocmamento máximo (mm)
1	Verde	7	14	2,1
2	Verde	7	14	2,6
3	Verde	7	14	2,4
4	Verde	7	14	2,2
5	Convencional	12	14	1,7
6	Convencional	12	14	1,6
7	Convencional	12	14	1,7
8	Convencional	3	14	2,4
9	Convencional	3	14	2,4

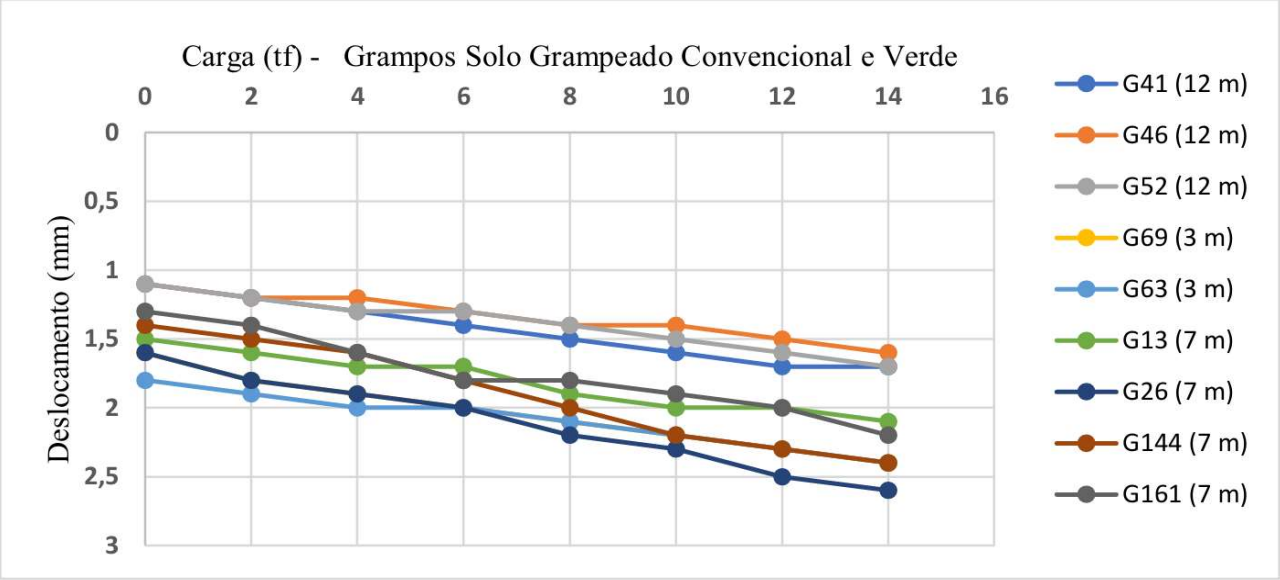


Figura 5. Gráfico da Variação dos deslocamentos nas contenções.

Observou-se, a partir dos ensaios de arrancamento, que existe uma correlação direta entre o deslocamento inicial dos grampos, registrado ainda sob força nula (0 tf) e o comprimento dos mesmos. É possível identificar que quanto menor o comprimento do grampo, maior tende a ser o deslocamento inicial, o que reflete uma menor rigidez na interação solo–grampo e, consequentemente, maior deformabilidade ao longo do ensaio. Com base nesses dados, foi calculada a média aritmética dos deslocamentos iniciais para os três comprimentos analisados: 3 m, 7 m e 12 m. A Tabela 4 demonstra as médias dos deslocamentos iniciais.

Tabela 4. Média dos deslocamentos iniciais.

L(m)	Média dos deslocamentos iniciais	Contenção
3	1,7	Solo grampeado convencional
7	1,45	Solo grampeado verde
12	1,1	Solo grampeado convencional

4.2 Comparação entre solo grampeado convencional e verde

A análise comparativa dos ensaios de arrancamento indicou maior rigidez do sistema de solo grampeado convencional, especialmente quando utilizados grampos de maior comprimento. Observou-se uma relação aproximadamente linear entre o comprimento dos grampos e os deslocamentos iniciais, sendo registrados maiores deslocamentos para grampos de 3 m, valores intermediários para 7 m e os menores deslocamentos para 12 m.

A análise conjunta com os dados de sondagem SPT evidenciou que os grampos convencionais mais longos atingiram camadas com maiores valores de NSPT (até 13 golpes), enquanto os grampos do solo grampeado verde permaneceram inseridos em solos de menor resistência (NSPT entre 2 e 8). Essa condição explica os maiores deslocamentos observados no sistema verde, demonstrando que o desempenho das contenções está diretamente associado não apenas ao comprimento dos grampos, mas também à resistência do solo de ancoragem.

A Figura 6 também destaca as posições relativas das pontas dos grampos em cada tipo de contenção, permitindo uma análise integrada entre o comportamento observado nos ensaios de arrancamento e as condições geotécnicas do solo ao longo da profundidade.

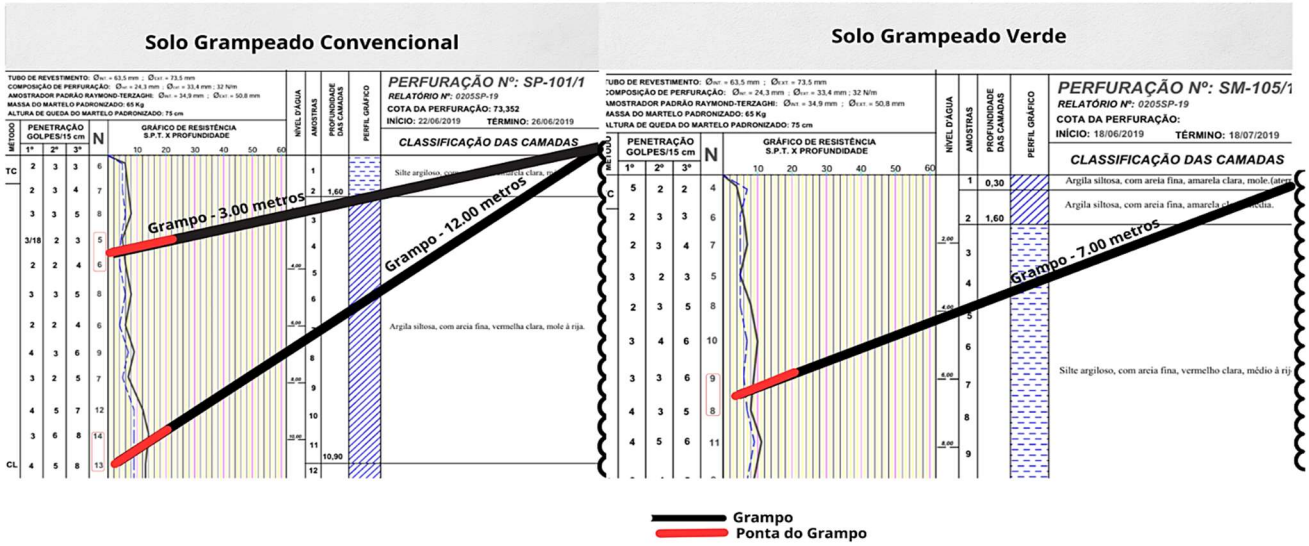


Figura 6. Posição dos grampos nas sondagens do solo grampeado convencional e verde..

A análise das sondagens SPT evidenciou a influência direta da resistência do solo no desempenho dos grampos. No solo grampeado convencional, os grampos de 3 m apresentaram maiores deslocamentos por estarem ancorados em camadas com baixos valores de NSPT (5 a 6 golpes), caracterizadas por menor resistência e maior deformabilidade. Em contraste, os grampos de 12 m atingiram camadas mais competentes, com NSPT de até 13 golpes, o que conferiu maior rigidez ao sistema e resultou em menores deslocamentos, mesmo sob cargas elevadas. Esses resultados confirmam que o desempenho dos grampos está condicionado não apenas ao seu comprimento, mas também à resistência do solo na zona de ancoragem.

5 Conclusão

Este artigo apresentou a análise comparativa do desempenho de contenções em solo grampeado convencional e solo grampeado verde, executadas em área caracterizada por solos da Formação Barreiras. A avaliação foi baseada na caracterização geotécnica do terreno e nos resultados de ensaios de arrancamento realizados em campo.

Os ensaios de laboratório indicaram a predominância de solos finos, de comportamento coesivo, com média a alta plasticidade e baixa capacidade de suporte, evidenciada pelos baixos valores de CBR. As investigações geotécnicas também identificaram a presença de solos de alteração de rocha e o embasamento rochoso em maiores profundidades, condição determinante para o desempenho das ancoragens.

Os resultados dos ensaios de arrancamento demonstraram que o solo grampeado convencional apresentou maior rigidez e menores deslocamentos, especialmente nos grampos de maior comprimento, ancorados em camadas com maiores valores de NSPT. Por outro lado, o solo grampeado verde apresentou maiores deslocamentos iniciais e finais, associados à menor resistência do solo de ancoragem e à menor profundidade de inserção dos grampos.

A análise conjunta evidenciou que o desempenho das contenções está diretamente relacionado não apenas ao tipo de sistema adotado, mas principalmente à interação entre comprimento dos grampos e resistência do solo ao longo da profundidade. Dessa forma, embora ambas as soluções sejam tecnicamente viáveis, o solo grampeado convencional mostrou desempenho superior nas condições analisadas, enquanto o solo grampeado verde requer maior atenção ao dimensionamento dos grampos e às características geotécnicas locais para garantir níveis adequados de rigidez e segurança.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1983). NBR 8036. Representação de perfis em sondagens de solos. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012). NBR 12025. Solos – Ensaio de compactação: método de ensaio. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2010). NBR 14827. Solos – Ensaio de compactação: método de ensaio. Rio de Janeiro.

Aoki, S.; Chang, F. Y. (2021). *Estabilidade de taludes: teoria e prática*. São Paulo: Oficina de Textos.

Santos, M. C.; Eça, M. (s.d.). Análise de estabilidade de talude pelo método de solo grampeado verde. Artigo acadêmico, Curso de Engenharia Civil, Anhanguera Faculdade.

Santos Junior, P. J.; Sobral, M. L. (2022). Solo grampeado verde – análise numérica quanto à deformação de face. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG, 20., Campinas. *Anais...* Campinas: ABMS

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/11

Análise de Estabilidade de Talude Fluvial Urbano no Rio São Francisco (MG) e Dimensionamento de Contenção em Gabiões

Breno Alcântara Silva
Me. Professor do Curso de Engenharia Civil do Instituto Federal do Norte de Minas Gerais (IFNMG), Pirapora, Brasil, breno.silva@ifnmg.edu.br

Adriana Freitas da Silva
Acadêmica do curso superior de Engenharia Civil do Instituto Federal do Norte de Minas Gerais (IFNMG), Pirapora, Brasil, afsb@aluno.ifnmg.edu.br

Ester Morais Benevides
Acadêmica do curso superior de Engenharia Civil do Instituto Federal do Norte de Minas Gerais (IFNMG), Pirapora, Brasil, emb5@aluno.ifnmg.edu.br

Ibsen Sílvio Mendonça Santos
Acadêmico do curso superior de Engenharia Civil do Instituto Federal do Norte de Minas Gerais (IFNMG), Pirapora, Brasil, isms@aluno.ifnmg.edu.br

Jhennifer Beatriz Santos Oliveira
Acadêmica do curso superior de Engenharia Civil do Instituto Federal do Norte de Minas Gerais (IFNMG), Pirapora, Brasil, jbso@aluno.ifnmg.edu.br

Leilane Debora de Farias da Silva
Acadêmica do curso superior de Engenharia Civil do Instituto Federal do Norte de Minas Gerais (IFNMG), Pirapora, Brasil, lddfds@aluno.ifnmg.edu.br

Lucas Vinícius Diniz Pereira
Acadêmico do curso superior de Engenharia Civil do Instituto Federal do Norte de Minas Gerais (IFNMG), Pirapora, Brasil, lvdp@aluno.ifnmg.edu.br

Ludmila De Oliveira Santos
Acadêmica do curso superior de Engenharia Civil do Instituto Federal do Norte de Minas Gerais (IFNMG), Pirapora, Brasil, ldos1@aluno.ifnmg.edu.br

Marcus Vinicius Ramos de Souza
Acadêmico do curso superior de Engenharia Civil do Instituto Federal do Norte de Minas Gerais (IFNMG), Pirapora, Brasil, mvrds2@aluno.ifnmg.edu.br

RESUMO: A ocupação urbana de áreas próximas a encostas fluviais tem intensificado a ocorrência de processos de instabilidade, especialmente em regiões sujeitas à ação hidrodinâmica de grandes cursos d'água. Nesse contexto, este trabalho tem como objetivo avaliar a condição de estabilidade de um talude localizado na margem esquerda do rio São Francisco, no perímetro urbano do município de Buritizeiro, no norte do estado de Minas Gerais. A metodologia adotada baseou-se na caracterização geológica, e geométrica da encosta, aliada à análise das condições de uso e ocupação do solo e à identificação de manifestações patológicas indicativas de instabilidade, como assoreamento, um dos principais problemas na redução da profundidade, além do aumento do risco de inundações em períodos de chuvas intensas. A partir da análise, foi realizada uma avaliação qualitativa da estabilidade do talude, considerando a influência das cargas antrópicas e da variação do nível do rio. Com base nos resultados obtidos, a solução técnica foi o dimensionamento da contenção em gabiões, associada a medidas complementares de drenagem e proteção superficial, visando à estabilização da encosta e à mitigação dos riscos geotécnicos. A solução apresentada mostra-se compatível com as condições locais, destacando-se pela flexibilidade estrutural, eficiência hidráulica e viabilidade técnica e econômica.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de Taludes, Encostas Fluviais, Gabiões, Risco Geotécnico, Ocupação Urbana.

ABSTRACT: Urban occupation of areas near riverbanks has intensified the occurrence of instability processes, especially in regions subject to the hydrodynamic action of large watercourses. In this context, this work aims to evaluate the stability condition of a slope located on the left bank of the São Francisco River, within the urban perimeter of the municipality of Buritizeiro, in the north of the state of Minas Gerais. The methodology adopted was based on the geological and geometric characterization of the slope, combined with the analysis of land use and occupation conditions and the identification of pathological manifestations indicative of instability, such as siltation, one of the main problems in reducing depth, in addition to increasing the risk of flooding during periods of intense rainfall. From the analysis, a qualitative assessment of the slope stability was carried out, considering the influence of anthropogenic loads and the variation in the river level. Based on the results obtained, the technical solution was the design of gabion retaining walls, associated with complementary drainage and surface protection measures, aiming at stabilizing the slope and mitigating geotechnical risks. The solution presented proves to be compatible with local conditions, standing out for its structural flexibility, hydraulic efficiency, and technical and economic feasibility.

KEYWORDS: Slope Stability, Riverbanks, Gabions, Geotechnical Risk, Urban Occupation.

1 INTRODUÇÃO

A expansão urbana desordenada em áreas ambientalmente sensíveis tem se configurado como um dos principais fatores de agravamento de problemas geotécnicos em centros urbanos (Pinheiro, *et. al*., 2003; Ferreira, *et al*., 2004; Ferreira, 2014), especialmente em regiões situadas às margens de grandes cursos d'água (Poli, *et. al*., 2009). A ocupação de encostas fluviais, muitas vezes realizada sem o devido planejamento técnico, contribui para a alteração das condições naturais de equilíbrio dos maciços, potencializando processos de instabilidade, erosão e movimentos de massa (Guidicini e Nieble, 1983). Esses processos resultam em impactos expressivos sobre o meio físico e a infraestrutura, comprometendo a segurança da população e contribuindo para a recorrência de novos episódios de degradação ambiental (Pinheiro, *et. al*., 2012).

A instabilidade de encostas urbanas representa risco significativo à segurança da população e à integridade das infraestruturas existentes, tornando indispensável a realização de estudos geotécnicos que subsidiem a adoção de medidas preventivas e corretivas (Carregã, 1997). Pinto (2006), ressalta que a compreensão do comportamento dos solos sob tensões é fundamental para a estabilidade de taludes. Nesse sentido, a análise das características geológicas, pedológicas e geométricas do terreno, aliada à avaliação das condições de uso e ocupação do solo, constitui etapa fundamental para a compreensão dos mecanismos de instabilização e para a definição de soluções de contenção adequadas (Guidicini e Nieble, 1983).

Diante desse cenário, o presente trabalho tem como objetivo avaliar a condição atual de estabilidade de um talude localizado na margem esquerda do rio São Francisco, no perímetro urbano de Buritizeiro (MG), considerando suas características físicas e geotécnicas, bem como a influência das intervenções antrópicas. Para tal, serão adotados procedimentos de análise de estabilidade conforme recomenda a norma ABNT NBR 11682 (2009), que estabelece critérios para investigação e projeto de contenções. Adicionalmente, busca-se propor uma solução técnica de contenção em gabiões, compatível com as condições locais, visando à estabilização da encosta e à mitigação dos riscos geotécnicos associados.

2 CARACTERIZAÇÃO E CONDIÇÕES GEOLÓGICAS DO LOCAL

O município de Buritizeiro está situado na porção norte do estado de Minas Gerais, compondo a região do Alto Médio São Francisco e fazendo parte da Região de Pirapora (FJP, 2003). Sua área territorial insere-se majoritariamente no domínio do bioma Cerrado, estendendo-se ao longo da margem esquerda do rio São Francisco. Destaca-se por sua expressiva extensão territorial, sendo o quarto maior município mineiro, com aproximadamente 7.249 km² (IBGE, 2025). Quanto aos aspectos pedológicos da área de estudo, obtidos por

meio do Semad/UFV, é caracterizada principalmente pela ocorrência de Latossolo Vermelho-Amarelo e Latossolo Vermelho, solos profundos e bem intemperizados, típicos de regiões de relevo suave, além de Neossolo Flúvico, associado às áreas próximas aos cursos d'água.

Diante das características físicas e geográficas anteriormente descritas, a Figura 01 a seguir tem por finalidade situar espacialmente a área de estudo no município de Buritizeiro-MG. A representação cartográfica evidencia o enquadramento regional do município, bem como a localização específica do trecho analisado ao longo da margem esquerda do rio São Francisco.

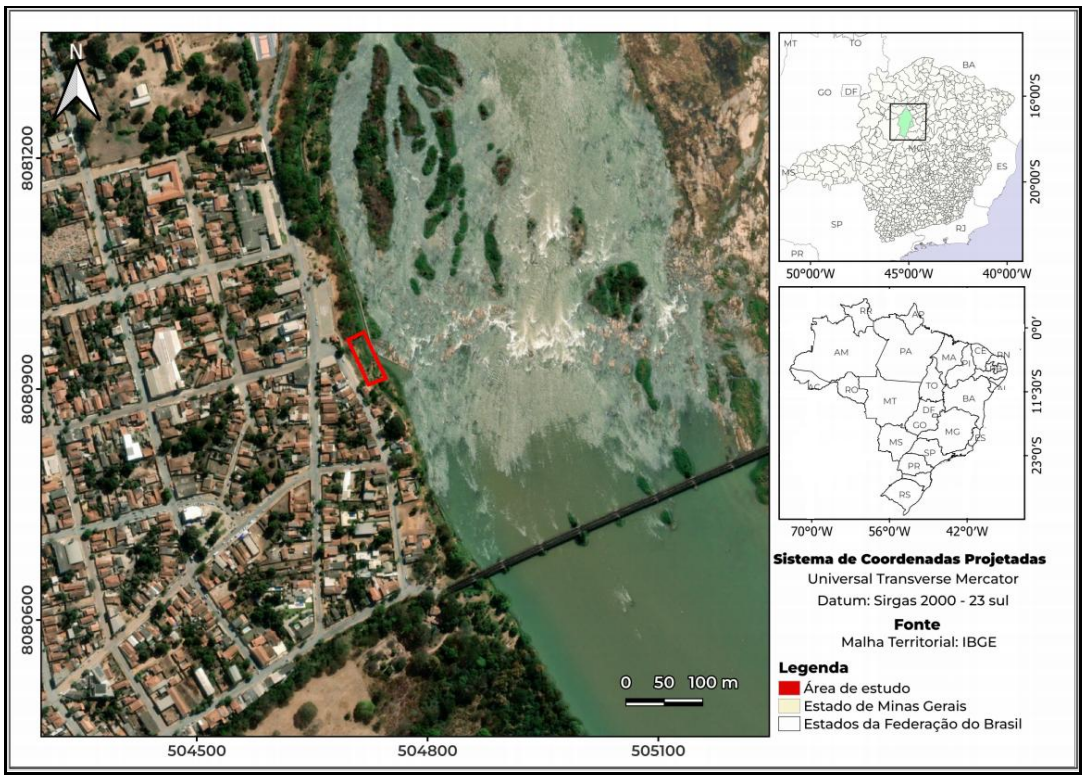


Figura 1. Mapa de localização da região de estudo

Após a delimitação da área de estudo em mapa temático, procedeu-se à análise de estabilidade de um talude localizado na margem do rio São Francisco, inserido no perímetro urbano do município de Buritizeiro (MG). O trecho analisado caracteriza-se pela presença de edificações residenciais e de uma via pública implantadas próximas à crista da encosta, condição que intensifica as solicitações atuantes sobre o maciço. No local, foram identificadas manifestações patológicas relevantes, tais como fissuras e trincas no terreno e em estruturas adjacentes, associadas a processos de recalques diferenciais, indicando possível comprometimento da estabilidade do talude.

Está apresentada na Figura 02 duas imagens da encosta. É possível ver que o nível do rio São Francisco está próximo da base dessa encosta, (Figura 02A). O desnível entre a base e o topo da encosta é de 14,2 m.

A caracterização do tipo de solo do local é uma etapa precursora do trabalho, e está apresentada no boletim de sondagem da Figura 03. Temos dois tipos de solo: areia argilosa e silte arenoso.



Figura 2. Caracterização visual do terreno da área de estudo.

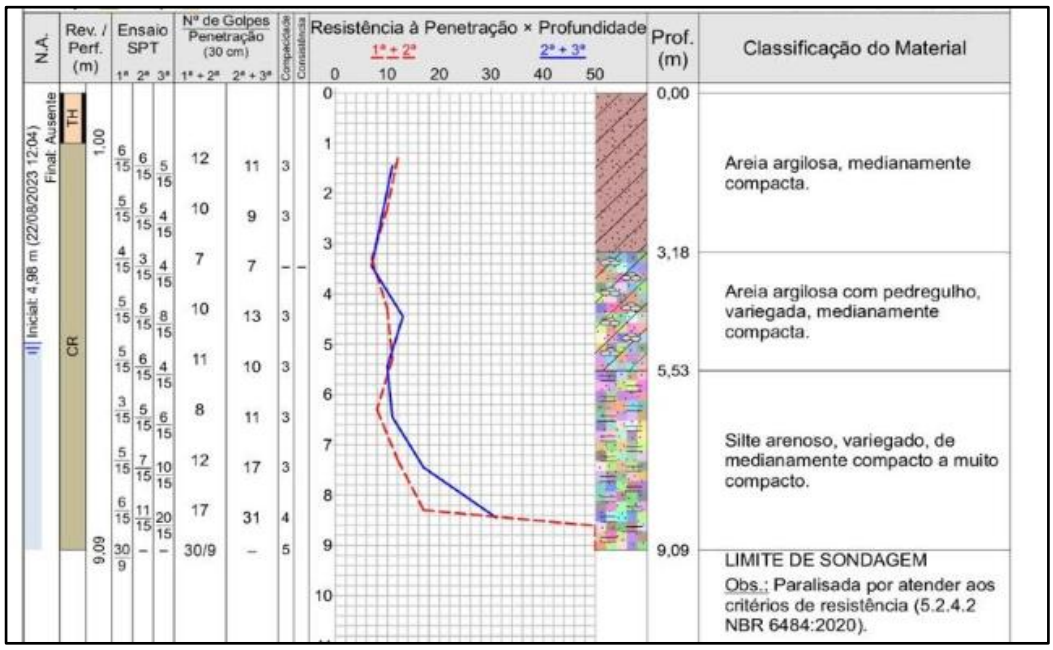


Figura 3. Boletim de Sondagem

3 METODOLOGIA

A metodologia adotada para avaliação da estabilidade do talude baseou-se em procedimentos consagrados da engenharia geotécnica, contemplando levantamento de dados de campo, análise das condições geométricas da encosta e interpretação das características geotécnicas dos solos presentes (Endlich; Silva, 2019). Foram considerados os seguintes aspectos:

- Geometria do talude, incluindo altura, inclinação e extensão;
- Condições de drenagem superficial e subsuperficial;
- Presença de cargas adicionais na crista do talude;
- Influência do nível do rio São Francisco sobre a base do maciço.

A partir dessas informações, procedeu-se à análise da estabilidade, visando identificar os mecanismos potenciais de ruptura e subsidiar a definição da solução de contenção mais adequada às condições locais.

4 PROPOSTA DE SOLUÇÃO DE CONTENÇÃO

Considerando as características geotécnicas do local, a dinâmica fluvial do rio São Francisco e a necessidade de uma solução tecnicamente eficiente e economicamente viável, adotou-se a estrutura de contenção em gabiões. Esse tipo de solução apresenta vantagens significativas para áreas sujeitas à ação da água, devido à sua flexibilidade estrutural, elevada permeabilidade e capacidade de dissipação de energia hidráulica.

Os gabiões atuam como estruturas de gravidade, resistindo aos empuxos do solo e da água por meio de seu próprio peso, ao mesmo tempo em que permitem a drenagem natural do maciço, reduzindo a pressão neutra e minimizando o risco de ruptura (Endlich; Silva, 2019). Além disso, sua adaptação a recalques diferenciais torna-os particularmente adequados para regiões com solos heterogêneos e suscetíveis a variações volumétricas.

4.1 Parâmetros geotécnicos do solo

Foi feita a análise do boletim de sondagem já apresentado para cálculo dos parâmetros do solo da encosta utilizando de correlações empíricas através das equações de Teixeira e Godoy, obtendo os dados apresentados na Tabela 01.

Tabela 01. Parâmetros geotécnicos do solo

	Areia argilosa medianamente compacta	Fundação – Silte arenoso
∅(°)	28,42	33,44
γ_{solo}(kN/m³)	19	21
γ_{solo}(kN/m³)	25	25
c (kPa)	90	170
σ_a (kPa)		1,450

4.2 Geometria do gabião

A solução proposta contempla a implantação de um muro de gabiões ao longo do pé do talude, associado a medidas complementares de drenagem superficial e recomposição vegetal, visando a estabilização global da encosta e a mitigação dos processos erosivos. Segundo Tondo (2024), essa abordagem integrada contribui não apenas para a segurança das edificações e da via pública existentes, mas também para a melhoria das condições ambientais e paisagísticas da área.

O gabião foi projetado com 7 platôs, desde o nível inferior da encosta até a crista, vencendo um desnível total de aproximadamente 14,20 m, com extensão em planta da ordem de 35 m ao longo do trecho analisado. A configuração escalonada da estrutura foi definida de modo a favorecer a estabilidade global do conjunto, promovendo a redistribuição dos empuxos atuantes e reduzindo as tensões transmitidas à fundação, além de possibilitar melhor adaptação às condições geométricas naturais do talude, e estar voltado para o Rio São Franscisco.

Cada platô foi dimensionado considerando critérios usuais de muros de gravidade em gabiões, contemplando largura suficiente para garantir segurança quanto aos mecanismos potenciais de ruptura por deslizamento, tombamento e capacidade de carga do terreno de fundação. Na base da estrutura, foi prevista a implantação de colchão reno associado a manta geotêxtil filtrante e camada de enrocamento com seixos rolados, com a finalidade de prevenir processos de solapamento decorrentes da ação hidráulica do rio São Francisco, além de assegurar adequada drenagem e dissipação de pressões neutras.

Adicionalmente, a solução incorpora dispositivos de drenagem superficial ao longo dos platôs e recomposição vegetal na face exposta do talude, contribuindo para o controle da erosão superficial, aumento da estabilidade superficial do solo e integração paisagística da obra ao ambiente urbano ribeirinho. A Figura 4

apresenta a seção transversal típica do muro de gabiões proposto, evidenciando a geometria escalonada adotada, os elementos de proteção de base e a relação entre a estrutura de contenção e o perfil natural do terreno.

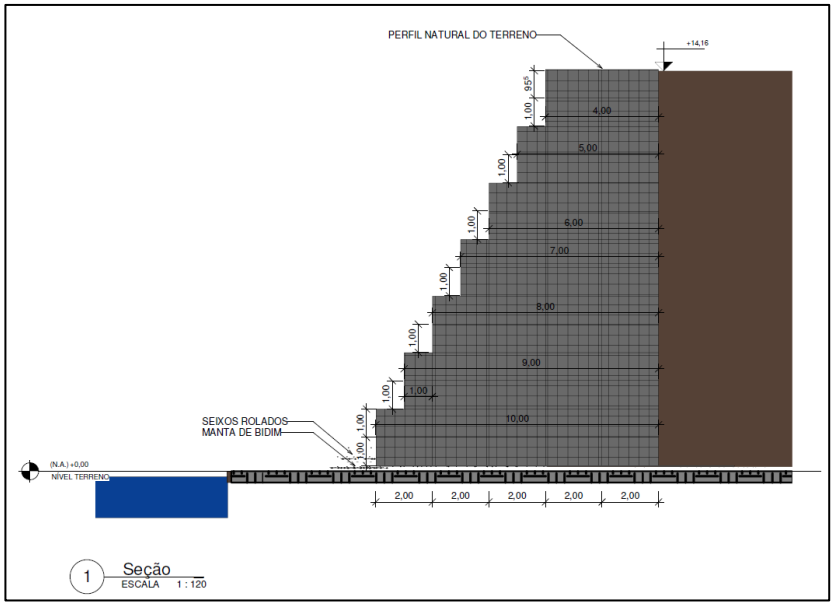


Figura 4. Seção transversal da contenção

A configuração apresentada na Figura 05 baseia-se em um muro de gravidade escalonado, dimensionado para que o equilíbrio seja garantido pelo peso próprio da estrutura e pelo atrito gerado na interface com a fundação. Para assegurar a longevidade da obra diante da dinâmica do Rio São Francisco, os seguintes parâmetros técnicos devem ser observados:

- Composição da Estrutura: O muro será composto por caixas de gabião tipo caixa, preenchidas com material pétreo (rachão) de peso específico mínimo de 1.700 kg/m³, garantindo a massa necessária para resistir aos empuxos ativos do solo.
- Proteção Contra Erosão Fluvial: No pé da estrutura, prevê-se a instalação de um colchão reno, que funciona como uma plataforma flexível de proteção contra o solapamento causado pela correnteza do rio, evitando a perda de sustentação da base.
- Durabilidade em Ambiente Úmido: Dada a exposição constante à umidade e às variações de nível do rio, os fios de aço da malha de dupla torção devem possuir revestimento em PVC sobre a camada de galvanização, o que impede a oxidação prematura e mantém a integridade estrutural por períodos prolongados.
- Capacidade de Drenagem: A porosidade intrínseca dos gabiões atua como um dreno natural, eliminando a necessidade de sistemas complexos de drenagem interna e impedindo o acúmulo de pressões hidrostáticas excessivas atrás do muro.

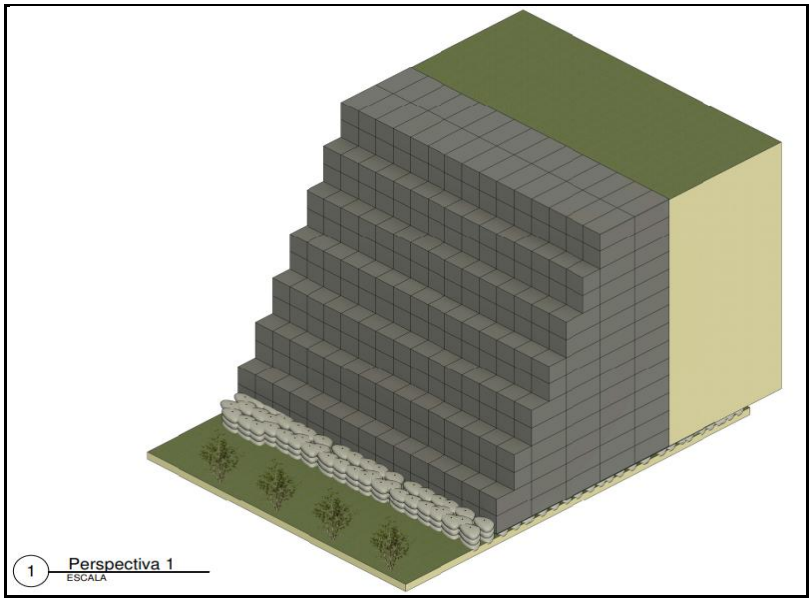


Figura 5. Esquema conceitual da solução de contenção em gabiões proposta.

4.3 Análise da estabilidade

O dimensionamento do muro de gabiões foi acompanhado das verificações clássicas de estabilidade externa, contemplando as condições de deslizamento, tombamento e capacidade de carga da fundação, em conformidade com os critérios estabelecidos pela ABNT NBR 11682 (2022) e com os princípios da mecânica dos solos aplicados a estruturas de gravidade descritos por Terzaghi, Peck e Mesri (1996) e Pinto (2006).

A análise ao deslizamento foi conduzida a partir da relação entre as forças resistentes mobilizadas na interface solo–fundação e as forças horizontais solicitantes atuantes sobre a estrutura. Considerando o coeficiente de atrito equivalente representado por $\tan \delta = 0{,}36$ e o somatório das forças verticais atuantes de aproximadamente 6 167 kN/m, obteve-se força resistente ao deslizamento da ordem de 2 224,5 kN/m. O fator de segurança calculado para essa condição foi igual a 65,20, valor amplamente superior ao mínimo recomendado de 1,5, indicando condição altamente estável frente ao mecanismo potencial de deslizamento basal.

A verificação ao tombamento baseou-se na razão entre os momentos resistentes, provenientes principalmente do peso próprio do muro de gabiões, e os momentos solicitantes decorrentes dos empuxos atuantes. O somatório dos momentos resistentes atingiu aproximadamente 21.341,75 kN·m/m, resultando em fator de segurança ao tombamento igual a 125,11. Esse valor excede de forma significativa o limite mínimo usualmente adotado em projetos geotécnicos, evidenciando que a geometria escalonada e a elevada massa da estrutura proporcionam estabilidade robusta quanto à rotação em torno do bordo de jusante.

No que se refere à capacidade de carga da fundação, a posição da resultante das tensões permaneceu no interior do núcleo central da base, caracterizando regime de compressão ao longo de toda a fundação, sem desenvolvimento de tensões de tração. A excentricidade calculada mostrou-se inferior ao limite de $B/6$, confirmando a adequada distribuição de tensões de contato. A tensão máxima transmitida ao terreno foi da ordem de 1.196,5 kPa, conduzindo a fator de segurança à ruptura por capacidade de carga igual a 2,80, superior ao valor mínimo de 2,5 geralmente adotado para estruturas de contenção. Esse resultado demonstra compatibilidade entre as solicitações impostas pela estrutura e a resistência do solo de fundação.

De forma integrada, os resultados das verificações de estabilidade externa indicam que o muro de gabiões proposto apresenta condições amplamente satisfatórias de segurança geotécnica, com fatores de segurança superiores aos limites normativos para todos os modos de ruptura avaliados. Tal desempenho está associado à elevada massa própria da estrutura, à configuração escalonada que amplia a base resistente, à eficiência drenante inerente aos gabiões — que reduz o desenvolvimento de pressões neutras — e à presença

de dispositivos de proteção contra solapamento fluvial na base. A Tabela 02 apresenta a síntese dos parâmetros adotados e dos fatores de segurança obtidos nas análises realizadas.

Tabela 2. Verificação da estabilidade do muro

Deslizamento	
Tan δ	0,360712089
ΣFv (kN/m)	6167
s	2224,511453
Fs	65,20377376
>1,5	OK
Tombamento	
ΣMs (kN.m/m)	21341,75
Fs	125,1117531
>1,5	OK
Capacidade de Carga	
e' (cm)	343,298
B/6 (cm)	166,667
e (cm)	156,702
e < B/6	Compressão na Fundação
σ máx (kPa)	1196,53
Fs Rup	2,799762905
> 2,5	OK

5 CONCLUSÕES

A análise geotécnica realizada indicou que o talude fluvial estudado apresenta condição potencial de instabilidade associada à ação hidrodinâmica do rio São Francisco, à presença de cargas antrópicas na crista e às características geométricas da encosta. A solução de contenção em gabiões proposta mostrou-se tecnicamente adequada às condições locais, oferecendo elevada capacidade de adaptação a recalques diferenciais, eficiência drenante e resistência à erosão marginal.

As verificações de estabilidade externa demonstraram fatores de segurança superiores aos limites normativos para deslizamento, tombamento e capacidade de carga da fundação, evidenciando desempenho estrutural satisfatório e compatibilidade com os critérios da engenharia geotécnica. Dessa forma, conclui-se que a solução adotada constitui alternativa segura, funcional e economicamente viável para a estabilização de taludes fluviais urbanos, podendo ser aplicada em contextos geotécnicos semelhantes ao longo de margens sujeitas à dinâmica hidráulica de grandes cursos d'água.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradecemos a Deus, fonte de sabedoria, força e perseverança, por conceder discernimento, saúde e condições necessárias para a realização deste trabalho.

Expressamos nossos sinceros agradecimentos ao orientador Breno Alcântara da Silva pelo acompanhamento técnico e científico ao longo do desenvolvimento desta pesquisa, bem como pelas valiosas contribuições, disponibilidade, incentivo e orientação criteriosa, fundamentais para a qualidade final do artigo.

Agradecemos, ainda, a todos os alunos participantes, cujo empenho, dedicação, colaboração e contribuições técnicas foram essenciais para a execução das atividades desenvolvidas e para o alcance dos objetivos propostos neste estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012). NBR 11682: *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2023). NBR 6118: *Projeto de estruturas de concreto — Procedimento*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2023). NBR 6122: *Projeto e execução de fundações.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2024). NBR 13028: *Mineração — Elaboração e apresentação de projeto de disposição de estéril em pilha*. Rio de Janeiro.

Carregã, Dirce Leite. Instabilidade de encostas e análise de risco em áreas urbanas. Revista Ceciliana. n.8, 1997.

Endlich, A. O.; Silva, M. A. da. Utilização de muro de gabião para contenção de encostas. Revista Episteme Transversalis, Volta Redonda, v. 10, n. 2, p. 195-211, 2019. Disponível em: http://revistas.ugb.edu.br/index.php/episteme/article/view/1684. Acesso em: 23 jan. 2026.

Ferreira, Sueli Batista; Lana, Milene Sabino; Conte JR., Artur Antônio; Leite, Leonardo de Freitas. Movimentos em encostas de Ouro Preto, MG – o caso da Vila São José. REM: Revista Escola de Minas, Ouro Preto, v. 57, n. 4, p. 235-240, out./dez. 2004. DOI: https://doi.org/10.1590/S0370-44672004000400004. Disponível em: https://www.scielo.br/j/rem/a/dK5cXBzwxqnyWws5SF7dMFm/?format=pdf&lang=pt. Acesso em: (22/01/2026).

Ferreira, T. A. A construção social do risco em Ouro Preto - MG. 2014. 198 f. Dissertação (Mestrado em Geografia) – Faculdade de Filosofia, Letras e Ciências Humanas, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014. DOI: https://doi.org/10.11606/D.8.2014.tde-17102014-162414. Disponível em: https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/8/8136/tde-17102014-162414/pt-br.php. Acesso em: 22 jan. 2026.

FJP - FUNDAÇÃO JOÃO PINHEIRO. 1998. Anuário Estatístico 2000-2001. Belo Horizonte

GuidicinI, G.; Nieble, C.M. Estabilidade de Encostas Naturais e de Escavação. São Paulo: Edgard Blücher, 1983.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) (2025). *Cidades e Estados: Buritizeiro (MG)*. Disponível em: https://www.ibge.gov.br. Acesso em: 19 jan. 2026.

Pinheiro, L. A.; SOBREIRA, F. G.; LANA, M. S. Influência da expansão urbana nos movimentos de encosta na cidade de Ouro Preto, MG. REM: Revista Escola de Minas, Ouro Preto, v. 56, n. 3, p. 169-174, jul./set. 2003. DOI: https://doi.org/10.1590/S0370-44672003000300004. Disponível em: https://www.scielo.br/j/rem/a/LJY3CQ4zNXW4hKsLrfrRwVg/?format=pdf&lang=pt. Acesso em: 22 jan. 2026.

Pinheiro, R. J.B; NUMMER, A.V.; Bressani, L. A. Análise de instabilidade de uma encosta localizada na área urbana de Santa Cruz do Sul, RS. Geociências, v. 31, n. 2, p. 159-174, 2012.

Poli, Daniel de Freitas et al. Avaliação de problemas geotécnicos e ambientais causados pela ocupação urbana no bairro Jardim das Palmeiras, Rio Claro (SP). Engenharia Ambiental, Espírito Santo do Pinhal, v. 6, n. 2, p. 594-605, maio/ago. 2009.

Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Desenvolvimento Sustentável de Minas Gerais (SEMAD); Universidade Federal de Viçosa (UFV) (2024). *Mapas pedológicos do Estado de Minas Gerais*. Belo Horizonte.

Pinto, Carlos de Sousa. Curso Básico de Mecânica dos Solos. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

Terzaghi, K.; Peck, R. B.; Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. 3rd ed. New York: John Wiley & Sons.

Tondo, Vinícius Pereira. **Análise Paramétrica de Muros de Gabiões**. 2024. Dissertação de Mestrado. Instituto Politecnico de Braganca (Portugal). Disponível em: https://www.proquest.com/openview/b45522928d1bd625d858a6437eb7c4bf/1?pq-origsite=gscholar&cbl=2026366&diss=y. Acesso em: 23 jan. 2026.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/12

Análise de estabilidade de talude sujeito a precipitação intensa em Juiz de Fora/MG

Jonathan do Amaral Braz
Discente, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, jonathan.amaral@estudante.ufjf.br

Gabriel Dimas Campos da Fonseca
Discente, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, gabriel.dimas@estudante.ufjf.br

Sabrina Roberta de Faria
Discente, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, sabrina.faria@estudante.ufjf.br

Luís Fernando Martins
Subsecretário de Proteção e Defesa Civil, Prefeitura de Juiz de Fora, luisfernandoengenharia@gmail.com

Tatiana Tavares Rodriguez
Docente, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, tatiana.rodriguez@ufjf.br

RESUMO: A infiltração de água proveniente de precipitações é um dos principais fatores que influenciam a estabilidade de taludes em solos não saturados. Períodos de chuvas intensas em regiões tropicais podem desencadear movimentos de massa, que são fenômenos de risco em áreas urbanas. Estudos recentes da literatura indicam que, entre 2017 e 2022, a maior parte dos deslizamentos na cidade de Juiz de Fora/MG ocorreram com chuvas superiores a 140 mm acumuladas em 96 horas. Dessa forma, o objetivo deste trabalho é executar a modelagem de fluxo de precipitação intensa, seguida de análise de estabilidade, em um talude de solo residual no bairro Linhares, onde houve execução de obras irregulares para loteamento em terreno público, seguido de formação de talude de corte com indícios de processo erosivo. Para isso, são usados resultados de ensaios de caracterização física, de cisalhamento direto, do papel filtro e do infiltrômetro. Os dados obtidos são usados para modelagem de fluxo no software SEEP/W, para obtenção das poropressões em situações de chuvas acumuladas de 96 horas, coletadas de relatórios da Defesa Civil local. Por fim, o conjunto é submetido ao software SLOPE/W para análise de estabilidade. Concluiu-se que a precipitação interfere negativamente na estabilidade do talude, provocando uma queda de 6,7% no Fator de Segurança.

PALAVRAS-CHAVE: Solo não saturado, Solo residual, Estabilidade de talude, Precipitação.

ABSTRACT: Infiltration is one of the main factors influencing the stability of slopes in unsaturated soils. Intense rainfall periods in tropical regions can trigger mass movements, which are hazard phenomena in urban areas. Recent literature studies indicate that, between 2017 and 2022, most landslides in the city of Juiz de Fora/MG occurred with accumulated rainfall exceeding 140 mm in 96 hours. Thus, this study aims to perform seepage modeling of intense rainfall, followed by stability analysis, on a residual soil slope in the Linhares neighborhood, where irregular works for subdivision were executed on public land, followed by the formation of a cut slope with indications of an erosive process. For this purpose, results from physical characterization tests, direct shear tests, filter paper tests, and infiltrometer tests are used. The obtained data are used for seepage modeling on SEEP/W software to obtain porepressures under 96-hour accumulated rainfall conditions, collected from local Civil Defense reports. Finally, the set is submitted to SLOPE/W software for stability analysis. It was concluded that precipitation negatively interferes with slope stability, causing a 6.7% drop in the Factor of Safety.

KEYWORDS: Unsaturated soil, Residual soil, Slope stability, Rainfall.

1 INTRODUÇÃO

Estabilidade de taludes é um tema de grande importância em engenharia geotécnica, associado à eficiência de projetos e à prevenção de desastres, com objetivo de evitar danos ambientais, materiais e humanos. Um talude, quando em condição de instabilidade, está sujeito a movimentos de massa, que consistem no deslocamento de porção de solo ou rocha. Esse fenômeno pode acontecer de diversas formas (Varnes, 1958; Vargas, 1985), de acordo com as condições geológicas e climáticas do local (Gerscovich, 2016).

A estabilidade pode ser condicionada positiva ou negativamente por fatores internos e externos ao talude. Dentre os fatores internos, pode-se citar a geometria do maciço e os parâmetros de resistência do solo, intercepto coesivo e ângulo de atrito. Tais parâmetros são obtidos pela envoltória de resistência, gerada através de ensaios de laboratório. Dentre os fatores externos, cita-se a intervenção humana, que pode acontecer, por exemplo, com alteração da geometria e retirada de vegetação (Gerscovich, 2016). Tais ações facilitam o fenômeno da infiltração no solo, que pode influenciar negativamente a estabilidade do talude de duas formas: causando a elevação do nível freático e, consequentemente, a saturação do solo; ou alterando o estado de tensões do maciço, aumentando a poropressão em regiões não saturadas (Futai, 2014).

Para casos envolvendo solos não saturados, a envoltória de resistência também considera a sucção do solo, como é apresentado na Equação 1, proposta por Fredlund *et al.* (1978).

$$\tau_f = c' + (\sigma_n - u_a)_f \, tg\phi' + (u_a - u_w)_f \, tg\phi^b \quad (1)$$

em que:
c'e Φ': parâmetros efetivos de resistência do solo saturado;
$(\sigma_n - u_a)_f$: tensão normal líquida atuante no plano de ruptura, na ruptura;
$(u_a - u_w)_f$: sucção mátrica na ruptura;
Φ^b: parâmetro que quantifica o aumento de resistência devido a um aumento na sucção;

A análise de estabilidade é uma técnica que relaciona a capacidade do talude de resistir a tensões de cisalhamento e as tensões atuantes sobre ele. Tal relação apresenta como resultado um indicador numérico, o Fator de Segurança (FS). No Brasil, a NBR 11682 (ABNT, 2009) apresenta valores FS mínimos para que um talude seja considerado estável, sendo estes valores determinados com base na segurança contra danos ambientais, materiais e humanos, como é apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. Fatores de segurança mínimos (ABNT, 2009)

	Nível de segurança contra danos a vidas humanas		
Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

A cidade de Juiz de Fora possui média anual de chuvas, aferidas entre 1991 e 2020, de 1564,80 mm. Em seu período chuvoso, de outubro a março, possui média esperada de 1339,40. A Secretaria de Proteção de Defesa Civil (2018, *apud* Martins, 2022) registrou 1714 ocorrências de movimentos de massa entre 2017 e 2022, sendo 90% delas em regiões de risco geológico. Além disso, segundo Martins (2022), 51% destes movimentos de massa ocorreram com chuvas de volumes superiores a 100 mm acumuladas em 96 horas. Entende-se, portanto, que há uma relação de influência entre precipitações intensas e ocorrências do fenômeno geológico.

O bairro Linhares, na zona leste da cidade, apresenta um caso de obras irregulares em loteamento público, em que é possível observar, tanto alteração na geometria natural do talude, quanto retirada de vegetação e consequente formação de voçoroca. O talude em questão é objeto de estudo em Cordeiro *et al.* (2025), que investigam a relação entre o surgimento da voçoroca com a atividade antrópica no local e em Braz *et al.* (2025), que realizam análises de estabilidade com diferentes angulações para nortear projetos de recuperação da área.

Considerando a relação entre precipitação intensa e movimentos de massa na cidade e o caso anteriormente apresentado, o objetivo deste trabalho é investigar a influência de chuvas acumuladas em 96 horas na estabilidade do talude do bairro Linhares, por meio de modelagem de fluxo e análise de estabilidade.

2 LOCAL DE ESTUDO

O talude está localizado na Rua Diva Garcia, bairro Linhares, zona leste de Juiz de Fora/MG, em área pública de coordenadas geográficas -21.718166, -43.320805, referenciadas no sistema geodésico WGS84 (World Geodetic System 1984). O terreno sofreu loteamento irregular sem licenciamento ambiental, apresentando modificações expressivas na sua morfologia original. Como consequência, verificou-se a intensificação de processos erosivos, com a formação de uma voçoroca ao pé do talude, e o carreamento de solo, que atingiu a via principal do bairro e comprometeu a rede de águas pluviais (Prefeitura de Juiz de Fora, 2024). A região, de litologia metamórfica complexa, apresenta uma camada de solo residual maduro de coloração amarelada, neste trabalho chamado de Solo Amarelo, seguido por uma camada de solo residual jovem de coloração rosa, chamado de Solo Rosa. A Figura 1 mostra, à esquerda, vista superior do loteamento irregular e, à direita, vista frontal do talude estudado. O ponto P1 indica a região onde houve coleta de amostras para ensaios de laboratório com o Solo Rosa e o ponto P2, com o Solo Amarelo.



Figura 1. Vista superior do loteamento irregular à esquerda e talude de estudo à direita (Braz *et al.*, 2025)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Caracterização física e envoltórias de resistência

O Solo Amarelo e o Solo Rosa foram objeto de estudo em Braz *et al.* (2025), que realizaram ensaios de caracterização física. A classificação granulométrica em função do diâmetro das partículas e a massa

específica dos sólidos para os dois solos é apresentada na Tabela 2. O Solo Amarelo é classificado como uma argila arenosa e o Solo Rosa é classificado como uma areia siltosa.

Tabela 2. Resultados da caracterização física (Braz *et al.*, 2025)

Propriedade	Solo Rosa	Solo Amarelo
Densidade real dos grãos (g/cm³)	2,529	2,402
Classificação granulométrica		
Argila (%)	18	49
Silte (%)	27	18
Areia (%)	55	32
Pedregulho (%)	0	1

Braz *et al.* (2025) também realizaram ensaios de cisalhamento direto para determinar os parâmetros de resistência dos dois solos, que serão usados neste trabalho como dados de entrada nas análises de estabilidade. Os parâmetros obtidos são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Parâmetros de resistência do Solo Amarelo e do Solo Rosa (Braz *et al.*, 2025)

	Solo Amarelo	Solo Rosa
Ângulo de atrito (º)	26,1	29,8
Intercepto coesivo (kPa)	6,7	0

3.2 Curva característica e coeficiente de permeabilidade

Para determinar a curva característica dos solos, foi executado o ensaio do papel-filtro segundo a norma D5298 da ASTM (2009), com ressalva para as considerações de Nacinovic (2009) em relação ao uso de três papéis-filtro em cada face dos corpos de prova e equalização em câmara úmida por no mínimo 21 dias. O ajuste foi feito pelo método de Fredlund e Xing (1994). O coeficiente de permeabilidade do Solo Amarelo na condição saturada foi aferido por ensaio de campo com uso de um infiltrômetro, seguindo a metodologia proposta pela norma 107/2024 da ABGE (2024). O infiltrômetro usado é composto por um cilindro interno com diâmetro de 12 cm e um cilindro externo com diâmetro de 24 cm. Ambos possuem altura de 15 cm e foram cravados até a profundidade de 7,5 cm. As medições foram feitas durante um período de duas horas.

3.3 Modelagem de fluxo

Para a modelagem de fluxo, usou-se o módulo SEEP/W do pacote GeoStudio. Foi feita uma análise do tipo de transiente com duração de 96 horas e registros a cada hora, totalizando 96 análises. Foram usados como materiais as curvas características do Solo Amarelo e do Solo Rosa, apresentados no Item 4.1 deste trabalho. Além disso, a curva de infiltração dos materiais foi gerada usando o coeficiente de permeabilidade, também apresentado no Item 4.1 deste trabalho, estimado pelo método de Fredlund e Xing disponível no software. A geometria usada foi a apresentada em Braz *et al.* (2025) em ângulo de 45º, considerada a inclinação máxima para obras de recuperação do talude. Como condições de contorno, foram inseridas: função de fluxo unitário para representar a chuva no valor de $5{,}607683\times10^{-7}$ m/s na superfície do talude; nível d'água na base da geometria desenhada; e carga de 0 m junto ao nível d'água, com o objetivo de direcionar o fluxo para baixo, aproximando o modelo do comportamento esperado na realidade.

3.4 Análise de estabilidade

Para a análise de estabilidade, usou-se o módulo SLOPE/W do pacote GeoStudio. Os resultados da modelagem de fluxo foram adotados como análises parentes, gerando 96 fatores de segurança para cada hora do período simulado. O método de cálculo escolhido foi o de Morgenstern-Price, com uso de superfícies de entrada e saída e de movimento da direita para a esquerda. O FS mínimo estabelecido como critério foi de 1,5, considerando os impactos do carreamento de solo nas redondezas do talude e as análises feitas por Braz *et al.* (2025).

4 RESULTADOS

4.1 Curva característica e coeficiente de permeabilidade

A Figura 2 apresenta a curva característica obtida para o Solo Amarelo, à direita, e para o Solo Rosa, à esquerda. Os pontos amarelos são os pontos obtidos experimentalmente e os pontos vermelhos são os pontos obtidos a partir do ajuste da curva para serem usados na modelagem de fluxo. A Figura 3 apresenta a curva com os resultados do ensaio do infiltrômetro para o Solo Amarelo. As leituras finais indicaram constância na taxa de infiltração ao longo do tempo, sendo o valor do coeficiente de permeabilidade encontrado 0,0036 cm/s.

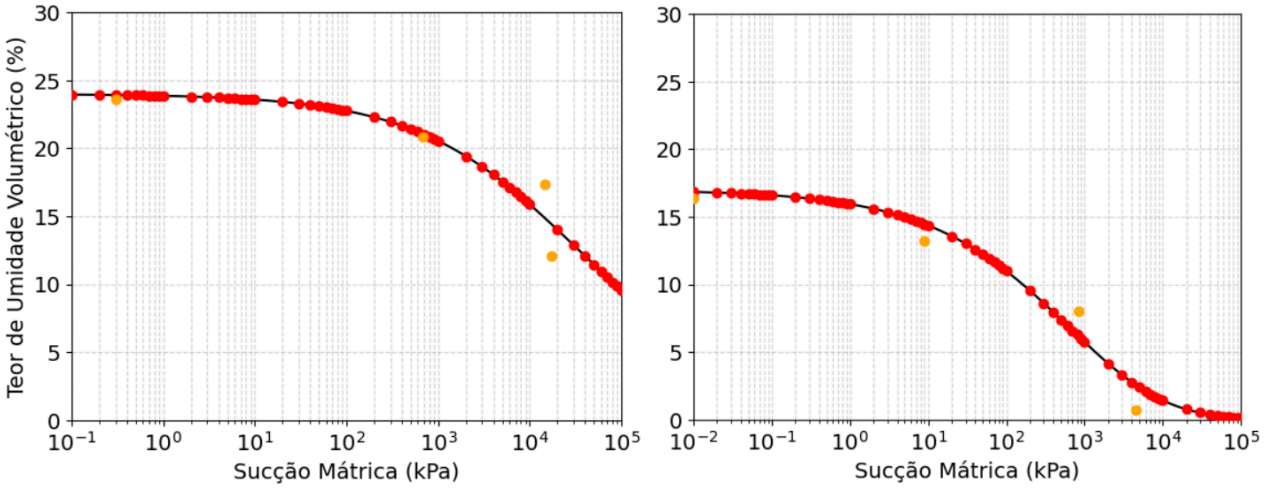


Figura 2. Curva característica do Solo Amarelo à direita e do Solo Rosa à esquerda (Autores, 2026)

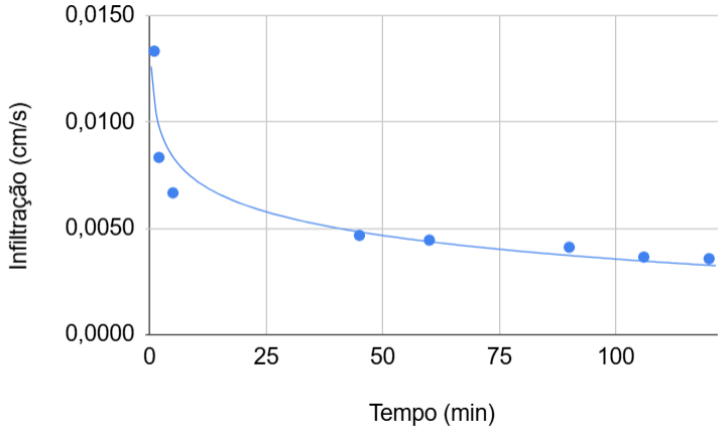


Figura 3. Curva de infiltração do Solo Amarelo (Autores, 2026)

4.2 Modelagem de fluxo

A Figura 4 apresenta o estado inicial de poropressões da análise do SEEP/W. Nota-se que há pequena variação no pé do talude, de -15 a -55 kPa, sendo este último valor constante até o topo da geometria desenhada. A Figura 5, por sua vez, apresenta o estado final de poropressões da análise do SEEP/W. Na parte superior, composta por Solo Amarelo, nota-se gradiente de -5 a -55 kPa. Na parte inferior, composta por Solo Rosa, nota-se o surgimento de gradiente na superfície do maciço, apresentando valores entre -10 e -55 kPa, sendo este último valor constante no interior da geometria desenhada. O surgimento de gradientes na camada de Solo Amarelo e na superfície da camada de Solo Rosa indicam redução da sucção, provocada pela infiltração da chuva.

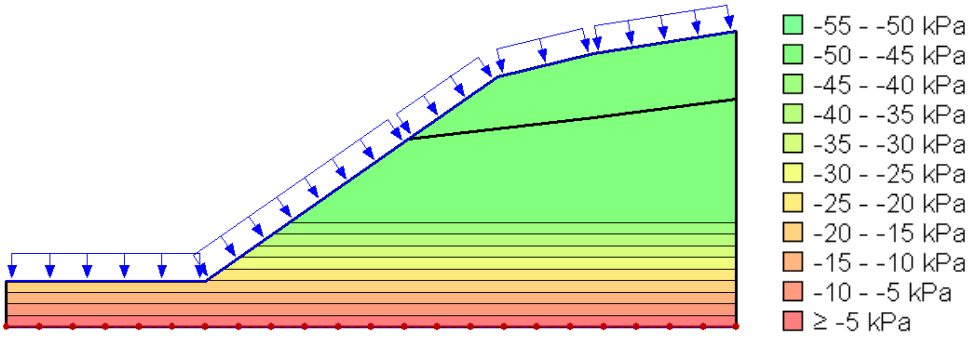


Figura 4. Poropressões iniciais (Autores, 2026)

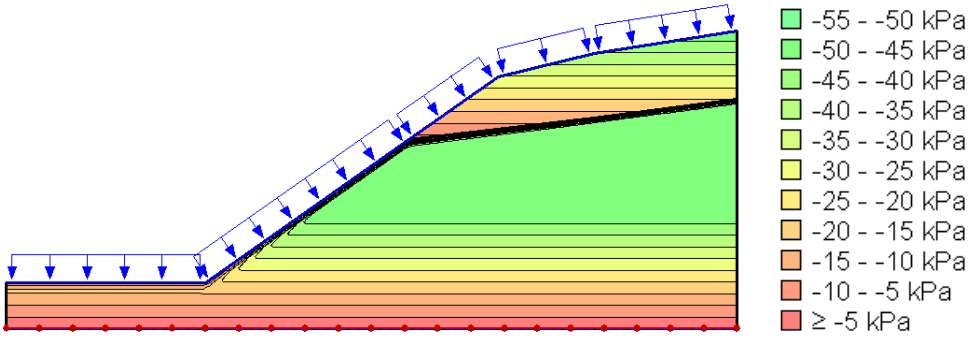


Figura 5. Poropressões finais (Autores, 2026)

4.3 Análise de estabilidade

A Figura 6 apresenta a curva de variação do FS ao longo das 96 etapas registradas. Inicialmente, o FS obtido foi de 1,588 e, com o início da precipitação, a maior variação aconteceu até a 40ª hora. A partir da 80ª hora, as variações foram menores e a partir da 92ª hora, as análises apresentaram valor constante de 1,481. Não foram observadas quedas abruptas ou descontinuidades. A queda no valor total de FS ao longo do período foi de 6,7%. Embora o valor final seja próximo ao critério estabelecido de 1,5, após 96 horas o FS obtido se encontra abaixo do mínimo estabelecido.

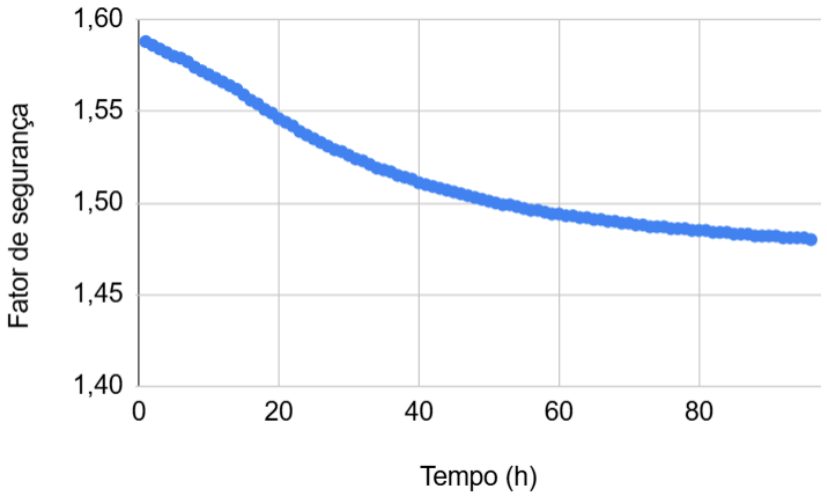


Figura 6. Variação do FS ao longo de 96 horas de chuva (Autores, 2026)

5 CONCLUSÕES

O talude no bairro Linhares, submetido a obras irregulares de loteamento, resultando em carreamento de solo para via do bairro e comprometimento do sistema pluvial da região. O maciço foi objeto de estudo em Braz *et al.* (2025), que obtiveram a caracterização e os parâmetros de resistência dos solos do local, e concluíram que a inclinação máxima em projetos de recuperação da área deveria ser de 45º.

O objetivo deste trabalho foi avaliar a estabilidade do talude com a inclinação de 45º considerando precipitações intensas. Foram feitos ensaios do papel-filtro para os dois solos, para obtenção das curvas características, e ensaio de infiltração para o Solo Amarelo, que apresentou coeficiente de permeabilidade de 0,0036 cm/s. Foi adotada precipitação de 193,8 mm acumulada em 96 horas, o maior valor registrado entre os anos de 2020 e 2022.

A modelagem apresentou o surgimento de gradiente na camada de Solo Amarelo e na superfície da camada de Solo Rosa, indicando redução na sucção. Os resultados da análise de estabilidade apresentaram queda de 6,7% no valor de FS, variando de 1,588 para 1,481. O valor final, embora esteja próximo do critério de 1,5 estabelecido, encontra-se abaixo dele.

Conclui-se que a variação de poropressões provocada por precipitação intensa influencia negativamente na estabilidade do talude estudado. Para o caso da proposta de recuperação do talude, ao se considerar a variação de poropressões, recomenda-se que as inclinações sejam menores que 45º. Para trabalhos futuros, sugere-se também a investigação da influência da precipitação intensa sob outras inclinações para este caso.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à UFJF pelas bolsas de Iniciação Científica VIC e BIC/UFJF, concedidas ao projeto “Influência da forma de precipitação na estabilidade de talude em solo não saturado”, sob coordenação da autora Tatiana Tavares Rodriguez.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682: *Estabilidade de encostas.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (2024). ABGE 17/2024: *Ensaios de permeabilidade em solo utilizando furo de sondagem, poço, cava, slug test e anel duplo – Procedimentos para execução e interpretação de resultados.* São Paulo.

ASTM International (2016). D5298: *Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper.* West Conshohocken.

Braz, J. A., Fonseca, G. D. C., Faria, S. R., Rodriguez, T. T. (2025) Análise da alteração da condição de estabilidade de talude devido a interferência antrópica e erosão. In: IX Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas – COBRAE, Garibaldi. *Anais...* ABMS, p. 454-461.

Cordeiro, K. S. B., Alves, G. L. M., Rodriguez, T. T., Braz, J. A., Faria, S. R., Fonseca G. D. (2025) Case study of a gully in the Linhares neighborhood, Juiz de Fora-MG: soil losses evaluation and relationship with land use. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 1536 (1), p. 012010.

Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R., Widger, R. A. (1978) The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15 (3), p. 313-321.

Fredlund, D. G.; Xing, A. (1994) Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31, p. 521-532.

Futai, M. M. Landslides in Unsaturated Conditions Caused by Rainfall Infiltration. In: Lacerda, W. A.; Palmeira, E. M.; Netto, A. L. C.; Ehrlich, M. *Extreme rainfall induced landslides: an international perspective*. São Paulo: Oficina de Textos, 2014, section II, p. 39-69.

Gerscovich, D. M. S. (2016). *Estabilidade de taludes* (2ª ed.). São Paulo: Oficina de Textos, 192 p.

Martins, L. F. (2022) *Análise dos Volumes Pluviométricos e Sua Relação Com os Escorregamentos de Solos no Município de Juiz de Fora – MG.* Monografia de Especialização, Faculdade de Engenharia, Universidade Federal de Juiz de Fora, 130 p.

Nacinovic, M. G. G. (2009) *Estudo de erosão pela análise de sucção e escoamento superficial na bacia do córrego Sujo (Teresópolis, RJ).* Dissertação de Mestrado, Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia/UFRJ, 180 p.

Prefeitura de Juiz de Fora. (2024) Prefeitura entra com ação judicial contra loteador irregular no Linhares. Disponível em: <https://www.pjf.mg.gov.br/noticias/view.php?modo=link2&idnoticia2=82788>. Acesso em: 5 jan. 2026.

Secretaria de Proteção e Defesa Civil da Cidade de Juiz de Fora. (2022) *Ocorrências de escorregamento de solos em Juiz de Fora.*

Vargas, M. (1985) The concept of tropical soils. In: International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils. *Anais*... ABMS, v. 3.

Varnes, D. J. (1958) Landslides types and processes. In: Ekel, E. B. *Landslides and engineering practice*, National Academy of Science, Washington, D.C., EUA, cap. 2.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/13

Análise de Estabilidade de Taludes Homogêneos com Geometrias Irregulares com uso do Método de Redução de Resistência

Ana Paula Silva Moraes 1
Estudante, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil,
anaana2@discente.ufg.br

Carlos Alberto Lauro Vargas 2
Professor, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil,
carloslauro@ufg.br

RESUMO: Tradicionalmente a determinação da Estabilidade de um talude é feita com uso do Método de Equilíbrio Limite - MEL. Estes métodos admitem várias hipóteses simplificadoras para resolver o problema, dentre elas: equilíbrio de um corpo rígido, superfície de deslizamento circular conhecida, entre outras, não considerando a deformabilidade do solo ou sua ruptura progressiva. Atualmente, com o desenvolvimento das ferramentas numéricas, é possível realizar análises tensão-deformação elastoplástica, obtendo deslocamentos cisalhantes máximos e regiões de plastificação, para qualquer tipo de estrutura geotécnica e qualquer perfil geotécnico. Normalmente estas ferramentas numéricas são usadas para simular o comportamento mecânico de estruturas geotécnicas como taludes em meios heterogêneos, inclusão de elementos estruturais de suporte, condições de fluxo de água, entre outras condições e prever o comportamento em termos de tensões e deformações, ou seja, sem o objetivo de determinar a estabilidade do talude. Mesmo assim, a análise de estabilidade pode ser realizada aplicando o Método de Redução de Resistência (MRR) na análise numérica tensão-deformação elastoplástica, que consiste na redução progressiva dos parâmetros de resistência do modelo geotécnico, por meio de um coeficiente de redução, que será o Fator de Segurança (FS), até atingir o estado limite de ruptura do talude. A região de plastificação obtida definirá a superfície de deslizamento do talude. Sendo assim o MRR não precisa nenhuma hipótese simplificadora para o cálculo dos esforços, considera a deformabilidade do modelo geotécnico e não precisa da adoção de superfícies de ruptura prováveis. A metodologia do MRR, aplicado na análise tensão deformação elastoplástica, apresenta-se como uma alternativa de análise de estabilidade de obras geotécnicas na tentativa de analisar de maneira rigorosa o estado de tensões em estruturas. A ferramenta numérica FLAC 2D (ITASCA 2011), permite análise elasto plástica de obras geotécnicas como taludes e permite a aplicação do MRR para a análise de estabilidade destas obras. Neste trabalho foi analisada a Estabilidade pelos MEL e MRR de 3 taludes homogêneos com geometria variável e comparados os resultados encontrados. Observou-se que o MRR apresentou valores de FS um pouco menores que o MEL e superfícies de deslizamento mais elipticas do que circulares, com exceção do talude infinito onde o MRR apresentou uma superfície perfeitamente plana. Como conclusão a medida que a geometria do talude homogêneo vai sendo mais irregular o FS do MRR vai reduzindo com relação ao FS do MEL.

PALAVRAS-CHAVE: Taludes; Estabilidade; Elasto Plastico; Redução de Resistência.

ABSTRACT: Traditionally, slope stability is determined using the Limit Equilibrium Method (LEM). These methods employ several simplifying assumptions to solve the problem, including: equilibrium of a rigid body, known circular slip surface, among others, without considering soil deformability or progressive rupture. Currently, with the development of numerical tools, it is possible to perform elastoplastic stress-strain analyses, obtaining maximum shear displacements and plastic regions for any type of geotechnical structure and any geotechnical profile. These numerical tools are typically used to simulate the mechanical behavior of geotechnical structures such as slopes in heterogeneous environments, including structural support elements, water flow conditions, and other conditions, and to predict behavior in terms of stresses

and strains; that is, without the objective of determining slope stability. Even so, stability analysis can be performed by applying the Resistance Reduction Method (RRM) in elastoplastic stress-strain numerical analysis. This method consists of progressively reducing the resistance parameters of the geotechnical model through a reduction coefficient, which will be the Safety Factor (FS), until the slope failure limit state is reached. The resulting plastic deformation region will define the slope's slip surface. Therefore, the RRM does not require any simplifying assumptions for calculating stresses, considers the deformability of the geotechnical model, and does not need to adopt probable failure surfaces. The RRM methodology, applied to elastoplastic stress-strain analysis, presents itself as an alternative for stability analysis of geotechnical structures, attempting to rigorously analyze the stress state in structures. The FLAC 2D numerical tool (ITASCA 2011) allows elastoplastic analysis of geotechnical structures such as slopes and enables the application of the RRM for the stability analysis of these structures. This study analyzed the stability of three homogeneous slopes with variable geometry using MEL and MRR methods, and compared the results. It was observed that the MRR method presented slightly lower safety factor (FS) values than the MEL method and more elliptical than circular sliding surfaces, with the exception of the infinite slope where the MRR method presented a perfectly flat surface. In conclusion, as the geometry of the homogeneous slope becomes more irregular, the FS of the MRR method decreases relative to the FS of the MEL method.

KEYWORDS: Slopes; Stability; Elastoplastic; Resistance Reduction.

1 INTRODUÇÃO

Segundo Massad (2010) os Métodos de Equilíbrio Limite (MEL), em uso atualmente, por meio das equações de equilíbrio determinam as tensões de cisalhamento induzidas com base no conhecimento das forças atuantes. E por fim comparam-se essas tensões com a resistência ao cisalhamento do solo em questão.
O fator de segurança FS(razão entre a resistência ao cisalhamento "s" e a tensão cisalhante atuante "τ") é apresentado na Equação (1)

$$FS = \frac{s}{\tau} \tag{1}$$

A resistência ao cisalhamento "s" em termos de tensões efetivas, é dada pela Equação (2).

$$s = c' + \sigma' \cdot tg\,\phi' \tag{2}$$

onde: "c'" é a coesão interna do solo; "σ'" é a tensão normal e "ϕ" é o ângulo de atrito interno do solo.
O solo se comporta como um material rígido-plástico, onde as equações de equilíbrio estático são válidos até a iminência da ruptura e o fator de segurança (FS) é constante ao longo da superfície de ruptura (linha em 2D). Para o uso do MEL o solo deve ser homogêneo e apresentar superfície regular.
Os Métodos de Análise de Estabilidade de taludes com base em análise tensão deformação elasto plástica (critério de ruptura de Mohr-Coulomb), aplicando o método de Redução de Resistência (MRR), não apresentam algumas das limitações do MEL, por exemplo o solo não precisa apresentar uma superfície regular para que esse método seja aplicado, desse modo é possível fazer uma análise de um modelo mais próximo da realidade. no MRR os parâmetros de resistência do solo são reduzidos (divididos por um Fator de Redução FR) até que se alcance a ruptura, encontrando um FS (ou FR) que indica quanto o talude pode resistir nas condições em que o solo se encontra.

Os taludes hipotéticos a serem analisados serão uma representação de um talude infinito; um talude com geometria regular, apenas uma inclinação; e com geometria irregular, duas inclinações. Os resultados encontrados por Pedrosa (2020) em sua análise 2D com o MEL serão comparados com os encontrados pelo MRR neste estudo. Para isso serão comparadas superfícies de deslocamento e valores do fator de segurança encontrados com cada método.

2 MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE (MEL) E MÉTODO DE REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA (MRR)

2.1 MEL

Na análise de estabilidade de talude é feito o processo de determinação da tensão de cisalhamento desenvolvida ao longo da superfície de ruptura mais provável e a comparação dela com a resistência do solo ao cisalhamento para verificação da segurança do talude (Das, 2007). Como citado em Pedrosa (2020), o MEL de Morgenstern e Price inicia com equilíbrio de momentos em torno da base da fatia e depois determina as equações de equilíbrio de forças nas direções normal e tangencial na base da fatia. Assumindo o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, este método adiciona uma equação em termos da coesão do solo, ângulo de atrito e fator de segurança.

Assume-se que a direção das forças entre fatias é descrita através de uma função matemática arbitrária onde a constante "λ" multiplicada a uma função de "x" se iguala à razão entre as forças entre fatias verticais e horizontais (X/E). Em geral, é utilizada uma função de meio seno juntamente com "λ" para designar a direção das forças entre fatias. A solução de Morgenstern e Price (1965) é baseada no somatório das forças tangencial e normal em cada fatia. Este método combina as equações de equilíbrio de forças e então a técnica numérica de Newton-Raphson é usada para resolver as equações de momento e força para a determinação do fator de segurança e do valor de "λ". As soluções anteriormente apresentadas, são, de maneira geral, aplicadas para taludes com geometria convencional (Pedrosa,2020).

2.2 MRR

No MRR a resistência ao cisalhamento s do material é reduzida progressivamente no cálculo do fator de segurança FS que é definido de acordo com as seguintes equações para o critério de Morh Coulomb (Equação (3) e Equação (4))

$$c^{trial} = \frac{1}{F_{trial}} c \tag{3}$$

$$\phi^{trial} = \tan^{-1}\left(\frac{1}{F_{trial}} \cdot tan\phi\right) \tag{4}$$

Além disso é feita uma análise tensão deformação elasto plástica com algum critério de ruptura, como o critério de Mohr Coulomb, até que ocorra a falha, onde F_{trial} é o fator de redução que reduz simultaneamente a coesão e o atrito e representa o Fator de Segurança (FS). Como indicado a abordagem adotada pelo MRR é baseada na análise elasto plástica do material, levando em conta a irregularidade da superfície do talude e a heterogeneidade do solo, como resultado da análise aplicando o MRR no programa de diferencias FLAC 7.0 obtém-se um gráfico como apresentado na Figura 1, onde apresenta-se o perfil irregular de um talude e a provável superfície de ruptura, assim como o valor do FS, Moraes (2025).

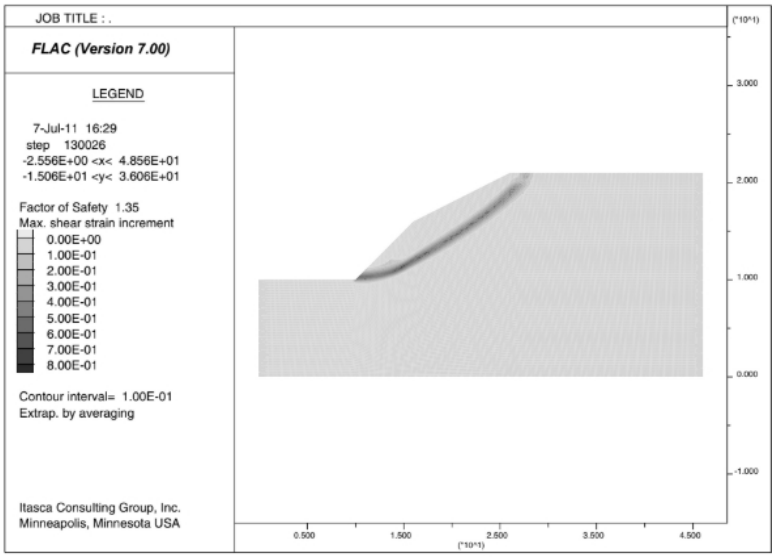


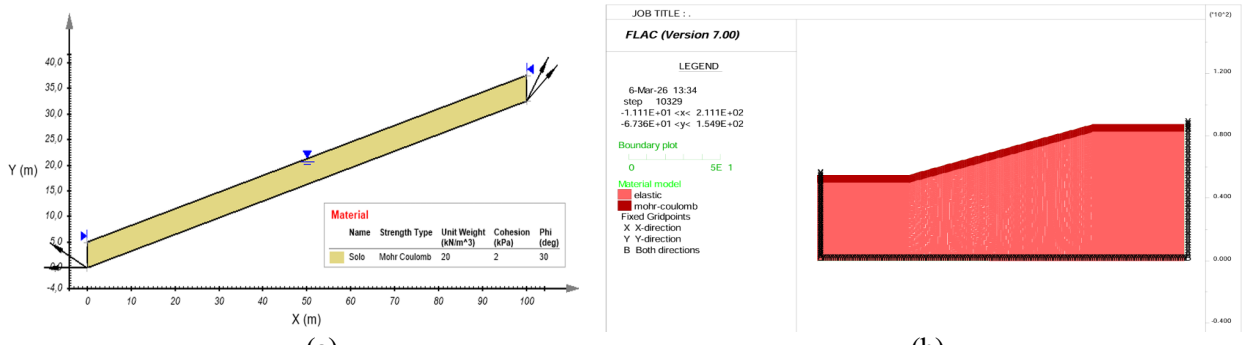
Figura 1. Resultados do fator de segurança FLAC versão 7.0 (Itasca, 2011)

3 MATERIAIS E MÉTODO

Para este estudo foi utilizado o trabalho de Pedrosa (2020) onde definiu para os três taludes hipotéticos o mesmo tipo de solo arenoso, variando entre eles somente a geometria e obteve o resultado pelo MEL para caso 2D, que foram analisados por Pedrosa (2020) no programa computacional SVSlope. Neste trabalho foi utilizado o MRR para os 3 taludes hipotéticos de Pedrosa (2020) do caso 2D. Serão utilizados os mesmos parâmetros e geometrias para serem analisados no programa computacional FLAC 7.0.

3.1 Talude infinito

Para o cálculo da estabilidade pelo Método de Redução de Resistencia (MRR) do talude infinito de Pedrosa (2020) foi considerada uma camada de 5 m de espessura com e extensão de 100 m e inclinada 18° com a horizontal, Figura 2a. Esta camada infinita está apoiada sobre um terreno firme e resistente. Os parâmetros da camada infinita de 5m são: peso específico de 20 kN/m3 coesão de 2 kPa e ângulo de atrito de 30°. Foi considerado o lençol freático profundo. A geometria do modelo está apresentada na Figura 2b.



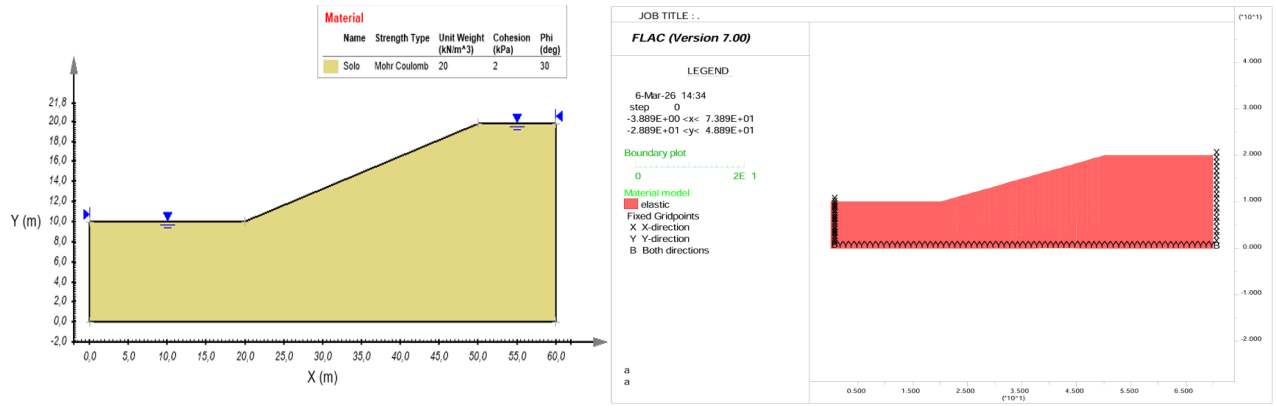
(a) (b)

Figura 2. Geometria da malha para o talude infinito: camada de 5 m de espessura sobre terreno resistente. (a) no SVSlope. Fonte: Pedrosa (2020). (b) no FLAC 7.0. Fonte: Autores.

3.2 Talude com um plano inclinado

Para o cálculo da estabilidade pelo Método de Redução de Resistencia (MRR) do talude homogeneo com um plano inclinado foi considerado um talude com 30 m de extensão e 10 m de altura (inclinada 18°).

Os parâmetros da camada homogênea são: peso específico de 20 kN/m3 coesão de 2 kPa e ângulo de atrito de 30°. A geometria e os parâmetros do solo foram retirados de Pedrosa (2020) que apresentou o modelo no SVSlope representado na Figura 3a. Foi considerado o lençol freático profundo. A geometria do modelo está apresentada na Figura 3b.

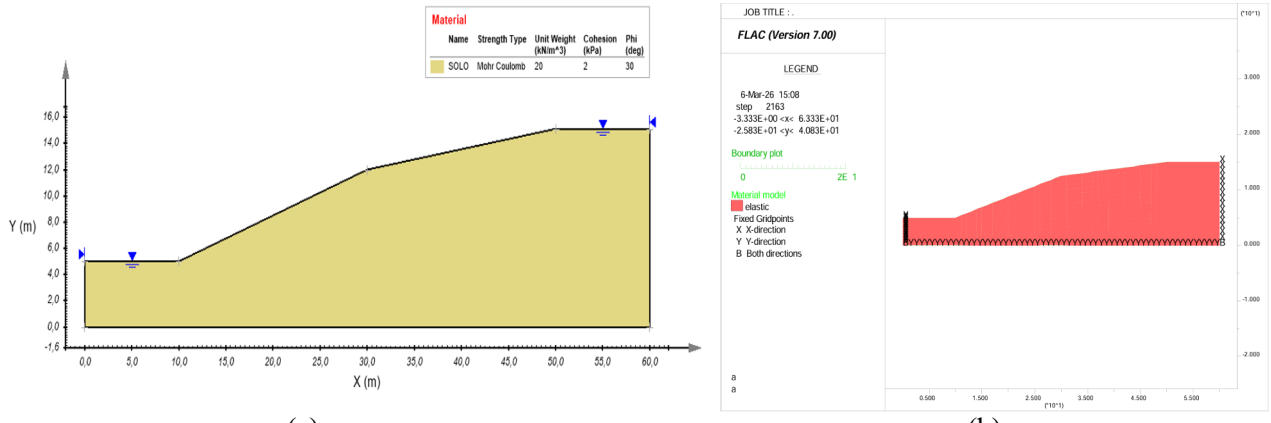


(a) (b)

Figura 3. Geometria da malha para o talude homogêneo com extensão de 30 m e altura de 10 m (inclinação de 18°). (a) no SVSlope. Fonte: Pedrosa (2020). (b) no FLAC 7.0. Fonte: Autores.

3.3 Talude com dois planos inclinados

Para o cálculo da estabilidade pelo Método de Redução de Resistencia (MRR) do talude homogeneo com dois planos inclinados foi considerado um talude com 20 m de extensão e 7.5 m de altura (inclinada 20,5°), seguido de um talude de 20 m de extensão e 2,5 m de altura (inclinação 7,1°). Os parâmetros da camada homogênea são: Peso específico de 20 kN/m3 coesão de 2 kPa e ângulo de atrito de 30°. A geometria e os parâmetros do solo foram retirados de Pedrosa (2020) que apresentou o modelo no SVSlope representado na Figura 4a. Foi considerado o lençol freático profundo. A geometria do modelo está apresentada na Figura 4b.



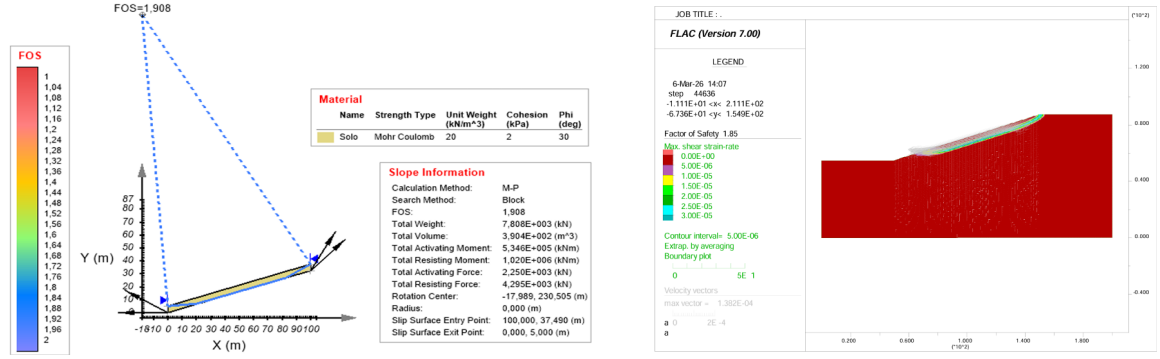
(a) (b)

Figura 4. Geometria da malha para o talude homogêneo com dois planos inclinados de 20° e 7,1° com a horizontal, respectivamente. (a) no SVSlope. Fonte: Pedrosa (2020). (b) no FLAC 7.0. Fonte: Autores.

4 RESULTADOS

4.1 Talude infinito

Pedrosa (2020) encontrou como resultado da analise com o MEL o FS de 1,908 e a superfície de rupitura apresentada na Figura 5a. A Figura 5b apresenta o resultado da análise de estabilidade pelo MRR onde se observa um Fator de Segurança de 1,8457 ou 1,85, resultado próximo ao MEL. A superfície de deslizamento tem espessura de 5 m e atinge um comprimento aproximado de 100 m, bem próximo da superfície de deslizamento encontrada com o MEL.

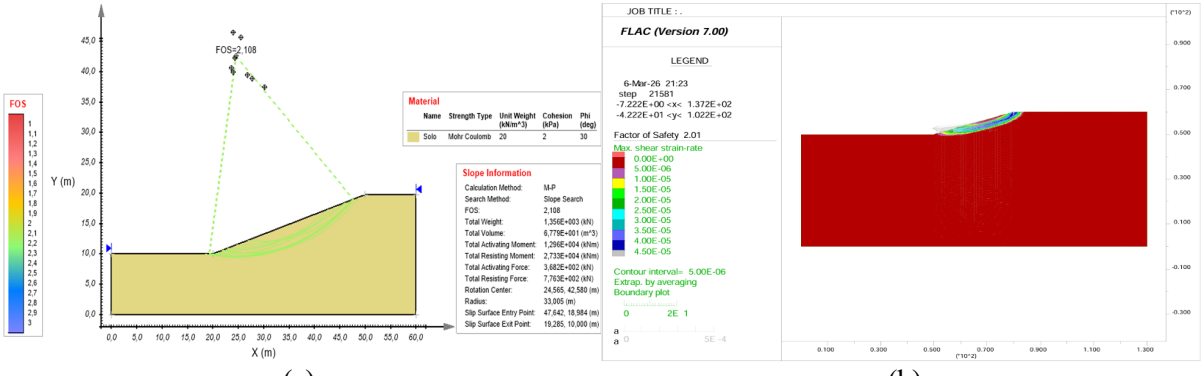


(a) (b)

Figura 5. Resultado da análise de estabilidade do talude infinito (a) com o MEL. Fonte: Pedrosa (2020). (b) com o MRR. Fonte: Autores.

4.2 Talude com um plano inclinado

Pedrosa (2020) encontrou como resultado da analise com o MEL o FS de 2,108 e a superfície de rupitura apresentada na Figura 6a. A Figura 6b apresenta o resultado da análise de estabilidade pelo MRR onde se observa um Fator de Segurança de 2,00928 ou 2,01, resultado muito próximo do MEL de 2,108. Observa-se vetores de velocidade concentrados numa superfície de deslizamento elíptica, assim como as tensões cisalhantes máximas. As dimenssões do deslisamento pelo MRR foram de 5 m de espessura e 33 m de comprimento,m, bem próximo da superfície de deslizamento encontrada com o MEL, que tem formato circular com profundidade máxima de 5 m e comprimento de 28 m.



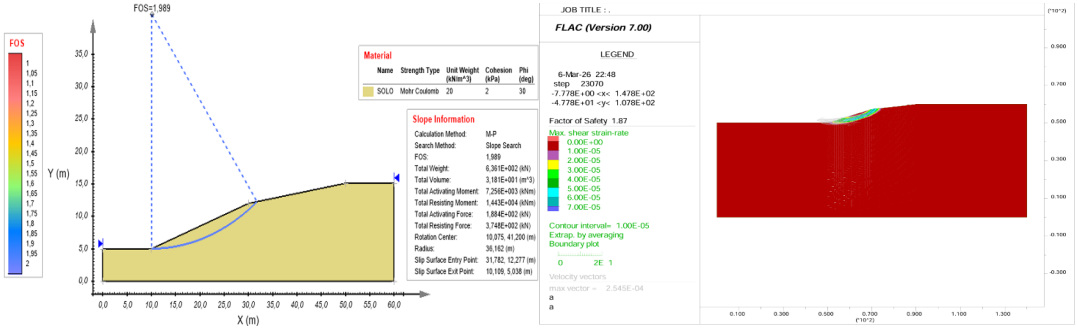
(a) (b)

Figura 6. Resultado da análise de estabilidade do talude com uma inclinação (a) com o MEL. Fonte: Pedrosa (2020). (b) com o MRR. Fonte: Autores.

4.3 Talude com dois planos inclinados

Pedrosa (2020) encontrou como resultado da analise com o MEL o FS de 1,989 e a superfície de rupitura apresentada na Figura 7a. A Figura 7b apresenta o resultado da análise de estabilidade pelo MRR onde se observa um Fator de Segurança de 1,87305 ou 1,87, resultado muito diferente do MEL de 1,989e vetores de velocidade concentrados numa superfície de deslizamento elíptica. A Figura 7b confirma o resultado com a concentração de tensões cisalhantes máximas na mesma superfície de deslizamento de formato elíptico no pê

do talude com espessura de 4 m e comprimento de 24 m (ou seja no primeiro plano inclinado), bem próximo da superfície de deslizamento encontrada com o MEL, que tem formato circular com profundidade máxima de 4 m e comprimento de 22 m.



(a) (b)

Figura 7. Resultado da análise de estabilidade do talude com duas inclinações (a) com o MEL. Fonte: Pedrosa (2020). (b) com o MRR. Fonte: Autores.

5 CONCLUSÕES

Comparando o caso 1 do talude infinito, os resultados do MEL e do MRR foram muito próximos. Pelo MEL o FS foi de 1,91 e pelo MRR o FS foi de 1,85 (diferencia de 2,5%). As superfícies de deslizamento tiveram 5 m de espessura com extensão de 100 m.

Comparando o caso 2 do talude homogêneo com um plano inclinado, os resultados do MEL e do MRR foram muito próximos. Pelo MEL o FS foi de 2,11 e pelo MRR o FS foi de 2,01 (diferencia de 4,5%). As superfícies de deslizamento tiveram 5 m de espessura com extensão de 33 m.

Comparando o caso 3 do talude homogêneo com dois planos inclinados, os resultados do MEL e do MRR foram também muito próximos. Pelo MEL o FS foi de 1,99 e pelo MRR o FS foi de 1,87 (diferencia de 6%). As superfícies de deslizamento tiveram 4 m de espessura com extensão de 24 m.

Como conclusão a medida que a geometria do talude homogêneo vai sendo mais irregular o FS do MRR vai ficando menor que o FS do MEL.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Programa de Iniciação à Pesquisa da Universidade Federal de Goiás (PIP-UFG) e à Escola de Engenharia Civil e Ambiental (EECA) UFG por incentivar e proporcionar a oportunidade de realizar essa pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

DAS, Braja M. *Fundamentos de engenharia geotécnica* / Braja M. Das ; tradução All Tasks ; revisão técnica Pérsio Leister de Almeida Barros. - São Paulo: Thomson Learning, 2007.

ITASCA. FLAC: *online manual table of contents*. 5. ed. Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc., 2011.

MASSAD, Faiçal. *Curso básico de geotecnia: obras de terra*. 2ª ed.-São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MORAES, Ana Paula Silva et al. *Comparação da Análise de Estabilidade pelo MEL e MRR da Encosta na Rodovia Rio-Santos, km 434.*

MORGENSTERN, N. R.; Price, V. E. *The Analysis of the Stability of General Slip surfaces. Géotechnique*, Vol 15(1): pp 79-93. 1965.

PEDROSA, Paula Tavares. *Estudo dos fatores de segurança em análises por equilíbrio limite em modelos bi e tridimensionais* / Paula Tavares Pedrosa; orientadora: Raquel Quadros Velloso; co-orientadora: Ana Cristina Fontenla Sieira. – 2020.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/14

Análise de Estabilidade de um Muro de Contenção de Gravidade pelo Método de Redução de Resistência

Ana Paula Silva Moraes 1
Estudante, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil,
anaana2@discente.ufg.br

Carlos Alberto Lauro Vargas 2
Professor, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil,
carloslauro@ufg.br

RESUMO: Tradicionalmente, o dimensionamento e verificação da estabilidade de uma contenção em muro de gravidade são feitas com uso do Método de Equilíbrio Limite – MEL nas teorias de Empuxo de Terra de Rankine e Coulomb expandidas para solos com coesão, terrapleno inclinado e atrito solo-muro. Estes métodos admite várias hipóteses simplificadoras para resolver o problema, como não considerar a deformabilidade do solo, a ruptura progressiva do solo ou ruptura do contato solo muro, não levando em conta a heterogeneidade do solo e a interação solo-estrutura. A análise de estabilidade pode ser realizada aplicando o Método de Redução de Resistência (MRR) por meio da análise numérica tensão-deformação elastoplástica, o MRR consiste na redução progressiva dos parâmetros de resistência do critério de ruptura (do perfil de solo), por meio de um coeficiente de redução, até atingir o estado limite de ruptura do solo e por conseguinte do muro de gravidade. Este coeficiente de redução representa o Fator de Segurança (FS) e a região de plastificação obtida define a superfície de deslizamento do solo ao redor do muro ou as cunhas ativa e passiva do muro, dispensando o uso de hipótese simplificadora para o cálculo dos esforços e a adoção de superfícies de ruptura provável, além de considerar a deformabilidade do modelo geotécnico. Em resumo, para este estudo, foi utilizada a ferramenta numérica FLAC 2D (ITASCA 2011), foi realizada a análise de estabilidade pelo MRR para um estudo de caso de um muro de gravidade que colapsou usando parâmetros de resistência do solo informados por Milhomem, *et al.* (2024), obtendo-se FS muito acima de 1,0. Após retro analisar do problema foram obtidos os parâmetros representativos do estudo de caso de colapso do muro ou FS = 1,0.

PALAVRAS-CHAVE: Muro de gravidade; Estabilidade; Elasto Plastico; Redução de Resistência.

ABSTRACT: Traditionally, the design and verification of the stability of a gravity retaining wall are done using the Limit Equilibrium Method (LEM) on the expanded Rankine and Coulomb earth pressure theories for cohesive soils, inclined embankments, and soil-wall friction. These methods admit several simplifying assumptions to solve the problem,such as not considering soil deformability, progressive soil rupture, or soil-wall contact rupture, or rupture of the soil-wall contact, disregarding soil heterogeneity and soil-structure interaction. Stability analysis can be performed using the Resistance Reduction Method (RRM) through elastoplastic stress-strain numerical analysis. The RRM consists of the progressive reduction of the resistance parameters of the failure criterion (of the soil profile), using a reduction coefficient, until the soil failure limit state is reached, and consequently, the gravity wall failure limit state. This reduction coefficient represents the Safety Factor (FS), and the resulting plastic deformation region defines the soil slip surface around the wall or the active and passive wedges of the wall, eliminating the need for a simplifying assumption to calculate the stresses and adopt probable rupture surfaces, in addition to considering the deformability of the geotechnical model. In summary, for this study, the FLAC 2D numerical tool (ITASCA 2011) was used, and a stability analysis was performed using MRR for a case study of a gravity wall that collapsed, using soil resistance parameters reported by Milhomem et al. (2024), obtaining an FS well above

1.0. After back-analyzing the problem, the representative parameters of the wall collapse case study were obtained, or FS = 1.0.

KEYWORDS: Gravity wall; Stability; Elastoplastic; Strength reduction.

1 INTRODUÇÃO

Segundo Massad (2010) os Métodos de Equilíbrio Limite (MEL), em uso atualmente, por meio das equações de equilíbrio determinam as tensões de cisalhamento induzidas ou as forças atuantes. As quais são comparadas com as forças resistentes obtidas com a resistência ao cisalhamento do solo em questão.
O fator de segurança FS (razão entre as forças resistência ao cisalhamento "s" e as forças cisalhantes atuantes "τ") é apresentado na Equação (1)

$$FS = \frac{s}{\tau} \tag{1}$$

As forças resistêntes ao cisalhamento "s" do solo pode ser definidas pelo critério de ruptura de Mohr Columb considerando o solo como um material rígido-plástico, onde as equações de equilíbrio estático são válidos até a iminência da ruptura e o fator de segurança (FS) é constante ao longo da superfície de ruptura (linha em 2D). Para o uso do MEL o solo deve ser homogêneo e apresentar superfície regular (um plano inclinado apenas).

Os Métodos de Análise de Estabilidade de taludes com base na análise tensão deformação elasto plástica (critério de ruptura de Mohr-Coulomb), aplicando o método de Redução de Resistência (MRR), não apresentam varias das limitações do MEL, por exemplo o solo não precisa apresentar uma superfície regular para que esse método seja aplicado, desse modo é possível fazer uma análise de um modelo mais próximo da realidade. no MRR os parâmetros de resistência do solo são reduzidos (divididos por um Fator de Redução FR) até que se alcance a ruptura, encontrando assim um Fator de Segurança (FS ou FR) que indica quanto o talude pode resistir nas condições em que o solo se encontra.

2 MÉTODO DE REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA (MRR)

No MRR a resistência ao cisalhamento "s" do material é reduzida progressivamente no cálculo do fator de segurança FS que é definido de acordo com as seguintes equações para o critério de Morh Coulomb (Equação (3) e Equação (4))

$$c^{trial} = \frac{1}{F_{trial}} c \tag{3}$$

$$\phi^{trial} = \tan^{-1}\left(\frac{1}{F_{trial}} \cdot tan\phi\right) \tag{4}$$

Além disso é feita uma análise tensão deformação elasto plástica com algum critério de ruptura, como o critério de Mohr Coulomb, até que ocorra a falha, onde F_{trial} é o fator de redução que reduz simultaneamente a coesão e o atrito e representa o Fator de Segurança (FS). Como indicado a abordagem adotada pelo MRR é baseada na análise elasto plástica do material, levando em conta a irregularidade da superfície do talude e a heterogeneidade do solo, (Moraes *et al.*, 2025). O resultado obtido da análise aplicando o MRR no programa de diferencias FLAC 7.0 obtém-se um gráfico como apresentado na Figura 1, onde apresenta-se o perfil irregular de um talude e a provável superfície de ruptura, assim como o valor do FS, (ITASCA, 2011).

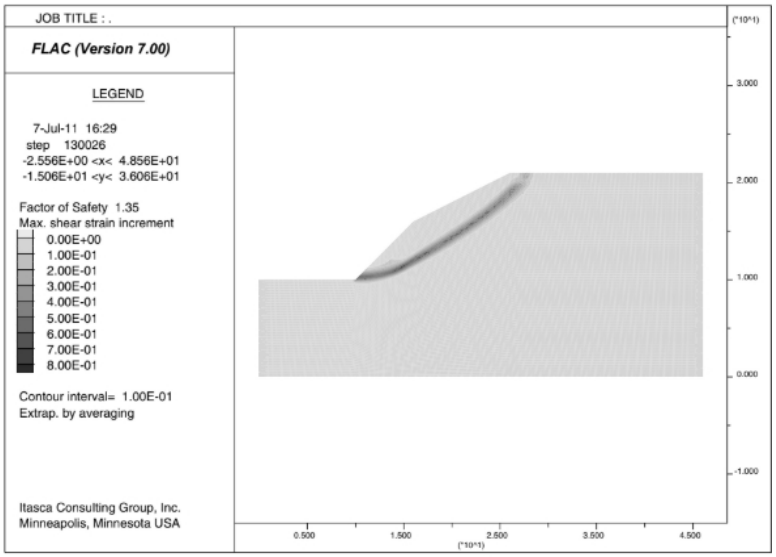


Figura 1. Resultados do fator de segurança FLAC versão 7.0 (Itasca, 2011)

3 MATERIAIS E MÉTODO

O estudo de caso trata do colapso de um muro de flexão apresentado em Milhomem, *et al.* (2024). Os parâmetros do solo e a geometria do talude foram adotados de Milhomem, *et al.* (2024), que fizeram análise de um muro de contenção de uma mineradora localizada na região sudoeste do estado do Tocantins, próxima à cidade de Natividade. O muro analisado colapsou com a carga extra acima do solo de material britado e após fortes chuvas que saturaram o solo aumentando a carga sobre o muro. A Figura 2 apresenta uma imagem do muro colapsado.



Figura 2. Muro colapsado. Fonte: Milhomem, *et al.* (2024).

Para a análise com o MRR no FLAC 7.0 o muro foi adaptado e as camadas de solo foram definidas em duas cotas. Foram considerados os parâmetros de solo saturado, porém sem presença de nível de água no solo, condição inicial critica relatada em Milhomem, et al. (2024). Assim a estabilidade foi analizada apenas considerando o muro e o solo com umidade de campo.

3.1 Talude com muro de gravidade

Para o cálculo da estabilidade pelo MRR do muro de gravidade foram consideradas as seguintes camadas de solo: uma camada superir de 5 m de espessura argilo siltosa (CM) e outra camada inferior de 5 m de espessura de pedregulho siltoso (GM) (Figura 1). O muro em concreto armado tinha espessura média de 20 cm e fundação em sapata 40 cm de base e 60 cm de altura como apresentado na Figura 3 e na Figura 4 que apresenta o muro com mais destaque.

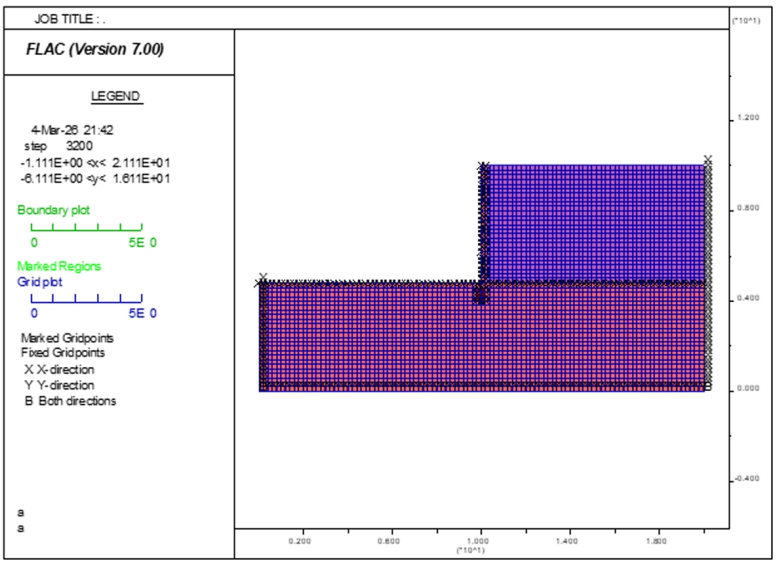


Figura 3. Geometria da malha o perfil geotécnico composto de duas camadas de solo: camada superior de 5 m de espessura de uma camada Argilo siltosa superior e 5 m de espessura de uma camada inferior de pedregulho siltosa inferior. Fonte: Autores.

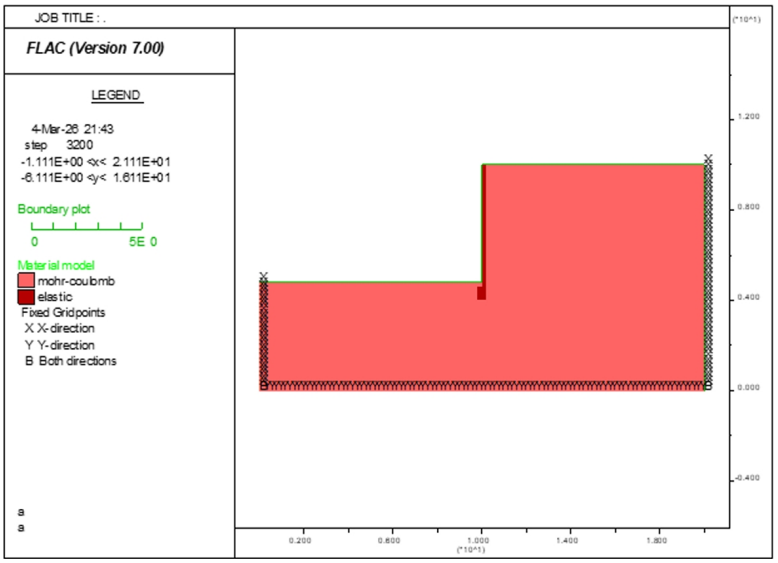


Figura 4. Geometria da malha para o muro de gravidade de 5 m de altura e 20 cm de espessura em um tom mais forte de vermelho. O perfil geotécnico está composto de duas camadas de solo de 5 m de espessura cada uma Argilo siltosa superior e pedregulho siltosa inferior. Fonte: Autores.

Os parâmetros para os materiais geotécnicos e o muro de concreto estão na Tabela 1 e foram adotados do estudo de caso. Os parâmetros de deformabilidade foram obtidos de correlações com sondagens NSPT, apresentadas em Milhomem, *et al.* (2024).

Tabela 1 Parâmetros adotados para os materiais geotécnicos e o muro de concreto armado.

Material	γ (kN/m³)	NSPT	E (MPa)	ν	c (kPa)	ϕ (°)
CM	19	15	34	0,33	130	32
GM	19	11	25	0,33	100	30
Muro	25	-	40000	0,2	-	-

Para realizar a análise de estabilidade pelo Método de Redução de Resistência (MRR) foram geradas primeiro as tensões *in situ* e depois feita a escavação e instalação da contenção. A Figura 5 apresenta as tensões verticais induzidas.

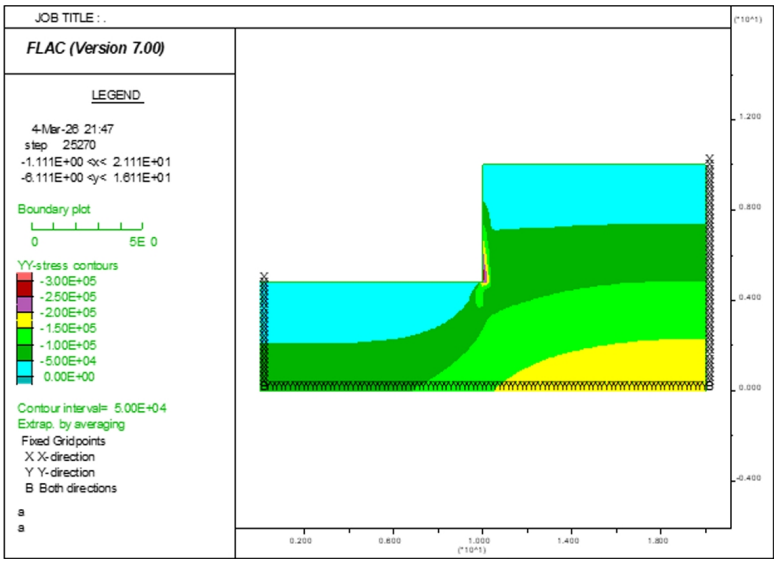


Figura 5. Tensões verticais nas camadas do solo após a instalação do muro de contenção . Fonte: Autores.

Após a instalação do muro de gravidade foi realizada a análise de estabilidade pelo Método de Redução de Resistência (MRR), onde o muro foi simulado com modelo elástico e as camadas de solo como elasto plástico (critério de Mohr Coulomb). O MRR consiste em diminuir os parâmetros de resistência do solo dividindo por um fator de redução e fazendo novas análises elastoplásticas até atingir a ruptura do muro. O Fator de redução aplicado será o FS do muro e a região de cisalhamento a superfície de deslizamento obtida, como explicado anteriormente.

4 RESULTADOS

Na Figura 6 tem-se o resultado do MRR onde foi obtido um FS de 5,41, muito acima do esperado que deveria ser próximo de 1,0 uma vez que o muro colapsou.

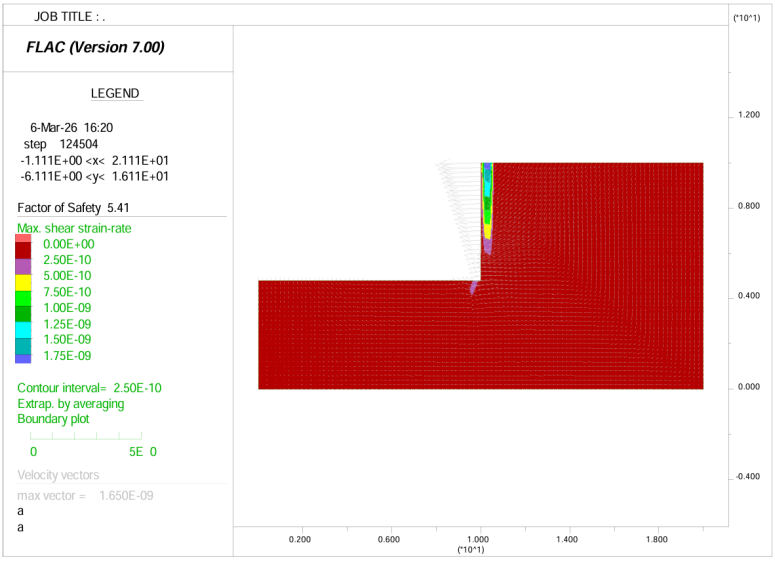


Figura 6. Resultado da Estabilidade do muro pelo MRR para os parâmetros iniciais com FS 5,41 e ruptura por tombamento do muro. Fonte: Autores.

Para obter os parâmetros dos solos representativos foi realizada a retro análise do muro fazendo uma segunda análise de estabilidade pelo MRR com parâmetros reduzidos com o FR da primeira análise. Na Figura 7 é apresentado o resultado desta segunda analise que obeteve um FS próximo de 1,0 com os parâmetros reduzidos para os materiais geotécnicos, estes parâmetros estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Parâmetros da retro-análise obtidos para os materiais geotécnicos.

Material	γ (kN/m³)	NSPT	E (MPa)	ν	c (kPa)	ϕ (°)
CM	19	15	34	0,33	24	6,6
GM	19	11	25	0,33	18	6,1

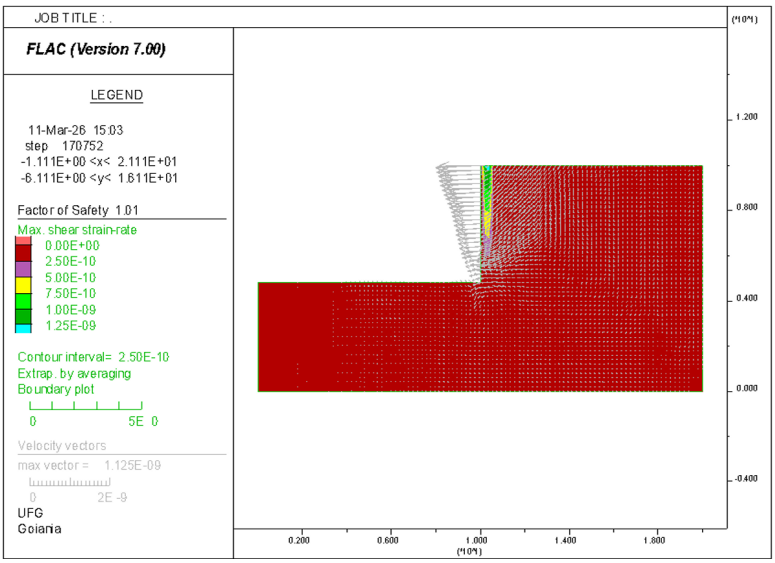


Figura 7. Resultado da Estabilidade do muro pelo MRR para os parâmetros ajustado com FS 1,0 e ruptura por tombamento do muro. Fonte: Autores.

5 CONCLUSÕES

Na análise de estabilidade pelo Método de Redução de Resistencia (MRR) se observa um FS 5,41 muito acima do esperado, uma vez que o muro de gravidade colapsou. Devido ao colapso do muro o FS deveria estar próximo de 1,0. Para isto foi feita uma retro análise utilizando parâmetros de resistência reduzidos (coesão e atrito divididos pelo primeiro FS). Com estes novos parâmetros foi possível obter um FS próximo de 1,01 e ruptura por tombamento do muro o que corresponde ao resultado de campo. Com isto podemos concluir que os parâmetros do retro análise são parâmetros representativos do campo.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Programa de Iniciação à Pesquisa da Universidade Federal de Goiás (PIP-UFG) e à Escola de Engenharia Civil e Ambiental (EECA) UFG por incentivar e proporcionar a oportunidade de realizar essa pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ITASCA (2011). FLAC: *online manual table of contents*. 5. ed. Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc., 2011.

MASSAD, Faiçal (2010). *Curso básico de geotecnia: obras de terra*. 2ª ed.-São Paulo: Oficina de Textos,.

MILHOMEM, Marcos Coelho (2024). *Retroanálise de Ruptura de Contenção do Tipo Muro de Arrimo com Contrafortes em Mineradora da Região Sudoeste do Estado do Tocantins*. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2, , Balneário Camboriú. Anais eletrônicos. Balneário Camboriú: ABMS. Disponível em: <https://editora.editoraomnisscientia.com.br/artigoPDF/24227113943.pdf>. Acesso em: 28 jan. 2026.

MORAES, Ana Paula Silva; OLIVEIRA, Gabrielly Gonçalo Goulart; PIMENTA, Matheus Borba Candido; VARGAS, Carlos Alberto Lauro (2026). *Comparação da Análise de Estabilidade pelo MEL e MRR da Encosta na Rodovia Rio-Santos, km 434.* In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 9. ; SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL, 14., Bento Gonçalves. Anais eletrônicos. Bento Gonçalves: ABMS. Disponível em: https://www.cobrae.com.br/anaistrabalhos/. Acesso em: 20 mar. 2026.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/15

Análise de mecanismos de ruptura em taludes rochosos por meio de regressão linear múltipla: aplicação em taludes da BR-470 (RS)

Amanda Fetzer Visintin
Mestre em Engenharia Civil, Solution IPD, Curitiba, Brasil, amanda.visintin@solution-ipd.com

Diogo Larocca Cestari
Engenheiro Civil, Solution-IPD, Curitiba, Brasil, diogocestari@solution-ipd.com

Jacqueline Cristina Patzsch
Mestre em Engenharia Civil, Solution-IPD, Curitiba, Brasil, jacpatzsch@solution-ipd.com

Victor Tozato Cunha
Geólogo, Solution-IPD, Curitiba, Brasil

Vítor Pereira Faro
Doutor em Engenharia Civil, Solution-IPD, Curitiba, Brasil, vpfaro@ufpr.br

RESUMO: A estabilidade de taludes rochosos representa um importante desafio na engenharia geotécnica, especialmente em rodovias implantadas em maciços rochosos fraturados, onde a presença de descontinuidades estruturais pode favorecer diferentes mecanismos de ruptura. Neste contexto, o presente estudo tem como objetivo avaliar a influência de parâmetros geomecânicos na ocorrência de mecanismos de instabilidade em taludes rochosos por meio da aplicação de modelos de regressão linear múltipla. Os dados utilizados foram obtidos a partir de levantamentos estruturais realizados em taludes localizados ao longo da rodovia BR-470, no estado do Rio Grande do Sul, região que apresentou diversos processos de instabilidade associados aos eventos extremos de precipitação ocorridos em 2024. A caracterização estrutural foi realizada em quatro taludes rochosos, subdivididos em setores de análise, resultando na construção de um banco de dados contendo parâmetros como RQD (Rock Quality Designation), GSI (Geological Strength Index), ângulo de atrito das descontinuidades e mergulho da face do talude. A partir desses dados, foram ajustados modelos de regressão para estimar a possibilidade de ocorrência de ruptura planar, ruptura em cunha e tombamento flexural. Os resultados indicaram melhor desempenho dos modelos associados à ruptura em cunha (R^2 = 0,86) e ao tombamento flexural (R^2 = 0,88), enquanto o modelo de ruptura planar apresentou menor capacidade explicativa (R^2 = 0,57). Os resultados evidenciam o potencial da aplicação de técnicas estatísticas multivariadas como ferramenta complementar na avaliação da estabilidade de taludes rochosos.

PALAVRAS-CHAVE: estabilidade de taludes; maciço rochoso; regressão múltipla; descontinuidades; geotecnia.

ABSTRACT: Rock slope stability represents an important challenge in geotechnical engineering, particularly along highways excavated in fractured rock masses where structural discontinuities may favor the development of different failure mechanisms. In this context, the present study aims to evaluate the influence of geomechanical parameters on the occurrence of instability mechanisms in rock slopes through the application of multiple linear regression models. The data used in this study were obtained from structural surveys carried out on rock slopes located along the BR-470 highway, in the state of Rio Grande do Sul, southern Brazil, a region that experienced several slope instability processes associated with extreme rainfall events in 2024. Structural characterization was performed in four rock slopes, subdivided into analysis sectors, resulting in the construction of a database containing parameters such as Rock Quality Designation (RQD), Geological Strength Index (GSI), discontinuity friction angle, and slope face dip. Based on these data, regression models were adjusted to estimate the probability of occurrence of planar failure, wedge failure, and flexural toppling. The results indicated better performance for the models associated with wedge failure (R^2 = 0.86) and flexural toppling (R^2 = 0.88), while the planar failure model showed lower explanatory capacity (R^2 = 0.57). The results

highlight the potential application of multivariate statistical techniques as a complementary tool for the evaluation of rock slope stability.

KEYWORDS: Rock slope stability; rock mass; multiple regression; discontinuities; geotechnical engineering.

1 INTRODUÇÃO

A estabilidade de taludes rochosos constitui um dos principais desafios da engenharia geotécnica aplicada a obras lineares, especialmente em rodovias implantadas em regiões montanhosas ou com maciços rochosos intensamente fraturados. Nesses contextos, a presença de descontinuidades estruturais, associada às características geomecânicas do maciço e à geometria dos taludes escavados, exerce papel fundamental no controle dos diferentes mecanismos de ruptura que podem se desenvolver.

Entre os principais mecanismos de instabilidade em taludes rochosos destacam-se a ruptura planar, a ruptura em cunha e o tombamento. Esses processos estão diretamente relacionados à orientação das descontinuidades, à resistência ao cisalhamento ao longo dessas superfícies e às condições geométricas entre os planos estruturais e a face do talude. De acordo com Hoek e Bray (1981) e Wyllie e Mah (2004), a análise desses mecanismos requer a integração entre caracterização estrutural do maciço, avaliação de parâmetros geomecânicos e análise da geometria do talude.

Em rodovias implantadas em maciços rochosos vulcânicos, como aqueles associados à Formação Serra Geral, a estabilidade dos taludes pode ser particularmente influenciada pela presença de sistemas de fraturas originados durante o resfriamento dos derrames basálticos. Essas estruturas frequentemente resultam em maciços com blocos prismáticos delimitados por juntas subverticais e sub-horizontais, que podem favorecer mecanismos de instabilidade como ruptura em cunha e tombamento (Priest, 1993).

Além das características geológicas e estruturais do maciço, fatores ambientais também podem desempenhar papel importante na evolução de processos de instabilidade. Eventos pluviométricos extremos, por exemplo, podem provocar alterações nas condições de tensões e nas propriedades mecânicas ao longo das descontinuidades, contribuindo para a redução da resistência ao cisalhamento e aumentando a suscetibilidade à ocorrência de rupturas em taludes rodoviários.

Nesse contexto, métodos quantitativos têm sido cada vez mais utilizados como ferramentas complementares às análises cinemáticas tradicionais. Técnicas estatísticas multivariadas, como a regressão linear múltipla, permitem investigar a relação entre diferentes parâmetros geomecânicos e a ocorrência de mecanismos de ruptura, possibilitando identificar quais variáveis exercem maior influência na estabilidade dos taludes (Priest, 1993; Bieniawski, 1989).

Nos últimos anos, a ocorrência de eventos climáticos extremos no sul do Brasil tem evidenciado a importância de estudos voltados à avaliação da estabilidade de taludes rodoviários. Em 2024, intensas precipitações registradas no estado do Rio Grande do Sul provocaram diversos processos de instabilidade em encostas naturais e taludes escavados ao longo de rodovias, resultando em interrupções de tráfego e danos à infraestrutura.

Diante desse cenário, o presente trabalho tem como objetivo avaliar a influência de parâmetros geomecânicos na ocorrência de diferentes mecanismos de instabilidade em taludes rochosos por meio da aplicação de modelos de regressão linear múltipla. Para isso, foram utilizados dados obtidos a partir de levantamentos estruturais realizados em taludes localizados ao longo da rodovia BR-470, no estado do Rio Grande do Sul.

A partir da construção de um banco de dados contendo parâmetros como RQD, GSI, ângulo de atrito das descontinuidades e mergulho da face do talude, foram desenvolvidos modelos estatísticos voltados à estimativa da possibilidade de ocorrência de ruptura planar, ruptura em cunha e tombamento flexural. Os resultados obtidos permitem discutir a influência relativa desses parâmetros na estabilidade dos taludes e contribuir para o entendimento dos mecanismos de instabilidade associados a maciços rochosos basálticos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A caracterização de maciços rochosos converte observações geológicas e estruturais em parâmetros de engenharia que orientam o dimensionamento, a seleção de suportes e a modelagem numérica. Sistemas de classificação condensam dados de campo e de laboratório em índices compactos, cada um enfatizando aspectos distintos do comportamento rochoso: alguns privilegiam resistência da rocha intacta e medidas discretas,

outros descrevem a estrutura geológica ou a mecânica das descontinuidades. Esses índices são valiosos por sintetizarem décadas de experiência de campo em regras reprodutíveis que agilizam o projeto preliminar; contudo, também introduzem juízo técnico e incertezas amostrais que devem ser reconhecidas quando as classificações são usadas de forma quantitativa (BIENIAWSKI, 1973; BIENIAWSKI, 1989).

O desenvolvimento histórico dos esquemas de classificação surgiu da necessidade prática de relacionar propriedades observáveis do maciço com o comportamento de engenharia em túneis, taludes, fundações e reservatórios. Sistemas iniciais foram derivados de histórias de caso e correlações de campo e desde então foram adaptados para uma ampla gama de problemas de engenharia. Como cada sistema codifica ênfases distintas, por exemplo, ensaios mecânicos versus mapeamento descritivo ou mecânica de descontinuidades, o praticante deve escolher o esquema (ou a combinação de esquemas) que melhor se ajusta ao modo de ruptura dominante, aos dados disponíveis e ao tipo de entrada de projeto requerida (BIENIAWSKI, 1973; BIENIAWSKI, 1989).

Um índice empírico amplamente utilizado atribui pontuações a parâmetros chave como resistência à compressão uniaxial da rocha intacta, Rock Quality Designation (RQD), espaçamento de juntas, condição das descontinuidades (rugosidade, preenchimento, intemperismo), estado de água subterrânea e um ajuste por orientação desfavorável das juntas. As pontuações numéricas desses parâmetros são somadas para produzir um índice que classifica o maciço, com interpretações empíricas para seleção de suportes e estimativas de módulo. As forças desse método são a transparência e o extenso histórico de calibração; suas limitações residem na discretização, na subjetividade do observador (especialmente na medição do RQD e na avaliação da condição das juntas) e na sensibilidade à escala de amostragem, razão pela qual protocolos padronizados de mapeamento e análises de sensibilidade são recomendados quando esse índice alimenta modelos de projeto (BIENIAWSKI, 1973; BIENIAWSKI, 1989).

Outra classificação influente foi formulada especificamente para projeto de suporte em obras subterrâneas e destaca a geometria das descontinuidades associada a efeitos hidro-mecânicos. Seu índice escalar é calculado pela combinação de termos que representam RQD, número de conjuntos de juntas (Jn), rugosidade das juntas (Jr), alteração/preenchimento (Ja), fator redutor pelo efeito da água (Jw) e fator de redução por tensões (SRF). Essa forma modular torna explícito o papel mecânico da geometria das descontinuidades, do preenchimento e da água e mapeia empiricamente para classes de suporte recomendadas; entretanto, permanece sensível a vieses de amostragem e a avaliações subjetivas de rugosidade e alteração, e o termo SRF pode ser difícil de estimar em contextos tectônicos complexos (BARTON; LIEN; LUNDE, 1974).

Uma terceira abordagem amplamente aplicada fornece uma estimativa descritiva, centrada na geologia, da qualidade do maciço que se liga diretamente a um critério empírico de ruptura em contínuo. Esse método atribui um índice geológico de resistência (GSI) a partir da avaliação visual da estrutura do maciço (por exemplo, blocado versus intensamente cisalhado) e das condições das superfícies de descontinuidade (de muito bom a muito pobre). O GSI é então usado em relações empíricas para derivar parâmetros de contínuo reduções da resistência e do módulo da rocha intacta e os parâmetros necessários para o critério de ruptura adotado o que o torna atraente quando modelos numéricos de contínuo são a ferramenta de projeto. Orientações práticas e advertências quanto à aplicação dessas relações, especialmente para maciços muito fracos ou fortemente fraturados, estão documentadas em notas técnicas e artigos de relação de parâmetros (HOEK, 2005; HOEK; CARRANZA-TORRES; CORKUM, 2002).

Apesar de as três famílias de classificação se sobreporem conceitualmente, elas desempenham papéis complementares na prática. O primeiro provê um escore compacto útil para correlações empíricas de suporte e rigidez; o segundo é calibrado para rupturas controladas por descontinuidades e instabilidades em blocos, em especial em tunelamento; o terceiro é concebido para fornecer parâmetros de resistência e deformação de contínuo para análise numérica. A escolha entre eles deve ser guiada pelo modo de ruptura predominante, pelo tipo de dados disponíveis e pela necessidade de representar explicitamente a mecânica das descontinuidades ou de obter entradas efetivas de contínuo. Verificações cruzadas entre sistemas e a adoção de intervalos de valores em vez de escore único reduzem o risco de excesso de confiança em um único resultado classificação (BIENIAWSKI, 1973; BARTON; LIEN; LUNDE, 1974; HOEK; CARRANZA-TORRES; CORKUM, 2002).

A análise probabilística de fraturas amplia essas abordagens determinísticas ao tratar atributos de descontinuidades como variáveis estatísticas: orientação, espaçamento, comprimento/persistência, abertura e preenchimento passam a ser descritos por distribuições de probabilidade em vez de valores pontuais. Modelos de Rede Discreta de Fraturas (DFN — Discrete Fracture Network) são veículos comuns para gerar ensembles

estocásticos de geometrias de fratura consistentes com as distribuições ajustadas; esses ensembles servem para propagar a incerteza em predições de escoamento, transporte e comportamento mecânico. Revisões sobre meios fraturados enfatizam que as caudas das distribuições de comprimento e espaçamento e a conectividade da rede frequentemente dominam o comportamento do sistema, de modo que a caracterização estatística realista e a atenção à conectividade são essenciais para estimativas probabilísticas confiáveis (BERKOWITZ, 2002; BONNET et al., 2001).

As boas práticas em modelagem probabilística de fraturas começam com a aquisição cuidadosa e o pré-processamento dos dados estruturais (por exemplo, scanlines, registros televiewer de sondagem e mapeamento em afloramento), seguidos pelo ajuste estatístico apropriado: modelos de dispersão angular (ex.: Fisher) para orientação, modelos exponenciais ou de lei de potência para comprimento, e modelos log-normal ou gama para espaçamento, sempre com correções explícitas para vieses de amostragem como truncamento por comprimento de traço. Simulação de Monte Carlo, atualização bayesiana e análises de sensibilidade são ferramentas usuais para quantificar incertezas e atualizar priors à medida que dados adicionais se tornam disponíveis. As realizações produzidas por geradores de DFN podem ser acopladas diretamente a simuladores hidro-mecânicos ou upscaladas para derivar propriedades equivalentes de contínuo para modelos em grande escala (BAECHER, 1983; SKB, 2022; LEI; LATHAM; TSANG, 2017).

Integrar classificações empíricas com análise probabilística de fraturas constitui um fluxo de trabalho pragmático que explora as forças de ambas as abordagens. Sistemas de classificação fornecem estimativas iniciais e priors de engenharia eficientes (por exemplo, faixas plausíveis para rigidez, resistência ou parâmetros de descontinuidades), enquanto métodos probabilísticos DFN substituem entradas determinísticas por distribuições informadas pela variabilidade mapeada e pela incerteza das classificações. Para projetos sensíveis ao risco, essa estratégia em camadas preserva o julgamento rápido do engenheiro nas etapas iniciais e quantifica a incerteza por meio de realizações estocásticas e análises de confiabilidade conforme o projeto evolui (BIENIAWSKI, 1989; BARTON; LIEN; LUNDE, 1974; HOEK, 2005).

Quando classificações são usadas como entradas de modelos, recomenda-se que os praticantes documentem explicitamente escolhas subjetivas e protocolos de mapeamento, apliquem correções estatísticas para vieses conhecidos antes de ajustar distribuições e propaguem a incerteza resultante por workflows de Monte Carlo ou bayesianos até as métricas finais de estabilidade ou desempenho. Esses passos aumentam a transparência e fornecem uma base defensável para decisões em que segurança, economia ou conformidade regulatória dependem de níveis quantificados de confiança. A combinação de classificações empíricas bem consolidadas com modelagem probabilística rigorosa de fraturas gera resultados de engenharia ancorados na experiência prática e explícitos quanto à sua incerteza, possibilitando escolhas de projeto mais informadas e resilientes (BERKOWITZ, 2002; SKB, 2022).

3 METODOLOGIA

3.1 Área de estudo

O estudo foi desenvolvido a partir de levantamentos realizados em taludes rochosos localizados ao longo da rodovia BR-470, no estado do Rio Grande do Sul. Essa região foi severamente afetada por eventos extremos associados às enchentes ocorridas em 2024, que provocaram diversos processos de instabilidade em encostas naturais e taludes rodoviários.

A área de estudo está inserida em um domínio geológico caracterizado pela presença de rochas vulcânicas da Formação Serra Geral, pertencentes à Província Magmática do Paraná. Essas rochas são constituídas predominantemente por derrames de basalto, que apresentam estruturas internas associadas aos processos de resfriamento magmático, resultando em sistemas de fraturamento bem desenvolvidos.

Os maciços rochosos apresentam diferentes famílias de descontinuidades estruturais, formadas tanto por processos de contração térmica quanto por eventos tectônicos posteriores. A presença dessas descontinuidades, associada à elevada inclinação dos taludes rodoviários, favorece o desenvolvimento de diferentes mecanismos de ruptura.

Além disso, eventos pluviométricos extremos podem intensificar os processos de instabilidade ao promover alterações no estado de tensões do maciço e redução da resistência ao cisalhamento ao longo das descontinuidades, aumentando a suscetibilidade à ocorrência de rupturas.

3.2 Construção do banco de dados

A construção do banco de dados foi realizada a partir da caracterização estrutural de quatro taludes rochosos localizados ao longo do trecho estudado da rodovia. Para permitir uma análise mais detalhada das condições geomecânicas, cada talude foi subdividido em setores, totalizando doze setores de análise.

Em cada setor foram realizados levantamentos estruturais das descontinuidades, incluindo a determinação da orientação das fraturas, avaliação das características geomecânicas do maciço e identificação dos possíveis mecanismos de ruptura associados.

A partir dos levantamentos de campo, foi elaborado um banco de dados contendo os principais parâmetros geomecânicos utilizados nas análises estatísticas. Entre as variáveis consideradas destacam-se:

- RQD (Rock Quality Designation), utilizado como indicador da qualidade do maciço rochoso;
- GSI (Geological Strength Index), que representa a resistência geológica do maciço;
- Ângulo de atrito das descontinuidades (ϕ);
- Mergulho da face do talude (DIP).

Após a organização dos dados, foi realizada a padronização dos parâmetros, visando garantir consistência na análise estatística e permitir a comparação entre os diferentes setores analisados.

3.3 Análise estatística

Para investigar a relação entre os parâmetros geomecânicos e os mecanismos de instabilidade, foi inicialmente realizada uma matriz de correlação, com o objetivo de identificar possíveis relações entre as variáveis do banco de dados.

Posteriormente, foram ajustados modelos de regressão linear múltipla com o objetivo de estimar a possibilidade de ocorrência dos diferentes mecanismos de ruptura em função dos parâmetros geomecânicos do maciço rochoso.

Foram considerados três modelos independentes, correspondentes aos principais mecanismos de ruptura observados em taludes rochosos:

$$P_{planar} = f(RQD, GSI, \phi, mergulho) \quad (1)$$

$$P_{cunha} = f(RQD, GSI, \phi, mergulho) \quad (2)$$

$$P_{tombamento} = f(RQD, GSI, \phi, mergulho) \quad (3)$$

onde:

- RQD representa o índice de qualidade do maciço rochoso;
- GSI corresponde ao índice de resistência geológica;
- ϕ representa o ângulo de atrito das descontinuidades;
- o mergulho corresponde à inclinação da face do talude.

As análises estatísticas foram realizadas no software R, utilizando modelos de regressão linear múltipla para avaliar a influência conjunta das variáveis independentes na possibilidade de ocorrência de cada mecanismo de ruptura.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os modelos obtidos para cada tipo de instabilidade foram expressos pelas seguintes equações:

Tabela 1. Estrutura do modelo

Tipo de Ruptura	Equação
Planar	$P = 26{,}33 - 0{,}21(RQD) + 0{,}37\ (GSI) - 0{,}74\ (\phi) - 0{,}07(DIP)$
Cunha	$P = \ 37{,}95 - 0{,}54(RQD) - 0{,}25(GSI) - 0{,}31(\phi) + 0{,}37(DIP)$
Tombamento	$P = \ -54{,}31 - 1{,}36(RQD) - 0{,}001(GSI) - 0{,}30(\phi) + 0{,}007(DIP)$

A qualidade dos modelos foi avaliada por meio do coeficiente de determinação (R^2), da análise de significância estatística dos coeficientes e do teste F global, permitindo verificar a capacidade explicativa das variáveis geomecânicas na previsão dos diferentes mecanismos de ruptura.

A aplicação de modelos estatísticos para análise de instabilidade em taludes rochosos tem sido amplamente utilizada na literatura como ferramenta complementar às análises cinemáticas tradicionais, permitindo avaliar a influência relativa de diferentes parâmetros geomecânicos na ocorrência de mecanismos de ruptura (Priest, 1993; Wyllie & Mah, 2004).

4.1 Ruptura planar

Foi ajustado um modelo de regressão linear múltipla para avaliar a influência de parâmetros geomecânicos na possibilidade de ocorrência de ruptura planar. O modelo apresentou coeficiente de determinação $R^2 = 0,5686$, indicando que aproximadamente 56,9% da variabilidade da variável resposta é explicada pelas variáveis independentes analisadas.

Entre os parâmetros avaliados, apenas o ângulo de atrito das descontinuidades (ϕ) apresentou significância estatística ($p = 0,033$), indicando que valores mais elevados desse parâmetro contribuem para a redução da possibilidade de ocorrência desse tipo de ruptura. Esse resultado é coerente com os modelos clássicos de estabilidade de taludes rochosos, nos quais a resistência ao cisalhamento ao longo das descontinuidades desempenha papel fundamental no controle da estabilidade (Hoek & Bray, 1981).

Os parâmetros RQD, GSI e mergulho do talude não apresentaram significância estatística ao nível de 5%. Além disso, o teste F global do modelo não foi significativo ($p = 0,1576$), sugerindo que o conjunto das variáveis analisadas apresenta capacidade limitada para explicar a variabilidade observada na possibilidade de ruptura planar.

Esse comportamento pode estar relacionado ao fato de que a ruptura planar depende fortemente da relação geométrica entre o plano de descontinuidade e a face do talude, especialmente quando o mergulho da descontinuidade é inferior ao da face do talude e superior ao ângulo de atrito do material (Hoek & Bray, 1981; Wyllie & Mah, 2004). Dessa forma, fatores geométricos específicos das descontinuidades, não diretamente representados no modelo estatístico, podem exercer influência significativa nesse mecanismo de ruptura.

4.2 Ruptura em cunha

O modelo de regressão linear múltipla ajustado para a possibilidade de ruptura em cunha apresentou coeficiente de determinação $R^2 = 0,863$, indicando que aproximadamente 86,3% da variabilidade da variável resposta é explicada pelos parâmetros geomecânicos analisados. O modelo apresentou significância estatística global ($F = 11,03$; $p = 0,0038$).

Entre as variáveis avaliadas, o RQD ($p = 0,005$) e o mergulho do talude ($p = 0,0005$) apresentaram significância estatística. Esses resultados indicam que maciços com maior grau de fraturamento e taludes com maiores inclinações apresentam maior suscetibilidade ao desenvolvimento de rupturas em cunha.

De acordo com Wyllie e Mah (2004), a ruptura em cunha ocorre quando duas ou mais descontinuidades se intersectam formando um bloco potencialmente instável, cuja linha de interseção possui direção favorável ao deslizamento em relação à face do talude. Nesse contexto, a geometria do talude e a intensidade do fraturamento do maciço rochoso desempenham papel determinante no desenvolvimento desse mecanismo.

O ângulo de atrito apresentou significância marginal ($p = 0,085$), sugerindo que maiores valores desse parâmetro contribuem para a redução da instabilidade. Já o GSI não apresentou significância estatística no modelo.

Esses resultados indicam que, embora a resistência do maciço influencie a estabilidade, a estrutura do maciço e a geometria do talude são fatores predominantes no controle da ruptura em cunha.

4.3 Tombamento flexural

O modelo de regressão linear múltipla ajustado para a possibilidade de tombamento flexural apresentou coeficiente de determinação $R^2 = 0,8848$, indicando que aproximadamente 88,5% da variabilidade da variável resposta é explicada pelos parâmetros analisados. O modelo apresentou significância estatística global ($F = 13,44$; $p = 0,0021$).

Entre as variáveis avaliadas, apenas o RQD apresentou significância estatística ($p < 0,001$), indicando que maciços com blocos mais íntegros apresentam maior suscetibilidade ao desenvolvimento desse mecanismo de ruptura.

Esse comportamento está associado à natureza do tombamento flexural, que ocorre geralmente em maciços rochosos formados por blocos relativamente rígidos separados por descontinuidades subverticais, permitindo o desenvolvimento de rotações progressivas dos blocos em direção ao vazio (Goodman, 1989; Wyllie & Mah, 2004).

Os parâmetros GSI, ângulo de atrito e mergulho do talude não apresentaram significância estatística no modelo, indicando que a integridade estrutural dos blocos rochosos exerce papel predominante na ocorrência desse mecanismo.

4.4 Importância relativa das variáveis

A comparação entre os modelos permite identificar quais variáveis geomecânicas apresentam maior influência em cada mecanismo de ruptura.

Tabela 2. Variáveis mais influentes em relação ao mecanismo de ruptura

Mecanismos de ruptura	R^2	Variáveis ais influentes
Ruptura Planar	0,57	Ângulo de atrito
Ruptura em cunha	0,86	RQD e mergulho do talude
Tombamento flexural	0,88	RQD

Observa-se que os modelos associados à ruptura em cunha e ao tombamento flexural apresentaram os maiores coeficientes de determinação, indicando melhor capacidade explicativa quando comparados ao modelo de ruptura planar.

De modo geral, os resultados indicam que diferentes parâmetros geomecânicos controlam distintos mecanismos de instabilidade em taludes rochosos. A resistência ao cisalhamento das descontinuidades mostrou maior influência na ruptura planar, enquanto a estrutura do maciço e a geometria do talude desempenham papel predominante nos mecanismos de ruptura em cunha e tombamento.

Esses resultados estão em concordância com estudos clássicos sobre estabilidade de taludes rochosos, que destacam a importância da interação entre geometria do talude, orientação das descontinuidades e propriedades geomecânicas do maciço (Hoek & Bray, 1981; Bieniawski, 1989; Priest, 1993; Wyllie & Mah, 2004). Além disso, a influência do RQD observada nos modelos reforça o papel do grau de fraturamento do maciço no controle da estabilidade, uma vez que esse parâmetro condiciona o tamanho e o comportamento dos blocos potencialmente instáveis.

Os resultados também são compatíveis com o comportamento típico de taludes escavados em basaltos da Formação Serra Geral, caracterizados por sistemas de fraturas associados ao resfriamento dos derrames vulcânicos, que favorecem o desenvolvimento de mecanismos de ruptura em cunha e tombamento (Priest, 1993; Goodman, 1989; Wyllie & Mah, 2004).

5 CONCLUSÃO

O presente estudo avaliou a influência de parâmetros geomecânicos na ocorrência de diferentes mecanismos de instabilidade em taludes rochosos por meio da aplicação de modelos de regressão linear múltipla, utilizando dados obtidos em levantamentos estruturais realizados ao longo da rodovia BR-470, no estado do Rio Grande do Sul, região afetada por eventos extremos de precipitação em 2024.

Os resultados indicaram que os modelos estatísticos permitiram identificar relações entre parâmetros geomecânicos do maciço rochoso e os mecanismos de ruptura analisados, evidenciando o potencial da aplicação de técnicas estatísticas multivariadas como ferramenta complementar na avaliação da estabilidade de taludes.

O modelo associado à ruptura planar apresentou coeficiente de determinação moderado ($R^2 = 0,57$), sendo o ângulo de atrito das descontinuidades a variável mais relevante. Já o modelo de ruptura em cunha apresentou elevado coeficiente de determinação ($R^2 = 0,86$), com maior influência do RQD e do mergulho do talude. Para o mecanismo de tombamento flexural, foi observado o maior coeficiente de determinação ($R^2 = 0,88$), sendo o RQD a variável mais significativa.

De modo geral, os resultados indicam que mecanismos de ruptura em cunha e tombamento apresentam maior previsibilidade quando avaliados por meio de modelos estatísticos baseados em parâmetros geomecânicos, enquanto a ruptura planar depende mais fortemente de relações geométricas específicas entre descontinuidades e a face do talude.

Por fim, destaca-se que a integração entre levantamentos estruturais de campo e técnicas estatísticas multivariadas constitui uma abordagem promissora para a análise da estabilidade de taludes rochosos em rodovias.

AGRADECIMENTOS

Agradece-se à Solution-IPD, empresa que representamos, por fornecer a infraestrutura necessária para a elaboração deste artigo, além de um ambiente que contribuiu para o desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Baecher, G.B. (1983) *Statistical analysis of rock mass fracturing. Mathematical Geology*, 15 (2), p. 329-348.

Barton, N., Lien, R., Lunde, J. (1974) Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, 6 (4), p. 189-236.

Berkowitz, B. (2002) Characterizing flow and transport in fractured geological media: A review. *Advances in Water Resources*, 25, p. 861-884.

Bieniawski, Z.T. (1973) *Engineering classification of jointed rock masses.* Transactions of the South African Institution of Civil Engineers, 15, p. 335-344.

Bieniawski, Z.T. (1989) *Engineering Rock Mass Classifications: A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering*. John Wiley & Sons, New York, 251 p.

Bonnet, E., Bour, O., Odling, N.E., Davy, P., Main, I., Cowie, P., Berkowitz, B. (2001*) Scaling of fracture systems in geological media. Reviews of Geophysics*, 39 (3), p. 347-383.

Goodman, R.E. (1989) Introduction to rock mechanics. 2nd ed. New York: John Wiley & Sons.

Hoek, E. (2005) The Geological Strength Index (GSI): Applications and limitations. *Rocscience Technical Note*. Disponível em: https://www.rocscience.com/assets/resources/learning/hoek/2005-The-GSI-Applications-and-Limitations.pdf. Acesso em: 03 mar. 2026.

Hoek, E., Bray, J.W. (1981) Rock slope engineering. 3rd ed. London: Institution of Mining and Metallurgy.

Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B. (2002) Hoek–Brown failure criterion – 2002 edition. *Rocscience Technical Note*. Disponível em: https://www.rocscience.com/assets/resources/learning/hoek/Hoek-Brown-Failure-Criterion-2002.pdf. Acesso em: 03 mar. 2026.

Lei, Q., Latham, J.-P., Tsang, C.-F. (2017) The use of discrete fracture networks for modelling coupled geomechanical and hydrological behaviour of fractured rocks. *Computers and Geotechnics*, 85, p. 151-176.

Priest, S.D. (1993) Discontinuity analysis for rock engineering. London: Chapman & Hall.

SKB – Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Company (2022) *Methodology for discrete fracture network modelling of rock*. Report R-20-11. Disponível em: https://skb.se/publikation/2498897/R-20-11.pdf. Acesso em: 03 mar. 2026.

Wyllie, D.C., Mah, C.W. (2004) Rock slope engineering: civil and mining. 4th ed. London: Spon Press.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/16

Análise de Sensibilidade e Incerteza dos Parâmetros Geotécnicos na Estabilidade de um Talude da BR-470

Maria Eduarda Bus
Mestranda, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, bus.maria@ufpr.br

Maria Eduarda Hass
Engenheira Civil, Universidade Estadual de Ponta Grossa, Ponta Grossa, Brasil, dudahass@hotmail.com

Tainá Silva Sá Britto
Doutoranda, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, tainabritto@ufpr.br

Bianca Penteado de Almeida Tonus
Professora Doutora do Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Ponta Grossa, Brasil, bpatonus@uepg.br

Vitor Pereira Faro
Professor Doutor no Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, vpfaro@ufpr.br

RESUMO: Os deslizamentos ocorridos na BR-470 durante o evento pluviométrico extremo de maio de 2024 no Rio Grande do Sul evidenciaram a necessidade de compreender os fatores que governam a estabilidade de taludes na região. Este artigo apresenta uma análise de sensibilidade global dos parâmetros geotécnicos de um talude representativo que sofreu ruptura, utilizando o método de Morris. O objetivo principal foi quantificar a influência das variáveis coesão, ângulo de atrito e peso específico no fator de segurança do maciço. A metodologia baseou-se na modelagem numérica por equilíbrio limite, utilizando o software Slide, critério de Mohr-Coulomb e Hoek-Brown, com a geometria reconstituída a partir de um caso real da BR-470. Foram definidos intervalos de variação dos parâmetros com base em dados experimentais da literatura. Aplicou-se o método de Morris com 15 trajetórias e 6 níveis. Os resultados indicaram que a coesão é o parâmetro de maior influência global no fator de segurança, com comportamento linear e monotônico. O ângulo de atrito apresentou influência intermediária, porém com maior interação com as demais variáveis e comportamento não linear pontual. O peso específico mostrou baixa influência global e comportamento não monotônico, atuando ora como força estabilizadora, ora desestabilizadora. Conclui-se que a hierarquia de sensibilidade obtida pode orientar futuras investigações geotécnicas e intervenções na rodovia, priorizando a determinação precisa dos parâmetros mais críticos para a segurança dos taludes.

PALAVRAS-CHAVE: Análise de sensibilidade. Estabilidade de taludes. Método de Morris. BR-470.

ABSTRACT: The landslides that occurred along the BR-470 highway during the extreme rainfall event of May 2024 in Rio Grande do Sul highlighted the need to understand the factors governing slope stability in the region. This paper presents a global sensitivity analysis of the geotechnical parameters of a representative slope that experienced failure, using the Morris method. The main objective was to quantify the influence of cohesion, friction angle, and unit weight on the factor of safety of the soil mass. The methodology was based on numerical modeling using limit equilibrium analysis, performed with Slide software and adopting the Mohr–Coulomb and Hoek–Brown criteria, with geometry reconstructed from a real case along BR-470. Parameter variation ranges were defined based on experimental data reported in the literature. The Morris method was applied using 15 trajectories and 6 levels. Results indicated that cohesion is the parameter with the greatest global influence on the factor of safety, showing linear and monotonic behavior. The friction angle exhibited intermediate influence, but with stronger interaction with other variables and localized

nonlinear behavior. Unit weight showed low global influence and non-monotonic behavior, acting alternately as a stabilizing and destabilizing force. The sensitivity hierarchy obtained can guide future geotechnical investigations and interventions along the highway by prioritizing the accurate determination of the most critical parameters for slope safety.

KEYWORDS: Sensitivity analysis. Slope stability. Morris method. BR-470.

1 INTRODUÇÃO

A sequência de eventos pluviométricos extremos ocorridos em maio de 2024 no estado do Rio Grande do Sul desencadeou diversos deslizamentos, comprometendo significativamente a região. Esses episódios reforçaram a necessidade de compreender melhor os fatores que exercem maior influência na estabilidade dos taludes, e aprimorar as metodologias de análise, a fim de reduzir riscos geotécnicos.

A estabilidade de taludes é avaliada pelo fator de segurança obtido por métodos de equilíbrio limite, baseados em parâmetros como coesão, ângulo de atrito interno e peso específico. A heterogeneidade dos solos gera variabilidade nesses parâmetros devido a limitações de investigação e análise. Morris (1991) destaca que as entradas de um modelo influenciam diretamente suas saídas. Dessa forma, torna-se necessária uma análise de sensibilidade para avaliar o impacto dessas variáveis sobre o fator de segurança global, permitindo calibrar melhor os modelos e compreender a estabilidade dos taludes frente à variação dos parâmetros de entrada.

Conforme discutido por Oliveira et al. (2024), a análise de sensibilidade pode ser conduzida tanto de forma local quanto global. Na abordagem local, avalia-se o efeito de cada variável individualmente, realizando perturbações em um parâmetro por vez, enquanto os demais permanecem constantes. Já na análise global, as respostas do modelo consideram variações simultâneas em todos os parâmetros de entrada, dentro de um espaço amostral previamente definido. Quando pequenas variações em determinado parâmetro não produzem alterações significativas na solução do problema direto, esse parâmetro é considerado pouco sensível e sem influência relevante na resposta do modelo (Ferreira, 2020).

Entre os métodos globais mais aplicados, destaca-se o método dos efeitos elementares de Morris, utilizado neste trabalho e empregado em diferentes áreas da modelagem atualmente, devido ao seu bom desempenho na identificação da influência dos parâmetros de entrada. Franczyk et al. (2018), por exemplo, aplicaram o método de Morris em modelagens de estabilidade de diques e estruturas de contenção, demonstrando sua utilidade na identificação de parâmetros críticos em problemas de estabilidade. Wainwright et al. (2014) enfatizam que essa abordagem é indispensável para atribuir significado e confiabilidade aos resultados de modelos numéricos e orientar decisões na engenharia.

Na Formação Serra Geral, já foram realizados estudos, como o de Schmidt et. al (2025), que analisaram de forma paramétrica e sistemática a influência de parâmetros de resistência ao cisalhamento nas topografias locais, de acordo com a geologia da região, considerando as incertezas típicas que influenciam projetos geotécnicos.

Nesse contexto, o presente artigo tem como objetivo compreender a influência das principais variáveis geotécnicas no fator de segurança de um modelo representativo de talude localizado na BR-470, no estado do Rio Grande do Sul, em trecho afetado pelas chuvas extremas em maio de 2024. Para isso, foi aplicado um método de análise de sensibilidade baseado em variações sucessivas dos parâmetros de entrada, permitindo identificar quais exercem maior impacto sobre a resposta do modelo e quais apresentam efeitos menos significativos.

2 METODOLOGIA

A etapa de metodologia do presente trabalho consistiu na definição do modelo numérico a ser analisado, na definição de quais parâmetros seriam adotados e quais seriam perturbados durante a análise, assim como definições do próprio método de Morris.

2.1 Definição do modelo numérico

Para o estudo da sensibilidade de uma análise aos parâmetros impostos, foi adotada a geometria de um talude localizado na BR-470, o qual sofreu uma ruptura no período de chuvas de maio de 2024. A escolha dessa seção baseou-se na disponibilidade de informações geométricas e na relevância do evento, permitindo que a análise de sensibilidade fosse conduzida a partir de um caso real e representativo de instabilidades rasas em encostas da região.

Para a aplicação do método de Morris, a geometria do talude foi reconstituída de modo a representar a condição imediatamente anterior à ruptura observada. Essa abordagem foi adotada com o objetivo de garantir a existência de um estado estável de referência, condição necessária para a correta avaliação da influência relativa dos parâmetros geotécnicos sobre a resposta do modelo. O nível d'água foi posicionado de forma a não induzir ruptura imediata quando considerados os valores mínimos dos parâmetros geotécnicos analisados. Tal procedimento visa assegurar a estabilidade inicial do talude ao longo do espaço de entrada dos parâmetros, requisito fundamental para a aplicação do método de Morris, o qual pressupõe respostas contínuas do modelo às perturbações realizadas.

Durante as análises realizadas, não ocorre alterações na geometria inicialmente definida, fixando assim as condições de contorno, e limitando a influência somente dos parâmetros no modelo. A geometria adotada pode ser observada na Figura 1.

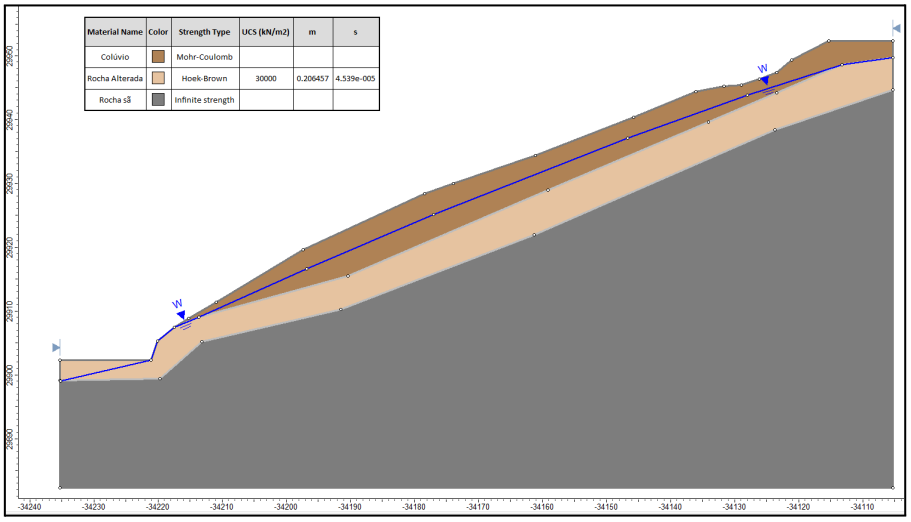


Figura 1. Geometria adotada para a análise de sensibilidade dos parâmetros.

Para as camadas que não foram submetidas a análise de sensibilidade, foram fixados parâmetros de acordo com a literatura. Para a camada de rocha alterada, foi utilizado o critério de ruptura de Hoek-Brown, com um UCS de 30000, um m de 0,206457 e um s de $4{,}539 \times 10^{-5}$ (Schmidt et. al, 2025). Para a camada de rocha sã, foi definido o infinite strength devido a impossibilidade de ruptura e não interferência no modelo.

Para a análise de estabilidade foi utilizado o software Slide da Rocscience Como critérios de ruptura, adotou-se Mohr-Coulomb para a camada de colúvio, e o critério de Hoek Brown para a camada de rocha alterada. Para a camada de rocha foi considerado *infinite strength*, devido a não influência na superfície de ruptura identificada no local. O método de análise adotado foi equilíbrio limite por Morgenstern Price.

2.1.1 Parâmetros de análise

Com objetivo de analisar a sensibilidade de uma análise de estabilidade aos parâmetros a ela impostos, escolheu-se variar a coesão, o ângulo de atrito e o peso específico do modelo. A decisão de variar tais parâmetros teve-se devido a esses serem os maiores determinantes na estabilidade de um talude, de acordo com a geotecnia clássica. A coesão e o ângulo de atrito foram selecionados por serem os componentes

fundamentais da equação de Mohr-Coulomb, que descreve a resistência ao cisalhamento do solo e define o plano de ruptura sob um determinado estado de tensões (Caputo, 1988). Em encostas como a da rodovia BR-470, caracterizada por solos coluvionares sobre basalto, a variação desses parâmetros é crítica para entender os mecanismos de instabilização (Perazzolo, 2003).

O peso específico foi incluído na análise por ser um parâmetro que compõe as forças estabilizadoras e desestabilizadoras do talude, influenciando diretamente o peso da massa de solo e, consequentemente, as tensões normais e tangenciais que atuam na superfície potencial de ruptura (Fiori; Carmignani, 2009).

A decisão de analisar os efeitos da perturbação dos três parâmetros ainda é validada pelo princípio que norteia o método de Morris, que foca na identificação de variáveis que exercem maior influência e no mapeamento de comportamentos não lineares ou interações complexas entre as entradas do modelo (Saltelli *et al.*, 2008).

Os intervalos de variação dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito foram definidos de acordo com os estudos de Perazzolo (2003), a qual obteve esses parâmetros por meio de um programa experimental de ensaios de laboratório com amostras de solos coluvionares e residuais coletadas em dois taludes da Formação Serra Geral (Canastra e RS-470). Foram utilizados os dados correspondentes à BR-470 devido a proximidade e semelhança de formação. Para o peso específico, o intervalo baseou-se nos estudos de Ameratunga *et al.* (2016), tendo sido apresentada uma faixa típica de solos saturados. Nesse intervalo, solos coesivos situam-se na extremidade inferior e solos granulares na superior, sendo 22 kN/m³ o limite físico prático para materiais terrosos antes de atingirem densidades de concreto ou rochas.

O intervalo adotado para os parâmetros pode ser observado na Tabela 1.

Tabela 1. Intervalo de parâmetros adotados na análise de sensibilidade.

Parâmetro	Mínimo	Máximo	Média
Coesão (kPa)	9	26	17,5
Ângulo de atrito (°)	28	35	31,5
Peso específico (kN/m³)	15	22	18,5

2.2 Método de Morris

O método de Morris é classificado como análise de sensibilidade global, pois apesar de variar somente um parâmetro por vez, criou o conceito de trajetória, na qual todos os parâmetros são variados de acordo com uma amostragem aleatória, evidenciando a influência de cada um deles no conjunto global. Como resultado, é obtido se os *inputs* analisados possuem influência negligenciável, linear e aditiva ou não-linear/influenciado por outros parâmetros (Saltelli, 2008).

De acordo com Morris (1991), para a execução do método, foram definidos 6 níveis de análise (ou seja, um intervalo de 0 a 1 dividido em 6 possibilidades de parâmetros), resultando em um delta de 0,6. é importante que para o funcionamento do método, os parâmetros permaneçam dentro do intervalo normalizado de [0,1], denominado de região de experimento.

Foram adotadas 15 trajetórias (equivalente a 15 perturbações em cada parâmetro), resultando num total de 60 análises. Cada trajetória é uma matriz onde há o ponto inicial da análise, uma perturbação da coesão, uma perturbação do ângulo de atrito e uma perturbação no peso específico, sendo que cada perturbação gera um Efeito Elementar (EE), o qual traduz a influência do parâmetro no modelo geral.

Após realizadas todas as análises, foram calculados os Efeitos Elementares de cada parâmetros pela fórmula 1.

$$EE_{xi} = \frac{FS(c, \phi, \gamma)|_{xi+\Delta} - FS(c, \phi, \gamma)}{\Delta} \quad (1)$$

A partir dos Efeitos Elementares, são calculadas as médias simples (μ) dos EE referentes a cada parâmetro, assim como as médias absolutas (μ*) e desvios padrões (σ). As médias são utilizadas para identificar o quão influente é aquele parâmetro na análise global, ou a ausência de influência deste; enquanto o desvio padrão é um indicativo da não linearidade dos efeitos daquele parâmetro, ou o indicativo de influência com outros (Saltelli, 2008).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Visão geral da análise

Para atingir os objetivos do artigo, foram executadas então 60 simulações numéricas, sendo essas devido a escolha de 15 trajetórias independentes com a variação simultânea de 3 parâmetros de entrada. O modelo numérico demonstrou plena convergência e estabilidade, não sendo observada qualquer instabilidade numérica ou incoerência aparente durante o processamento. Um resumo dos resultados obtidos pode ser observado na Tabela 2.

Tabela 2. Resumo dos resultados das análises de estabilidade efetuadas.

Número de simulações	60
Média do FS	1,517
Desvio Padrão (σ)	0,207
CV (%)	13,66
FS mínimo	1,185
FS máximo	1,847

No fator de segurança mínimo foram utilizados parâmetros de coesão de 9 kPa, ângulo de atrito igual a 29,4º e peso específico igual a 16,4 kN/m³. No fator de segurança máximo foram utilizados parâmetros de coesão de 26 kPa, ângulo de atrito de 33,6º e peso específico igual a 19,2 kN/m³.

As variáveis coesão e ângulo de atrito apresentaram uma relação de aumento direto no fator de segurança quando expostas a perturbações positivas, confirmando sua influência linear e aditiva na estabilidade de acordo com o previsto na envoltória de Mohr-Coulomb. A variável peso específico apresentou variações não lineares, havendo aumento em determinadas trajetórias, enquanto também apresentou redução do fator de segurança em outras trajetórias, mesmo padronizando-se somente perturbações positivas. Esse comportamento também reflete o esperado pela literatura, considerando que o peso específico compõe ao mesmo tempo uma parcela de uma força desestabilizadora (massa da cunha de ruptura) e uma força estabilizadora (incremento da tensão normal e consequente resistência friccional do maciço) (Fiori; Carmignani, 2009).

3.1 Parâmetros de Morris

Os resultados obtidos quando transformados nos índices de Morris, permitem estabelecer uma hierarquia clara de sensibilidade para o modelo em estudo. Os índices podem ser observados na Tabela 3.

Tabela 3. Índices de Morris para o modelo numérico em estudo.

	Coesão	Ângulo de Atrito	Peso específico
Média simples (μ)	0,4961	0,2537	-0,0248
Média absoluta (μ*)	0,4961	0,2612	0,0579
Desvio Padrão (σ)	0,0624	0,0866	0,0674

Em termos de influência global, ou seja, no que diz respeito a análise da média (μ e μ*) dos efeitos elementares de cada parâmetro variado, a coesão apresenta o maior impacto, seguida pelo ângulo de atrito e por fim o peso específico. A análise realizada coloca em perspectiva relativa os três parâmetros, definindo ordem de sensibilidade entre si.

De forma específica, a coesão apresentou valores de média simples (μ) e média absoluta (μ*) idênticos, evidenciando um comportamento monotônico e positivo em todas as trajetórias. O ângulo de atrito divergiu os valores de média simples (μ) e média absoluta (μ*) , a diferença é explicada por uma das

trajetórias, na qual a perturbação do parâmetro resultou numa diminuição do fator de segurança, evidenciando um comportamento não monotônico pontual. Ou seja, certas configurações de interação com outras variáveis podem interferir de forma não estabilizadora no comportamento do talude. Por fim, o peso específico demonstrou um comportamento mais complexo, divergindo consideravelmente média simples (μ) e média absoluta (μ*). A divergência entre as médias aponta que, durante as análises realizadas, ele varia entre ser uma força estabilizadora e uma força desestabilizadora. Num contexto geral, mesmo com a divergência de médias, apresenta um μ* baixo em relação a outros parâmetros, indicando que o impacto total no fator de segurança é pequeno, e a variabilidade absoluta desses efeitos também tende a ser numericamente menor em comparação a parâmetros muito mais influentes.

Em termos de grau de interação e não linearidade, ou seja, no que diz respeito a análise do desvio padrão (σ) dos efeitos elementares de cada parâmetro variado, o ângulo de atrito obteve o maior desvio padrão. Esse índice de Morris elevado indica que seu efeito é altamente dependente dos valores assumidos pelos outros parâmetros na trajetória, o que caracteriza uma interação complexa que infla o valor do desvio padrão. O ângulo de atrito obteve o maior desvio padrão (σ=0,0866), o que revela que ele é o parâmetro mais dependente do contexto e das interações com as demais variáveis, apresentando uma sensibilidade que oscila mais drasticamente ao longo do espaço amostral.

Embora a coesão seja o parâmetro de maior influência global no modelo, o desvio padrão foi o menor apresentando, indicando um comportamento predominantemente linear e aditivo. Em resumo, o efeito do incremento da coesão no fator de segurança é relativamente constante, independentemente dos valores assumidos pelo ângulo de atrito ou pelo peso específico na trajetória analisada. Quanto ao peso específico, apesar de apresentar a maior não monotônico, seu desvio padrão não foi o mais elevado do modelo pois, no método de Morris, o σ quantifica a variabilidade total dos efeitos elementares decorrente de não linearidades e interações complexas. Como a magnitude da influência global do peso específico é a menor entre as variáveis analisadas, as oscilações absolutas de seus resultados no fator de segurança são numericamente limitadas.

Os índices de Morris podem ser visualizados de forma gráfica nas Figura 2 e Figura 3. A Figura 2 representa um gráfico em boxplot, o qual resume a distribuição de um conjunto de dados por meio da mediana, dos quartis e da variação total, permitindo visualizar tendência central, dispersão, assimetria e possíveis outliers. No contexto do Método de Morris, ele é utilizado para representar a distribuição dos efeitos elementares de cada parâmetro, possibilitando avaliar rapidamente sua importância, a direção do efeito e a presença de não linearidades ou interações.

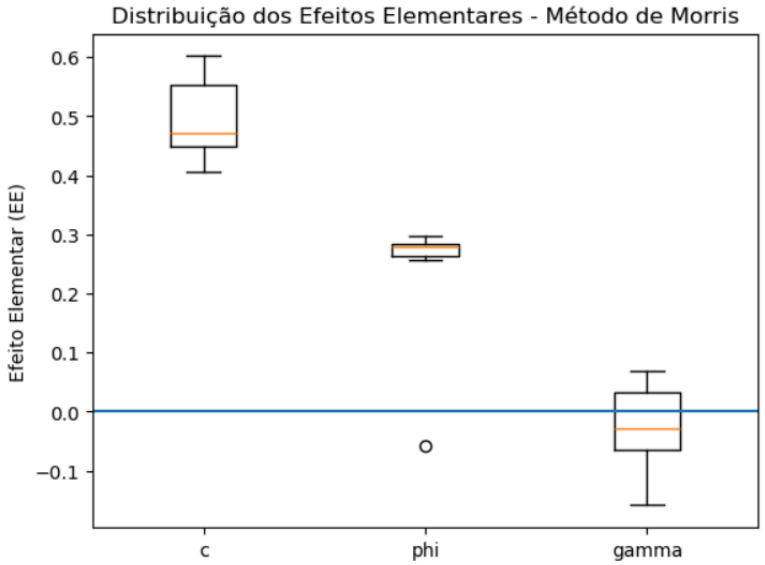


Figura 2. Boxplot de distribuição dos Efeitos Elementares do Método de Morris.

O boxplot confirma visualmente a ordem de influência global identificada pelos valores de μ*. A coesão apresenta a maior magnitude dos efeitos elementares, com a caixa completamente afastada do zero e sem cruzamentos negativos, evidenciando comportamento monotônico positivo e a maior influência no fator de segurança.

O ângulo de atrito ocupa posição intermediária, com mediana inferior à da coesão e leve dispersão adicional, incluindo ocorrência pontual de efeito negativo, o que explica a divergência entre média simples e média absoluta. Quanto aos efeitos de não linearidade, o parâmetro demonstra maior dispersão relativa dos efeitos elementares, sugerindo maior dependência do contexto e interação com as demais variáveis.

O peso específico apresenta a menor influência global, com mediana próxima de zero e distribuição que cruza a linha de referência, indicando alternância entre efeitos estabilizadores e desestabilizadores (Fiori; Carmignani, 2009).

A Figura 3 representa um gráfico de dispersão com as variáveis σ x μ*, no qual é possível observar no plano as relações entre a influência global do parâmetro e sua não linearidade.

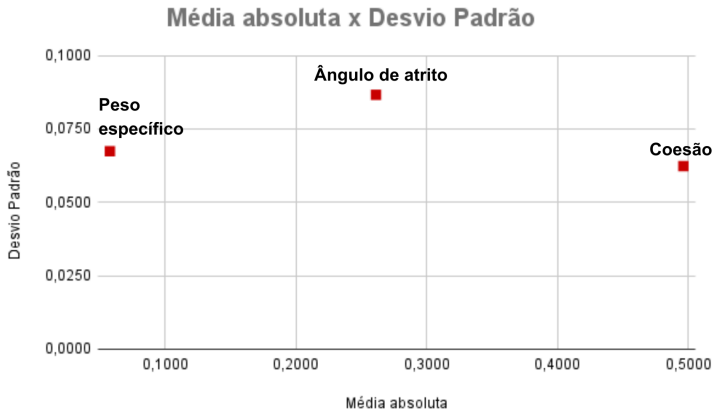


Figura 3. Média Absoluta x Desvio Padrão.

No gráfico é possível visualizar as conclusões expostas de forma numérica, nas quais a coesão se apresenta como parâmetro de maior influência global porém maior linearidade na influência no fator de segurança. O ângulo de atrito é indicado como um parâmetro de influência intermediária no modelo, porém com uma maior não linearidade, indicando sua dependência com outros parâmetros. Por fim, observa-se o peso específico como parâmetro de baixa influência global, o que impacta em sua não linearidade, com um baixo desvio padrão apesar do comportamento não monotônico.

Comparando os resultados expostos com o encontrado na literatura técnica, Schmidt et al. (2025) realizou a análise paramétrica de um talude localizado na mesma região do presente estudo, e obteve conclusões similares, com a maior influência do parâmetro coesão no modelo, assim como uma influência, mas em menor escala do ângulo de atrito na estabilidade.

4 CONCLUSÃO

A aplicação do método de Morris permitiu identificar uma hierarquia entre os parâmetros avaliados, na qual a coesão apresentou maior influência global sobre o fator de segurança, seguida pelo ângulo de atrito e, por fim, pelo peso específico, que teve uma contribuição menos significativa na estabilidade.

Apesar de ser importante, essa hierarquização não deve ser interpretada de forma simplificada ou isolada. Embora a coesão tenha apresentado a maior contribuição para a variação do fator de segurança, seu comportamento foi predominantemente linear e aditivo, com baixa dependência das demais variáveis. O ângulo de atrito, evidenciou maior sensibilidade às interações, indicando que sua influência pode se intensificar ou se reduzir conforme o contexto paramétrico inserido. Já o peso específico, apesar da menor influência global, apresentou comportamento alternado entre efeitos estabilizadores e desestabilizadores, refletindo sua participação simultânea nas forças resistentes e nas forças atuantes do talude.

Esses resultados mostram que apesar de haver uma maior influência de alguns parâmetros, a resposta do modelo decorre da interação conjunta das variáveis e da forma como elas interagem com os demais componentes do modelo, não apenas de seus efeitos individuais. A estabilidade de taludes é resultado de um equilíbrio complexo, no qual resistência e solicitações se combinam de maneira não necessariamente proporcional e linear. Assim, mesmo parâmetros com influência global inferior podem ser determinantes em alguns casos, especialmente em cenários próximos à condição limite.

Ao indicar quais parâmetros demandam maior atenção nos estudos geotécnicos, o método de Morris contribuiu para uma avaliação mais minuciosa da estabilidade, evidenciando os padrões de linearidade e interação entre as variáveis. Dessa forma, conclui-se que a abordagem pode contribuir para direcionar investigações, reduzir incertezas e fundamentar decisões técnicas com maior consistência, porém a estabilidade de um talude deve ser realizada a partir de uma abordagem integrada, sendo de extrema importância a incorporação da análise de sensibilidade para melhorar a confiabilidade dos resultados.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à empresa Solution IPD pela concessão da licença do software Slide. Agradecem também ao Departamento de Construção Civil e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Paraná e à Universidade Estadual de Ponta Grossa pelo apoio institucional ao desenvolvimento desta pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ameratunga, J. et al. (2016). *Correlations of soil and rock properties in geotechnical engineering*. Springer, New Delhi, India.

Caputo, H. P. (1988) *Mecânica dos solos e suas aplicações*. 6. ed. Editora Livros Técnicos e Científicos, Rio de Janeiro, vol. 1

Fiori, A. P., & Carmignani, L. (2001) *Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas*. (1 ed.). Curitiba: UFPR.

Ferreira, F. F. et al. (2020). *Van Genuchten sensitivity analysis by Morris method*. XXIII ENMC e XI ECTM, Universidade Federal do Tocantins, Palmas, TO, Brasil.

Franczyk, A. et al. (2018) *Application of Morris method of sensitivity analysis to flood embankment stability modelling*. AGH - University of Science and Technology, Poland

Morris, M. D. (1991). *Factorial sampling plans for preliminary computational experiments*. Technometrics.

Perazzolo, L. (2003). *Estudo geotécnico de dois taludes da Formação Serra Geral, RS*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, Brasil.

Saltelli, A. et al. (2008). *Global sensitivity analysis: the primer*. John Wiley & Sons, Chichester, UK.

Schmidt, K. S. et al. (2025). *Influência da variabilidade de parâmetros de resistência ao cisalhamento na estabilidade de talude da Formação Serra Geral*. Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, Brasil.

Wainwright. H. M. et al. (2014). *Making sense of global sensitivity analyses*. 2014. Computer e Geosciences 65.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/17

Análise determinística e probabilística da estabilidade de um talude localizado em Fortaleza, Ceará

Bruna Letícia da Silva Lemos
Doutoranda, Universidade de Brasília (UnB), Brasília, Brasil, engbrunaleticia21@gmail.com

Silvrano Adonias Dantas Neto
Professor, Universidade Federal do Ceará (UFC), Fortaleza, Brasil, silvrano@ufc.br

RESUMO: Este estudo avalia a estabilidade de um talude formado em decorrência das escavações realizadas para a implantação de fundações superficiais. Para esse fim, foram empregadas abordagens determinística e probabilística. Na primeira, aplicou-se o método de Morgenstern & Price (1965), o qual permitiu calcular o fator de segurança (FS) e identificar a superfície crítica de ruptura. Em complemento, empregou-se o método analítico FOSM (*First Order Second Moment*), permitindo estimar o índice de confiabilidade (β), a probabilidade de falha (Pf) e a influência dos parâmetros geotécnicos na estabilidade do talude. Os resultados demonstraram que, embora o FS obtido pela metodologia determinística seja amplamente utilizado como critério de projeto, ele não representa de forma integral o comportamento real do talude, pois, mesmo em condições aparentemente seguras, pode haver uma probabilidade de falha. Nesse contexto, a abordagem probabilística mostrou-se mais consistente, ao quantificar os riscos e identificar os parâmetros geotécnicos mais influentes na estabilidade. Conclui-se que a integração entre essas metodologias aprimora a avaliação da estabilidade, fornece subsídios mais consistentes para a tomada de decisões em projetos geotécnicos e contribui para a redução dos riscos técnicos, econômicos e ambientais associados a eventuais rupturas.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de taludes, Análise Determinística, Análise probabilística.

ABSTRACT: This study evaluates the stability of a cut slope formed as a result of excavations performed for the construction of shallow foundations. To this end, both deterministic and probabilistic approaches were adopted. The deterministic assessment was carried out using the Morgenstern and Price (1965) limit equilibrium method, which enabled the determination of the factor of safety (FS) and the identification of the critical slip surface. In addition, a probabilistic assessment was conducted using the First-Order Second-Moment (FOSM) method to estimate the reliability index (β), the probability of failure (Pf), and the sensitivity of geotechnical parameters affecting slope stability. The results indicate that, although the factor of safety obtained from the deterministic analysis is widely used as a design criterion, it does not explicitly account for the inherent uncertainties associated with soil properties. Consequently, a non-negligible probability of failure may exist even when the calculated factor of safety satisfies conventional design requirements. In this regard, the probabilistic approach provided a more comprehensive evaluation by quantifying the likelihood of failure and identifying the parameters with the greatest influence on system reliability. It is concluded that the combined application of deterministic and probabilistic methodologies enhances the assessment of slope stability, supports more reliable decision-making in geotechnical engineering practice, and contributes to mitigating the technical, economic, and environmental risks associated with potential slope failures.

KEYWORDS: Slope Stability, Deterministic Analysis, Probabilistic Analysis.

1 INTRODUÇÃO

A segurança de taludes é uma questão recorrente na Geotecnia e constitui fator determinante em diversos tipos de obras. A avaliação da estabilidade é geralmente expressa por meio de um fator de segurança mínimo (FS_{min}), adotado como critério de dimensionamento (GERSCOVICH, 2016).
Segundo Georio (2000), essa análise pode ser realizada por duas abordagens principais: determinística e probabilística. Nos métodos determinísticos, mais utilizados, os parâmetros do solo são considerados como

valores fixos. Já na abordagem probabilística, a segurança é expressa em termos da probabilidade de falha (P_f), levando em conta a variabilidade desses parâmetros.

De acordo com Abreu e Dantas Neto (2022), a literatura apresenta métodos consagrados para a análise da estabilidade de taludes, como os de Fellenius (1936), Janbu Simplificado (1954), Bishop Simplificado (1955), Morgenstern & Price (1965) e Spencer (1967). Esses procedimentos pertencem ao grupo dos Métodos de Equilíbrio Limite (MEL), nos quais a estabilidade é avaliada a partir da condição de equilíbrio entre as forças atuantes e resistentes ao longo de uma superfície potencial de ruptura.

Nos MEL, a massa de solo é dividida em fatias verticais, às quais são aplicadas as equações da estática, considerando o equilíbrio de forças verticais, horizontais e de momentos. Entretanto, essas três equações não são suficientes para tornar o sistema determinado, devido ao elevado número de incógnitas envolvidas, especialmente as forças interfatias normais (E_R e E_L) e cisalhantes (X_R e X_L) que atuam entre as fatias.

Consoante Fredlund e Krahn (1977), essa indeterminação pode ser resolvida por meio da incorporação de princípios adicionais da física ou pela adoção de hipóteses simplificadoras. Os métodos citados utilizam essa segunda abordagem, diferenciando-se principalmente pelas equações de equilíbrio consideradas e pelas hipóteses adotadas para o cálculo das forças interfatias. Contudo, tais simplificações podem não representar com precisão o estado real de tensões no solo, podendo resultar em FS menos representativos da condição real de estabilidade.

Nesse contexto, a análise probabilística tem se consolidado como uma abordagem complementar à determinística, principalmente por sua capacidade de lidar com a incerteza associada aos parâmetros do solo. Devido à elevada variabilidade e à dificuldade de caracterização desse material, sua representação em modelos geotécnicos apresenta desafios. Nesse contexto, o uso de ferramentas estatísticas permite incorporar essas incertezas, proporcionando resultados mais confiáveis e tecnicamente embasados, além de reduzir o conservadorismo adotado na ausência de dados suficiente (VECCI, 2018).

Entre os métodos, destacam-se FOSM e o método de Rosenblueth por Pontos de Estimativa (PEM) e Monte Carlo (MMC). Nessas abordagens, também se modifica a forma de interpretar o FS. Em vez de ser representado por um único valor, como nas análises determinísticas, o FS passa a ser descrito por uma função de distribuição de probabilidade. A principal métrica derivada dessa metodologia é a P_f, definida como a área da distribuição do FS correspondente a valores inferiores a 1 ou, de forma prática, como a razão entre o número de simulações em que FS < 1 e o total de simulações realizadas (MACHADO, 2019).

Diante do exposto, este trabalho tem como objetivo principal avaliar a estabilidade de talude utilizando métodos determinísticos e probabilísticos, considerando a variabilidade dos parâmetros geotécnicos. Como objetivos específicos, busca-se: (i) aplicar o método de Morgenstern & Price (1965); (ii) utilizar o método FOSM para estimar o β e a Pf; e (iii) identificar os parâmetros com maior influência no FS.

2 METODOLOGIA

Para viabilizar a implantação de sapatas isoladas, foi necessária a melhoria das condições geotécnicas do terreno de fundação por meio da execução de uma camada composta por blocos de rocha e concreto ciclópico compactados. A implantação dessa solução requer a remoção prévia de uma camada de argila mole com espessura aproximada de 1,0 m, implicando a realização de escavações e a formação de taludes na área da obra, cuja estabilidade deve ser verificada. Conforme a metodologia executiva adotada, a escavação será realizada até a cota de 2,11 m, resultando na formação de um talude com altura aproximada de 3,24 m.

A caracterização geotécnica do terreno foi feita a partir de três sondagens do *tipo Standard Penetration Test* (SPT), executadas em outubro de 2023, conforme os procedimentos estabelecidos na NBR 6484 (ABNT, 2020). Inicialmente, foram identificadas as unidades geológico-geotécnicas predominantes e calculados os valores médios de NSPT para cada camada. O peso específico natural (γ) foi estimado por meio da correlação proposta por Godoy (1972), enquanto os parâmetros de resistência ao cisalhamento, coesão efetiva (c') e ângulo de atrito efetivo (φ'), foram obtidos a partir do modelo de rede neural desenvolvido por Mota (2019), calibrado com dados geotécnicos de solos brasileiros. Na ausência de ensaios laboratoriais específicos para a área de estudo, os parâmetros geotécnicos foram estimados por metodologias indiretas amplamente empregadas na prática geotécnica, sendo os valores obtidos considerados compatíveis com as características dos materiais identificados. Os parâmetros adotados nas análises são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos estimados para as camadas de materiais.

Material	Peso específico (kN/m³)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (º)
Argila silto-arenosa rija	19	18	28
Argila silto-arenosa dura	21	25	23
Arenito conglomerático	22	40	23

A geometria considerada na análise, ainda sem a execução da camada de blocos de rocha prevista no projeto, está ilustrada na Figura 1. Nas verificações feitas, considerou-se a possível atuação de equipamentos pesados sobre a crista do talude durante as etapas de escavação, adotando-se, para condições críticas, uma sobrecarga de 30 kPa.

A análise de estabilidade foi realizada pelo método de Morgenstern & Price (1965), utilizando o *software* Slide. O comportamento do material foi representado pelo modelo constitutivo elástico perfeitamente plástico de Mohr–Coulomb. Para a avaliação das incertezas associadas aos parâmetros geotécnicos, empregou-se a abordagem probabilística FOSM. Ademais, a definição do nível d'água (N.A.) nessa interface baseou-se na interpretação integrada dos perfis de sondagem e das características geológico-geotécnicas da área de estudo. A adoção dessa condição possibilitou incorporar, de maneira simplificada, o comportamento hidrogeológico do maciço ao modelo numérico, mantendo coerência com as informações obtidas durante a investigação geotécnica.

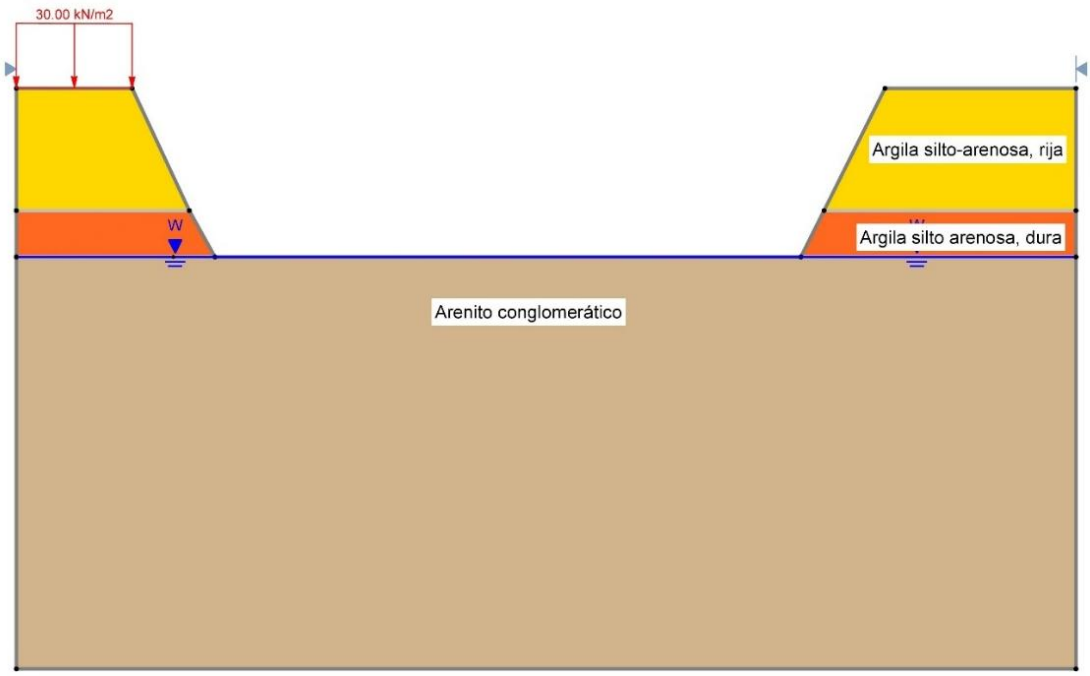


Figura 1. Talude da escavação total necessária.

O FOSM foi selecionado por apresentar simplicidade de implementação, baixo custo computacional e ampla aplicação em problemas geotécnicos envolvendo variabilidade de parâmetros. Diferentemente dos métodos baseados em simulações extensivas, como MCC, o FOSM permite estimar a variância do FS e o β a partir da propagação dos momentos estatísticos das variáveis de entrada. Dessa forma, o método mostra-se adequado para estudos preliminares e análises comparativas, fornecendo uma estimativa consistente do efeito das incertezas nos resultados de estabilidade.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A análise determinística resultou em um FS igual a 1,656, indicando condição estável para o cenário analisado, uma vez que, de acordo com Gerscovich (2016), a ruptura ocorre para FS ≤ 1,0. Considerando os critérios estabelecidos pela NBR 11682 (ABNT, 2009), o resultado sugere desempenho satisfatório do talude durante a fase de escavação, mesmo sob a atuação da sobrecarga de 30 kPa considerada na crista.
A análise probabilística permitiu determinar os desvios padrão, as derivadas parciais do FS em relação às variáveis de entrada e as respectivas contribuições para a variância total, apresentados na Tabela 2. A partir desses dados, obteve-se uma variância do fator de segurança V[FS] = 0,058668, correspondente a um desvio padrão σ[FS] = 0,242. Com base nesses resultados, foram estimados o β = 2,71 e uma Pf de aproximadamente 0,0034 (0,34%).

Tabela 2. Método FOSM.

Parâmetro		δXi	δFSii	δFSii/ ∂Xi	V[Xi]	(δFSii/∂Xi)2* V[Xi]
Argila silto-arenosa rija	28°	2,8	-0,054	-0,0284	3,61	0,002916
	18 kPa	1,8	0,064	0,02286	7,84	0,004096
	19 kN/m3	1,9	0,112	0,06222	3,24	0,0125
Argila silto-arenosa dura	28º	2,8	-0,054	-0,02571	4,41	0,00292
	25 kPa	2,5	0,064	-0,02783	5,29	0,00410
	21 kN/m3	2,1	0,112	0,04480	6,25	0,0012544
Arenito conglomerático	23°	2,3	-0,054	-0,02455	4,84	0,00292
	40 kPa	4,0	0,064	0,02783	5,29	0,00292
	22 kN/m3	2,2	0,112	0,02800	16	0,00410
					V[FS]	0,058668

A contribuição relativa de cada parâmetro geotécnico para a variabilidade do fator de segurança (FS) é apresentada na Figura 2. Observa-se que a coesão efetiva (c') foi responsável por aproximadamente 64,1% da variabilidade do FS, seguida pelo ângulo de atrito efetivo (φ') e pelo peso específico (γ), com contribuições de 20,9% e 14,9%, respectivamente. Conforme destacado por Sandroni e Sayão (1992), esse tipo de análise é importante para identificar as variáveis que mais afetam o desempenho geotécnico da estrutura e fundamentar tecnicamente as decisões do engenheiro.

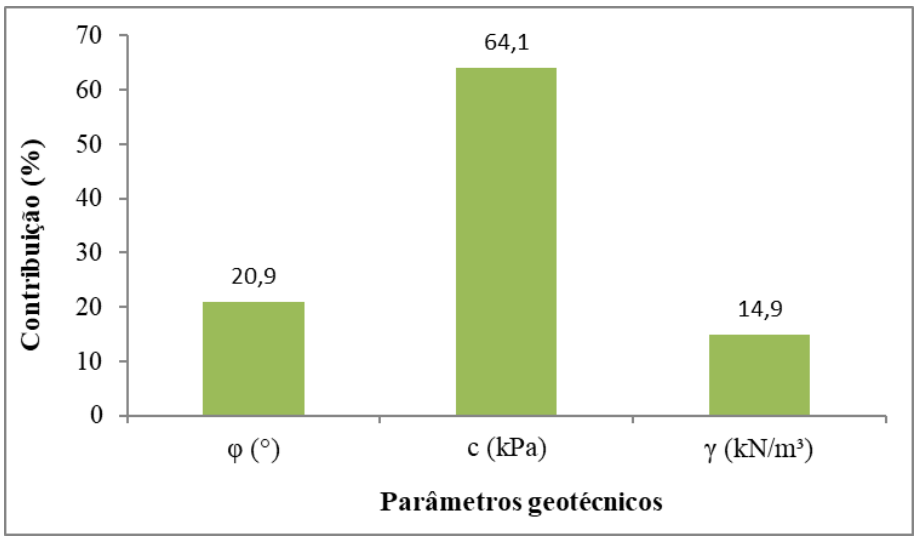


Figura 2. Contribuição de cada parâmetro geotécnico no FS.

Os valores obtidos indicam que c' constitui a variável de maior sensibilidade do modelo apresentado, de modo que pequenas alterações em seus valores podem resultar em variações significativas do FS. O parâmetro φ' apresentou influência secundária, enquanto γ exerceu participação menos significativa. A predominância de c'

evidencia que as incertezas associadas aos parâmetros de resistência ao cisalhamento exercem maior influência sobre a estabilidade dos taludes do que aquelas relacionadas às características ponderais dos materiais. Nesse contexto, a determinação representativa desses parâmetros torna-se fundamental para a redução das incertezas inerentes ao modelo geotécnico e para o aumento da confiabilidade das avaliações de estabilidade. Ademais, a abordagem probabilística permitiu hierarquizar a importância das variáveis de entrada, fornecendo subsídios técnicos para o direcionamento de futuras campanhas de investigação e para o refinamento dos parâmetros adotados em projeto.

4 CONCLUSÕES

Constata-se que as incertezas associadas aos parâmetros geotécnicos do solo influenciam diretamente o FS e, consequentemente, as decisões relacionadas à estabilidade de taludes. Nesse contexto, a variabilidade dos dados e a presença de erros sistemáticos constituem as principais fontes de incerteza nas análises.
A abordagem probabilística, utilizando o FOSM, complementa a avaliação determinística ao possibilitar uma estimativa mais realista da probabilidade de falha. Neste estudo, a Pf foi estimada em menos de 1%. Ainda assim, o risco pode ser significativo em contextos urbanos ou em áreas com infraestruturas críticas. Diante disso, os resultados reforçam a necessidade de estratégias complementares de monitoramento, sobretudo durante fases construtivas ou em situações extremas.
Para aprofundar os resultados obtidos e validar a metodologia empregada, recomenda-se a aplicação de simulações de MMC no mesmo cenário de talude. O MMC, ao simular milhares de combinações possíveis de parâmetros com base em suas distribuições de probabilidade, sem as simplificações inerentes ao modelo FOSM. Outra abordagem recomendada é a aplicação do método do PEM, que, apesar de simplificado, possibilita tratar sistemas com mais de duas variáveis aleatórias e pode ser implementado com menos custo computacional. A comparação entre essas metodologias probabilísticas pode revelar convergências ou divergências importantes, ajudando a definir diretrizes para sua escolha em projetos de engenharia geotécnica.
Por fim, sugere-se também a realização de ensaios triaxiais e de cisalhamento direto em amostras indeformadas da área de estudo. Tais ensaios proporcionariam dados experimentais diretos para calibrar os modelos usados e reduzir as incertezas relacionadas aos parâmetros.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 6484. *Solo: sondagem de simples reconhecimento com SPT: método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Abreu, A. A., Dantas Neto, S. A. (2022) Comparação entre as forças interfaciais de um talude obtidas por métodos de equilíbrio limite e por análises tensão x deformação. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG, 20., Campinas. *Anais...* Campinas: ABMS.

Bishop, A. W. (1955) The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Géotechnique*, 5 (1), p. 7–17.

Culmann, K. (1866) *Die Graphische Statik*. Zurich: Von Meyer & Zeller.

Fellenius, W. (1936) Calculation of the stability of earth dams. In: *Transactions of the 2nd Congress on Large Dams*, Washington, v. 4, p. 455.

Fredlund, D. G., Krahn, J. (1977) Comparison of slope stability methods of analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 14, p. 429–439.

Gerscovich, D. M. S. (2016) *Estabilidade de taludes*. 2. ed., São Paulo: Oficina de Textos.

GEORIO (2000) *Manual técnico de encostas: análise e investigação*. 2. ed., Rio de Janeiro.

Godoy N. S., 1972. *Notas de aula da Disciplina de Fundações*, Curso de Graduação, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, São Paulo.

Guedes, M. C. S. (1997) Considerações sobre análise probabilística da estabilidade de taludes. Dissertação de Mestrado, Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 146 p.

Janbu, N. (1954) Stability analysis of slopes with dimensionless parameters. Tese de Doutorado, Engenharia Civil, Harvard University, Faculty of Arts and Sciences, Cambridge.

Machado, J. L. D. M. (2019) Análise probabilística de estabilidade do talude de jusante de uma barragem de rejeitos. Dissertação de Mestrado, Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

Morgenstern, N. R., Price, V. E. (1965) The analysis of the stability of general slip surfaces. *Géotechnique*, 15, p. 79–93.

Mota, D. G. A. (2019) Prediction of soil shear strength parameters using artificial neural network. Dissertação de Mestrado, Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 129 p.

Sandroni, S. S., Sayão, A. S. F. J. (1992) Avaliação estatística do coeficiente de segurança de taludes. In: Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas – COBRAE, 1., São Paulo. *Anais...* São Paulo: ABMS, v. 2, p. 523–536.

Spencer, E. (1967) A method of the analysis of the stability of embankments assuming parallel interslide forces. *Géotechnique*, 17 (1), p. 11–26.

Vecci, A. N. (2018) Análise probabilística da estabilidade de um talude de mineração. Dissertação de Mestrado, Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/18

Análise do Baixo Alongamento em Tirantes do Tipo Monobarra Devido ao Esmagamento do Tubo Protetor na Região das Luvas

Tatiana Guimarães Dias
Engenheira Civil, Civil Master, Rio de Janeiro, Brasil, tatiana.dias@civilmaster.com.br

Yago Fernando Custódio Lucas
Engenheiro Civil, Civil Master, Rio de Janeiro, Brasil, yago.lucas@civilmaster.com.br

RESUMO: Este trabalho apresenta a análise das causas do elevado índice de reprovação dos ensaios de recebimento de tirantes ancorados em solo executados em um empreendimento minerário de grande porte localizado no norte do Brasil. Os tirantes estudados eram do tipo monobarra, com trechos livres de até 30 m de comprimento. A partir da análise dos ensaios reprovados, verificou-se que o comprimento livre equivalente coincidia com a posição das luvas de emenda, indicando possível restrição de movimentação nesses pontos. Diversos cenários foram avaliados para identificar a origem dessa restrição.
A revisão bibliográfica revelou divergências entre a norma brasileira e referências internacionais quanto aos materiais recomendados para a proteção do trecho livre dos tirantes. Assim, foi analisado o comportamento dos tubos utilizados como bainha protetora, considerando as pressões hidrostáticas exercidas pela calda de cimento e os efeitos do calor de hidratação. Os cálculos indicaram possibilidade de colapso do tubo a partir de uma altura manométrica de aproximadamente 4 m de calda de cimento.
Para confirmar essa hipótese, foram realizados ensaios em escala real, nos quais se observou o esmagamento do tubo de PVC utilizado no revestimento das luvas de emenda, restringindo o alongamento do tirante. Um tubo alternativo, conforme recomendações internacionais, apresentou desempenho satisfatório.
Conclui-se que o atendimento exclusivo às exigências da norma brasileira não foi suficiente para garantir a integridade do tubo e o comportamento elástico do tirante. Em casos de tirantes monobarra com diâmetro superior a 32 mm e longos trechos livres, recomenda-se verificação específica dos elementos de emenda e do material de proteção, de forma a assegurar o desempenho adequado do sistema.

PALAVRAS-CHAVE: Tirantes Monobarra, Trecho Livre, Bainha Protetora, Baixo Alongamento, Cortina Atirantada.

ABSTRACT: This paper presents an investigation into the causes of the high rejection rate observed in acceptance tests of ground anchors executed at a large-scale mining project located in northern Brazil. The analyzed anchors were single bar systems with free lengths reaching up to 30 m. An initial assessment of the failed tests indicated that the equivalent free length coincided with the position of the coupler sleeves, suggesting possible movement restriction at these locations. Several scenarios were therefore evaluated in order to identify the origin of this restriction.
The literature review revealed discrepancies between the Brazilian standard and international references regarding the materials recommended for the protection of the anchor free length. Accordingly, the behavior of the pipes used as protective sheaths was analyzed considering the hydrostatic pressures generated by the cement grout and the thermal effects associated with the heat of hydration. The analytical results indicated the possibility of pipe collapse for grout head heights exceeding approximately 4 m.
To validate this hypothesis, full-scale tests were performed, in which crushing of the PVC pipe used to protect the coupler sleeves was observed, leading to restriction of anchor elongation. An alternative pipe configuration, consistent with international recommendations, exhibited satisfactory performance.
It is concluded that compliance solely with the requirements of the Brazilian standard was not sufficient to ensure the integrity of the protective pipe and the elastic behavior of the anchor. For single bar anchors with diameters greater than 32 mm and long free lengths, specific verification of the coupler elements and protective materials is recommended in order to ensure adequate system performance.

KEYWORDS: Single-Bar Anchors; Free Length; Protective Sheath; Reduced Elongation; Anchored Wall.

1 INTRODUÇÃO

Tirantes são elementos estruturais amplamente utilizados em obras de contenção e estabilização de taludes e, conforme a ABNT NBR 5629:2018, são capazes de transmitir esforços ativos de tração distribuídos a uma região estável do terreno. De acordo com a referente norma, os tirantes são constituídos de cabeça, trecho livre e trecho ancorado. O trecho ancorado é aquele em que a barra ou cordoalha de aço é aderida à calda de cimento injetada, sendo responsável pela transferência das cargas para o maciço. Já o trecho livre tem a função de permitir o alongamento sob aplicação de carga durante o carregamento.

Para impedir a aderência entre o aço e a calda de cimento, o trecho livre é revestido por uma bainha protetora, cuja função é assegurar a livre movimentação da barra, além de atuar como barreira de proteção contra agentes agressivos. Segundo a ABNT NBR 5629:2018, essa bainha pode ser confeccionada em polietileno, PVC, poliéster ou outro material não degradável, devendo possuir espessura mínima de 1 mm para proteção individual e 2 mm para proteção coletiva. No entanto, a norma não define parâmetros de rigidez ou verificação da resistência ao colapso — aspectos que se mostraram determinantes no caso analisado neste trabalho.

Durante a execução de uma obra de contenção em cortina atirantada, foi necessário realizar emendas no tubo de proteção do trecho livre, em razão da incompatibilidade entre o diâmetro externo das luvas e o diâmetro do tubo de trecho livre. O projeto fornecido, entretanto, não especificava o tipo de material a ser empregado nessas emendas. Diante dessa ausência de detalhamento, foi proposta a utilização de tubos de PVC de 75 mm de diâmetro, classe esgoto, com espessura de 1,7 mm, solução amplamente utilizada no mercado e em conformidade com os requisitos mínimos da ABNT NBR 5629:2018.

Após o início dos ensaios de recebimento, identificou-se reduções anormais na deformação elástica dos tirantes instalados em maiores profundidades. Os tirantes com emendas situadas a mais de 6 m de profundidade apresentaram baixo alongamento elástico, impossibilitando o alcance da deformação mínima prevista em norma. Constatou-se ainda que os índices de reprovação aumentavam proporcionalmente ao tamanho dos trechos livres.

A partir dessa constatação, iniciou-se uma investigação sobre a possibilidade de colapso do tubo de proteção sob o efeito da pressão hidrostática da calda. Este trabalho apresenta o processo de análise, os cálculos teóricos e os ensaios realizados para comprovar o colapso do tubo de revestimento das luvas, discutindo as implicações construtivas e propondo recomendações para o projeto e execução de tirantes profundos do tipo monobarra, bem como verificações complementares às especificações normativas atualmente vigentes.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Caracterização das Condições de Campo

Os tirantes analisados possuíam 6 m de trecho ancorado, enquanto o comprimento do trecho livre variava até 30 m, sendo instalados com inclinação de 15° em relação à horizontal. Para efeito de análise, foram considerados os furos de 36 m de comprimento total, correspondentes à condição mais crítica do projeto, devido às maiores pressões hidrostáticas associadas à profundidade.

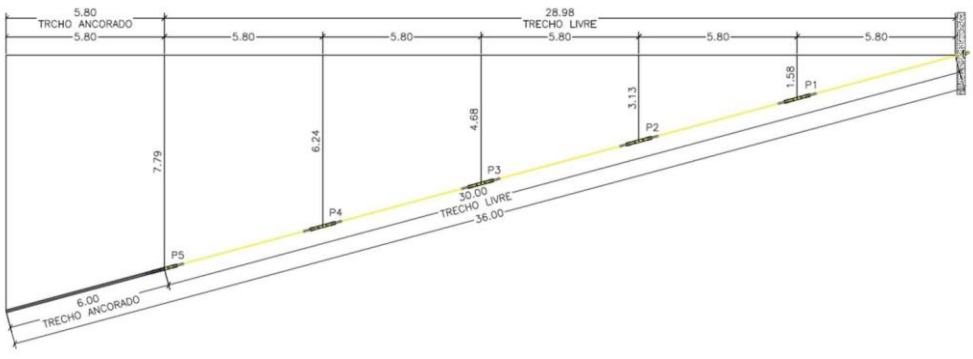


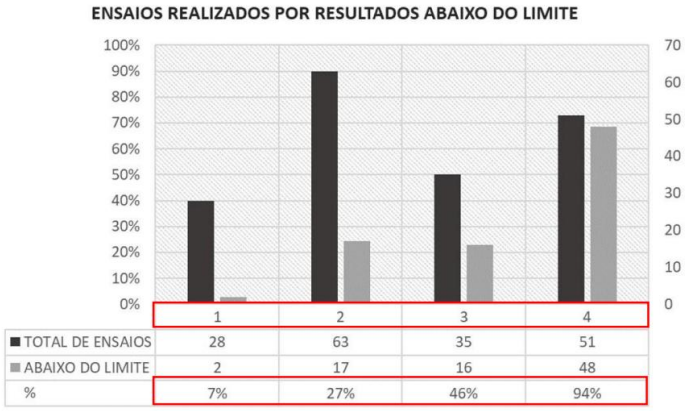
Figura 1. Esquematização das Condições de Campo.

As emendas entre os trechos livres foram executadas por meio de luvas posicionadas a cada 5,8 m, identificadas como P1, P2, P3, P4 e P5 para fins de análise e correlação com os resultados obtidos. As profundidades correspondentes de cada luva, medidas a partir da boca do furo, foram de 1,58 m, 3,13 m, 4,86 m, 6,24 m e 7,79 m, respectivamente.

Em razão do diâmetro externo das luvas de emenda não era possível utilizar um único tubo contínuo para revestir todos elementos do tirante, portanto, foram executadas emendas no tubo de proteção do trecho livre na região dessas conexões, utilizando-se tubo de PVC tipo esgoto, com 75 mm de diâmetro e 1,7 mm de espessura, solução comumente empregada no mercado.

2.2 Ensaios de Recebimento

Durante os ensaios de recebimento, constatou-se que o alongamento elástico de grande parte dos tirantes não estava alcançando a deformação mínima prevista em norma. Esta deformação elástica diminuía conforme o número de luvas aumentava. Tirantes com apenas uma luva apresentaram 7% de resultados abaixo do limite, enquanto tirantes com quatro luvas apresentaram 94% de falhas.



	1	2	3	4
TOTAL DE ENSAIOS	28	63	35	51
ABAIXO DO LIMITE	2	17	16	48
%	7%	27%	46%	94%

Figura 2. Percentual de falhas por número de luvas.

2.3 Pressões Atuantes

Após consultas a fabricantes de tirantes e pesquisa por referências internacionais, a identificou-se que as referências e detalhes técnicos especificavam tubos de proteção da bainha deveria atender a critérios e espessura e pressão (DIBt (2023), Approval Z-20.1-17 – DYWIDAG Permanent Anchors.) superiores ao previsto na NBR 5629:2018. A partir dessa informação, foi iniciada a análise das pressões atuantes no tubo de proteção.

Para estimar a pressão exercida pela calda de cimento sobre cada luva do trecho livre, considerou-se pressão manométrica hidrostática, definida como a diferença entre a pressão externa da coluna de calda e a pressão interna do tubo. Admitiu-se que o interior do tubo encontra-se ventilado à pressão atmosférica, e que não há sobrepressão de bombeamento nem perdas por atrito. Nessas condições, a pressão atuante sobre a luva é governada exclusivamente pelo peso da coluna de calda acima do ponto considerado, sendo adequadamente representada pela expressão clássica:

$$P_h = \rho . g . h \qquad (1)$$

Onde:
Ph = Pressão hidrostática (Pa);
ρ = Densidade da calda de cimento (kg/m³);
g = Aceleração da gravidade (m/s²);
h = Profundidade vertical (m).

A densidade foi determinada por corpo de prova cilíndrico. Com a hidratação e evolução de umidade podem ocorrer variações de ρ, no entanto foi utilizado o valor medido, o que é conservador para a verificação.



Figura 3. Corpo cilíndrico utilizado para determinação da densidade.

Considerando ρ = 1746 kg/m³, g = 9,81 m/s² e as profundidades das luvas de 1,58 m, 3,13 m, 4,86 m, 6,24 m e 7,79 m, foram calculas as seguintes pressões atuantes:

Tabela 1. Pressões atuantes nos tubos de emenda nas regiões das luvas.

Luvas	Profundidade (m)	Pressão Atuante (kPa)
P1	1,58	27,06
P2	3,13	53,61
P3	4,86	83,24
P4	6,24	106,88
P5	7,79	133,43

2.4 Cálculo da Tensão Crítica de Colpaso

A tensão de colapso é definida como a pressão interna ou externa na qual o tubo perde sua forma circular, sofrendo deformação anelar e adquirindo geometria ovalizada, o que compromete sua função estrutural. A determinação dessa tensão pode ser realizada de forma experimental, conforme os procedimentos descritos na NBR 9053 – Tubos plásticos: Determinação da resistência ao colapso por compressão diametral, ou por meio de correlações teóricas, com base nas propriedades geométricas e mecânicas do material.

A literatura nos fornece meios de estimar qual seria essa tensão crítica de deformação a partir da qual haverá uma deformação anelar, em condições em que a pressão externa a tubulação é maior do que a pressão interna. De acordo com os critérios estabelecidos na AS/NZS 2566.1:1998 e com as recomendações técnicas do fabricante Vinidex, a tensão crítica de colapso pode ser calculada conforme a expressão a seguir:

$$Pc = \frac{2\,E\,10^{3}}{(1-\nu^{2})}\left(\frac{t}{Dm}\right)^{3} \qquad (2)$$

Onde:
Pc = Diferença entre as pressões externa e interna do tubo (kPa);
E = módulo de elasticidade do material (MPa)
ν = Coeficiente de Poisson;
t = espessura da parede do tubo (mm);
Dm = diâmetro médio do tubo (m).

Foi calculada a tensão crítica de colapso do tubo utilizado nas emendas nas regiões das luvas. Conforme especificações do fabricante, o tubo de PVC rígido, tipo esgoto (cor branca), de diâmetro nominal de 75 mm e espessura de parede de 1,7 mm, possui módulo de elasticidade do material da ordem de 3.000 MPa.

De acordo com catálogos técnicos de fabricantes, o coeficiente de Poisson do PVC rígido pode ser adotado como $\nu = 0{,}4$.

Adicionalmente, foi considerado um fator de correção igual a 0,66, tendo em vista que o processo de cura da calda de cimento ocorre por reação exotérmica, a qual provoca elevação temporária da temperatura e consequente redução momentânea da rigidez do PVC, até sua completa estabilização após a cura.

Com a substituição desses valores na equação, obtém-se uma pressão crítica de colapso (Pc) igual a 58,81 kPa. Conforme a Tabela 2, a comparação desse valor com as pressões atuantes evidencia que, nas luvas P3, P4 e P5, a pressão atuante é superior à tensão crítica de colapso do tubo e baixo fator de segurança para a luva P2.

Tabela 2. Comparação entre pressões atuantes e pressão de colapso.

Luvas	Profundidade (m)	Pressão Atuante (kPa)	Pressão de Colpaso (kPa)
P1	1,58	27,06	
P2	3,13	53,61	
P3	4,86	83,24	58,81
P4	6,24	106,88	
P5	7,79	133,43	

2.5 Teste em Escala Real

Para validação dos cálculos teóricos, foram realizados testes fora do campo, em escala real, com a finalidade de reproduzir as condições executivas da obra. Foi montada uma estrutura de suporte para o tirante, utilizando-se um tubo externo para simular o ângulo de instalação dos tirantes e as respectivas pressões durante a injeção da bainha. A montagem dos trechos livre e ancorado foi executada conforme a metodologia adotada em campo, bem como o procedimento de injeção, que seguiu rigorosamente os mesmos parâmetros operacionais. O objetivo do ensaio foi avaliar o comportamento do tubo de proteção nas regiões das luvas de emenda utilizando os mesmos materiais utilizados na obra, além de validar as hipóteses uma vez que o fenômeno não era de conhecimento da projetista nem do dono do ativo.



Figura 4. Teste em escala real com objetivo de reproduzir as condições executivas da obra.

Os resultados observados no teste em escala real confirmaram as verificações teóricas relacionadas a deformações no tubo. A Figura 5 ilustra o tubo que reveste a luva inteiramente esmagado, apoiado na barra. A luva que está embutida no interior desse tubo da bainha, tem a sua seção completamente obstruída, impedindo a passagem da luva e a deformação elástica do trecho livre.



Figura 5. Tubo de PVC tipo esgoto (cor branca) que reveste a luva esmagado.

Diante da comprovação de colapso do tubo que vinha sendo realizado em campo, procedeu-se à realização de ensaio adicional com um tubo de maior resistência, visando à verificação de desempenho superior para adoção na sequência da obra. Para tanto, foram testados um tubo de PVC para condução de água (cor marrom), com diâmetro nominal de 85 mm e espessura de parede de 5 mm e outro tubo PEAD de 90mm de diâmetro e 5mm de espessura de parede.

O tubo PVC apresentou desempenho satisfatório para a aplicação proposta, não sendo observada ocorrência de colapso na região das luvas de emenda. Já o tubo PEAD apresentou comportamento de colapso, que foi associado a menor rigidez do material quando comparado ao PVC.



Figura 6. Tubo de PVC de água (cor marrom) com comportamento satisfatório (esquerda) e tubo PEAD com comportamento insatisfatório (direita).

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A análise conjunta dos resultados teóricos e dos ensaios em escala real permitiu identificar uma correlação consistente entre a profundidade das luvas, a pressão atuante da calda de cimento e o percentual de deformações abaixo do limite normativo estabelecido para o alongamento do trecho livre.

A estimativa teórica da pressão crítica de colapso para o tubo de PVC branco utilizado resultou em um valor na ordem de 58,8 kPa. A comparação desse valor com as pressões hidrostáticas calculadas indicou que as regiões correspondentes às luvas P3, P4 e P5 estão submetidas a níveis de pressão superiores à capacidade resistente do tubo, tornando-o suscetível à deformação anelar e ao colapso causando a obstrução ao livre alongamento dos tirantes.

Os resultados observados em campo mostraram-se coerentes com essa previsão teórica. Verificou-se que o tubo, a partir da terceira luva, apresentou esmagamento, com perda completa da circularidade e obstrução da seção interna.

O mecanismo identificado consiste na ovalização do tubo sob ação da pressão da calda de cimento durante a injeção, intensificada pela elevação temporária da temperatura decorrente da reação exotérmica de cura. Essa deformação reduz a seção livre interna disponível para o deslocamento axial do tirante durante o ensaio de recebimento, restringindo o alongamento medido no trecho livre e conduzindo à reprovação do sistema.

Com o objetivo de avaliar alternativa com maior rigidez estrutural, foi testado tubo de PVC para condução de água (cor marrom), cujas características conferem resistência superior à do tubo anteriormente empregado e também um tubo PEAD de maior diâmetro. No ensaio realizado com essa nova configuração, o tubo PVC apresentou desempenho satisfatório, não sendo observadas ocorrências de colapso na região das luvas de emenda. A partir desses resultados, o tubo PVC aprovado passou a ser adotado na obra como solução definitiva, não sendo mais registradas reduções anormais na deformação elástica dos tirantes. O tubo PEAD apresentou ovalização e possibilidade de obstrução ao alongamento dos tirantes e seu uso foi interrompido para sequência da obra.

No âmbito internacional, observa-se que ainda existem divergências entre normas e aprovações técnicas quanto às características recomendadas para bainhas na região das luvas. De modo geral, entretanto, tais documentos convergem no sentido de indicar a adoção de bainhas com maiores espessuras nessa região ou o emprego de tubos com geometria corrugada, os quais apresentam maior rigidez estrutural e melhor desempenho frente às pressões de injeção e às variações térmicas decorrentes do processo de cura da calda de cimento.

A aprovação técnica Z-20.1-17, emitida pelo *Deutsches Institut für Bautechnik* (DIBt) para a DYWIDAG, por exemplo, recomenda espessura mínima de 4 mm e resistência a pressão mínima de 15 bar para tubos na região de cobertura das luvas. Já a EN 1537:2013 estabelece, como referência para tubos de proteção lisos, espessuras entre 2 e 2,5 mm.

Essa comparação evidencia que as exigências atualmente previstas na norma brasileira — limitadas à especificação de espessura mínima — podem não ser suficientes para assegurar o desempenho adequado de tirantes monobarras submetidos a maiores profundidades, especialmente em situações nas quais a pressão hidrostática da calda atinge níveis capazes de induzir o colapso dos tubos na região das luvas. Desta forma, torna-se necessária a avaliação específica da rigidez estrutural e da resistência ao colapso dos tubos, considerando as condições reais de profundidade além de detalhes específicos para essas emendas com especificação de materiais mais resistentes.

4 CONCLUSÃO

Os estudos desenvolvidos permitiram identificar o colapso do tubo de PVC utilizado como bainha protetora no trecho livre dos tirantes como o principal fator responsável pela redução da deformação elástica observada nos ensaios de recebimento. A análise teórica, associada aos ensaios em escala real e às medições de campo, demonstrou que o tubo inicialmente empregado, embora atenda ao requisito mínimo de espessura previsto na NBR 5629, não apresenta rigidez estrutural suficiente para resistir às pressões hidrostáticas geradas por colunas de calda de cimento em determinadas profundidades.

Os resultados indicaram que o colapso tende a ocorrer a partir da terceira luva, correspondente a aproximadamente 18 m de trecho livre, evidenciando a necessidade de verificações específicas para tirantes monobarras com comprimentos superiores a essa faixa. Constata-se, portanto, que a simples conformidade com a espessura mínima normativa não garante o desempenho adequado do sistema em condições de maior profundidade.

Dessa forma, a especificação do tubo de proteção deve contemplar não apenas o atendimento aos requisitos mínimos de espessura, mas também a avaliação da rigidez estrutural e da resistência ao colapso em função das pressões atuantes e da profundidade de instalação. Recomenda-se, para tirantes com maiores comprimentos de trecho livre, a adoção de tubos com desempenho estrutural superior ao mínimo estabelecido em norma.

É importante ressaltar a necessidade de um melhor detalhamento dos projetos nas regiões das luvas dos tirantes e devida compatibilização dimensional entre o tubo de proteção e as luvas de emenda, garantindo continuidade e resistência homogênea ao longo do trecho livre. Esse é um ponto frequente de incompatibilidade geométrica nos projetos em relação aos materiais e diâmetros dos tubos necessários e também em relação ao diâmetro de perfuração que precisa acomodar adequadamente além do tubo protetor do trecho livre o tubo de injeção das manchetes.

Adicionalmente, recomenda-se que os materiais sejam avaliados em condições representativas de uso, a fim de comprovar sua eficácia frente às solicitações reais de campo.

O presente trabalho contribui para o aperfeiçoamento dos critérios de projeto e execução de tirantes ancorados, ao demonstrar experimental e analiticamente as limitações do uso de tubos de PVC de baixa rigidez em aplicações profundas com utilização de projetos com monobarra, reforçando a importância de verificações complementares de desempenho e da adequação dos materiais especificados em norma às condições reais de solicitação.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à contratante do projeto pela colaboração técnica e à equipe de engenharia e Diretoria da Civil Master pelo apoio nas análises e disponibilização dos recursos necessário ao testes e ensaios.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2013). NBR 9053. *Tubos plásticos – Determinação da resistência ao colapso por compressão diametral*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 5629. *Execução de tirantes ancorados no terreno*. Rio de Janeiro.

DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL GmbH (2023). General Construction Supervisory Authority Approval Z-20.1-17 – Permanent Anchors (Single Bar Anchors) for Soil and Rock. Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt).

European Committee for Standardization – CEN (2013). EN 1537:2013 – Execution of special geotechnical works – Ground anchors. Brussels.

Standards Australia; Standards New Zealand (1998). AS/NZS 2566.1:1998 – Buried flexible pipelines – Part 1: Structural design. Sydney/Wellington.

Vinidex Pty Ltd (s.d.). PVC Technical Manual. Bentley.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/19

Análise do Efeito de Raízes na Resistência ao Cisalhamento de Solos: Uma Revisão Crítica

Mirella G. A. Rodrigues
Mestranda, UFPE, Recife, Brasil, mirella.alcoforado@ufpe.br

Silvio R. De M. Ferreira
Professor, UFPE, Recife, Brasil, silvio.mferreira@ufpe.br

Leonardo J. Do N. Guimarães
Professor, UFPE, Recife, Brasil, leonardo.guimarães@ufpe.br

Selton de O. Lima
Mestrando, UFPE, Recife, Brasil, selton.lima@ufpe.br

Eduardo M. Do R. Barreto
Doutorando, UFPE, Recife, Brasil, eduardo.matthews@ufpe.br

Rayane G. P. Da Siva
Doutorando, UFPE, Recife, Brasil, rayane.gabriella@ufpe.br

João A. V. De Sousa
Doutorando, UFPE, Recife, Brasil, joaoarthur.sousa@ufpe.br

Vinicius C. B. De Lima
Mestrando, UFPE, Recife, Brasil, vinicius.cezar@ufpe.br

Wislayne S. Alves
Mestranda, UFPE, Recife, Brasil, wislayne.alves@ufpe.br

RESUMO: O presente trabalho apresenta uma análise dos efeitos causados pelas raízes vegetais na resistência ao cisalhamento dos solos, em especial destacando sua aplicação na estabilidade de taludes e no controle de processos erosivos. Conduziu-se a pesquisa partindo de uma revisão bibliográfica abrangente, ao levar em consideração estudos experimentais e teóricos que investigam o comportamento do compósito solo-raiz, assim como sua contribuição para parâmetros geotécnicos de resistência. Ressaltamos no texto como as raízes atuam como reforços naturais, proporcionando ancoragem, fricção e intertravamento entre partículas do solo, o que resulta em incremento da coesão aparente e, também, do ângulo de atrito interno. Os resultados compilados de autores diversos demonstraram que o aumento da resistência ao cisalhamento depende de fatores determinantes como: morfologia radicular, diâmetro, densidade, profundidade e tipo de solo. Ensaios de cisalhamento direto e triaxiais mostram incrementos importantes de coesão, enquanto o efeito no ângulo de atrito é baixo, em geral. Através desse artigo, demonstramos evidências que confirmam que a vegetação pode desempenhar papel determinante na estabilidade superficial e na mitigação de movimentos de massa. Para além do reforço mecânico, os estudos analisados também salientam a importância dos efeitos hidromecânicos acoplados, a exemplo do impacto da sucção matricial, evapotranspiração e alterações na estrutura porosa do solo. A presença da vegetação pode modificar as condições de umidade e a permeabilidade, o que provoca uma influência direta sob comportamento tensão– deformação e o equilíbrio de encostas sob variações climáticas. No artigo, reforçamos ainda o uso de modelos analíticos, como o de Wu-Waldron, e de abordagens numéricas baseadas no Método dos Elementos Finitos os quais vêm sendo empregados para quantificar o reforço proporcionado pelas raízes. Os resultados que consolidamos nesta revisão destacam o potencial da vegetação como técnica sustentável e viável do ponto de vista econômico para reforço e estabilização de taludes. Além disso, a integração de práticas advindas da bioengenharia de solos amplifica as possibilidades de soluções baseadas na natureza. O presente trabalho reforça, desta maneira, a importância de considerar o efeito das raízes nos modelos de resistência e nos critérios de projeto de obras de contenção e encostas vegetadas.

PALAVRAS-CHAVE: Resistência ao cisalhamento, Interação solo-raiz, Bioengenharia, Estabilidade de taludes, Coesão.

ABSTRACT: This paper presents an analysis of the effects of plant roots on the shear strength of soils, with particular emphasis on their application to slope stability and erosion control. The research was conducted based on a comprehensive literature review that considered experimental and theoretical studies investigating the behavior of the soil–root composite as well as its contribution to geotechnical strength parameters. We highlight how roots act as natural reinforcements, providing anchorage, friction, and interlocking between soil particles, which leads to increases in apparent cohesion and, to a lesser extent, the internal friction angle. Compiled results from various authors show that the increase in shear strength depends on key factors such as root morphology, diameter, density, depth, and soil type. Direct shear and triaxial tests indicate significant cohesion gains, while the effect on the friction angle is generally small. Through this article we present evidence confirming that vegetation can play a decisive role in superficial stability and the mitigation of mass movements. Beyond mechanical reinforcement, the analyzed studies also emphasize the importance of coupled hydromechanical effects, such as matric suction, evapotranspiration, and changes in soil pore structure. Vegetation can modify moisture conditions and permeability, directly influencing stress–strain behavior and slope equilibrium under climatic variations. We also underscore the use of analytical models, such as the Wu–Waldron model, and numerical approaches based on the finite element method, which have been employed to quantify root reinforcement. The results consolidated in this review highlight the potential of vegetation as a sustainable and economically viable technique for slope reinforcement and stabilization. Moreover, integrating soil bioengineering practices expands the possibilities for nature-based solutions. This paper therefore reinforces the importance of considering root effects in strength models and in the design criteria for retaining structures and vegetated slopes.

KEYWORDS: Shear strength; Soil–root interaction; Soil bioengineering; Slope stability; Cohesion.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização e Relevância

A estabilidade de taludes e o controle de processos erosivos representam desafios críticos e sempre atuais na engenharia geotécnica moderna. Recentemente, a bioengenharia de solos vem ganhando destaque como uma metodologia eficaz, sustentável e, também de baixo custo, ao fazer uma integração entre elementos vivos (vegetação) a sistemas de engenharia tradicionais. As raízes das plantas atuam como reforços naturais, inserindo-se na matriz do solo e modificando suas propriedades mecânicas e hidrológicas.
Estudos demonstram que as raízes podem aumentar significativamente a resistência ao cisalhamento do solo. Esse reforço ocorre principalmente através de mecanismos físicos, em que as raízes funcionam como fibras sob tração, e mecanismos biológicos associados à evapotranspiração. A abordagem não apenas melhora a estabilidade geotécnica, mas também promove benefícios ambientais, como a redução da erosão superficial e o aumento da biodiversidade.
O cenário de mudanças climáticas, caracterizado por períodos prolongados de seca intercalados com chuvas intensas, torna a vulnerabilidade dos solos ainda mais exarcebada, especialmente os solos argilosos. Ciclos frequentes de secagem e umedecimento alteram as propriedades hidromecânicas, impactando o comportamento de taludes e aterros. Tais instabilidades podem resultar em prejuízos econômicos severos e perda de vidas humanas, evidenciando a necessidade urgente de medidas preventivas robustas.

1.2 Mecanismos de Interação Solo-Raiz

Como ponto de partida, consideramos que as raízes contribuem para o aumento da resistência ao cisalhamento devido à sua elevada resistência à tração. Na literatura geotécnica, esse incremento é interpretado com frequência como um aumento da coesão aparente do solo, visto que o impacto das raízes no ângulo de atrito

interno tende a ser mínimo. Por outro lado, a estimativa dessa coesão pode ser imprecisa se as não-linearidades da envoltória de ruptura e os mecanismos de falha progressiva não forem considerados.
Além do reforço mecânico, as raízes influenciam as propriedades hidráulicas, como por exemplo a permeabilidade e curvas de retenção de água. O crescimento das raízes pode alterar a estrutura porosa, criando fissuras que, em contrapardida, podem até mesmo diminuir a capacidade de retenção de água e aumentar a permeabilidade. A quantificação precisa desses efeitos acoplados (sucção e presença de plantas) representa um desafio significativo para o projeto geotécnico.

1.3 Objetivos

O presente artigo visa analisar, comparar e sintetizar o impacto do sistema radicular na resistência ao cisalhamento de diferentes tipos de solos. Especificamente, buscou-se: (i) revisar metodologias experimentais utilizadas para determinar a resistência de solos com raízes; (ii) comparar resultados quantitativos sobre o aumento da coesão e ângulo de atrito; (iii) discutir a influência da morfologia radicular (diâmetro, densidade, orientação); e, por fim, (iv) analisar os modelos analíticos existentes e suas limitações .

2 METODOLOGIA

Este trabalho consiste em uma revisão bibliográfica crítica, baseada em uma seleção de estudos experimentais e teóricos com relevância sobre a influência de raízes vegetais na resistência ao cisalhamento dos solos. A busca foi realizada em bases de dados como Science Direct, Web of Science, Scopus e Google Scholar, utilizando termos como "resistência ao cisalhamento", "solos", "raízes vegetais" e "estabilidade".
Foram selecionados artigos que abordam a temática de forma abrangente, com ênfase em resultados experimentais recentes e metodologias de ensaio diversificadas. A análise incluiu a avaliação das metodologias (cisalhamento direto, triaxial, ensaios de tração), a apresentação dos resultados quantitativos e as implicações práticas para a engenharia civil.

3 METODOLOGIAS EXPERIMENTAIS DE AVALIAÇÃO

A quantificação do efeito das raízes exige metodologias experimentais que capturem a complexa interação entre o sistema radicular e a matriz do solo.

3.1 Ensaios de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto é uma das abordagens mais comuns devido à sua simplicidade e custo reduzido. Maffra et al. (2019) realizaram ensaios em amostras indeformadas de solo arenoso e argiloso, coletadas in situ com cilindros metálicos, aplicando tensões normais de 100, 200 e 300 kPa . Embora prático, este ensaio possui limitações, como o controle restrito da drenagem e a pré-determinação da superfície de ruptura, que pode não coincidir com o plano mais fraco do compósito solo-raiz .

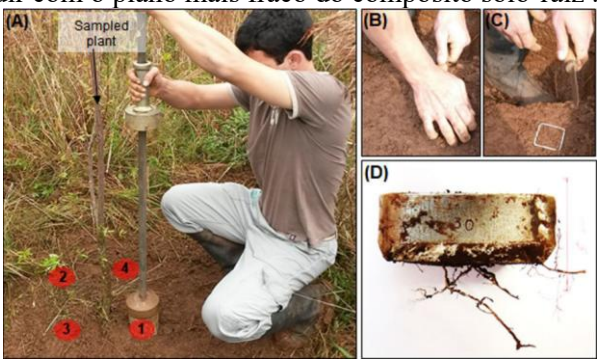


Figura 1. Coleta de amostras inalteradas com e sem raízes para ensaios de cisalhamento direto. (A) Amostrador de percussão; (B) e (C) Coleta de amostras sem raízes; (D) Exemplo de uma amostra com raízes. Fonte: Maffra et al. (2019) .

Variações em grande escala também são utilizadas para capturar a heterogeneidade do sistema radicular. Castegnaro (2012) descreve ensaios *in situ* em blocos de 50x50 cm com 25 cm de profundidade em solos com vetiver, observando aumentos de resistência de até 90,2% a 0,25 m de profundidade.

3.2 Ensaios Triaxiais

Os ensaios triaxiais representam uma metodologia mais sofisticada, permitindo que a falha ocorra no plano mais fraco da amostra e possibilitando o controle das condições de drenagem. Meng et al. (2020) empregaram ensaios triaxiais consolidados-não drenados (CU) para investigar a influência da geometria e distribuição das raízes em solos argilosos siltosos. Li et al. (2022) também utilizaram ensaios triaxiais CU para estudar os efeitos dos ângulos de distribuição das raízes e seus diâmetros.

3.3 Ensaios de Tração em Raízes

Para alimentar modelos analíticos, é crucial determinar a resistência individual das raízes. Ensaios de tração em feixes ou raízes individuais medem a força necessária para ruptura. Castegnaro (2012) obteve resistência média à tração de 38 kg/cm² para feixes de vetiver, valor inferior a pesquisas internacionais, possivelmente devido à umidade das amostras. Rodriguez (2019) desenvolveu um equipamento específico para avaliar a resistência à tração do solo sob diferentes estados hidráulicos.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A análise comparativa dos estudos selecionados revela padrões consistentes sobre como as raízes alteram os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo.

4.1 Efeitos na Coesão Aparente (*c'*)

A coesão aparente é consistentemente apontada como o parâmetro mais beneficiado pela presença de raízes. Maffra et al. (2019) observaram que, em solo arenoso, a coesão média saltou de 6,4 kPa (solo sem raízes) para 21,4 kPa (com raízes), representando um aumento de 234% . Em solos argilosos, o incremento foi de 32% (de 7,2 kPa para 9,6 kPa). Esses dados sugerem que o efeito de reforço é proporcionalmente mais expressivo em solos granulares com baixa coesão natural. A Figura 2 ilustra as envoltórias de ruptura, demonstrando claramente o deslocamento vertical da reta de resistência (aumento de coesão) provocado pelas raízes.

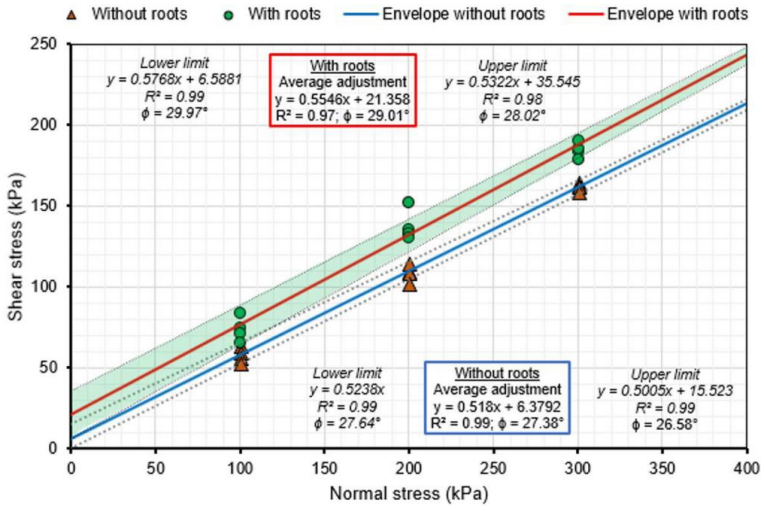


Figura 2. Envoltórias de falha de solo arenoso com e sem raízes. A área sombreada (solo com raízes) e as linhas pontilhadas (solo sem raízes) representam os intervalos de confiança com 95% de confiabilidade.
Fonte: Maffra et al. (2019).

Meng et al. (2020) corroboram esses achados através de ensaios triaxiais, indicando que a coesão máxima de um solo com raízes pode ser até 2,39 vezes maior que a do solo sem raízes. Li et al. (2022) reportaram aumentos na coesão efetiva variando de 1,1 a 2,5 vezes, dependendo da orientação das raízes.

4.2 Efeitos no Ângulo de Atrito Interno (ϕ')

Ao contrário da coesão, o ângulo de atrito interno sofre alterações mínimas com a introdução de raízes. A lógica predominante é que as raízes funcionam como inclusões de reforço ("costura"), mas não alteram substancialmente o rearranjo e o atrito intergranular na superfície de ruptura.
Maffra et al. (2019) registraram um aumento modesto de 5,9% no ângulo de atrito em areias (de 27,38° para 29,01°) e de 14,4% em argilas . Meng et al. (2020) observaram que o maior aumento do ângulo de atrito em seus ensaios foi de apenas 1,24 vezes o valor do solo sem raízes. Li et al. (2022) reforçam que o ângulo de atrito interno efetivo muda apenas ligeiramente, confirmando que o mecanismo principal de reforço é o coesivo.

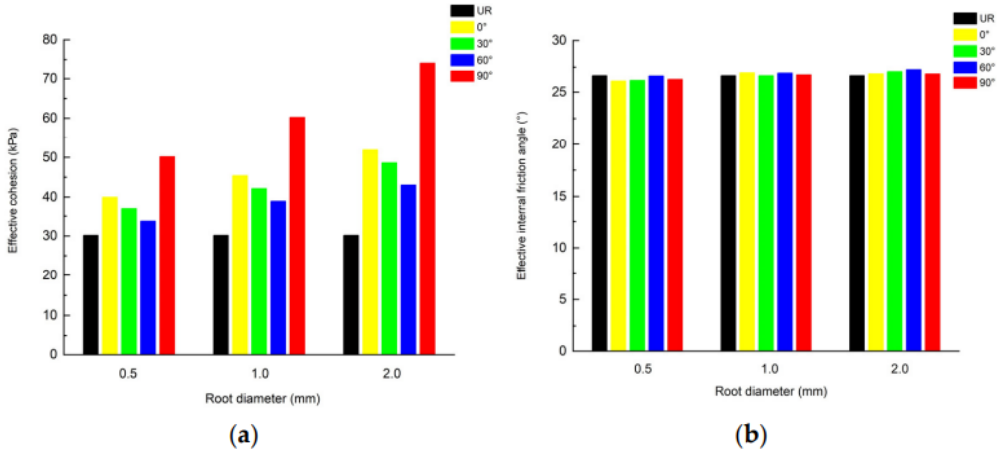


Figura 3. Variações dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo sob diferentes condições: (a) coesão e (b) ângulo de atrito. Fonte: Li et al. (2022).

4.3 Influência da Morfologia e Distribuição das Raízes

A eficácia do reforço não depende apenas da presença de vegetação, mas das características intrínsecas do sistema radicular.

4.3.1 Diâmetro da Raiz

Existe uma correlação direta entre o diâmetro da raiz e a resistência ao cisalhamento do compósito solo-raiz. Raízes de maior diâmetro exigem maior força para ruptura e proporcionam maior área de contato na interface solo-raiz . Meng et al. (2020) demonstraram que a coesão aumenta com o incremento do diâmetro das raízes. Contudo, Jian et al. (2024) alertam que a resistência à tração unitária (MPa) tende a diminuir com o aumento do diâmetro, seguindo uma função de potência.

4.3.2 Densidade de Raízes

A densidade, medida como Relação de Área de Raiz (RAR) ou densidade de biomassa (RMD), é um fator crítico. Bischetti et al. (2005) e Jian et al. (2024) constataram que quanto maior a densidade de raízes, maior a resistência à tração por unidade de volume de solo e maior a tensão de cisalhamento de pico.

4.3.3 Orientação das Raízes

A orientação das raízes em relação ao plano de cisalhamento influencia a eficiência da mobilização da resistência à tração. Meng et al. (2020) indicam que o maior reforço ocorre quando as raízes estão orientadas a 0° ou 90° em relação à horizontal, sendo menor quando o ângulo se aproxima do ângulo de falha do solo (~65°) . Li et al. (2022) observaram que a resistência diminui na ordem de orientação de 0°, 15°, 30° e 65°.

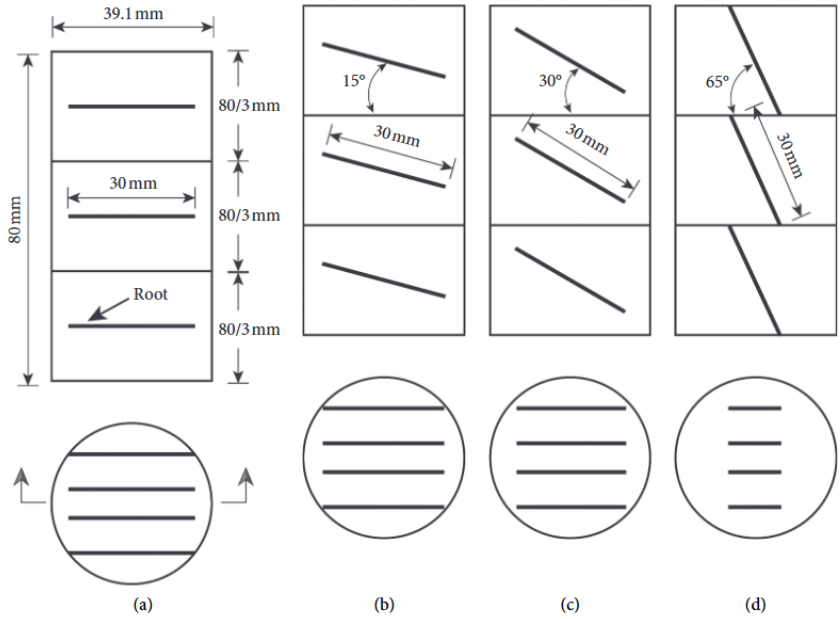


Figura 4. Distribuição de raízes com diferentes ângulos iniciais de distribuição: (a), (b), (c) e (d) correspondem aos ângulos de 0°, 15°, 30° e 65°, respectivamente. Fonte: Meng et al.

4.4 Efeitos Hidromecânicos e Deformabilidade

A interação solo-raiz vai além do reforço mecânico direto. A evapotranspiração aumenta a sucção do solo, elevando a resistência efetiva. Por outro lado, o crescimento das raízes pode gerar fissuras que aumentam a permeabilidade e reduzem a capacidade de retenção de água.
Em termos de deformabilidade, as raízes conferem maior rigidez ao solo. Maffra et al. (2019) notaram que solos arenosos com raízes suportaram tensões de cisalhamento 35,1% maiores para uma deformação horizontal de 4% em comparação ao solo nu . As raízes também controlam positivamente as deformações verticais, redistribuindo as tensões na zona de cisalhamento.

5 MODELAGEM ANALÍTICA E NUMÉRICA

A quantificação teórica do reforço radicular frequentemente recorre a modelos analíticos, sendo o modelo de Wu-Waldron (WWM) o mais difundido. O WWM calcula o incremento de coesão ($\Delta c'$) como função da resistência à tração média e da RAR, assumindo que todas as raízes falham simultaneamente .
Entretanto, evidências indicam que essa premissa simplificadora tende a superestimar a resistência real. A ruptura das raízes ocorre de forma progressiva (algumas quebram, outras são arrancadas). Shuai et al. (2022) encontraram coeficientes de correção (k') para o modelo WWM variando drasticamente entre 0,20 e 20,25, com média de 4,94, demonstrando a necessidade de ajustes locais.
Modelos numéricos, como o Método dos Elementos Finitos (MEF), oferecem maior detalhamento, permitindo simular a geometria 3D e a interação complexa solo-raiz. A Figura 4 exemplifica a malha gerada para esse tipo de análise computacional.

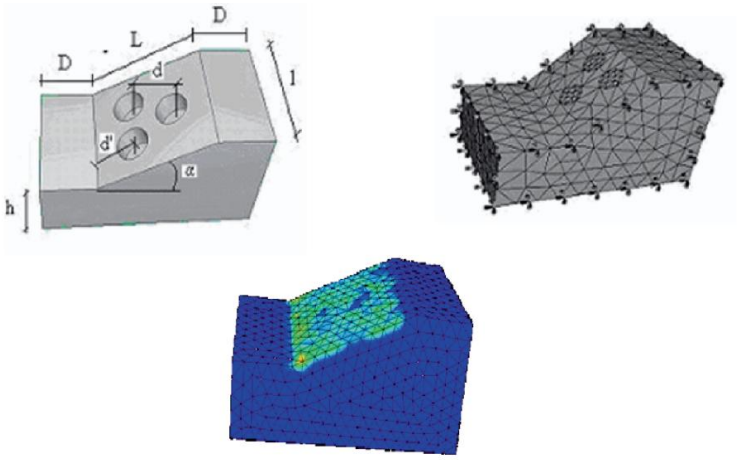


Figura 5. Exemplo do método de elementos finitos para modelar taludes com inclusão de raízes de árvores. Fonte: KOKUTSE et al. (2006) apud CASTEGNARO (2012).

Temgoua et al. (2016) utilizaram MEF 3D para concluir que a estabilidade global depende da profundidade do sistema radicular e da coesão adicional. Embora mais precisos, esses modelos exigem elevado poder computacional e caracterização rigorosa dos parâmetros de entrada.

6 LIMITAÇÕES PRÁTICAS E APLICABILIDADE EM PROJETO

Os resultados aqui compilados provêm majoritariamente de condições experimentais controladas e de solos minerais, o que exige cautela na sua transposição para o projeto. Um primeiro condicionante é a durabilidade do reforço: a contribuição das raízes depende do estado fisiológico e do ciclo de vida da vegetação, variando sazonalmente, reduzindo-se na dormência e podendo ser perdida com a senescência das plantas, quando a decomposição das raízes elimina a coesão adicional e pode criar caminhos preferenciais de fluxo. Trata-se de um reforço não permanente, que demanda manutenção da cobertura vegetal ao longo da vida útil da obra (Wu, 2013).

Ademais, a maioria dos estudos restringiu-se a solos minerais (arenosos e argilosos) com baixo teor de matéria orgânica. Solos orgânicos ou com horizontes ricos em matéria orgânica, comuns justamente nas camadas superficiais vegetadas, apresentam alta compressibilidade, elevada retenção de água e comportamento mecânico distinto, ainda pouco caracterizados no âmbito da interação solo-raiz. A extrapolação dos incrementos de coesão aqui reportados para esses materiais não é recomendável sem investigação experimental específica.

O reforço, ademais, concentra-se nas camadas superficiais, onde a densidade radicular é maior: Castegnaro (2012) registrou queda do ganho de resistência de 90,2% a 0,25 m para 12,5% a 1,5 m, e Shuai et al. (2022) observaram reforço concentrado na camada de 0–5 cm. A contribuição radicular aplica-se, portanto, sobretudo à estabilidade superficial e ao controle de erosão por meio de técnicas de bioengenharia de solos, não substituindo soluções convencionais de contenção em mecanismos de ruptura profunda.

Por fim, dada essa variabilidade e a superestimativa associada a modelos como o de Wu-Waldron, a coesão radicular raramente é adotada como parâmetro permanente nas verificações de estabilidade, sendo usualmente desconsiderada ou tratada apenas como margem complementar de segurança. No Brasil, a ABNT NBR 11682 trata a proteção vegetal como medida de proteção superficial e controle de erosão, e não como elemento estrutural de contenção, recomendando-se o emprego da bioengenharia de solos de forma complementar — e não substitutiva — aos métodos geotécnicos convencionais.

7 CONCLUSÕES

A revisão indica o potencial da vegetação como técnica complementar e sustentável na engenharia geotécnica, observados os limites de validade discutidos. As conclusões, válidas sobretudo para as condições experimentais e os solos minerais analisados, são:

1. Predominância da Coesão: nos solos minerais analisados, as raízes atuam primariamente aumentando a coesão aparente. Incrementos superiores a 200% em solos arenosos foram obtidos sob condições específicas de ensaio e não devem ser extrapolados diretamente como parâmetros de projeto. O ângulo de atrito interno sofre alterações secundárias.
2. Influência da Morfologia: o reforço é governado pelo diâmetro, densidade e orientação das raízes; raízes mais espessas, densas e perpendiculares ao plano de cisalhamento oferecem maior resistência.
3. Comportamento Deformacional: A presença de raízes aumenta a rigidez do solo, permitindo que este suporte maiores tensões para um mesmo nível de deformação.
4. Limitações dos Modelos: modelos analíticos simples (Wu-Waldron) tendem a superestimar a resistência pela premissa de falha simultânea, recomendando-se modelos numéricos ou fatores de correção baseados em ensaios in situ em projetos de maior responsabilidade.
5. Aplicabilidade e Desafios Futuros: o reforço radicular aplica-se sobretudo à estabilidade superficial e ao controle de erosão, em caráter complementar — e não substitutivo — às soluções convencionais de contenção. Permanecem como desafios os efeitos acoplados em solos não saturados e orgânicos, a durabilidade do reforço a longo prazo e a realização de mais ensaios em grande escala.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001. Os autores agradecem também ao Instituto de Pesquisa em Petróleo e Energia (i-LITPEG) e à Universidade Federal de Pernambuco (UFPE) pelo apoio acadêmico e ambiente de pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bischetti, G. B. et al. (2005). Root Strength and Root Area Ratio of Forest Species in Lombardy (Northern Italy). Plant and Soil, 278(1-2), 11-22.

Castegnaro, A. Q. (2012). Efectos de las raíces sobre la resistencia al corte en suelos. Informe de Trabajo de Graduación. Universidad de Costa Rica.

Jian, S. et al. (2024). Study on Shear Strength of Soil-Root Systems of Different Vegetation Types. Plants, 13(21), 2963.

Li, P. et al. (2022). Study on the Shear Strength of Root-Soil Composite and Root Reinforcement Mechanism. Forests, 13(6), 898.

Maffra, C. et al. (2019). The Effect of Roots on the Shear Strength of Texturally Distinct Soils. Floresta e Ambiente, 26(3), e20171018.

Meng, S. Y., Zhao, G. Q., & Yang, Y. Y. (2020). Impact of Plant Root Morphology on Rooted-Soil Shear Resistance Using Triaxial Testing. Advances in Civil Engineering, 2020, 8825828.

Rodriguez, L. H. G. (2019). Resistencia a la tracción de un suelo con raíces y a diferentes estados hidráulicos. Trabalho Final de Máster. Universitat Politècnica de Catalunya.

Shuai, F. et al. (2022). Effects of Herbaceous Plant Roots on the Soil Shear Strength of the Collapsing Walls of Benggang in Southeast China. Forests, 13(11), 1843.

Temgoua, A. G. T., Kokutse, N. K., & Kavazović, Z. (2016). Influence of forest stands and root morphologies on hillslope stability. Ecological Engineering, 95, 622-634.

Wu, T. H. et al. (1979). Strength of tree roots and landslides on Prince of Wales Island, Alaska. Canadian Geotechnical Journal, 16(1), 19-33.

Wu, T. H. (2013). Root reinforcement of soil: review of analytical models, test results, and applications to design. Canadian Geotechnical Journal, 50(3), 259-274.

Yildiz, A. et al. (2019). Assessment of plant-induced suction and its effects on the shear strength of rooted soils. Geotechnical Engineering, 172(6), 507-519.

Zhu, H., Zhang, L. M., & Garg, A. (2018). Investigating plant transpiration-induced soil suction affected by root morphology and root depth. Computers and Geotechnics, 103, 26-31.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/20

Análise do Mecanismo de Ruptura da Estrutura de Contenção da Comunidade do Jacó – Natal/RN

Hipolito Filipe Costa de Araujo
Eng. Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN), Natal, Brasil, o.iflipe@gmail.com

Clara Beatriz Fidelis da Silva
Aluna de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Norte (PPCIVAM-UFRN), Natal, Brasil, clarabeatrizfideliss@gmail.com

Osvaldo de Freitas Neto
Professor do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN), Natal, Brasil, E-mail: osvaldo.neto@ufrn.br

Olavo Francisco dos Santos Júnior
Professor do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN), Natal, Brasil, E-mail: olavo.santos@ufrn.br

Ricardo Nascimento Flores Severo
Professor, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte (IFRN), Natal, Brasil, E-mail: ricardo.severo@ifrn.edu.br

RESUMO: Entre os dias 13 e 14 de junho de 2014, após um período de chuvas intensas e prolongadas, com precipitação acumulada de 315 mm, ocorreu a ruptura de uma estrutura de contenção em solo grampeado na Comunidade São José do Jacó, em Natal/RN. Este trabalho tem como objetivo investigar os mecanismos que contribuíram para a falha da estrutura, utilizando modelagem numérica bidimensional com base no método dos elementos finitos. A simulação considerou as etapas de execução da cortina e avaliou seu comportamento sob a presença de um nível d'água elevado, adotando-se um paramento com dois níveis distintos de permeabilidade. Em cada condição, foram analisadas as pressões atuantes, bem como os campos de deformação e deslocamento, buscando compreender, por meio da modelagem, os fatores responsáveis pela ruptura. O solo da área estudada é característico da Formação Barreiras, situada em uma região com alta suscetibilidade a movimentos de massa. As análises foram realizadas no software OptumG2 (versão 2019), por meio de modelos elastoplásticos e de análise-limite. A comparação entre os deslocamentos e esforços no paramento, as forças nos grampos e as condições com e sem drenagem, associada às observações descritas em estudos anteriores, indicou que a ruptura esteve relacionada à incapacidade do sistema de aliviar as pressões de água geradas pela infiltração das chuvas, potencializada pela ausência de um paramento com capacidade drenante adequada.

PALAVRAS-CHAVE: Solo grampeado, Modelagem numérica, Elementos finitos, Ruptura.

ABSTRACT: On June 13–14, 2014, following a period of intense and prolonged rainfall, with an accumulated precipitation of 315 mm, a nailed soil retaining structure collapsed in the São José do Jacó community in Natal, Brazil. This paper aims to investigate the mechanisms that contributed to the structure's failure using two-dimensional numerical modeling based on the finite element method. The simulation considered the construction stages of the retaining wall and evaluated its behavior under high water table levels, adopting a facing system with two distinct permeability levels. In each condition, acting pressures, as well as deformation and displacement fields, were analyzed to understand the factors responsible for the failure. The soil in the studied area is characteristic of the Barreiras Formation, located in a region highly susceptible to mass movements. The analyses were performed using OptumG2 software (2019 version), through elastoplastic and limit analysis models. The comparison between displacements and stresses in the facing, nail forces, and conditions with and without drainage, combined with observations from previous studies, indicated that the failure was related to the system's inability to relieve pore water pressures generated by rainfall infiltration, exacerbated by the lack of an adequately draining facing system.
KEYWORDS: Soil nailing, Modeling, Finite elements, Rupture.

1 INTRODUÇÃO

As estruturas de contenção permitem o aproveitamento otimizado do espaço urbano ao viabilizar cortes e aterros em taludes sem a necessidade de grandes extensões de terreno. Dentre as diversas metodologias, destaca-se a técnica de solo grampeado.

No caso em estudo, a técnica foi empregada para permitir a execução de um corte vertical em um talude na Comunidade São José do Jacó, em Natal/RN (5°46'46"S e 35°11'58"W), visando a construção de um empreendimento imobiliário. Contudo, após um período de chuvas intensas, de precipitação acumulada de 315 mm entre 13 e 14 de junho de 2014, a estrutura de contenção sofreu ruptura, deflagrada a partir do paramento de concreto. Segundo o Instituto Nacional de Meteorologia (INMET, 2020), esse volume representa quase 90% da média histórica esperada para todo o mês de junho em Natal (353,6 mm). A Figura 1 apresenta a área após a ocorrência da ruptura da estrutura de contenção.

Dada a crescente aplicação dessa solução de engenharia, é fundamental avaliar criteriosamente os métodos de projeto e o comportamento destas estruturas em campo. Este estudo tem como objetivo identificar os mecanismos de ruptura da estrutura citada, utilizando modelagem numérica bidimensional via Método dos Elementos Finitos (MEF), simulando as etapas construtivas e as condições de operação durante o evento pluviométrico supracitado.

2 DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A Comunidade São José do Jacó se situa na zona leste da capital potiguar, no bairro Rocas. Ela está inserida numa área complexa do ponto de vista geotécnico, devido ao risco de movimentos gravitacionais de massa e aos efeitos de processos erosivos graves (movimentos de transporte de massa), conforme levantado pela Prefeitura Municipal do Natal e apontado por Bezerra (2016). A área objeto de estudo deste trabalho é uma ocupação urbana localizada no limite entre os bairros Rocas e Praia do Meio, zona leste de Natal (Figura 2).



Figura 1. Localização da área de estudo (Bezerra, 2019).

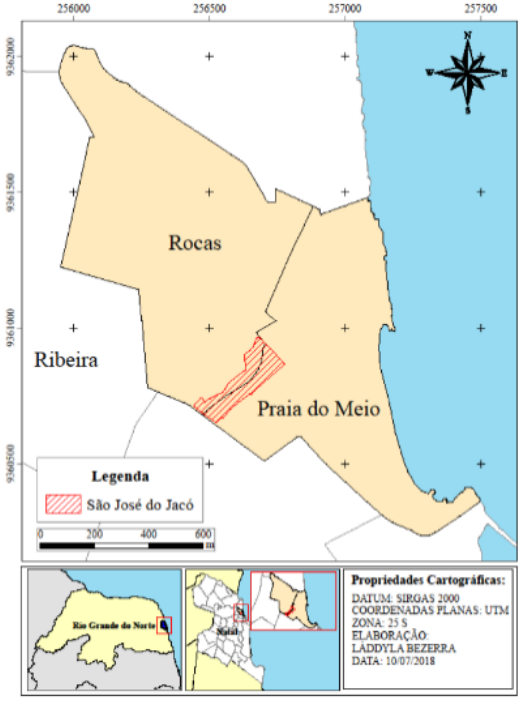


Figura 2. Localização da área de estudo (Bezerra, 2019).

No macrozoneamento municipal a região está localizada em uma Zona Adensável e é considerada Área Especial de Interesse Social (AEIS). Um aspecto relevante a ser apontado é que o assentamento São José do Jacó limita-se apenas ao espaço compreendido entre a Rua Desembargador Lins Bahia, na parte superior da encosta, e a Rua CGU, na parte inferior, abrangendo uma área de 1,08 há (Bezerra, 2019). Bezerra et al. (2020)

realizaram análises de risco na área do assentamento São José do Jacó e apontaram que 50% da área tem alto risco à instabilização de taludes.

A Comunidade São José do Jacó apresenta diversos fatores que elevam o risco de deslizamentos, incluindo intervenções antrópicas, instabilidades geológicas latentes, alta densidade populacional e a presença de moradias precárias. Diante desse cenário, qualquer intervenção de engenharia na região exige rigor técnico e critérios que considerem a fragilidade e a susceptibilidade a acidentes do local.

O rompimento da estrutura provocou o desconfinamento do solo da encosta, resultando na destruição parcial de quatro residências situadas na Rua Desembargador Lins Bahia, além de danos a outras cinco edificações adjacentes (Freitas Neto et al., 2015). O terreno caracteriza-se pelos arenitos argilosos, argilitos e conglomerados típicos da Formação Barreiras (Severo, 2005). No litoral do Rio Grande do Norte, o topo da formação é predominantemente arenoso, com colorações avermelhadas e alaranjadas. Na porção intermediária, observam-se níveis com cimentação ferruginosa, por vezes associada a pedregulhos, formando uma camada de laterita que incorpora grãos de areia grossa. Abaixo dessa camada, na base da falésia, ocorrem depósitos com maiores teores de argila e coloração variegada (Santos Júnior et al., 2015).

3 METODOLOGIA

A modelagem numérica e a avaliação do comportamento da estrutura foram realizadas por meio do software OptumG2 (versão 2019, da OptumCE), que utiliza o Método dos Elementos Finitos (MEF). O perfil topográfico utilizado para a modelagem dos taludes natural e de corte está apresentado na Figura 3, a seguir.

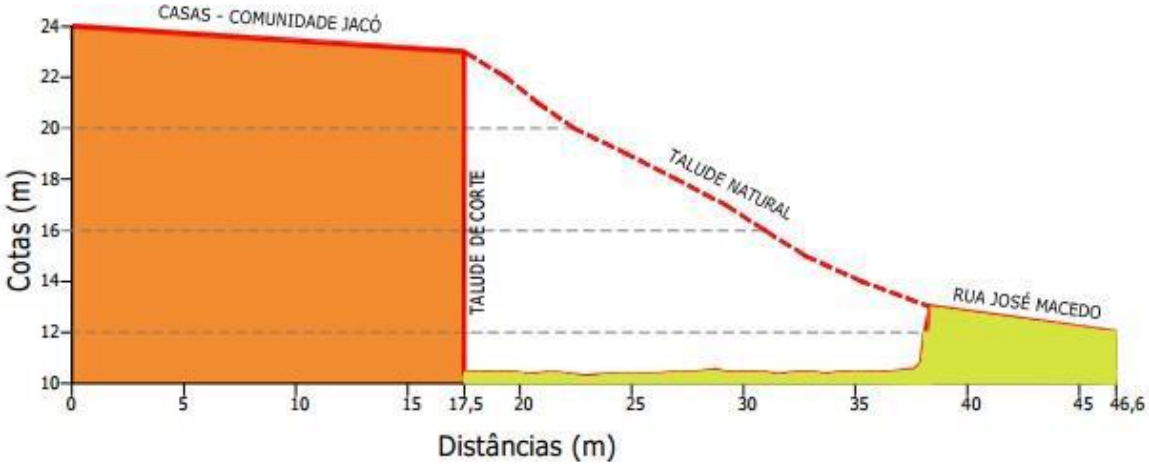


Figura 3. Perfil topográfico dos taludes natural e de corte.

A análise do comportamento da estrutura foi conduzida em três etapas principais: a etapa de verificação e configuração, que determinou as deformações iniciais do terreno natural e analisou a estabilidade do talude escavado sem contenção; a etapa de construção, dividida em 11 estágios, sendo 10 destinados à instalação individual dos grampos e um referente à execução do reaterro para consolidação da obra; e, por fim, a etapa de operação, que submeteu a estrutura à ação da água sob dois cenários distintos: um com paramento permeável, simulando um sistema de drenagem facial operando com eficiência, e outro com paramento impermeável, que representou o comportamento da estrutura na ausência de um sistema de drenagem funcional.

As edificações localizadas na parte mais elevada do talude foram consideradas no modelo a partir de uma sobrecarga de 20 kN/m², que se estende por 15 metros a partir da face do corte após respeitada uma folga de 1,0 m. Os parâmetros do solo foram estimados considerando valores apresentados por Santos Júnior et al. (2015) e Bezerra (2016). Na Tabela 1 são apresentados os parâmetros do solo utilizados na modelagem numérica, os quais foram adaptados de Santos Júnior et al. (2015) e Bezerra (2016).

Os grampos foram instalados com inclinação de 15°, espaçamento vertical de 1,0 m e horizontal de 1,5 m, com diâmetro de 100 mm. Diferentemente da prática comum em projetos de solo grampeado, esta obra substituiu a injeção de calda de cimento por argamassa de cimento Portland e areia grossa peneirada (traço 1:1).

Tabela 1. Parâmetros de entrada para a modelagem.

Parâmetros	
Peso específico aparente seco (γd)	18,4 kN/m³
Peso específico saturado (γsat)	21,7 kN/m³
Ângulo de atrito efetivo (ϕ')	32,0°
Coesão efetiva (c')	34,2 kPa
Módulo de elasticidade (E)	20,0 Mpa
Coeficiente de empuxo em repouso (K_0)	0,31
Ângulo de dilatância (ψ0)	3°

Para o modelo numérico, o módulo de elasticidade do conjunto foi compatibilizado entre a área do furo e a da barra de aço. Adotou-se módulo de deformabilidade de 210 GPa para o aço e 14 GPa para o material de injeção — valor definido com base em referências bibliográficas como Rodrigues (2014), Barghigiani (2013) e Bertolucci (2010). O cálculo do módulo de elasticidade composto resultou em 26,25 GPa para os três primeiros grampos (barras de 25 mm) e 21,84 GPa para os demais (barras de 20 mm). A Figura 4 apresenta a seção transversal da estrutura de contenção analisada.

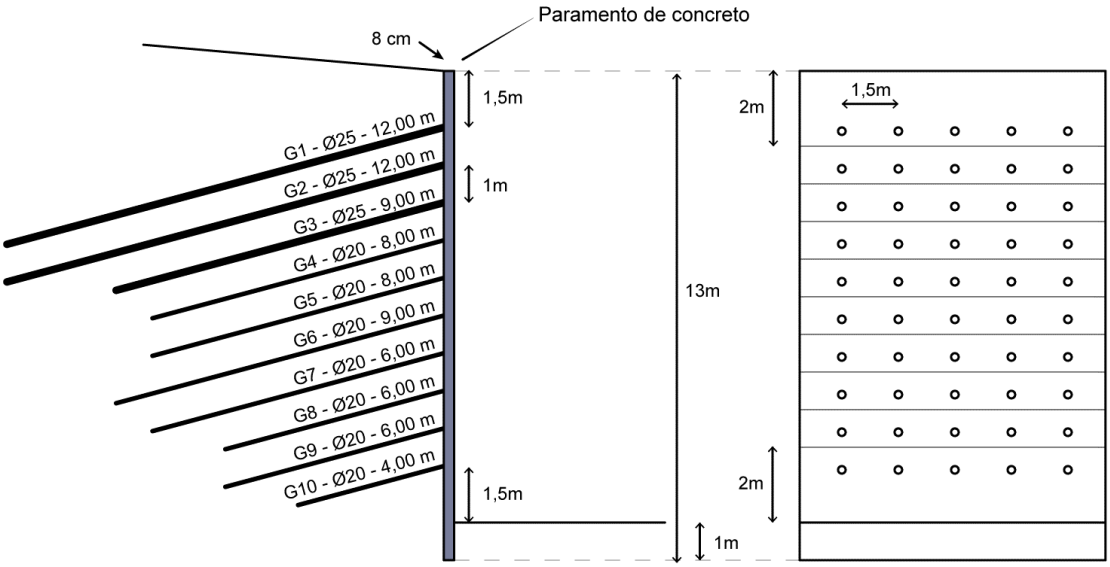


Figura 4. Seção transversal e vista frontal da estrutura de contenção no trecho estudado.

A resistência de aderência dos grampos foi calculada conforme a Equação 1, proposta por Ortigão e Sayão (2004), adotando-se um NSP médio de 30 golpes. O valor resultante foi de 271,07 kPa. Para o software OptumG2, o parâmetro de entrada exigido é a força axial máxima (F_A,máx), correspondente à resistência de aderência unitária, estimada pela Equação 2.

$$q_s = 67 + 60 \cdot \ln(N_{spt}) \quad (1)$$

$$F_{A,máx} = t = q_s \cdot \pi \cdot D \quad (2)$$

Para o caso analisado, obteve-se uma força axial máxima de 85,16 kN/m, valor uniforme para ambos os diâmetros de barras (20 mm e 25 mm), visto que o diâmetro do furo acabado é constante (100 mm).

A etapa de construção foi simulada em cortes sucessivos com altura de 1,0 m, com exceção do primeiro corte (2,0 m) e do último (3,0 m). Ao final da construção, foi modelada a execução de um reaterro de 1,0 m de material.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A partir dos resultados obtidos foi possível definir a força normal nos grampos, os esforços e deslocamentos do paramento, o empuxo da água no paramento (na etapa de operação), a poropressão na etapa de operação da estrutura de contenção, os vetores de fluxo na etapa de operação e o fator de segurança da estrutura de contenção considerando a presença e a ausência do sistema de drenagem no paramento.

A mobilização da força de tração em cada grampo, desde sua instalação até o término da obra, foi representada graficamente, resultando em curvas com extensões distintas conforme a sequência de instalação. Os resultados sintetizados da força de tração são apresentados na Figura 5.

Sob a condição de paramento permeável, os grampos apresentaram comportamento típico de estruturas de solo grampeado. As forças apresentaram tendência crescente com a sucessão dos cortes ou sofreram redistribuição ao longo do comprimento do grampo, otimizando o trabalho uniforme do elemento. Tais esforços axiais foram igualmente monitorados e registrados durante a etapa de operação.

Sob a presença de água, a mobilização de força nos grampos intensifica-se, independentemente do cenário de drenagem (Figura 6). Contudo, a ausência de um sistema eficiente, como na situação de paramento impermeável, resulta em solicitações superiores aos valores observados no modelo permeável.

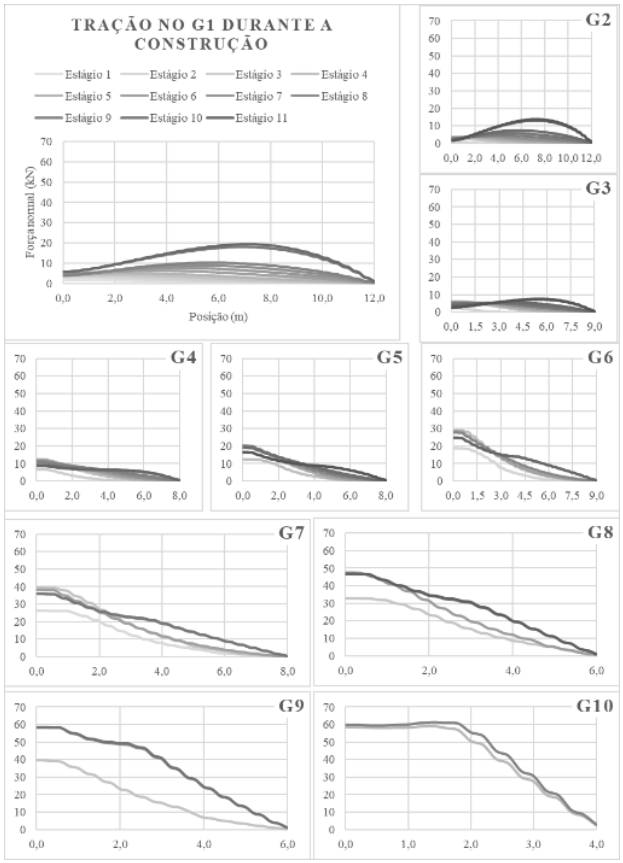


Figura 5. Evolução da força normal nos grampos ao longo dos estágios de construção.

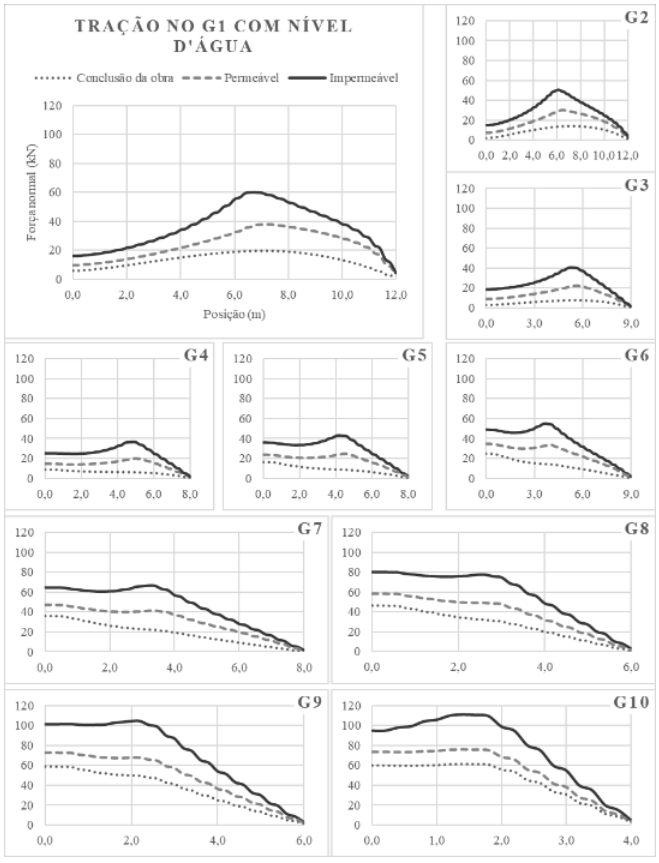


Figura 6. Comparativo entre as força de tração nos grampos - parede permeável e impermeável.

O incremento na solicitação dos grampos varia significativamente: atinge pelo menos 40% na linha superior (G10) e chega a quase 80% nas linhas G3 e G4. Independentemente do acréscimo médio registrado, nota-se a continuidade do padrão de carregamento estabelecido após a conclusão da fase construtiva da estrutura.

Outro conjunto de dados extraído da análise no software OptumG2 refere-se à movimentação do paramento, com foco nos deslocamentos horizontais, por serem os mais representativos. O gráfico da Figura 7 demonstra que o paramento apresenta deslocamento crescente, com movimentação diferencial concentrada na interface entre a seção previamente existente e a recém-executada. Contudo, após a conclusão de cada estágio construtivo, a estrutura tende à estabilização, passando a apresentar um comportamento de movimentação em bloco nos estágios subsequentes.

A situação de paramento impermeável mostrou-se mais crítica, apresentando deslocamentos expressivamente superiores na região inferior da contenção. No restante do paramento, a movimentação horizontal na condição sem drenagem é cerca de 20,0 mm maior do que a observada no estado drenado. Este

último, por sua vez, exibe um aumento médio de 35,0 mm em relação ao deslocamento consolidado após o término da construção (Figura 8).

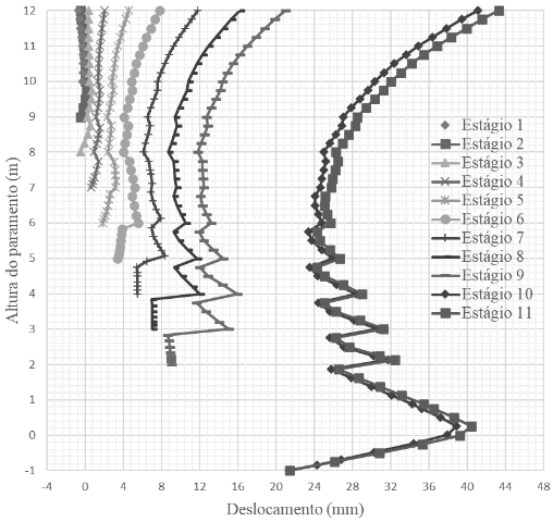


Figura 7. Deslocamentos horizontais acumulados do paramento na construção e em serviço.

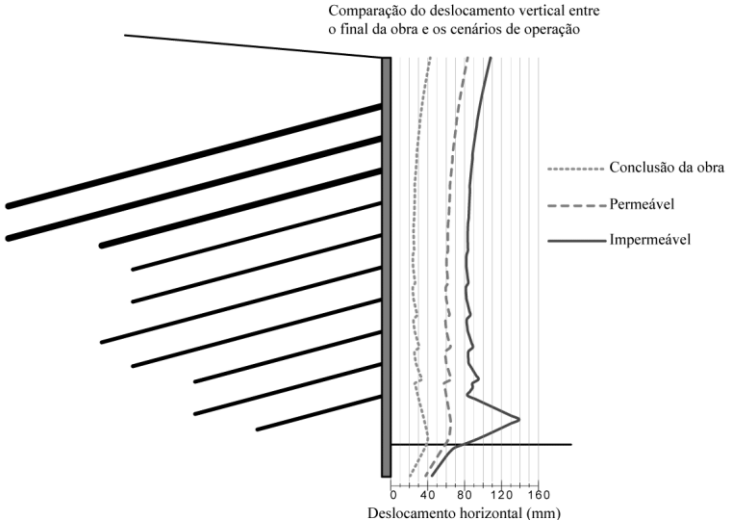


Figura 8. Deslocamentos horizontais: comparação entre sistemas com e sem drenagem e estado final da obra.

A distribuição das poropressões e do empuxo hidrostático sobre o paramento nas etapas de serviço também foi registrada. Conforme as Figuras 8a e 8b, a drenagem permite o alívio das poropressões junto à face, de modo que o paramento permeável não recebe empuxo. O oposto ocorre no modelo com paramento impermeável, onde o acúmulo de água atrás da estrutura gera poropressões e, consequentemente, empuxos - Figuras 12c e 12d. Nessas condições, o diagrama de esforços apresenta o formato triangular esperado, atingindo valores da ordem de 49,9 kPa/m na base do paramento após o reaterro.

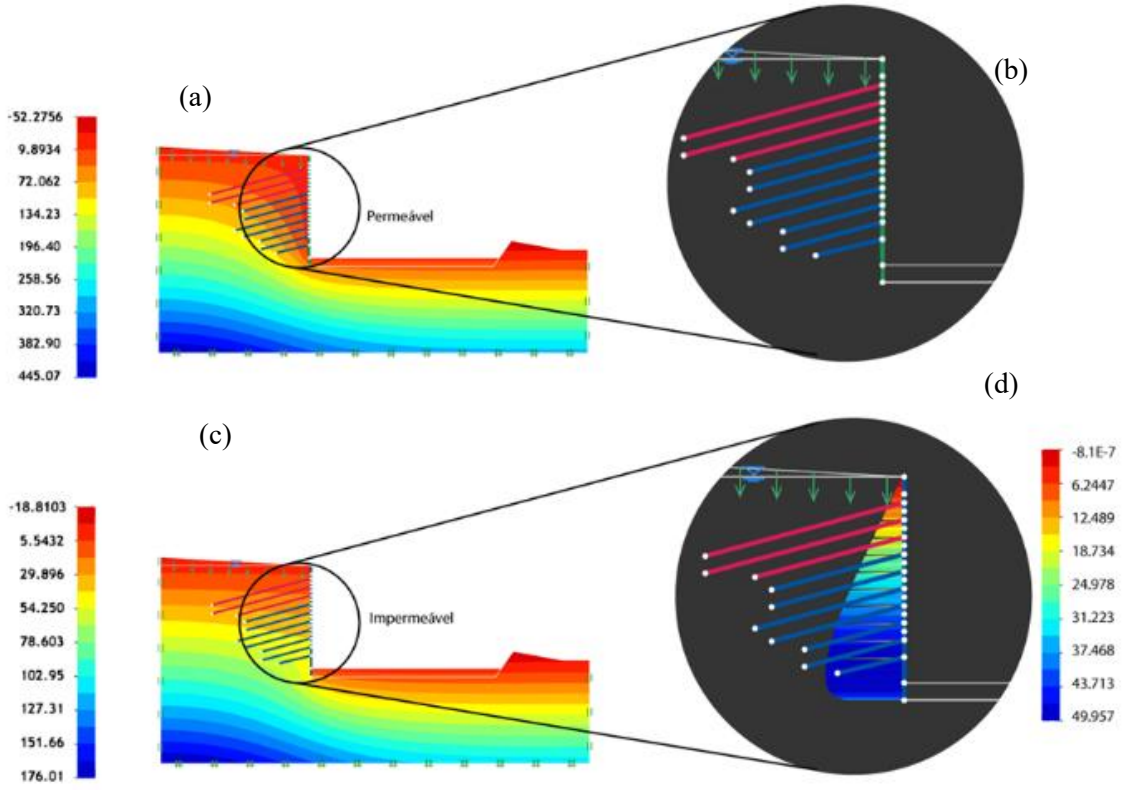


Figura 8. Poropressão e empuxo da água: (a) e (b) paramento permeável e (c) e (d) paramento impermeável.

O fluxo de água apresentou comportamento conforme o previsto, corroborando os resultados anteriores. No cenário com paramento permeável (Figura 9a), os vetores indicam um fluxo mais intenso, com a passagem de água através da face da estrutura. No segundo cenário (Figura 9b), com a drenagem impedida, o fluxo concentra-se exclusivamente no pé da contenção. Este fenômeno justifica o empuxo hidrostático mais elevado observado na porção inferior do paramento.

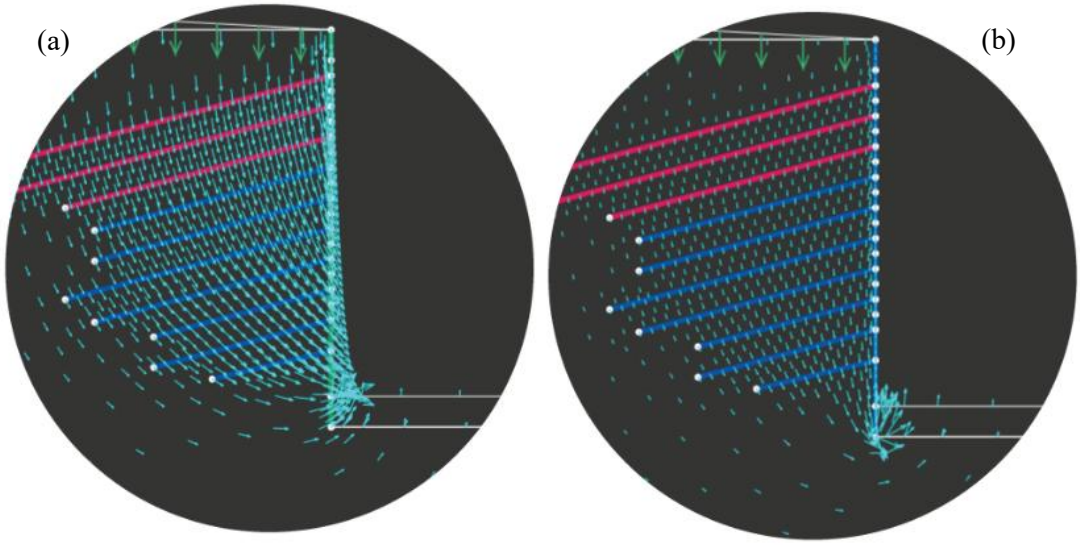


Figura 9. Vetores de fluxo: paramento permeável (a) e paramento impermeável (b).

Freitas Neto *et al.* (2015) concluíram que a ausência de um sistema de drenagem foi o principal fator condicionante para a ruptura da estrutura durante os eventos chuvosos de junho de 2014. Em vistoria técnica pós-ruptura, os autores constataram a inexistência de dispositivos de drenagem nos escombros. Adicionalmente, destacaram que a falha se restringiu ao paramento, mantendo os grampos íntegros e ancorados na massa de solo, sem evidências de arrancamento ou ruptura por tração (Figuras 10a e 10b).



Figura 10. (a) grampos fixados no solo e (b) ausência de drenagem ao longo do paramento.

Os resultados deste trabalho corroboram que a ausência de drenagem foi o fator determinante para a ruptura do paramento. As análises numéricas indicam que as maiores deformações ocorreram a 0,8 m do pé da estrutura; com a drenagem impedida, o deslocamento máximo da cortina superou 10 cm, magnitude inadmissível para o dimensionamento do paramento de concreto, sugerindo um colapso iminente. A ausência de grampos na região inferior da estrutura agravou essas deformações, enquanto a Figura 11 demonstra que um sistema de drenagem tornaria o deslocamento mais homogêneo, evitando a concentração de fluxo e empuxo na base.

Quanto ao fator de segurança global, obteve-se 2,74 para o cenário permeável e 1,49 para o impermeável. Embora tais valores não indiquem, por si só, uma ruptura global do talude, eles não refletem a

falha específica observada em campo: a ruptura do paramento de concreto devido ao empuxo hidrostático localizado.

5 CONCLUSÃO

Os resultados corroboram estudos precedentes ao identificar a ausência ou ineficiência do sistema de drenagem como fator determinante para o rompimento da contenção na Comunidade São José do Jacó, em junho de 2014. As análises indicam que a solução adotada permaneceria estável mesmo sob precipitações extremas, caso elementos de drenagem tivessem sido instalados no maciço de solo e no paramento de concreto.

O deslocamento horizontal observado na modelagem está diretamente ligado ao impedimento da dissipação das pressões de água. Na situação real, o empuxo hidrostático não previsto, especialmente no terço inferior da estrutura, foi decisivo para a instabilização. Conclui-se que a ruptura ocorreu por falha do paramento de concreto, sem comprometimento prévio da capacidade de carga dos grampos, visto que estes não sofreram arrancamento, mantendo-se na massa de solo conforme observado em campo.

Em última análise, há indícios consistentes de que a ruína da estrutura decorreu da incapacidade de dissipação das pressões de água atuantes no paramento, evidenciando a necessidade crítica de sistemas de drenagem interna em obras de solo grampeado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Barghigiani, T. M. *Caracterização Experimental de Pastas Cimentícias de Alto Desempenho Reforçadas com Fibras de Polipropileno e PVA.* 2013. 155f. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia do Petróleo) – Universidade Federal do Rio de Janeiro – Escola Politécnica, Rio de Janeiro, 2013.

Bertolucci, F. S. (2010). *Investigação de compósitos cimentícios para preenchimento de juntas da interface e de nichos em ligações de estruturas pré-moldadas*. 185f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) – Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira.

Bezerra, L. T. V. (2019) *Mapeamento de risco e análise de estabilidade de movimentos de massa na comunidade São José do Jacó, Natal/RN*. 337 f. Dissertação de (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal/RN.

Bezerra, L. T. V. (2016) *Mapeamento do risco/perigo de movimentos de massa e avaliação da estabilidade das encostas na Comunidade São José do Jacó, em Natal – RN*. 104 f. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal.

Bezerra, L. T. V., Freitas Neto, O., Santos Jr. O. Mickovski, S. (2020). Landslide Risk Mapping in an Urban Area of the City of Natal, Brazil. *Sustainability*, p. 1-18.

Freitas neto, O., Santos Jr., O. F., Severo, R. N. F., Dourado, K. C. A., Nascimento, K. C. (2015). *Ruptura de Estrutura de Contenção Localizada na Comunidade do Jacó – Natal / RN*. In: 57o Congresso Brasileiro do Concreto. Bonito, IBRACON.

Instituto nacional De Meteorologia (2020). INMET. Recuperado em 29 dezembro,2020, de.

Ortigão, J. A. R.; Sayão, A. S. (2004). *Handbook of Slope Stabilization*. Nova York: Springer-Verlag Berlin Heidelberg.

Rodrigues, C. F. P. (2014). *Caracterização Experimental de Pastas de Cimento Reforçadas com Fibras de PVA e Polipropileno.* 91 f. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia do Petróleo) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Rio de Janeiro.

Santos Jr., O. F.; Coutinho, R. Q.; Severo, R. N. F. (2015). Propriedades Geotécnicas dos Sedimentos da Formação Barreiras no Litoral do Rio Grande do Norte – Brasil. *Geotecnia,* Lisboa, n. 134, p. 87-108.

Severo, R. N. F. (2005). *Análise da estabilidade das falésias entre Tibau do Sul e Pipa-RN*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Sanitária, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/21

Análise Estatística para Definição de Níveis de Controle Piezométricos em Barragens de Rejeitos

Francisco Moreira Mindêllo
Engenheiro Geotécnico, BVP Geotecnia & Hidrotecnia, Belo Horizonte, Brasil, franciscomindello@gmail.com

Isabela das Graças Machado
Engenheira Geotécnica, BVP Geotecnia & Hidrotecnia, Belo Horizonte, Brasil, isabela.machado@bvp.eng.br

Rayala Lisboa Masensini
Engenheira Geotécnica, BVP Geotecnia & Hidrotecnia, Belo Horizonte, Brasil, rayala.lisboa@bvp.eng.br

Lucas Golçalves de Faria
Engenheiro Geotécnico, BVP Geotecnia & Hidrotecnia, Belo Horizonte, Brasil, lucas.faria@bvp.eng.br

Guilherme de Almeida Silva
Engenheiro Geotécnico, BVP Geotecnia & Hidrotecnia, Belo Horizonte, Brasil, guilherme.silva@bvp.eng.br

RESUMO: Este trabalho apresenta uma abordagem estatística para definição de níveis de controle piezométrico em uma barragem de rejeitos em condição de elevada criticidade (Nível 3 de Emergência), com foco na detecção preventiva de elevações da linha freática e das pressões neutras. Foram analisadas 1.059.382 leituras registradas entre janeiro de 2020 e junho de 2025, provenientes de piezômetros e medidores de nível d'água automatizados e manuais, após filtragem de registros inconsistentes. Os instrumentos foram organizados em quatro grupos com comportamento hidráulico semelhante, permitindo a aplicação de critérios específicos por agrupamento. A metodologia adotou estatísticas robustas baseadas no intervalo interquartil (IQR) para definir limites superiores de controle e níveis graduais de atenção e alerta, utilizando a máxima histórica como referência conservadora de emergência. Os resultados indicam boa aderência dos níveis propostos às respostas observadas, inclusive durante eventos pluviométricos extremos registrados em 2022 (195 mm em um único dia e 1.837,65 mm na estação chuvosa), distinguindo instrumentos com resposta rápida e aqueles com comportamento hidráulico mais amortecido, contribuindo para o monitoramento preventivo da estrutura.

PALAVRAS-CHAVE: Instrumentação geotécnica, Piezometria, Cartas de controle, Intervalo interquartil, Barragens de rejeitos, Monitoramento estatístico.

ABSTRACT: This study presents a statistical approach for defining piezometric control levels in a tailings dam under high criticality conditions (Emergency Level 3), focusing on the early detection of groundwater level rise and pore pressure increases. A total of 1,059,382 readings recorded between January 2020 and June 2025 were analyzed, comprising data from piezometers and water level indicators after filtering inconsistent records. The instruments were organized into four groups with similar hydraulic behavior, allowing the application of group-specific criteria. The methodology employs robust statistical metrics based on the interquartile range (IQR) to define upper control limits and progressive attention and alert levels, while the historical maximum value is adopted as a conservative emergency threshold. The results show strong adherence between the proposed limits and the observed hydraulic responses, including extreme rainfall events recorded in 2022 (195 mm in a single day and 1,837.65 mm during the rainy season), distinguishing instruments with rapid response from those with slower hydraulic behavior and supporting preventive dam safety monitoring.

KEYWORDS: Tailings dams; Piezometric monitoring; Geotechnical instrumentation; Statistical control charts; Interquartile range; Dam safety monitoring.

1 INTRODUÇÃO

O monitoramento piezométrico constitui um dos principais instrumentos para a avaliação contínua das condições de percolação e das pressões neutras em barragens de rejeitos, uma vez que elevações persistentes da linha freática podem reduzir a segurança global da estrutura. Em contextos de alta criticidade, como estruturas classificadas em Nível 3 de Emergência, torna-se necessário adotar critérios de interpretação mais restritivos e rastreáveis, capazes de sinalizar precocemente desvios em relação ao comportamento histórico.

Apesar da ampla disponibilidade de dados provenientes de sistemas automatizados de aquisição, a definição de limiares operacionais ainda depende frequentemente de critérios não padronizados ou interpretações empíricas, resultando em limites pouco comparáveis entre instrumentos e dificultando a padronização de gatilhos de resposta. Nesse contexto, abordagens estatísticas robustas podem contribuir para estabelecer níveis de controle coerentes com a variabilidade natural das séries de monitoramento, preservando a interpretabilidade geotécnica e apoiando a tomada de decisão.

A legislação brasileira também estabelece diretrizes para o acompanhamento sistemático das condições de segurança das barragens. A Resolução ANM nº 95/2022 destaca a necessidade de utilização de níveis ou critérios de monitoramento capazes de auxiliar na identificação de alterações no comportamento da estrutura. Entretanto, a norma não estabelece metodologias específicas para o cálculo desses limites ou para a definição de faixas operacionais de controle, deixando essa etapa a cargo da interpretação técnica dos responsáveis pelo monitoramento.

Nesse contexto, este trabalho propõe a definição de níveis de controle piezométrico a partir da análise estatística de 1.059.382 leituras registradas entre janeiro de 2020 e junho de 2025, provenientes de piezômetros e medidores de nível d'água distribuídos ao longo da estrutura. Após o tratamento e filtragem dos dados, os instrumentos foram agrupados em quatro grupos conforme a semelhança de comportamento hidráulico, posição relativa na estrutura e características de aquisição das leituras. Os limites foram definidos com base no intervalo interquartil (IQR), complementados por níveis graduais de atenção e alerta e por um critério conservador de emergência associado à máxima leitura histórica.

Os resultados demonstram boa aderência dos níveis propostos às respostas observadas, inclusive durante eventos pluviométricos extremos registrados em 2022 (195 mm em um único dia e 1.837,65 mm acumulados na estação chuvosa), com destaque para os instrumentos dos Grupos 1 e 2, que concentram a maior quantidade de leituras automatizadas e apresentam comportamentos hidráulicos contrastantes: resposta rápida associada à recarga pluviométrica e resposta mais lenta e amortecida.

2 CONTEXTO E INSTRUMENTAÇÃO

O estudo foi desenvolvido a partir de dados de instrumentação geotécnica provenientes de uma barragem de rejeitos localizada no Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais. A estrutura possui altura superior a 80 m e encontra-se classificada em Nível 3 de Emergência, condição que exige rigor no acompanhamento do comportamento hidráulico e estrutural.

O sistema de instrumentação analisado é composto por 26 piezômetros (24 automatizados e 2 manuais) e 29 medidores de nível d'água, sendo 15 automatizados e 14 manuais. Esses instrumentos encontram-se distribuídos em diferentes regiões da barragem, permitindo o acompanhamento do regime piezométrico em distintas zonas da estrutura.

Para a análise estatística foram consideradas 1.059.382 leituras registradas entre janeiro de 2020 e junho de 2025. Antes da aplicação das análises, foi realizado tratamento e filtragem dos dados com remoção de registros inconsistentes.

Após essa etapa, os instrumentos foram organizados em agrupamentos com comportamento hidráulico semelhante, considerando sua posição na estrutura e o histórico das leituras, permitindo a aplicação das técnicas estatísticas apresentadas nas seções seguintes.

3 METODOLOGIA ESTATÍSTICA

A definição dos níveis de controle piezométricos foi realizada a partir da análise estatística das séries históricas de leituras registradas entre janeiro de 2020 e junho de 2025. A abordagem baseia-se em técnicas de

controle estatístico aplicadas ao monitoramento de instrumentação geotécnica, com o objetivo de estabelecer limites operacionais compatíveis com o comportamento histórico da estrutura.

Inicialmente foi realizado um processo de tratamento e filtragem das séries de dados, com remoção de leituras associadas a intervenções externas, como manutenções e calibrações de sensores, bem como registros inconsistentes posicionados acima da cota de topo ou abaixo da cota de fundo dos instrumentos. Após essa etapa, as leituras foram organizadas em séries temporais contínuas, permitindo a análise do comportamento piezométrico ao longo do período de monitoramento.

Considerando a variabilidade espacial e hidráulica presente em barragens de rejeitos, instrumentos instalados em diferentes regiões da estrutura podem apresentar respostas piezométricas distintas, influenciadas por fatores como características geotécnicas locais, permeabilidade dos materiais e conectividade hidráulica (Dunnicliff, 1988; Fell et al., 2015). Dessa forma, os instrumentos foram inicialmente agrupados de acordo com padrões semelhantes de comportamento histórico, permitindo a análise estatística conjunta de instrumentos com respostas hidráulicas comparáveis.

A partir dessa análise foram definidos quatro grupos principais de instrumentos, os quais apresentam comportamentos distintos em relação à amplitude das leituras, sensibilidade a eventos pluviométricos e variabilidade temporal.

3.1 Método Estatístico Adotado

Para a definição dos níveis de controle foi empregado o método do intervalo interquartil (Interquartile Range – IQR), amplamente utilizado em análises estatísticas para identificação da faixa típica de variação dos dados e detecção de valores discrepantes (Tukey, 1977; Montgomery, 2019).

O intervalo interquartil é definido pela diferença entre o terceiro e o primeiro quartil da distribuição:

$$IQR = Q_3 - Q_1 \quad (1)$$

A partir desse intervalo, podem ser definidos limites estatísticos superior e inferior para a série de dados:

$$LS = Q_3 + 1.5 \times IQR \quad (2)$$

$$LI = Q_1 - 1.5 \times IQR \quad (3)$$

onde:

- Q_1 representa o primeiro quartil (25º percentil);
- Q_3 representa o terceiro quartil (75º percentil);
- LS corresponde ao limite superior estatístico;
- LI corresponde ao limite inferior estatístico.

Esses limites representam a faixa de variação estatisticamente consistente das observações. (Tukey, 1977).

No contexto do monitoramento de barragens, no entanto, o comportamento piezométrico apresenta assimetria operacional, uma vez que elevações da linha freática ou piezométrica representam condição potencialmente desfavorável à estabilidade da estrutura, enquanto reduções nas leituras normalmente não configuram condição de risco imediato.

Dessa forma, para fins de aplicação das cartas de controle piezométricas, foi considerado apenas o limite superior estatístico, sendo o limite inferior utilizado apenas como referência auxiliar na análise exploratória dos dados. Essa decisão metodológica permite concentrar a análise nos cenários que representam aumento anômalo das pressões neutras ou da linha freática, que constituem os principais indicadores de comportamento potencialmente crítico em barragens de rejeitos.

3.2 Agrupamento dos Instrumentos

Após o tratamento das séries históricas, os instrumentos foram classificados em quatro grupos, considerando:

- amplitude histórica das leituras;

- relação entre máximos observados e limites estatísticos;
- padrão de variabilidade temporal;
- posição relativa dos instrumentos na estrutura;
- sensibilidade a eventos pluviométricos.

Essa classificação permitiu reduzir a influência de variabilidades locais e aplicar os critérios estatísticos de forma mais representativa para cada conjunto de instrumentos.

3.2.1 Grupo 1 – Instrumentos com resposta piezométrica rápida

Esse grupo apresenta elevada variabilidade e resposta rápida aos eventos de recarga pluviométrica. Nesses instrumentos observa-se que o limite superior estatístico calculado pelo método interquartil é inferior à máxima leitura registrada na série histórica, indicando a ocorrência de eventos pontuais de elevação acima da faixa estatisticamente típica. Esse comportamento está associado a instrumentos instalados em regiões com maior conectividade hidráulica, nas quais as variações de pressão neutra são transmitidas rapidamente após eventos de precipitação.

Para os instrumentos desse grupo foram definidos quatro níveis de controle piezométrico: normal, atenção, alerta e emergência. O nível de atenção foi associado ao terceiro quartil da distribuição das leituras (Q_3), representando o limite superior do comportamento típico da série. O nível de alerta corresponde ao limite superior estatístico definido pelo método interquartil (Equação 2), enquanto o nível de emergência foi associado à máxima leitura histórica registrada para o instrumento.

Essa estrutura de níveis permite distinguir entre variações típicas do regime hidráulico, elevações estatisticamente atípicas das leituras e valores extremos previamente observados na série histórica.

3.2.2 Grupo 2 – Instrumentos com comportamento piezométrico gradual

O Grupo 2 é composto por instrumentos que apresentam comportamento piezométrico mais estável e gradual ao longo do tempo. Diferentemente do observado no Grupo 1, nesses instrumentos a máxima leitura histórica permanece inferior ao limite superior estatístico obtido pelo método interquartil. Esse comportamento está associado a instrumentos localizados em regiões da estrutura com menor permeabilidade ou maior confinamento hidráulico, nas quais as variações de pressão neutra são transmitidas de forma mais lenta.

As séries temporais desses instrumentos apresentam variações suaves e contínuas, frequentemente associadas ao regime sazonal de precipitação. Como consequência, observa-se menor dispersão das leituras e reduzida ocorrência de picos abruptos, permitindo a aplicação direta dos limites estatísticos definidos pelo método interquartil.

Para esses instrumentos foram definidos quatro níveis de controle piezométrico: normal, atenção, alerta e emergência. O nível de atenção foi associado ao terceiro quartil da distribuição das leituras (Q_3), representando o limite superior do comportamento típico da série. O nível de alerta foi definido como o valor médio entre o terceiro quartil e a máxima leitura histórica registrada para o instrumento, conforme apresentado na Equação (4).

$$\text{Alerta} = \frac{Q_3 + L_{(max)}}{2} \tag{4}$$

Esse critério estabelece um limite intermediário entre o comportamento estatisticamente recorrente e o valor extremo observado, permitindo antecipar possíveis alterações no regime hidráulico antes que a máxima histórica seja atingida. O nível de emergência foi definido como leituras iguais ou superiores à máxima histórica registrada para o instrumento, indicando condição excepcional em relação ao comportamento previamente observado. Considerando que o principal fator de atenção no monitoramento piezométrico está associado à elevação da linha freática e das pressões neutras, as cartas de controle foram estruturadas com foco na avaliação dos aumentos das leituras, sendo o limite inferior utilizado apenas como referência auxiliar na análise exploratória dos dados.

3.2.3 Grupo 3 – Instrumentos predominantemente secos

O Grupo 3 corresponde a instrumentos que permaneceram predominantemente secos ao longo da série histórica, apresentando apenas registros esporádicos de coluna d'água.

Nesse caso, a aplicação direta de métodos estatísticos baseados em quartis torna-se limitada, uma vez que a maior parte das observações corresponde a valores nulos ou próximos à cota de fundo do instrumento.

Para esses instrumentos foi adotado um critério simplificado, definindo-se como nível de atenção a presença de coluna d'água superior a aproximadamente 0,5 m acima da cota de fundo do instrumento, valor considerado suficiente para indicar alteração relevante no regime hidráulico local.

3.2.4 Grupo 4 – Instrumentos de leitura manual

O Grupo 4 é composto por instrumentos cujas leituras são realizadas manualmente em campanhas periódicas de campo, apresentando menor frequência de aquisição de dados quando comparados aos sensores automatizados. Como análises estatísticas dependem de séries extensas para caracterização confiável dos padrões de comportamento, os instrumentos automatizados foram priorizados na análise estatística e na definição das cartas de controle.

Esses instrumentos encontram-se predominantemente instalados em seções intermediárias da estrutura, enquanto as regiões consideradas mais críticas são monitoradas por sensores automatizados instalados em cotas semelhantes. Dessa forma, as leituras manuais exercem papel complementar na interpretação do comportamento hidráulico da barragem.

Considerando as limitações associadas à frequência e densidade das leituras, os níveis de controle foram definidos com base nos valores históricos observados. O nível normal corresponde às leituras inferiores ao nível de atenção. O nível de atenção foi associado à máxima leitura histórica registrada para o instrumento, enquanto o nível de alerta foi definido como leituras iguais ou superiores à máxima histórica acrescida de 0,5 m, adotado como margem adicional para identificação de possíveis desvios em relação ao comportamento previamente observado. Para este grupo não foi definido nível de emergência, sendo eventuais leituras elevadas avaliadas em conjunto com instrumentos automatizados instalados em seções críticas.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A aplicação da metodologia permitiu avaliar o comportamento piezométrico dos instrumentos monitorados e verificar a aderência dos níveis de controle às condições hidráulicas observadas.

Destaca-se o período chuvoso de 2022, quando foram registrados 195 mm de precipitação em um único dia e 1.837,65 mm acumulados na estação chuvosa, representando um dos maiores carregamentos hidráulicos observados desde o início do monitoramento da estrutura.

Esses eventos permitiram avaliar o comportamento dos instrumentos sob condições hidráulicas extremas, sendo observadas diversas leituras máximas históricas associadas à recarga pluviométrica.

Nos itens a seguir são apresentados instrumentos representativos dos Grupos 1 e 2, permitindo avaliar de forma ilustrativa a relação entre precipitação, resposta piezométrica e os níveis de controle definidos pela metodologia estatística.

4.1 Comportamento piezométrico do Grupo 1

Os instrumentos classificados no Grupo 1 apresentam comportamento piezométrico caracterizado por resposta rápida e elevada variabilidade das leituras, refletindo diretamente os eventos de recarga pluviométrica.

De forma geral, esses instrumentos estão instalados em regiões da estrutura mais próximas ao dique de partida, frequentemente associados a materiais de fundação ou zonas com maior permeabilidade, bem como em áreas próximas aos sistemas internos de drenagem. Nessas condições, a elevada condutividade hidráulica favorece a rápida transmissão das variações de pressão neutra e nível freático, resultando em respostas piezométricas praticamente imediatas após eventos de precipitação.

Esse comportamento pode ser observado na Figura 1, que apresenta a série temporal do instrumento PZ-09, juntamente com os registros de precipitação e os níveis de controle definidos pela metodologia estatística.

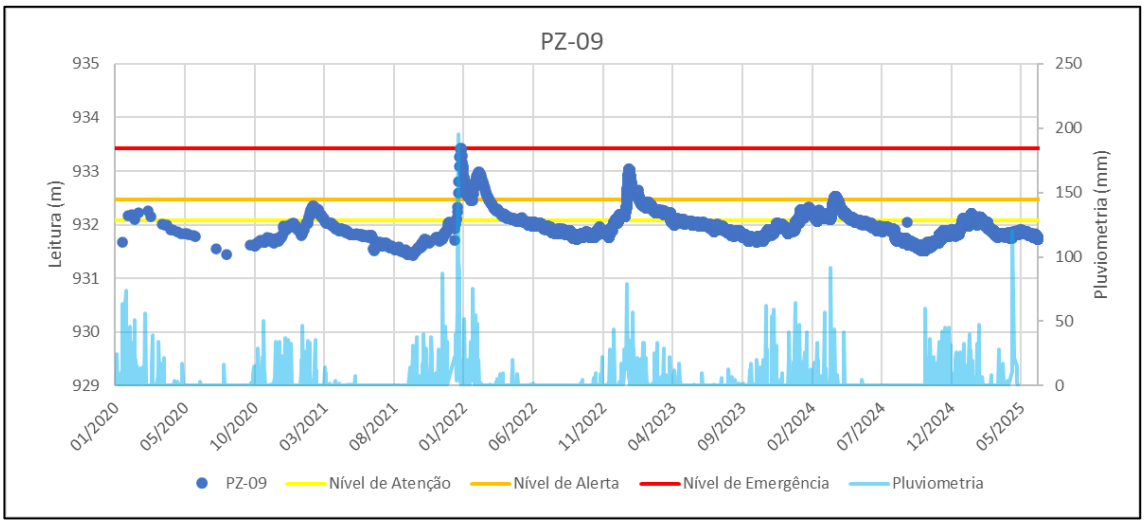


Figura 1. Série temporal de leituras piezométricas e precipitação para o instrumento representativo do Grupo 1.

Observa-se que os picos de leitura ocorrem com pequena defasagem temporal em relação aos eventos pluviométricos, indicando forte conectividade hidráulica entre a recarga superficial e os níveis monitorados. Após esses episódios, as leituras tendem a reduzir de forma relativamente rápida, evidenciando a atuação dos sistemas de drenagem e a eficiente dissipação das pressões neutras no maciço.

A interpretação dos níveis de controle definidos pela metodologia estatística permite compreender de forma progressiva esse comportamento. O nível de atenção, associado ao terceiro quartil da distribuição das leituras, corresponde à faixa em que os valores passam a se posicionar entre os maiores observados na série histórica. Já o nível de alerta, definido a partir do limite superior da zona de consistência estatística obtida pelo método do intervalo interquartil (IQR), corresponde a leituras que ultrapassam o padrão típico de dispersão dos dados. Nessas condições, embora os valores ainda permaneçam abaixo da máxima histórica, já indicam situações de maior carregamento hidráulico e demandam intensificação do acompanhamento e das inspeções de campo.

Para os instrumentos deste grupo, o limite superior estatístico obtido pelo método do intervalo interquartil apresentou-se inferior à máxima leitura registrada na série histórica, evidenciando a ocorrência de elevações pontuais acima da zona de consistência estatística, geralmente associadas a episódios de precipitação intensa. Nesse contexto, a adoção da máxima leitura histórica como nível de emergência mostrou-se coerente com o comportamento observado, funcionando como limite operacional conservador para identificar leituras que ultrapassem o regime hidráulico previamente registrado, especialmente durante períodos de elevada recarga hidráulica.

4.2 Comportamento piezométrico do Grupo 2

Os instrumentos classificados no Grupo 2 apresentam comportamento piezométrico distinto, caracterizado por resposta hidráulica mais lenta e amortecida em relação aos eventos de precipitação.

Esses instrumentos encontram-se predominantemente instalados em maiores profundidades no interior do maciço, monitorando regiões compostas majoritariamente por materiais de rejeito, os quais apresentam menor permeabilidade quando comparados aos materiais de fundação ou às zonas drenantes próximas ao dique de partida.

Nessas condições, a propagação das variações de pressão neutra ocorre de forma mais gradual. A Figura 2 apresenta a série histórica do instrumento PZ-13, representativo desse grupo.

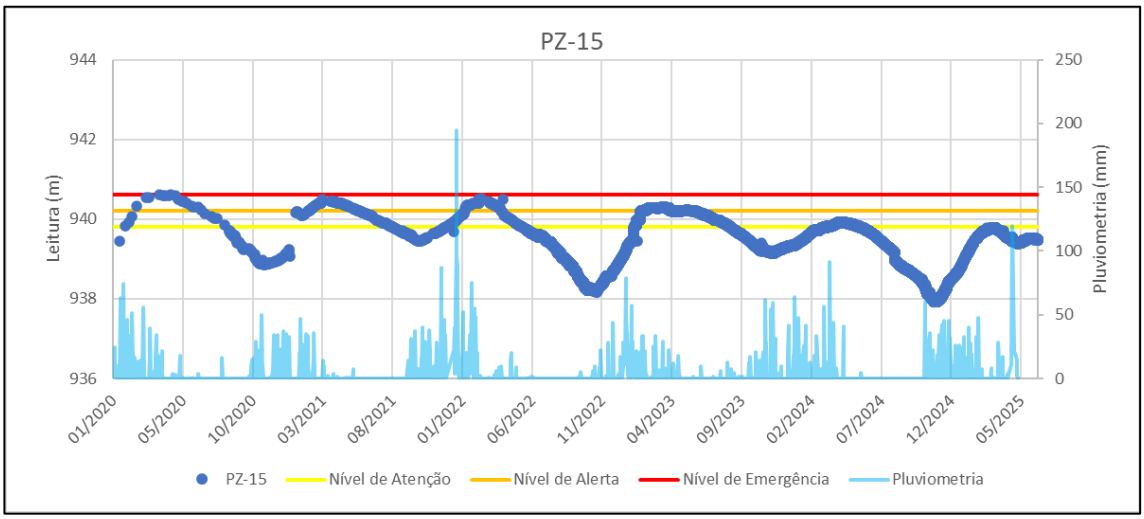


Figura 2. Série temporal de leituras piezométricas e precipitação para o instrumento representativo do Grupo 2.

Observa-se que as elevações piezométricas apresentam maior defasagem temporal em relação aos eventos pluviométricos, com tempo de resposta da ordem de alguns meses entre os picos de precipitação e os valores máximos de leitura. Esse comportamento reflete a dinâmica de infiltração e percolação da água através dos materiais menos permeáveis que compõem o interior do maciço. Como consequência, as séries temporais apresentam variações suaves e contínuas, frequentemente associadas aos ciclos anuais de precipitação, assumindo comportamento aproximadamente senoidal e evidenciando o caráter sazonal das variações piezométricas.

Mesmo apresentando comportamento mais estável, a definição dos níveis de controle permite identificar alterações graduais no regime hidráulico monitorado. O nível de atenção, associado ao terceiro quartil da distribuição das leituras, representa a faixa superior do comportamento típico observado na série histórica. Já o nível de alerta, definido como o valor médio entre o terceiro quartil e a máxima leitura histórica, estabelece um limite intermediário entre o comportamento estatisticamente recorrente e o valor extremo previamente observado, permitindo sinalizar situações em que as leituras passam a se aproximar de condições hidráulicas mais elevadas.

Diferentemente do observado no Grupo 1, a leitura máxima histórica registrada permanece inferior ao limite superior do intervalo interquartil (IQR), indicando que as observações permanecem dentro da zona de consistência estatística definida pela dispersão dos dados. Ainda assim, a máxima leitura histórica foi adotada como nível de emergência, considerando que a série histórica inclui eventos pluviométricos extremos já experimentados pela estrutura. Leituras superiores a esse patamar podem indicar alterações relevantes no regime hidráulico ou redução da eficiência dos sistemas de drenagem, demandando avaliação técnica imediata.

4.3 Avaliação da aderência da metodologia

A análise dos instrumentos representativos demonstra que os níveis de controle definidos apresentam boa aderência ao comportamento piezométrico observado. Nos instrumentos do Grupo 1, os limites estatísticos permitem identificar leituras associadas a eventos pluviométricos intensos e respostas hidráulicas rápidas. Já nos instrumentos do Grupo 2, os limites refletem o comportamento mais estável e gradual das leituras, permitindo identificar desvios relevantes em relação ao padrão histórico observado. A utilização de um banco de dados abrangendo mais de cinco anos de monitoramento contínuo, incluindo períodos de elevada precipitação, contribui para aumentar a confiabilidade dos limites definidos. Nesse contexto, a adoção da máxima leitura histórica como nível de emergência constitui um critério conservador, uma vez que representa o maior carregamento hidráulico previamente experimentado pela estrutura sob condições conhecidas de estabilidade.

Além disso, os níveis intermediários de atenção e alerta mostraram-se adequados para identificar elevações progressivas das leituras dentro de faixas estatisticamente superiores da distribuição dos dados. Esses limites permitem acompanhar a evolução do comportamento piezométrico de forma preventiva,

oferecendo suporte à tomada de decisão antes que sejam atingidas condições associadas ao nível de emergência.

De forma geral, os resultados indicam que a metodologia proposta permite estabelecer níveis de controle coerentes com o comportamento hidráulico da barragem, contribuindo para o monitoramento preventivo e para a identificação precoce de possíveis alterações no regime piezométrico.

5 CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS

Este trabalho apresentou uma abordagem estatística para definição de níveis de controle piezométrico em barragens de rejeitos a partir da análise de séries históricas de monitoramento. A metodologia baseou-se na aplicação de estatísticas robustas da distribuição das leituras, associadas à interpretação geotécnica do comportamento hidráulico dos instrumentos.

A análise de mais de cinco anos de monitoramento permitiu identificar padrões distintos de resposta hidráulica entre os grupos de instrumentos. Sensores instalados em regiões próximas ao dique de partida e em materiais mais permeáveis apresentaram resposta rápida às variações pluviométricas, enquanto instrumentos instalados em maiores profundidades no interior do maciço apresentaram resposta mais lenta e amortecida, associada a processos graduais de infiltração e percolação.

Os níveis de controle definidos a partir do terceiro quartil, do limite superior do intervalo interquartil e da máxima leitura histórica mostraram-se coerentes com o comportamento hidráulico observado. Os níveis de atenção e alerta permitiram identificar elevações progressivas das leituras em faixas estatisticamente superiores da distribuição, funcionando como mecanismos de aviso prévio para o acompanhamento das pressões neutras.

Como perspectiva de evolução metodológica, destaca-se o potencial de integração entre abordagens estatísticas e técnicas de aprendizado de máquina aplicadas à análise de séries temporais de instrumentação geotécnica. Estudos recentes indicam que modelos preditivos podem auxiliar na estimativa do comportamento esperado de instrumentos de monitoramento e na identificação de padrões anômalos em sistemas complexos de monitoramento de barragens (Cheng & Zheng, 2013; Su et al., 2016; Zhang et al., 2019; Liu et al., 2020).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANM – Agência Nacional de Mineração (2022) Resolução nº 95, de 7 de fevereiro de 2022. Dispõe sobre a segurança de barragens de mineração e estabelece critérios para a elaboração e implementação do Plano de Ação de Emergência para Barragens de Mineração (PAEBM). Diário Oficial da União, Brasília, Brasil.

Cheng, L.; Zheng, D. (2013) Two online dam safety monitoring models based on the process of extracting environmental effect. Advances in Engineering Software, 57, p. 48–56.

Dunnicliff, J. (1988) *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*. John Wiley & Sons, New York, USA.

Fell, R., MacGregor, P., Stapledon, D., Bell, G., Foster, M. (2015) *Geotechnical Engineering of Dams*. CRC Press, London, UK.

Liu, Y.; Li, J.; Zhou, W. (2020) Prediction of dam deformation using machine learning techniques based on monitoring data. Engineering Geology, 275, 105742.

Montgomery, D.C. (2019) *Introduction to Statistical Quality Control*. 8th ed., John Wiley & Sons, New York, USA.

Su, H., Wen, Z., Wu, Z. (2016) Machine learning methods for dam monitoring data analysis: A review. *Automation in Construction*, 71, p. 23–31.

Tukey, J.W. (1977) *Exploratory Data Analysis*. Addison-Wesley Publishing Company, Reading, Massachusetts, USA.

Zhang, L.; Wu, X.; Chen, Q. (2019) Dam monitoring data analysis methods: A literature review. Structural Control and Health Monitoring, 26(11), e2436.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/22

Análise Geotécnica de Escavações Urbanas com Escoramento Temporário e Rebaixamento do Lençol Freático

Katia Botelho Torres Galindo de Souza
Engenheira Geotécnica, TPF Engenharia, Recife-PE, Brasil, katia.galindo@tpfe.com.br

Alison de Souza Norberto
Engenheiro Geotécnico, TPF Engenharia, Caruaru-PE, Brasil, alison.norberto@tpfe.com.br

Pedro Daniel Uchôa Dantas
Coordenador Corporativo, TPF Engenharia/PUC Minas, Brasilia, Brasil, pedro.dantas@tpfe.com.br

RESUMO: Escavações em meio urbano exigem atenção especial devido a restrições de espaço, presença de edificações vizinhas e condições hidrogeológicas, o que torna indispensável o uso de sistemas de contenção adequados (Caputo, 1983; Massad, 2003). Entre os métodos de escoramento, destacam-se estroncas, perfis metálicos e ancoragens, além de alternativas consolidadas como estacas prancha e solo grampeado, cuja seleção depende das propriedades geotécnicas e do nível do aquífero (Terzaghi & Peck, 1967; Hachich *et a*l., 1998). Este trabalho apresenta o projeto geotécnico de escavação, escoramento, terraplenagem e rebaixamento do lençol freático para caixas de registro de um Sistema de Recuperação de Água de Lavagem e Lododuto. Foram utilizados dados de sondagens SP-87, SP-88 e SP-89, com análises de estabilidade global, empuxo de terra e tensão-deformação realizadas no *software* Sigma/W. O arranjo adotado demonstrou viabilidade técnica, elevando os fatores de segurança para valores superiores aos mínimos normativos e garantindo a estabilidade da escavação. Os resultados evidenciam a influência da poropressão no comportamento do solo e no desempenho estrutural do sistema de contenção, destacando a importância do controle do nível freático em escavações urbanas.

PALAVRAS-CHAVE: Contenção de solos, Poropressão, Empuxo de terra, Análise numérica.

ABSTRACT: Urban excavations require special attention due to space restrictions, the presence of adjacent buildings, and hydrogeological conditions, which makes the use of adequate retaining systems indispensable (Caputo, 1983; Massad, 2003). Among the shoring methods, struts, steel profiles, and anchors are commonly employed, while sheet piles and soil nailing are consolidated alternatives, whose selection depends on geotechnical properties and groundwater level (Terzaghi & Peck, 1967; Hachich *et al*., 1998). This study presents the geotechnical design of excavation, shoring, earthworks, and groundwater lowering for inspection chambers of a Water Wash Recovery and Slurry Pipeline System. Borehole data from SP-87, SP-88, and SP-89 were used, with global stability, earth pressure, and stress–strain analyses performed in the Sigma/W software. The adopted arrangement demonstrated technical feasibility, raising the safety factors to values higher than the normative minimums and ensuring the stability of the excavation. The results show the influence of pore pressure on soil behavior and on the structural performance of the containment system, highlighting the importance of controlling the water table in urban excavations.

KEYWORDS: Soil retention, Pore water pressure, Earth pressure, Numerical analysis.

1 INTRODUÇÃO

As escavações em meio urbano apresentam desafios particulares relacionados às restrições de espaço, à presença de edificações vizinhas e às condições hidrogeológicas locais. Nessas situações, a adoção de sistemas de contenção e escoramento temporário torna-se imprescindível para garantir a segurança estrutural, a estabilidade do maciço e a viabilidade executiva do empreendimento (Caputo, 1983; Massad, 2003).

Dentre os métodos disponíveis, destacam-se os sistemas de escoramento temporário, amplamente empregados em obras de infraestrutura, especialmente em escavações profundas. Os recursos mais utilizados

incluem o emprego de estroncas, responsáveis pelo travamento horizontal entre perfis verticais, os perfis metálicos, que atuam como elementos estruturais de suporte em conjunto com painéis de contenção, e as ancoragens, que permitem a transferência de esforços para camadas mais resistentes do solo, aumentando a estabilidade global e reduzindo deslocamentos (Terzaghi & Peck, 1967; Massad, 2003).

Além desses sistemas, técnicas como estaca prancha e solo grampeado são alternativas consolidadas, cada qual apresentando vantagens e limitações que dependem diretamente das condições geotécnicas, do nível do lençol freático e das características executivas do projeto. A seleção do método mais adequado deve, portanto, considerar de forma integrada aspectos geotécnicos, estruturais e construtivos, assegurando o equilíbrio entre desempenho, segurança e conformidade normativa (Hachich *et al*., 1998).

Apesar do amplo uso de sistemas de contenção em escavações urbanas, ainda há incertezas quanto à influência combinada da poropressão e do sequenciamento construtivo no desempenho estrutural de sistemas escorados. Nesse contexto, este trabalho contribui ao avaliar, de forma integrada, a estabilidade global e o comportamento tensão-deformação de uma escavação em solo mole submetida a rebaixamento do nível freático. Para tanto, foram realizadas análises de estabilidade global e de esforços estruturais nos elementos de contenção, considerando-se as condições de carregamento previstas e os critérios estabelecidos pelas normas técnicas nacionais e internacionais.

2 METODOLOGIA

O estudo foi desenvolvido com base em dados provenientes de investigações geotécnicas executadas na área de implantação da obra, complementados por visita técnica para reconhecimento das condições locais. A caracterização geotécnica foi realizada a partir dos resultados das sondagens de simples reconhecimento com ensaio de penetração padrão (SPT), correspondentes aos furos SP-87, SP-88 e SP-89, empregando correlações geotécnicas consagradas para a estimativa dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos materiais.

O sistema de contenção analisado foi constituído por estacas-prancha metálicas, longarinas e estroncas, considerando uma sequência executiva composta por etapas sucessivas de escavação associadas ao rebaixamento do nível freático. Foram avaliados os principais mecanismos potenciais de ruptura, incluindo ruptura localizada, ruptura global, ruptura de fundo e ruptura hidráulica, além das verificações de tombamento, deslizamento e capacidade de carga da fundação.

As análises foram conduzidas conforme os critérios estabelecidos pelas normas ABNT NBR 9061, ABNT NBR 12266, ABNT NBR 6118, ABNT NBR 6502, ABNT NBR 11682, ASTM A36 e EN 10248.

Os empuxos de terra foram determinados com base nos princípios clássicos da Mecânica dos Solos, enquanto o comportamento tensão-deformação do conjunto solo-estrutura foi avaliado por meio de modelagem numérica no *software* Sigma/W (GeoStudio), utilizando os parâmetros geotécnicos obtidos a partir das sondagens e das correlações adotadas.

2.1 Determinação das Seções Geológicas-Geotécnicas

A caracterização geológico-geotécnica da área foi realizada com base no mapeamento de superfície e nas investigações geotécnicas executadas no local da obra. Para a elaboração das seções geológico-geotécnicas foram utilizados os resultados das sondagens à percussão (SPT) SP-87, SP-88 e SP-89. A classificação dos materiais seguiu os critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6502:1995, sendo utilizadas correlações entre os valores de NSPT, consistência, compacidade e peso específico para estimativa dos parâmetros geotécnicos.

Nas Tabelas 1 e 2 são apresentados os critérios de classificação adotados e as principais correlações utilizadas na definição dos parâmetros geotécnicos empregados nas análises.

Tabela 1: Classificação solos argilosos.

Solos Argilosos		
N_{SPT}(Golpes)	Consistência	Peso Específico (kN/m³)
<2	Muito Mole	13
3 a 5	Mole	15
6 a 10	Média	17
11 a 19	Rija	19
≥20	Dura	21

Fonte: (Godoy, 1972, como citado em Cintra & Aoki, 2010).

Tabela 2: Classificação solos arenoso.

Solos Arenosos				
NS_{PT} (Golpes)	Consistência	Peso Específico (kN/m³)		
		Seca	Úmida	Saturada
<2 3 a 5	Fofa Pouco Compacta	16	18	19
6 a 10	Medianamente Compacta	17	19	20
11 a 19 ≥20	Compacta Muito Compacta	18	20	21

Fonte: (Godoy, 1972, como citado em Cintra & Aoki, 2010).

A área de estudo apresenta relevo predominantemente plano e é caracterizada por uma sequência de materiais de baixa resistência, identificados a partir das investigações geotécnicas e representados nas seções geológico-geotécnicas A–A', B–B' e C–C' (Figura 1). As seções foram elaboradas com base nas sondagens SPT, espaçadas entre aproximadamente 42 m e 70 m, permitindo a interpretação da distribuição espacial das unidades geotécnicas ao longo da área investigada. Os perfis geotécnicos evidenciam a predominância de solos argilosos a silto-argilosos, com variações locais para materiais silto-arenosos e arenosos. Nos primeiros metros de profundidade predominam solos de consistência muito mole a mole, caracterizados por baixos valores de N_{SPT}. Em profundidade, observa-se aumento gradual da resistência à penetração, com ocorrência de materiais de consistência mole a média, enquanto, localmente, são identificados horizontes silto-arenosos pouco argilosos, apresentando estado de compacidade variando de fofo a pouco compacto.

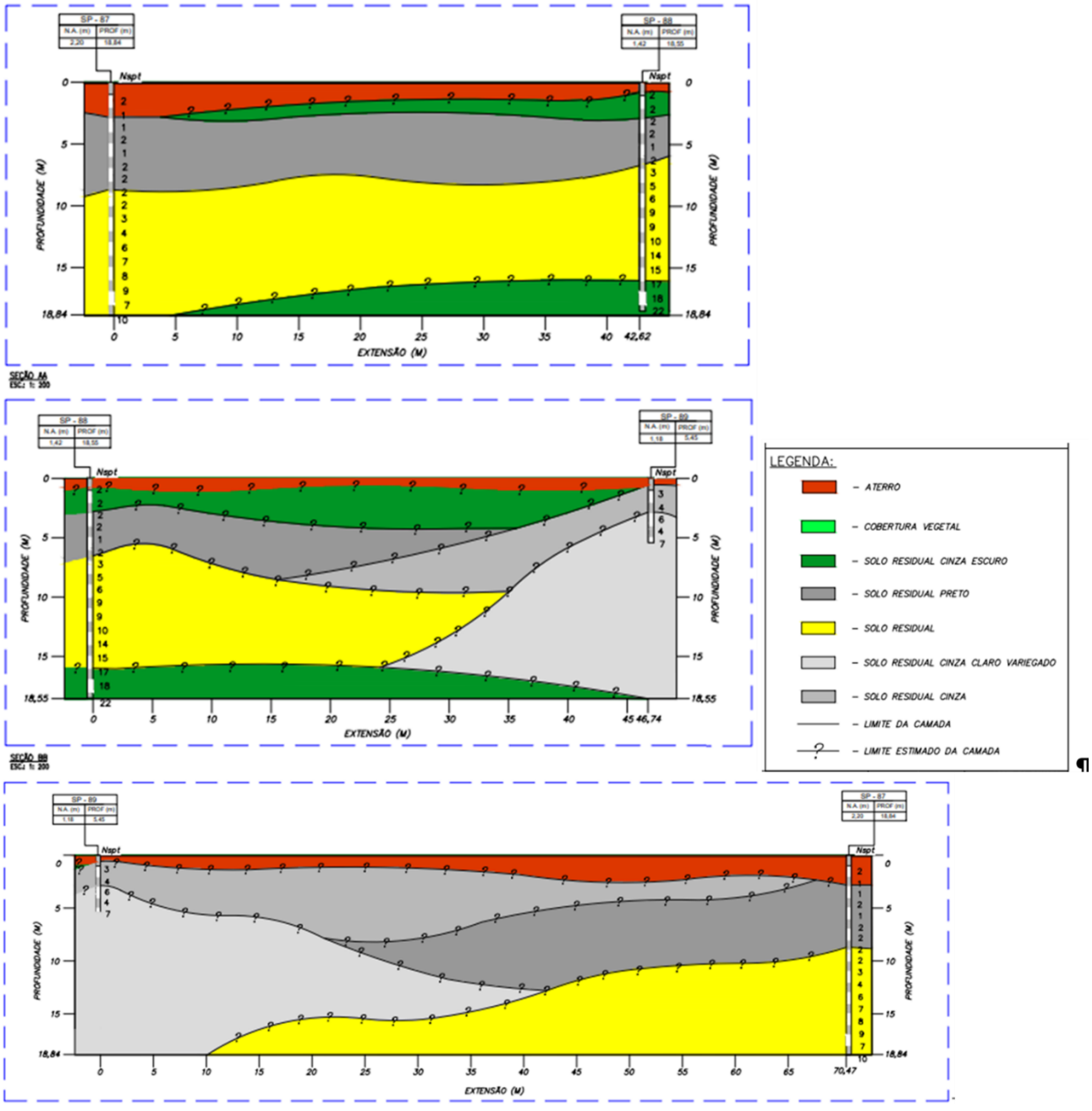


Figura 1: Seções geológico-geotécnicas dos materiais identificados nos SPT realizados. (a) Seção AA', (b) seção BB' e (c) seção CC'.

Os parâmetros geotécnicos adotados nas análises foram estimados por correlações consagradas na literatura a partir dos valores de NSPT, compreendendo peso específico, resistência ao cisalhamento, ângulo de atrito, módulo de deformabilidade e parâmetros constitutivos necessários às análises numéricas em elementos finitos. Entretanto, reconhece-se que essas correlações apresentam limitações quando aplicadas a solos muito moles e saturados, podendo resultar em incertezas na estimativa dos parâmetros de deformabilidade e resistência, conforme discutido por Schmertmann (1975).

2.2 Método de Escavação

Com base nas condições geológico-geotécnicas identificadas nas seções de investigação, caracterizadas pela predominância de solos de baixa resistência, adotou-se como solução de contenção um sistema de estacas-prancha metálicas escoradas. O comprimento das estacas foi definido em função da profundidade das escavações, das condições estratigráficas e das propriedades geotécnicas dos materiais de fundação, de forma a garantir a estabilidade global do sistema e o adequado embutimento da contenção. A utilização de estacas-prancha metálicas foi selecionada em razão de sua elevada rapidez de execução, estanqueidade, reduzida interferência no entorno e bom desempenho em solos moles, características que tornam esse sistema particularmente adequado para escavações em áreas urbanas com restrições de espaço e presença de infraestrutura adjacente (Hachich *et al*., 1998; FHWA, 1999). O dimensionamento da contenção foi realizado considerando o comportamento de uma estrutura escorada, composta por estacas-prancha, longarinas e estroncas metálicas. Os elementos estruturais foram especificados em aço ASTM A572 Grau 50, material com módulo de elasticidade de aproximadamente 207 GPa, limite mínimo de escoamento de 345 MPa e resistência mínima à tração de 450 MPa, propriedades compatíveis com as solicitações estruturais previstas durante as diferentes etapas executivas da escavação.

A Figura 2 apresenta a geometria adotada para as análises numéricas da escavação. A estratigrafia utilizada no modelo foi baseada na sondagem SP-87, selecionada por estar localizada nas proximidades do trecho analisado e por representar adequadamente as condições geotécnicas da área de estudo. A escolha desse perfil é justificada pela reduzida variabilidade estratigráfica observada entre as sondagens SP-87, SP-88 e SP-89, indicando comportamento geológico-geotécnico semelhante ao longo do segmento investigado.

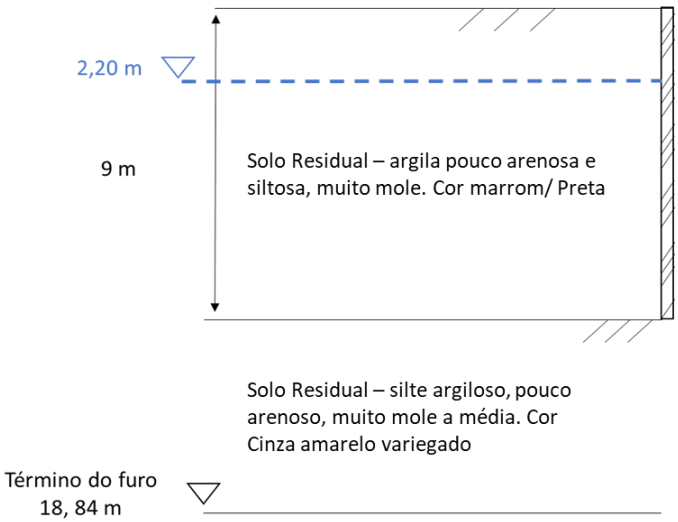


Figura 2: Perfil do terreno que será executada a escavação.

Para a execução da vala, foram consideradas as dimensões da estrutura a ser enterrada, em conformidade com as diretrizes estabelecidas pelas normas ABNT NBR 9061 (Segurança de escavação a céu aberto) e ABNT NBR 12266 (Projeto e execução de valas para assentamento de tubulações de água, esgoto ou drenagem urbana). Considerando que a parede de contenção deve resistir aos esforços horizontais do maciço e ser dimensionada para suportar momentos fletores associados às condições de escavação, recomenda-se a utilização de sistema de escoramento estrutural. O escoramento pode ser realizado por meio de estroncas, que atuam como elementos de travamento horizontal entre as paredes da escavação. Essas estroncas podem ser executadas em diferentes materiais, como madeira, aço ou concreto, sendo a escolha dependente das condições executivas, cargas atuantes e requisitos de desempenho estrutural.

Nesse contexto, a Figura 3 apresenta o esquema proposto para a escavação. No modelo adotado, considera-se uma profundidade total de 4,0 m, com a instalação de três níveis de estroncas, espaçados verticalmente a cada 1,0 m. Após a cravação das estacas-prancha, a escavação deve ser executada de forma faseada, em etapas sucessivas de aproximadamente 1,0 m, com a instalação progressiva das longarinas e estroncas, garantindo a estabilidade do sistema durante todo o processo construtivo.

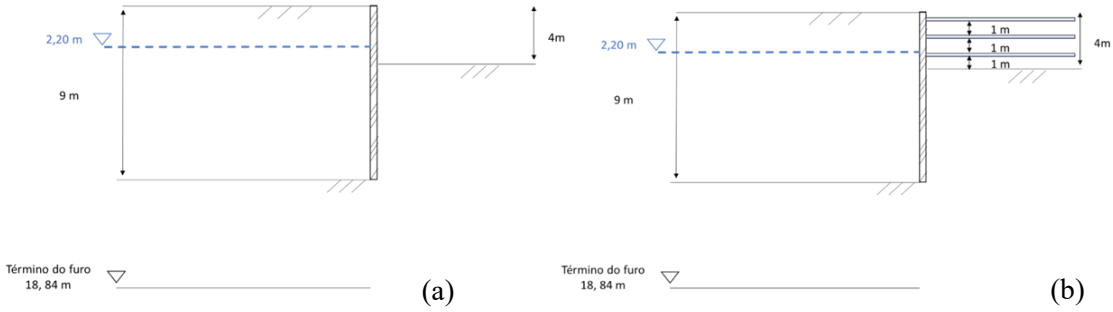


Figura 3: Perfil do terreno e (a) esquema de contenção e (b) implantação das estroncas.

A partir do exposto, foram realizadas estimativas iniciais de dimensionamento das estroncas com base nos esforços obtidos por meio do *software* FTOOL. Adicionalmente, serão conduzidas análises mais refinadas de deformações e interação solo-estrutura ao longo do sequenciamento construtivo, utilizando modelagem numérica em tensões e deformações no *software* Sigma/W (GeoStudio).

2.3 Método de Rebaixamento do Lençol Freático

Para a execução das escavações, recomenda-se o controle do lençol freático, uma vez que a presença de água subterrânea pode comprometer a estabilidade dos solos e elevar significativamente os custos e riscos construtivos. O rebaixamento do nível d'água deverá ser realizado de forma progressiva, acompanhando o avanço da escavação e respeitando as condições geotécnicas do terreno. As investigações de campo indicaram níveis d'água rasos, variando entre aproximadamente 1,18 m e 2,20 m de profundidade, com registros de 2,20 m na sondagem SP-87, 1,42 m na SP-88 e 1,18 m na SP-89. Diante dessas condições, observa-se a necessidade de rebaixamento do lençol freático principalmente nas regiões das sondagens SP-87 e SP-89, de modo a reduzir o fluxo de água para o interior da vala e garantir condições adequadas de estabilidade e execução.

Ressalta-se que o rebaixamento do lençol freático pode induzir recalques nas áreas adjacentes e gerar riscos de instabilidade hidromecânica, tais como piping e levantamento de fundo, devendo, portanto, ser monitorado continuamente durante a execução (Terzaghi *et al*., 1996).

Considerando a presença de solos de baixa consistência na área de influência, o método adotado em projeto consiste no sistema de ponteiras filtrantes (well points), amplamente utilizado em escavações de profundidade média em solos moles, em razão de sua eficiência no controle do nível freático e na manutenção das condições de estabilidade durante a obra.

2.4 Sequenciamento Construtivo

O sequenciamento recomendado da escavação para instalação das caixas de registro, foi elaborado de acordo com os cálculos necessários para a estabilidade da estrutura queo qual foi embasado nas normas ABNT NBR 9061 e ABNT NBR 1226. O método construtivo se dá pelo sistema de parede de contenção mais o escoramento (estroncas). A parede de contenção será contínua (estaca prancha metálica) e a execução do escoramento será descontínua (estroncas), fazendo necessário o rebaixamento do nível freático antes da execução da etapa de escoramento, de forma a evitar o carreamento do solo para o interior da vala, devido ao fluxo de água.

O sequenciamento construtivo adotado influencia diretamente a redistribuição de tensões e o desenvolvimento de deslocamentos, sendo um dos principais fatores de controle da estabilidade em escavações escoradas (Peck, 1969).

2.5 Análise de Estabilidade

A análise de estabilidade da contenção de vala consiste na verificação dos esforços atuantes e da resistência do solo e da estrutura, considerando os principais mecanismos clássicos de ruptura: deslizamento, tombamento, falha por capacidade de carga da fundação e ruptura global. O dimensionamento baseia-se na

avaliação dos empuxos de terra ativo e passivo, das sobrecargas e da pressão da água, adotando o método do equilíbrio limite, com coeficientes de empuxo definidos pelas formulações de Coulomb e Rankine. A segurança ao tombamento é avaliada pela razão entre os momentos resistentes e atuantes, enquanto a segurança ao deslizamento resulta da comparação entre forças resistentes, incluindo atrito na base e empuxo passivo e, forças mobilizadoras. Adicionalmente, a estabilidade é verificada quanto à capacidade de carga da fundação, usualmente pelo critério de Terzaghi, incorporando os fatores de capacidade de carga dependentes do ângulo de atrito do solo, garantindo assim o desempenho seguro da estrutura de contenção.

2.5.1 Análise da Ruptura Global

A análise da ruptura global avalia a possibilidade de instabilidade do maciço ao longo de uma superfície de escorregamento, considerando a estrutura de contenção como parte integrante do solo e sujeita ao deslocamento rígido de uma massa que pode rotacionar sobre uma superfície cilíndrica. A verificação do fator de segurança (FS) é realizada por métodos bidimensionais de equilíbrio limite, como Morgenstern–Price, Spencer e Sarma. Embora amplamente utilizado, o método do equilíbrio limite não considera explicitamente deformações, podendo superestimar a estabilidade em solos moles. Por isso, sua associação com análises numéricas tensão-deformação torna-se fundamental (Duncan & Wright, 2005).

Complementarmente, a análise tensão–deformação adota o modelo constitutivo Cam-Clay Modificado para representar o comportamento de solos argilosos, permitindo a avaliação numérica dos deslocamentos das paredes de escoramento da escavação por meio de Métodos dos Elementos Finitos (MEF).

Os parâmetros constitutivos do modelo Cam Clay Modificado foram estimados a partir das características geotécnicas obtidas por correlações com os resultados dos ensaios SPT e por valores de referência encontrados na literatura técnica para solos com comportamento semelhante. Considerando a ausência de ensaios laboratoriais específicos para calibração do modelo, os resultados da análise numérica devem ser interpretados como uma avaliação representativa do comportamento do maciço, adequada para a fase de projeto, porém sujeita às limitações inerentes às correlações empíricas utilizadas.

3 RESULTADOS

3.1 Análise de Estabilidade dos FS

Considerando os dados de investigações existentes e seguindo as premissas deste projeto básico, neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos nas análises de estabilidade com base nas informações da sondagem SP-87 e seção geotécnica.

3.1.1 FS ao Deslizamento e Tombamento

A análise inicial indicou fatores de segurança inferiores aos valores admissíveis, adotando-se como referência FS ≥ 1,50 para deslizamento e FS ≥ 2,00 para tombamento. Foram obtidos valores de 0,58 e 0,95, respectivamente, o que inviabiliza a solução sem reforços. Para atender aos critérios de estabilidade, foi adotada a introdução de estroncas na estrutura de contenção, destinadas a resistir aos esforços internos. Os resultados indicaram força cortante máxima da ordem de 395 kN e momento fletor máximo de aproximadamente 460 kN·m, utilizados no dimensionamento das estacas. Com a inclusão das estroncas, cada uma dimensionada para resistir a aproximadamente 432 kN/m, os fatores de segurança foram elevados para 4,44 no deslizamento e 3,68 no tombamento, atendendo plenamente aos requisitos de projeto e garantindo a estabilidade da obra. O resumo desses resultados são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3: Síntese dos resultados obtidos nas análises de FS ao tombamento e deslizamento.

Análise	Sem estroncas	Com estroncas	FS Admissível
FS ao Tombamento	0,95	3,68	≥ 2,0
FS ao Deslizamento	0,58	4,44	≥ 1,50

Observa-se que a adoção das estroncas promoveu um aumento expressivo dos fatores de segurança ao tombamento e ao deslizamento, elevando-os para valores superiores aos mínimos recomendados pela ABNT NBR 9061. Esse comportamento evidencia a importância do escoramento na redistribuição dos esforços horizontais atuantes sobre a contenção, reduzindo os momentos fletores nas estacas-prancha e aumentando a estabilidade do conjunto estrutural.

3.1.2 Análise das Rupturas Globais

As análises de estabilidade global foram conduzidas com base nos dados da sondagem SP-87 e na seção A–A', considerando as premissas do projeto geotécnico.

A estabilidade global foi avaliada por meio do Método do Equilíbrio Limite, adotando o critério de resistência de Mohr-Coulomb, considerando solo homogêneo classificado como argila pouco arenosa-siltosa. O modelo numérico contemplou uma escavação de 13 m de largura e 4 m de profundidade, executada em etapas após o rebaixamento do nível freático. Em todas as fases analisadas, os fatores de segurança globais permaneceram superiores aos valores mínimos recomendados pela ABNT NBR 9061/2005, com FS mínimo igual a 1,6 na fase final de escavação, conforme síntese apresentada na Tabela 4.

Tabela 4: Síntese dos resultados obtidos nas análises de estabilidade da Seção analisada.

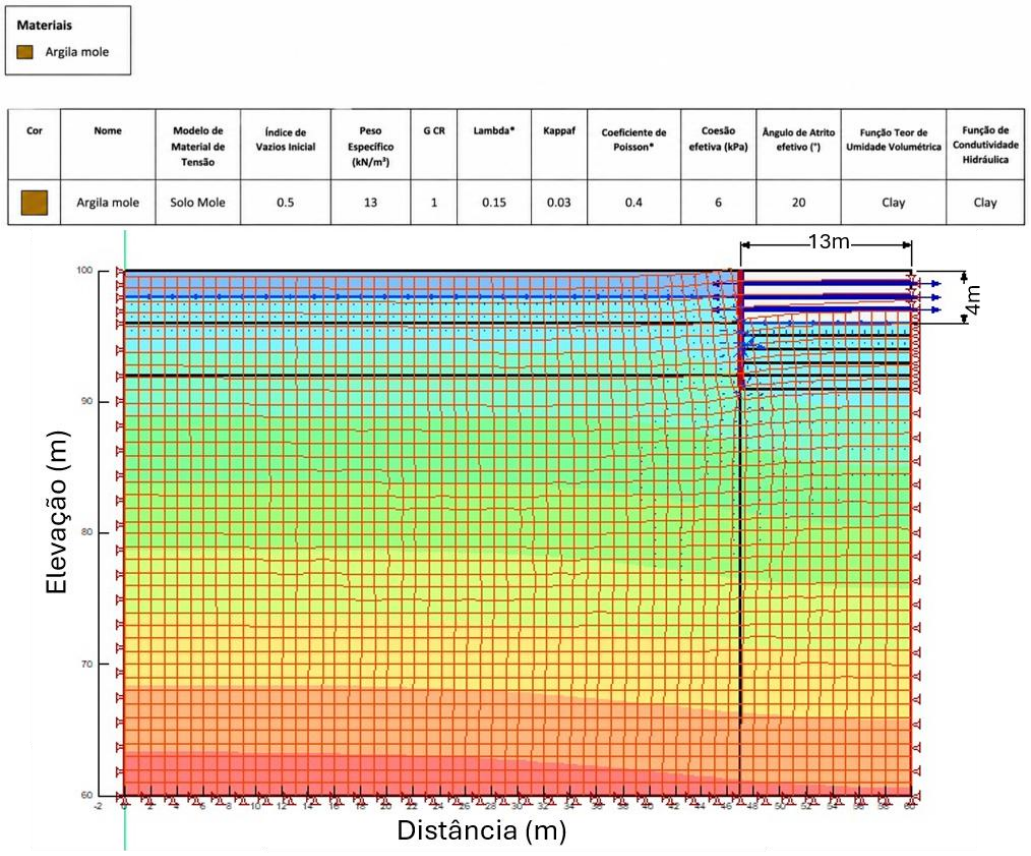
Tipo de Análise	Passo da Escavação	FS (Mohr-Coulomb)	FS mínimo admissível (ABNT NBR 9061)
Global	1	4,4	1,5
	2	2,2	
	3 (Final)	1,6	

Os resultados da estabilidade global demonstram que o sequenciamento executivo associado ao rebaixamento controlado do lençol freático foi suficiente para manter os fatores de segurança acima do limite mínimo recomendado pela ABNT NBR 9061. Observa-se redução gradual do FS à medida que a profundidade da escavação aumenta, comportamento esperado em escavações profundas e compatível com o descrito por Peck (1969). O estágio final corresponde à condição mais crítica, reforçando a importância do controle executivo durante toda a obra.

3.1.3 Análise tensão- deformação utilizando cam clay modificado

O modelo constitutivo de Cam Clay modificado foi utilizado em todo o material definido na analise. O nível freático foi inserido com base na investigação de campo. A força de cada uma das estroncas apresentaram força axial de 390 kN, sendo estas forças positivas atuando contra a parede. O espaçamento entre as estroncas foi de 1 m, de acordo com as premissas de projeto.

Na Figura 4 é apresentado o regime de fluxo das águas subterrâneas e contornos das cargas após o final da escavação. O fluxo da água subterrânea ocorre no sentido para baixo no lado esquerdo da parede, por baixo da parede e depois para cima em direção à escavação. O descarregamento da argila produz uma tendência de expansão volumétrica, devido à pressão que a água exerce na escavação (força de baixo para cima), reforçando a importância do rebaixamento do nível freático, pois a deformação do solo pode ocasionar instabilidade na estrutura.



Cor	Nome	Modelo de Material de Tensão	Índice de Vazios Inicial	Peso Específico (kN/m³)	G CR	Lambda*	Kappaf	Coeficiente de Poisson*	Coesão efetiva (kPa)	Ângulo de Atrito efetivo (°)	Função Teor de Umidade Volumétrica	Função de Condutividade Hidráulica
	Argila mole	Solo Mole	0.5	13	1	0.15	0.03	0.4	6	20	Clay	Clay

Figura 4:Fluxo de água e deformação volumétrica (Final da escavação).

Vale ainda destacar que os deslocamentos obtidos apresentaram-se abaixo dos valores limites usuais de projeto, tipicamente da ordem de 0,5% a 1% da altura da escavação para paredes escoradas (Clough & O'Rourke, 1990).

Os resultados de todas as analises comprovam que a evolução dos fatores de segurança ao longo das etapas construtivas evidencia a importância do controle do sequenciamento, sendo o estágio final o mais crítico, conforme observado também por Peck (1969).

5 CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou a análise geotécnica de uma escavação urbana escorada em solo predominantemente mole, considerando de forma integrada a estabilidade global, os esforços estruturais e o comportamento tensão-deformação associado ao rebaixamento do lençol freático.

Os resultados demonstraram que a adoção de estacas-prancha metálicas associadas a estroncas proporcionou incremento significativo na estabilidade da escavação, elevando os fatores de segurança ao tombamento e ao deslizamento para valores superiores aos mínimos estabelecidos pela ABNT NBR 9061. As análises de estabilidade global também indicaram fatores de segurança satisfatórios em todas as etapas do sequenciamento executivo, sendo a fase final da escavação a condição mais crítica.

As simulações numéricas evidenciaram ainda a influência da poropressão no comportamento do maciço, reforçando que o rebaixamento controlado do lençol freático constitui uma medida fundamental para reduzir deslocamentos, controlar deformações e garantir a estabilidade da escavação durante a execução.

Como principal contribuição, o estudo demonstra que a combinação entre análises de equilíbrio limite e modelagem numérica em elementos finitos fornece uma abordagem mais robusta para o dimensionamento e a verificação de escavações escoradas em ambientes urbanos, permitindo avaliar simultaneamente a estabilidade global e o comportamento deformacional do sistema.

Ressalta-se que os parâmetros geotécnicos empregados foram obtidos por correlações com ensaios SPT, adequadas para a fase de projeto, porém sujeitas às limitações inerentes aos métodos empíricos. Dessa forma,

recomenda-se, em estudos futuros, a utilização de ensaios laboratoriais específicos e de instrumentação de campo para calibração e validação dos modelos numéricos empregados.

AGRADECIMENTOS

À TPF Engenharia, pelo apoio financeiro e o incentivo a pesquisa no ambiente de trabalho, sem os quais este trabalho não teria sido possível.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1992). *NBR 12266: Projeto e execução de valas para assentamento de tubulação*. ABNT.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1995). *NBR 6502: Rochas e solos*. ABNT.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2005). *NBR 9061: Segurança de escavação a céu aberto*. ABNT.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2009). *NBR 11682: Estabilidade de encostas*. ABNT.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2014). *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto*. ABNT.

ASTM International. (2013). *ASTM A36/A36M: Standard specification for carbon structural steel*. ASTM.

Caputo, H. P. (1983). *Mecânica dos solos e suas aplicações* (Vols. 1–2). LTC.

Cintra, J. C. A., & Aoki, N. (2010). *Fundações por estacas: Projeto geotécnico*. Oficina de Textos.

Clough, G. W., & O'Rourke, T. D. (1990). Construction induced movements of in situ walls. In *Proceedings of the Design and Performance of Earth Retaining Structures Conference* (pp. 439–470). American Society of Civil Engineers (ASCE).

Duncan, J. M., & Wright, S. G. (2005). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.

European Committee for Standardization. (2009). *EN 10248: Hot rolled sheet piling of non alloy steels*. CEN.

Federal Highway Administration. (1999). *Earth retaining structures* (Publication No. FHWA-NHI-99-025). U.S. Department of Transportation.

Godoy, N. S. (1972). Classificação de solos para fundações. In *Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos*. (referenciado por Cintra & Aoki, 2010).

Hachich, W., Falconi, F. F., Saes, J. L., Frota, R. G. Q., Carvalho, C. S., & Niyama, S. (1998). *Fundações: Teoria e prática*. Pini.

Massad, F. (2003). *Obras de terra: Curso básico de geotecnia*. Oficina de Textos.

Peck, R. B. (1969). Deep excavations and tunneling in soft ground. In *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (Vol. 3, pp. 225–290).

Schmertmann, J. H. (1975). Measurement of in situ shear strength. In *Proceedings of the ASCE Specialty Conference on In Situ Measurement of Soil Properties* (Vol. 2, pp. 57–138). American Society of Civil Engineers (ASCE).

Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1967). *Soil mechanics in engineering practice* (2nd ed.). Wiley.

Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice* (3rd ed.). John Wiley & Sons.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/23

Análise Geotécnica e Soluções de Estabilização para Talude com Ruptura Circular na Rua Aristides Bertuol, Bento Gonçalves/RS

Lucas Rafael Norenberg Barbosa
Me. Geólogo, Arcgeo Geologia e Meio Ambiente, Osório, Brasil, lucasnorenberg@hotmail.com

Adriely Scheffer Arboite
Geóloga, Arcgeo Geologia e Meio Ambiente, Osório, Brasil, contato@arcgeogeologia.com.br

RESUMO: Este trabalho apresenta a investigação geotécnica, a modelagem por equilíbrio limite e o projeto de estabilização de um talude urbano que sofreu ruptura rotacional durante obras de retaludamento em Bento Gonçalves/RS. O maciço é composto por solo coluvionar argiloso e horizonte saprolítico sobre rocha vulcânica alterada/fraturada. A investigação incluiu levantamento topográfico, mapeamento geológico-geotécnico, sondagem, ensaios de cisalhamento direto e modelagem no software SLIDE2. Os parâmetros médios obtidos para o solo coluvionar foram c = 28,3 kPa, φ = 18,2° e γ = 14 kN/m³. Na condição natural, as análises indicaram fatores de segurança entre 2,4 e 3,6. Na condição sem coesão, a busca automática gerou superfícies rasas e localizadas, com baixos fatores de segurança, as quais foram interpretadas como mecanismos superficiais de instabilização e não como a ruptura global observada em campo. A avaliação do mecanismo global foi vinculada à superfície de ruptura real interpretada a partir da cicatriz mapeada e do perfil geológico-geotécnico. A solução proposta combina muros de gabião na zona rompida, retaludamento, estruturas de contenção e drenagem nos setores adjacentes, reduzindo a influência das pressões neutras e aumentando a segurança global do talude.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de Taludes, Ruptura Rotacional, Saturação, Muros de Gabião, Equilíbrio Limite.

ABSTRACT: This paper presents the geotechnical investigation, limit equilibrium modeling, and stabilization design of an urban slope that experienced a rotational failure during regrading works in Bento Gonçalves, southern Brazil. The slope mass consists of clayey colluvial soil and a saprolitic horizon overlying weathered and fractured volcanic rock. The investigation comprised topographic survey, geological-geotechnical mapping, drilling, direct shear tests, and stability modeling using SLIDE2 software. Average shear strength parameters obtained for the colluvial soil were c' = 28.3 kPa, φ' = 18.2°, and γ = 14 kN/m³. Under natural conditions, the stability analyses yielded safety factors between 2.4 and 3.6. Under the no-cohesion condition, the automatic search generated shallow and localized slip surfaces with low safety factors, which were interpreted as superficial instability mechanisms rather than as the global failure observed in the field. The assessment of the global mechanism was related to the real failure surface interpreted from the mapped scarp and the geological-geotechnical profile. The proposed stabilization combines gabion retaining walls in the failed zone, regrading, retaining structures, and drainage measures in adjacent sectors, reducing pore pressure effects and increasing overall slope safety.

KEYWORDS: Slope Stability, Rotational Failure, Limit Equilibrium Method, Gabion Retaining Walls, Drainage.

1. INTRODUÇÃO

Taludes urbanos implantados em terrenos constituídos por solos residuais e coluvionares sobre maciços vulcânicos apresentam comportamento geotécnico fortemente dependente das condições hidráulicas. A presença de estrutura residual, coesão aparente e anisotropia decorrente do intemperismo condiciona a estabilidade a variações relativamente pequenas de poropressão.

Durante obras de retaludamento na Rua Aristides Bertuol, em Bento Gonçalves/RS, ocorreu uma ruptura rotacional envolvendo solo coluvionar argiloso e saprólito subjacente. O evento ocorreu após período de elevada pluviosidade, sugerindo relação direta com a redução da resistência efetiva do material.

O presente trabalho tem como objetivo apresentar a caracterização geotécnica detalhada do talude, discutir os mecanismos envolvidos na ruptura, avaliar quantitativamente a estabilidade por meio de modelagem numérica e fundamentar tecnicamente as soluções de estabilização adotadas.

2. CONTEXTO GEOLÓGICO E CONDIÇÕES DO TALUDE

O talude analisado apresenta altura variável entre 8 e 10 m na frente de corte principal (Figura 1), com trechos de elevada inclinação associados ao retaludamento e à geometria original da encosta (Figuras 2 e 3). A sequência geológico-geotécnica identificada compreende dois materiais principais para fins de modelagem: (i) solo coluvionar argiloso/saprólito muito alterado, mais sensível à variação de umidade e à perda de coesão aparente; e (ii) maciço vulcânico alterado e fraturado, constituído por rocha riolítica/basáltica, que atua como horizonte de base do modelo.

O material superficial apresenta estrutura parcialmente preservada, agregação e comportamento pseudo-coesivo, com matriz argilosa avermelhada e presença de blocos de rocha alterada. Entre a cobertura coluvionar e o maciço rochoso ocorre horizonte saprolítico muito alterado e fragmentado, com maior suscetibilidade à saturação e à redução da resistência ao cisalhamento (Figura 4).

A presença de fraturas sub-horizontais e subverticais no maciço vulcânico contribui para a infiltração, redistribuição de fluxos internos e elevação localizada de pressões neutras. Essa condição hidrogeotécnica é compatível com os pontos de surgência observados em campo e com a mobilização de superfície de ruptura circular na porção central do talude.

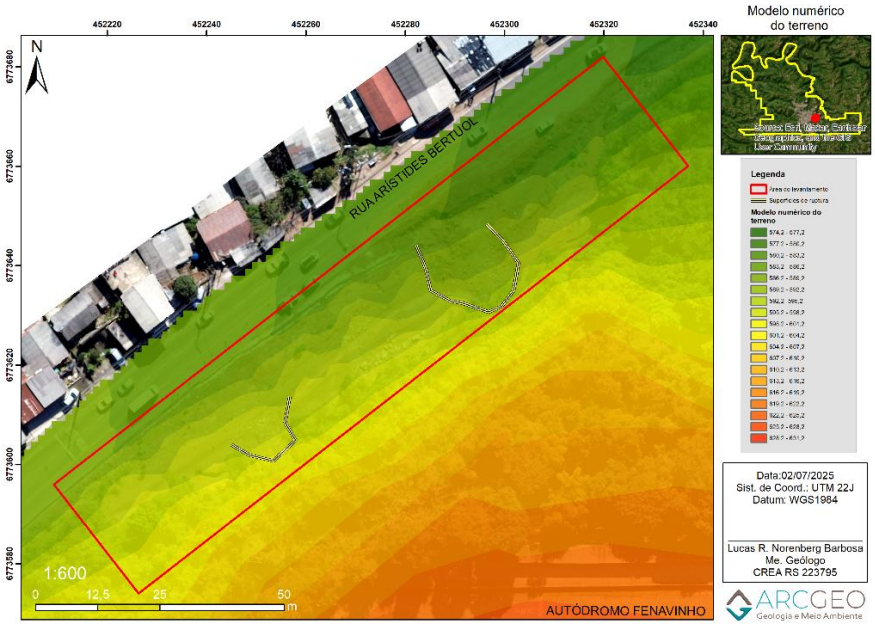


Figura 1. Modelo Numérico do Terreno.

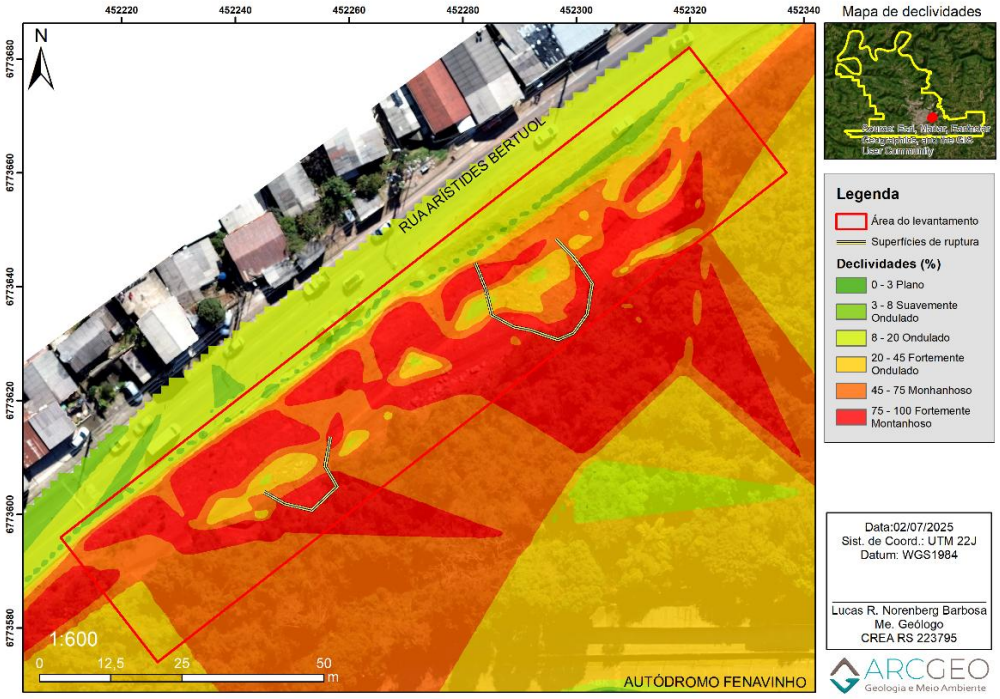


Figura 2. Mapa de Declividades do terreno.



Figura 3. Planta de Situação do talude.



Figura 4. Características geotécnicas observadas no talude.

3. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

A investigação envolveu coleta de amostras indeformadas e execução de ensaios de cisalhamento direto sob condição drenada. Os resultados médios indicaram coesão de 28,3 kPa, ângulo de atrito de 18,2° e peso específico natural de 14 kN/m³ para o solo coluvionar argiloso. Esses parâmetros foram empregados na análise da condição natural e, na análise de sensibilidade, a coesão do solo coluvionar foi reduzida para c = 0 kPa.

A análise granulométrica, visual e de campo indica material predominantemente argiloso, com fração fina expressiva e comportamento dependente da parcela coesiva. Essa característica justifica o baixo ângulo de atrito obtido e a elevada sensibilidade do talude à saturação, especialmente no horizonte coluvionar/saprolítico.

A rocha vulcânica alterada/fraturada e o horizonte saprolítico foram representados separadamente do solo coluvionar no modelo de estabilidade. Para o material de base foram adotados parâmetros conservadores, compatíveis com o maciço observado em campo e em sondagem: $\gamma = 25$ kN/m³, $\varphi = 40°$ e $c \approx 50$ kPa. A Tabela 1 sintetiza os parâmetros adotados e a Figura 5 apresenta o perfil geológico-geotécnico interpretativo da seção da ruptura.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos adotados na modelagem de estabilidade.

Material	Interpretação no modelo	γ (kN/m³)	c (kPa)	φ (°)
Solo coluvionar argiloso / saprólito alterado	Horizonte mobilizado pela ruptura e sensível à saturação	14	28,3 / 0*	18,2
Maciço vulcânico alterado/fraturado	Horizonte de base do modelo geotécnico	25	≈ 50	40

** Valor c = 0 kPa adotado apenas na análise de sensibilidade da condição sem coesão.*

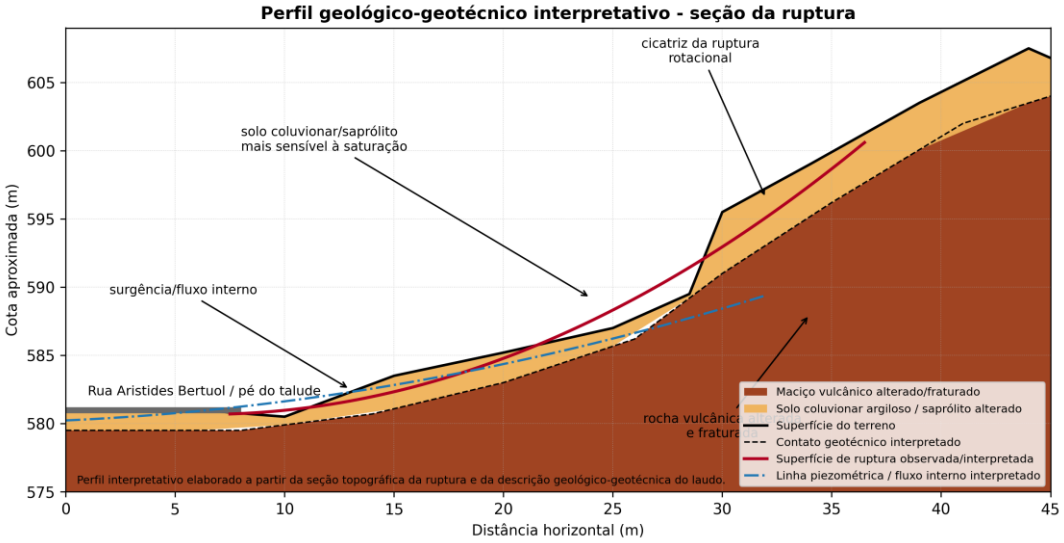


Figura 5. Perfil geológico-geotécnico interpretativo da seção da ruptura, com indicação dos dois materiais considerados na modelagem e da superfície de ruptura observada/interpretada.

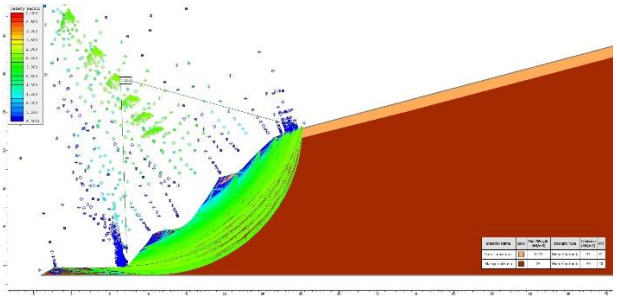
4. ANÁLISE DE ESTABILIDADE

A modelagem foi realizada pelo método do equilíbrio limite, considerando três seções perpendiculares ao talude (Figura 6). Na condição natural, utilizando os parâmetros obtidos em laboratório para o solo coluvionar e os parâmetros conservadores do material de base, os fatores de segurança variaram entre 2,4 e 3,6, indicando estabilidade satisfatória para a geometria modelada sob condição parcialmente saturada. Em seguida, foi executada análise de sensibilidade com redução da coesão do solo coluvionar para c = 0 kPa, representando perda da parcela coesiva aparente associada à redução da sucção matricial e ao aumento do grau de saturação. Nessa condição, a busca automática identificou superfícies críticas rasas e localizadas na face do talude, com fatores de segurança muito baixos. Esses resultados foram reinterpretados como mecanismos superficiais de instabilização, e não como representação direta da ruptura global observada em campo. Para o mecanismo global, a interpretação foi vinculada à superfície de ruptura real, definida a partir da cicatriz mapeada, do pé do escorregamento e do perfil geológico-geotécnico da seção da ruptura (Figura 5). Assim, a análise distingue dois comportamentos: instabilidades rasas sob perda de coesão e o mecanismo rotacional global controlado pela geometria real da ruptura, pela interface colúvio/saprólito-rocha e pela elevação de pressões neutras.

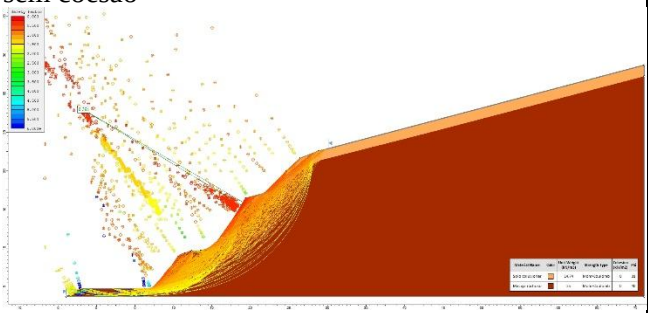


Figura 6. Localização das seções de análise perpendiculares ao talude.

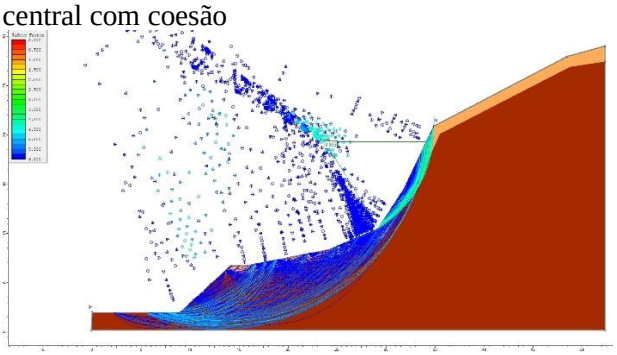
A) Modelagem de Fator de Segurança na Seção norte com coesão



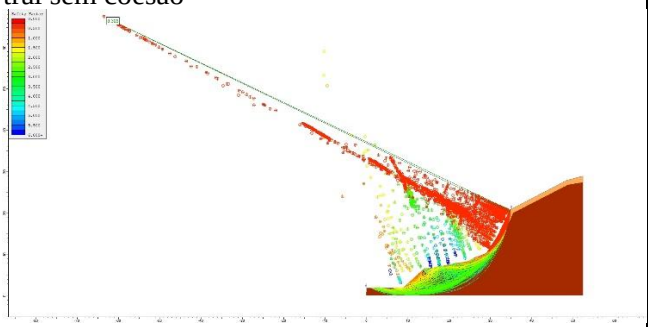
B) Modelagem de Fator de Segurança na Seção norte sem coesão



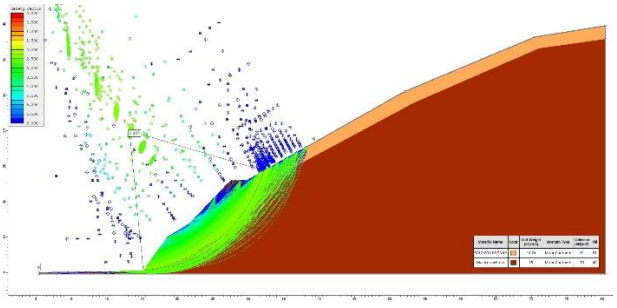
C) Modelagem de Fator de Segurança na Seção central com coesão



D) Modelagem de Fator de Segurança na Seção central sem coesão



E) Modelagem de Fator de Segurança na Seção sul com coesão



F) Modelagem de Fator de Segurança na Seção sul sem coesão

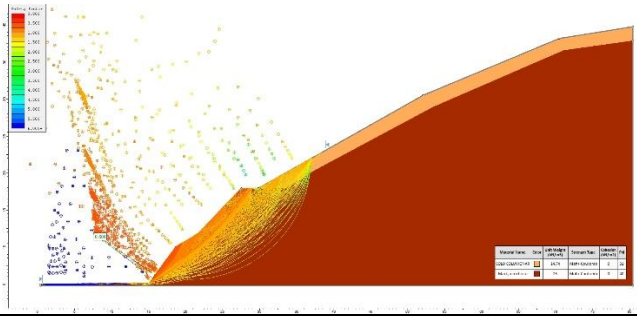


Figura 7. Modelagem com cálculo do Fator de Segurança em três seções perpendiculares ao talude. As superfícies sem coesão obtidas por busca automática representam mecanismos rasos/localizados na face do talude, devendo ser diferenciadas da superfície de ruptura global observada em campo.

5. INTERPRETAÇÃO MECÂNICA DA RUPTURA

A ruptura ocorreu no conjunto solo coluvionar/saprólito alterado apoiado sobre maciço vulcânico fraturado, cujo comportamento apresenta parcela de coesão aparente associada à sucção matricial, à cimentação residual e à estrutura herdada do intemperismo. Durante período de elevada pluviosidade, a infiltração promoveu a redução da sucção, aumento de poropressão, diminuição da tensão efetiva e a perda parcial da coesão estrutural.

O solo coluvionar e o saprólito apresentam comportamento típico de materiais estruturados, nos quais parte da resistência mobilizada decorre da sucção matricial. A infiltração intensa reduz a sucção, deslocando o estado do solo para condição próxima à saturação plena e reduzindo a coesão aparente. A análise sem coesão, quando realizada com busca automática, tende a selecionar superfícies rasas de menor resistência; por isso, esses baixos fatores de segurança devem ser interpretados como suscetibilidade a instabilidades superficiais. A ruptura global, por sua vez, deve ser analisada a partir da superfície real mapeada em campo e da continuidade do horizonte coluvionar/saprolítico.

6. PROJETO DE ESTABILIZAÇÃO

A solução adotada considerou a natureza do mecanismo de ruptura e a necessidade de controle hidráulico. Na zona rompida, optou-se por contenção passiva em três níveis de muros de gabião, solução escolhida por sua capacidade drenante e adaptação à geometria irregular da escarpa. Nas porções norte e sul, ainda estáveis porém sensíveis à perda de resistência por saturação, foram propostas medidas complementares de retaludamento, contenção por estruturas de concreto/blocos e drenagem superficial e subsuperficial. Essas intervenções aumentam a resistência mobilizável, reduzem as forças solicitantes e diminuem a influência das pressões neutras, principal agente desestabilizador identificado na análise.

7. DISCUSSÃO

A análise demonstrou que taludes em solos coluvionares e saprolíticos estruturados podem apresentar FS elevados em condição natural, mas desenvolver mecanismos de instabilização sob aumento de saturação e redução de sucção.

A comparação entre cenários mostrou que os menores fatores de segurança na condição sem coesão estão associados, predominantemente, a superfícies rasas selecionadas automaticamente pelo algoritmo de busca. Embora esses resultados indiquem elevada suscetibilidade da face do talude, eles não devem ser tomados isoladamente como representação do mecanismo global de ruptura.

A interpretação mecânica mais representativa para o evento observado deve considerar a superfície global mapeada em campo, conectando a crista, a massa mobilizada e o pé da ruptura. A distinção entre solo coluvionar/saprólito e maciço vulcânico alterado/fraturado é fundamental, pois condiciona a profundidade potencial da superfície de ruptura e a forma de mobilização da resistência ao cisalhamento.

A solução combinada — contenção passiva na área rompida, reconfiguração geométrica, estruturas de contenção nos setores adjacentes e drenagem — atua simultaneamente no aumento da resistência, na redução das forças solicitantes e no controle das pressões neutras.

8. CONCLUSÕES

A ruptura foi governada pela combinação entre geometria desfavorável, infiltração e perda parcial da coesão aparente no horizonte coluvionar/saprolítico.

A estabilidade do talude é sensível à variação de saturação, sucção matricial e pressões neutras.

Os fatores de segurança muito baixos obtidos na condição sem coesão por busca automática representam mecanismos rasos/localizados, não devendo ser interpretados isoladamente como ruptura global.

A avaliação da ruptura global deve considerar a superfície real mapeada em campo, associada ao perfil geológico-geotécnico e à diferenciação entre os dois materiais modelados.

A modelagem confirmou a necessidade de distinguir instabilidades superficiais de mecanismos globais de ruptura para interpretação adequada dos resultados.

As soluções adotadas, combinando contenção, retaludamento e drenagem, reduzem a depen-dência da coesão aparente e restituem níveis adequados de segurança ao talude.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457: Amostras de solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

ASTM INTERNATIONAL. ASTM D3080/D3080M-11: Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions. West Conshohocken, 2011.

BISHOP, A. W. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Géotechnique, London, v. 5, n. 1, p. 7–17, 1955.

CPRM – SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. Carta geológica do Brasil ao milionésimo: folha Porto Alegre (SH.22). Brasília, 2006.

CPRM – SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. Geologia e recursos minerais do Estado do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: CPRM, 2008.

DUNCAN, J. M.; WRIGHT, S. G. Soil strength and slope stability. Hoboken: John Wiley & Sons, 2005.

FELLENIUS, W. Calculation of the stability of earth dams. In: Proceedings of the 2nd Congress on Large Dams. Washington: International Commission on Large Dams, 1936. p. 445–462.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. Soil mechanics for unsaturated soils. New York: John Wiley & Sons, 1993.

HAUSMAN, A. Província basáltica da Bacia do Paraná no Rio Grande do Sul: aspectos geológicos e geotécnicos. Porto Alegre: UFRGS, 1995.

HOEK, E.; BRAY, J. W. Rock slope engineering. 3. ed. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1981.

IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Manual técnico de geomorfologia. 2. ed. Rio de Janeiro: IBGE, 2009.

JANBU, N. Slope stability computations. In: HIRSCHFELD, R. C.; POULOS, S. J. (ed.). Embankment-dam engineering. New York: John Wiley & Sons, 1973. p. 47–86.

MILANI, E. J. et al. Bacia do Paraná. Boletim de Geociências da Petrobras, Rio de Janeiro, v. 15, n. 2, p. 265–287, 2007.

MORGENSTERN, N. R.; PRICE, V. E. The analysis of the stability of general slip surfaces. Géotechnique, London, v. 15, n. 1, p. 79–93, 1965.

RAMGRAB, G. E.; WILDNER, W.; LOPES, R. C. Carta geológica do Rio Grande do Sul ao milionésimo. Porto Alegre: CPRM, 2004.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. Soil mechanics in engineering practice. 3. ed. New York: John Wiley & Sons, 1996.

WILDNER, W.; LOPES, R. C. A Formação Serra Geral no Rio Grande do Sul: aspectos estratigráficos e estruturais. Revista Brasileira de Geociências, São Paulo, v. 30, n. 2, p. 374–379, 2000.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/24

Análise Numérica 2D do Comportamento de um Muro de Solo Reforçado sob Carregamento Externo Localizado

Vitor Borges Ferreira Leite
Mestre, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, vitor.leite@coc.ufrj.br

Seyedhamed Mirmoradi
Professor, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, hamed.mirmoradi@coc.ufrj.br

Mauricio Ehrlich
Professor, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, me@coc.ufrj.br

RESUMO: O comportamento tensão-deformação de Muros de Solo Reforçado (MSR) é governado por mecanismos complexos de interação solo-reforço-estrutura. Tradicionalmente, os procedimentos de análise dessas estruturas baseiam-se em métodos analíticos, os quais, em geral, conduzem a resultados conservadores ou não reproduzem adequadamente os fenômenos envolvidos. Com o avanço da capacidade computacional, as simulações numéricas passaram a desempenhar papel importante para a análise mais realista do desempenho dessas estruturas. Diversos estudos numéricos têm contribuído para a avaliação de MSR em condições de serviço. Entretanto, ainda é comum que fatores essenciais não sejam considerados de forma conjunta, como a Tensão Induzida pela Compactação (TIC), o comportamento tensão-deformação não linear do solo de aterro e a atuação de carregamentos localizados. Essa lacuna motiva o desenvolvimento de estudos que incorporem esses efeitos de maneira integrada. Assim, o objetivo principal deste artigo é realizar simulações numéricas bidimensionais, via Método dos Elementos Finitos (MEF), de um MSR com tiras metálicas, instrumentado e submetido a carregamentos localizados, considerando os fatores anteriormente mencionados. Os resultados das análises foram confrontados com dados de instrumentação de campo para fins de validação, permitindo avaliar a capacidade da modelagem numérica 2D em reproduzir o comportamento observado.

PALAVRAS-CHAVE: Carregamento Externo Localizado, Método dos Elementos Finitos, Simulações Numéricas, Muro de Solo Reforçado, Tensão Induzida pela Compactação.

ABSTRACT: The stress-strain behavior of Mechanically Stabilized Earth (MSE) walls is governed by complex soil-reinforcement-structure interaction mechanisms. Traditionally, their analysis has relied on analytical methods, which generally lead to conservative results or fail to adequately reproduce the involved phenomena. With the advancement of computational capabilities, numerical simulations have become fundamental tools for achieving a more realistic assessment of the performance of these structures. Several numerical studies have contributed to the evaluation of MSE walls under working stress conditions. However, it is still common that essential factors are not jointly incorporated into MSE analyses, such as compaction-induced stress (CIS), the nonlinear stress-strain behavior of the backfill soil, and localized surcharge loading. This gap motivates the development of studies that integrate these effects in a unified manner. Therefore, the main objective of this paper is to perform two-dimensional numerical simulations, using the Finite Element Method (FEM), of an instrumented MSE wall reinforced with metallic strips and subjected to localized surcharge loads, incorporating the aforementioned factors. The numerical results were subsequently compared with field instrumentation data for validation, allowing the assessment of the capability of the 2D numerical model to reproduce the observed behavior.

KEYWORDS: Localized Surcharge Loading, Finite Element Method, Numerical modelling, Reinforced Soil Wall, Compaction-induced Stresses.

1 INTRODUÇÃO

O comportamento tensão-deformação de Muros de Solo Reforçado (MSR) envolve interações complexas entre solo, reforços e estrutura, exigindo métodos de análise capazes de representar de forma mais realista o desempenho dessas obras em serviço. Essa necessidade é ainda mais crítica em projetos ferroviários, nos quais as cargas móveis geram mecanismos sofisticados de transmissão de esforços e onde os modelos analíticos convencionais, baseados em hipóteses simplificadas de contato contínuo entre camadas, não representam adequadamente as descontinuidades e o caráter particulado dos materiais. Além disso, o aumento das velocidades operacionais e das cargas por eixo impõe critérios mais restritivos de deslocamento admissível, tornando indispensável o uso de abordagens mais refinadas. Nesse cenário, as simulações numéricas se expressam como uma ferramenta fundamental para a avaliação do comportamento estrutural, tanto em estudos acadêmicos quanto em aplicações de engenharia de projeto.

Diversos estudos numéricos têm avançado na compreensão do comportamento de MSR em condições de serviço (por exemplo, Bourgeois et al., 2011; Liu et al., 2021; Damians et al., 2014; Hung et al., 2021), incluindo aplicações em aterros ferroviários reforçados (por exemplo, Vadavadagi and Chawla, 2022; Xu et al., 2024). Contudo, apesar dos progressos obtidos, ainda é recorrente a ausência de uma abordagem integrada que considere, simultaneamente, efeitos fundamentais como a Tensão Induzida pela Compactação (TIC), o comportamento não linear do solo do aterro e a presença de carregamentos localizados, os quais, inclusive, não são contemplados por metodologias analíticas tradicionais. Nesse contexto, a modelagem numérica bidimensional tem sido amplamente empregada em estudos paramétricos e em análises de comportamento de MSR, constituindo uma ferramenta eficiente para investigar os mecanismos de resposta dessas estruturas quando os principais fatores de influência são devidamente considerados.

Este trabalho tem como objetivo investigar, por meio de modelagem numérica bidimensional, o comportamento de um MSR em escala real com tiras metálicas, sob infraestrutura ferroviária e submetido a sobrecargas localizadas. As análises foram realizadas utilizando o programa PLAXIS 2D. Em diferentes cenários de simulação, considerou-se separadamente a presença e a ausência da Tensão Induzida pela Compactação (TIC). Adicionalmente, foram aplicadas sobrecargas externas de 90 kN e 850 kN após o término do alteamento do muro. Por fim, os resultados numéricos foram confrontados com dados experimentais obtidos a partir do Modelo Físico instrumentado, a fim de proceder à validação do modelo numérico desenvolvido. Para avaliar exclusivamente o efeito da sobrecarga localizada no desempenho do MSR, foram computados apenas deslocamentos e tensões mobilizados durante a fase pós-construtiva.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental consistiu na construção de um Modelo Físico instrumentado, em escala real, situado no Centro de Experimentação Rodoviária (CER) de Rouen, na França. As informações sobre este item foram retiradas de Bourgeois et al. (2011, 2012), Soyez (2011) e Leite (2025).

A face da contenção apresentou 8 m de largura e 3,75 m de altura, sendo composta por painéis cruciformes pré-fabricados de concreto, com 14 cm de espessura e dimensões entre eixos de 1,5 m × 1,5 m. No topo dos painéis, foram posicionados elastômeros de EPDM com 2 cm de espessura para minimizar as forças de downdrag. Cada painel possuía quatro reforços de aço galvanizado HAR 45x5 (45 mm de largura × 5 mm de espessura × 3,5 m de comprimento), com espaçamento vertical constante de 0,75 m e espaçamento horizontal variável, igual a 0,9 m no mesmo painel e 0,6 m entre painéis adjacentes.

O aterro projetado apresentou 8 m de largura, 16,5 m de comprimento e 3,53 m de altura, estando apoiado sobre fundação indeformável. Sobre o aterro, foram executados o sublastro e o lastro, ambos com 30 cm de espessura, além de um dormente de concreto (2,4 m de comprimento × 0,30 m de largura × 0,27 m de altura), posicionado perpendicularmente à face da estrutura e centrado lateralmente. Segundo a norma NF P 11-300 (AFNOR, 1992), o solo do aterro foi classificado como cascalho argiloso. O sublastro foi constituído por brita graduada com $d_{máx}$ = 31,5 mm e atende às especificações para Linhas de Alta Velocidade (LGV) (SNCF, 1999). O lastro, composto por brita lavada com granulometria entre 31,5 mm e 50 mm, está em conformidade com a IN 0091 (SNCF, 1999).

O alteamento e a compactação do aterro foram realizados em dez camadas sucessivas. As nove primeiras apresentaram, de baixo para cima, 37,5 cm de espessura após a compactação, enquanto a última apresentou 15

cm. As TIC adotadas são: 8 kPa para a compactação leve, aplicada em uma faixa de 0,5 m junto à face, e 100 kPa para a compactação pesada, aplicada até 0,5 m antes do final do aterro.

Após a construção do muro, foram consideradas duas etapas de carregamento estático: inicialmente, uma carga de 90 kN foi aplicada diretamente sobre o dormente, a 1,8 m da face do muro; posteriormente, o dormente foi substituído por uma placa de aço com dimensões de 2,4 m × 0,9 m, sobre a qual foi aplicada uma carga de 850 kN, cujo eixo foi mantido na mesma posição do eixo do dormente.

Os deslocamentos horizontais e verticais foram medidos por meio de sensores do tipo LVDT. Para monitorar os esforços de tração, *strain gauges* foram posicionados em diferentes pontos ao longo do comprimento dos quatro primeiros níveis de reforços.

A Figura 1 apresenta a vista frontal do muro com o respectivo plano de instrumentação, enquanto a Figura 2 ilustra a seção transversal instrumentada, localizada a 4,45 metros da extremidade esquerda do muro (coincidente com os LVDT 17, 14, 9, 5 e 3 – Figura 1).

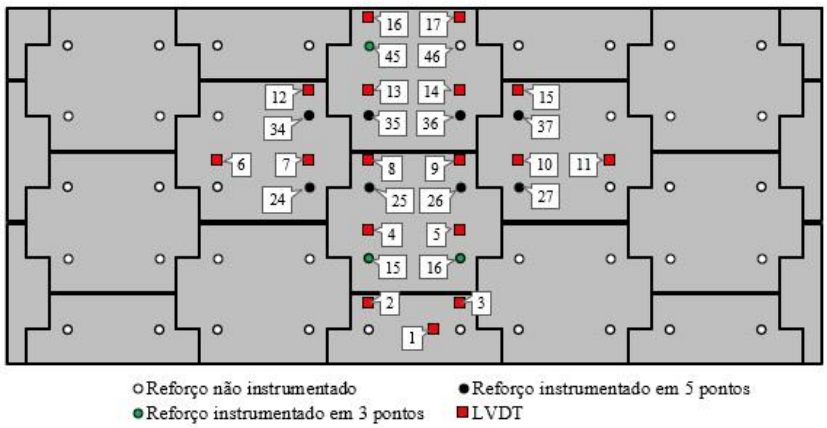


Figura 1. Plano de instrumentação: vista frontal (Leite, 2025).

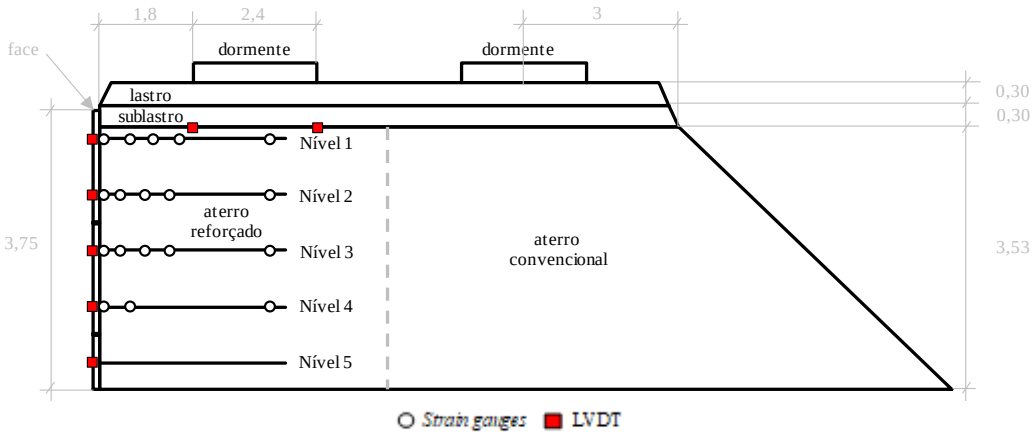


Figura 2. Instrumentação: seção transversal – dimensões em metros (Leite, 2025).

3 MODELAGEM NUMÉRICA

A modelagem numérica do MSR e as análises subsequentes foram conduzidas através do *software* PLAXIS 2D, versão 2024, baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF). A definição dos níveis de discretização fundamentou-se em um estudo paramétrico detalhado, no qual se avaliaram os efeitos da malha sobre os deslocamentos horizontais e verticais e sobre os esforços máximos mobilizados nos reforços. O refinamento da malha de elementos finitos foi do tipo muito fino. Na análise numérica empregaram-se elementos finitos triangulares de 15 nós (6.652 elementos e 53.998 nós). A Figura 3 apresenta a malha de Elementos Finitos criada no modelo 2D.

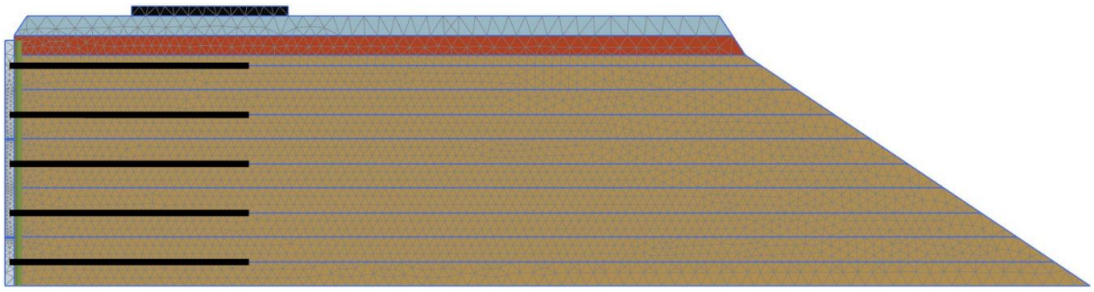


Figura 3. Malha de Elementos Finitos do modelo.

Cabe lembrar que a confiabilidade dos resultados numéricos depende da representatividade dos parâmetros geotécnicos adotados, os quais devem ser obtidos, sempre que possível, por meio de ensaios laboratoriais e de campo, como observado no caso descrito.

Nas modelagens 2D e 3D, os solos, o dormente e a placa de aço foram representados por elementos de volume, enquanto o solo de fundação foi considerado indeformável. O comportamento tensão-deformação do aterro foi simulado pelo modelo Hardening Soil (HS), selecionado com base em sua capacidade de reproduzir o desempenho de MSR, sendo calibrado a partir de ensaios triaxiais drenados conduzidos por Reiffsteck et al. (2007) em amostras moldadas com o próprio material do aterro (σ_3 = 50 kPa), com ajuste das curvas no Soil Test do PLAXIS. O peso específico do aterro foi adotado conforme Bourgeois et al. (2011).

O lastro e o sublastro foram modelados com o Modelo Elástico Linear Perfeitamente Plástico com Critério de Ruptura de Mohr-Coulomb (MC), conforme demonstrado por Profillidis (2014), enquanto o dormente de concreto e a placa de aço foram descritos por comportamento Elástico Linear, com base em Bourgeois et al. (2011).

Os painéis da face foram modelados por elementos de volume com modelo EL. A rigidez axial das juntas horizontais foi ajustada para compatibilizar a disposição de múltiplos elastômeros por painel com a simplificação numérica adotada, considerando a condição de estado plano de deformações característica da modelagem bidimensional**.** Os parâmetros de entrada foram definidos por Damians et al. (2014).

Os reforços foram representados por elementos do tipo *geogrid* com modelo EL, adotando-se rigidez por metro de largura. Foi necessária a definição de uma rigidez equivalente para atender à hipótese de estado plano de deformações, calculada pela razão entre a rigidez axial (EA) e o espaçamento horizontal médio entre reforços. Considerando-se o arranjo típico de quatro reforços a cada 3 m na face, adotou-se s_h = 3/4 = 0,75 m. A conexão entre reforço e face foi simulada por um elemento do tipo *plate*, com 10 mm de espessura e 107 mm de comprimento, em aço galvanizado A36 (Société de Terre Armée, 2013).

As interfaces solo-face foram consideradas nas análises, adotando-se os mesmos parâmetros do aterro, exceto quanto à resistência: a coesão foi reduzida a valor desprezível, enquanto o ângulo de atrito foi mantido integral (Yu et al., 2016). Admitiu-se aderência perfeita na interface solo-reforço, hipótese compatível com condições de serviço (Dyer e Milligan, 1984).

A TIC foi modelada conforme a abordagem Tipo II, descrita por Mirmoradi e Ehrlich (2015). Cada camada de solo foi submetida a um carregamento uniformemente distribuído aplicado de cima para baixo em seu topo e de baixo para cima em sua base (Mirmoradi e Ehrlich, 2018).

A representação das sobrecargas foi realizada no modelo 2D por meio de duas abordagens: (I) as cargas foram ajustadas à largura total do modelo (8 m), correspondendo a duas cargas lineares de 5,625 kN/m para o caso de 90 kN e a 44,27 kN/m/m para o carregamento de 850 kN; (II) considerou-se uma largura de 1 m, configurando um limite superior, resultando em duas cargas de 45 kN/m para o carregamento de 90 kN (90 kN*) e em 354,2 kN/m/m para o carregamento de 850 kN (850 kN*), respectivamente.

Em relação às condições de contorno, a base foi restringida nas direções vertical e horizontal, enquanto os demais contornos permaneceram livres. Além disso, foram introduzidos travamentos na face da estrutura para simular o escoramento adotado durante a construção.

O MSR foi modelado em etapas, respeitando a metodologia construtiva comumente empregada nesse tipo de estrutura, como em Damians et al. (2014). Ao todo, foram simuladas 42 etapas construtivas, nas quais a metade leva em consideração a presença da compactação, e as demais desconsideram esse efeito.

Os parâmetros relativos ao MSR estudado encontram-se resumidos na Tabela 1.

Tabela 1. Resumo dos parâmetros relativos ao MSR utilizados.

Grupo	Modelo	Parâmetros
Aterro	HS	γ = 20,8 kN/m³ ϕ = 50,4° c = 13,4 kPa ψ = 20,4° E_{50}^{ref} = 68 MPa E_{oed}^{ref} = 40 MPa E_{ur}^{ref} = 204 MPa m = 0,7 R_f = 0,5 ν_{ur} = 0,12 p_{ref} = 50 kPa
Sublastro	MC	γ = 23,3 kN/m³ ν = 0,3 E = 90 MPa ϕ = 36° c = 10 kPa ψ = 6°
Lastro	MC	γ = 17 kN/m³ ν = 0,35 E = 150 MPa ϕ = 45° c = 0,2 kPa ψ = 15°
Dormente	EL	γ = 25 kN/m³ ν = 0,2 E = 25x10³ MPa
Placa de aço	EL	γ = 78 kN/m³ ν = 0,3 E = 205x10³ MPa
Painel de Concreto	EL	γ = 23,3 kN/m³ ν = 0,3 E = 90 MPa e = 0,14 m
Elastômero	EL	γ = 2,5 kN/m³ ν = 0,45 E_{elast} = 15 MPa A_{elast} = 0,007 m² $N_{elast/junta}$ = 12 $L_{base,painel}$ = 8 m A_{junta} = 1,12 m² E_{junta} = 1,125 MPa
Reforços	EL	E = 2,1x10^8 kPa A = 2,25x10^{-4} m² s_h = 0,75 m $(EA)_{eq}$ = 6,3x10^4 kN/m
Conexão	EL	d = 0,01 m γ = 78,5 kN/m³ E = 2,1x10^8 kPa
Interface solo-face	MC	γ = 20,8 kN/m³ E = 68000 kPa ν = 0,3 $c_{solo\text{-}face}$ = 0,1 kPa $\phi_{solo\text{-}face}$ = 50,4°

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados das simulações foram confrontados com os dados do programa experimental com o objetivo de validar o modelo desenvolvido no PLAXIS. Consideraram-se apenas as respostas no período pós-construtivo. A validação baseou-se nos deslocamentos horizontais da face, nos deslocamentos verticais na interface aterro-sublastro e no incremento das cargas mobilizadas nos reforços de um mesmo nível.

A Figura 4 mostra o perfil de deslocamentos horizontais da face. Em relação aos deslocamentos horizontais da face, para o carregamento de 850 kN, observaram-se deslocamentos horizontais mais elevados que aqueles associados a 90 kN, como esperado, mantendo formato semelhante das curvas em todas as simulações, com máximos situados entre os dois níveis superiores de painéis (a base se encontra restringida). Além disso, a desconsideração da compactação resultou em maiores deslocamentos pós-construtivos.

Para 90 kN, as análises com consideração da compactação apresentaram boa concordância entre si e com as medições, indicando que, como a carga não supera a TIC, o comportamento permanece governado pelos efeitos construtivos e o modelo bidimensional é capaz de representar adequadamente o comportamento da estrutura para esse nível de carregamento.

Para o carregamento de 850 kN, observou-se maior sensibilidade dos resultados às hipóteses adotadas na representação das cargas no modelo 2D. As análises com carregamento distribuído em 1 m de largura produziram deslocamentos mais elevados quando comparadas àquelas em que a carga foi distribuída ao longo da largura total do modelo (8 m), em razão da maior concentração de tensões associada à menor área de aplicação da carga. Esse resultado evidencia a influência da forma de representação de carregamentos localizados em análises bidimensionais.

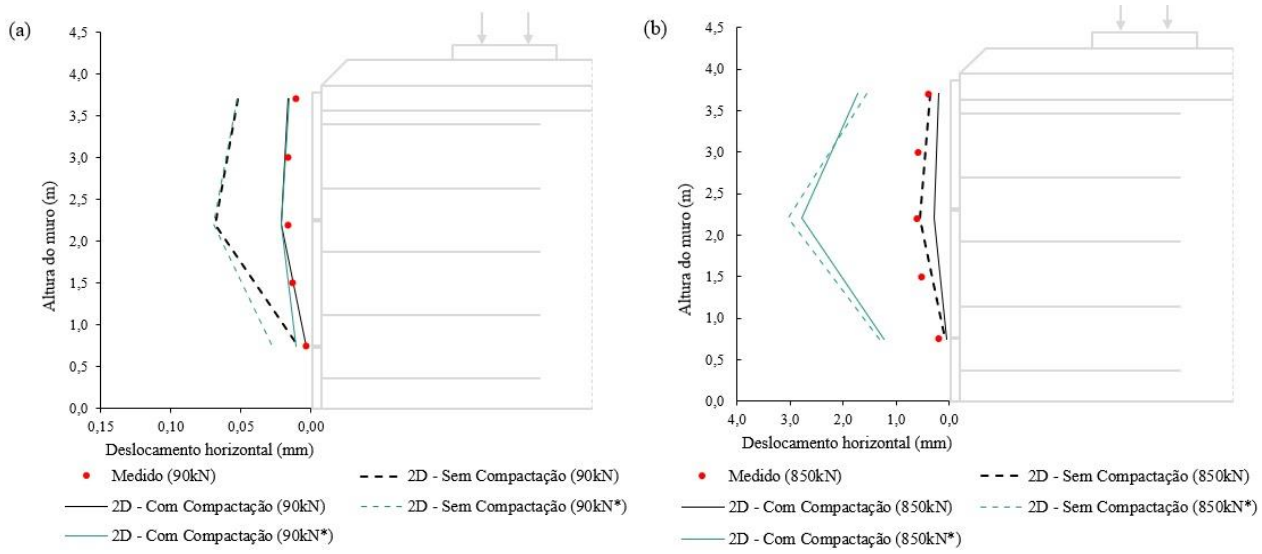


Figura 4. Deslocamentos horizontais da face: (a) 90 kN; (b) 850 kN.

A Figura 5 apresenta o perfil de deslocamentos verticais na interface aterro-sublastro. As curvas apresentaram padrão semelhante em todos os casos, com máximos sob o dormente. Modelos que não consideraram a TIC apresentaram maiores recalques pós-construtivos em comparação com aqueles em que a TIC foi considerada.

Para o carregamento de 90 kN, as análises com consideração da compactação foram semelhantes e apresentaram resultados próximos aos valores medidos.

Já para 850 kN, observou-se maior sensibilidade dos resultados às hipóteses adotadas na representação das cargas no modelo 2D. Nas análises com consideração da TIC, a representação do carregamento distribuído em 1 m de largura resultou em significativa superestimação dos valores medidos, enquanto a distribuição da carga ao longo da largura total do modelo (8 m) conduziu à subestimação dos resultados de monitoração.

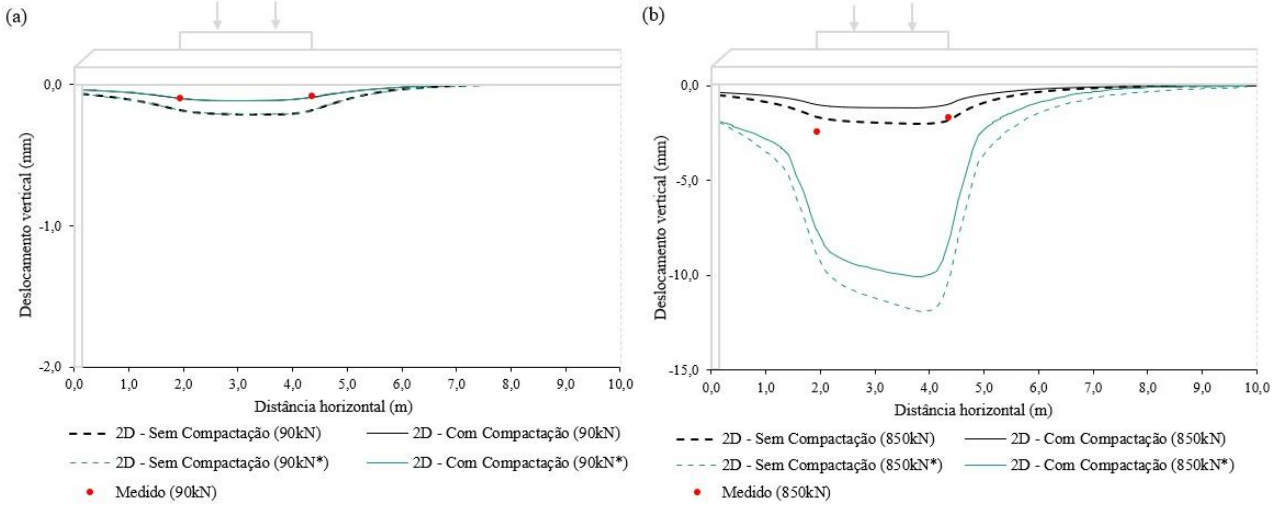


Figura 5. Deslocamentos verticais na interface aterro-sublastro: (a) 90 kN; (b) 850 kN.

A Figura 6 exibe a distribuição do incremento de tração nos reforços nos diferentes níveis, obtido a partir das leituras dos *strain gauges* indicados nas Figuras 1 e 2. Devido a falhas na aquisição dos dados de carga dos reforços do quarto nível durante a aplicação da carga de 850 kN, os resultados correspondentes a esse nível não são apresentados (Soyez, 2011).

Como esperado, o cenário de 850 kN apresentou maiores magnitudes que o de 90 kN. De modo geral, as análises com carregamento distribuído em 1 m de largura tenderam a superestimar os esforços de tração,

enquanto as análises em que a carga foi distribuída ao longo da largura total do modelo (8 m) apresentaram resultados mais próximos das medições experimentais.

Para o carregamento de 90 kN, as diferentes abordagens de modelagem do carregamento nas análises com consideração da compactação resultaram em diferenças desprezíveis nos resultados. Neste caso, observou-se ainda que, os incrementos permaneceram praticamente constantes ao longo da altura (≈0,3 kN), enquanto, para 850 kN, aumentaram com a profundidade, atingindo cerca de 3,7 kN no terceiro nível. Os níveis inferiores mostraram baixa mobilização devido à restrição de deslocamentos na base da face, sobretudo quando considerados os efeitos da compactação.

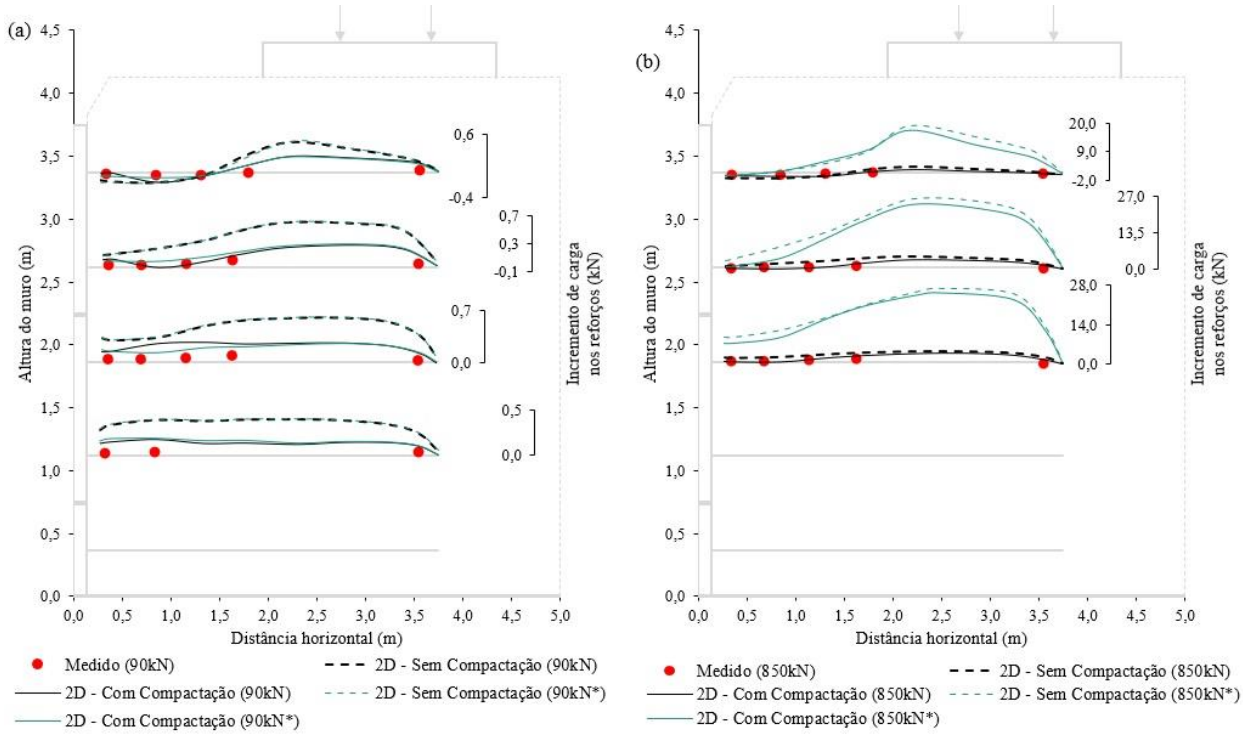


Figura 6. Incremento de carga nos reforços: (a) 90 kN; (b) 850 kN.

5 CONCLUSÕES

Este estudo investigou numericamente o comportamento tensão-deformação de um MSR em escala real, com tiras metálicas, submetido a carregamento localizado. A análise foi conduzida por meio de modelagem numérica bidimensional via Método dos Elementos Finitos, considerando diferentes formas de representação do carregamento localizado e a influência da TIC. Os resultados obtidos indicaram que a consideração da TIC, do comportamento tensão-deformação não linear do solo do aterro e da abordagem adotada para a modelagem do carregamento são aspectos fundamentais para reproduzir de forma satisfatória as tendências observadas nas medições de campo em condições de serviço.

Para a carga de 90 kN, inferior à TIC, a resposta do MSR mostrou-se pouco sensível à forma de representação do carregamento localizado, uma vez que o comportamento da estrutura foi predominantemente regido pela TIC. No entanto, à medida que a carga aplicada ultrapassa a TIC (caso de 850 kN), a forma de modelagem do carregamento passa a exercer influência predominante sobre a resposta da estrutura. Nesse contexto, as análises em que a carga foi distribuída ao longo de toda a largura do modelo tenderam a subestimar os deslocamentos e os incrementos de tração, enquanto a sua distribuição em uma largura reduzida (1 m) resultou na superestimação das respostas estruturais.

De modo geral, conclui-se que a representação bidimensional das sobrecargas localizadas está associada a simplificações que podem influenciar significativamente os resultados numéricos. Assim, para uma representação mais realista do comportamento tensão-deformação de MSR em situações semelhantes, análises tridimensionais podem ser necessárias.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem imensamente à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo apoio financeiro concedido para a realização deste estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AFNOR (1992) *Exécution des terrassements, Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructure routière*. NF P 11-300, Septembre, Paris, France.

Bourgeois, E., Soyez, L., Le Kouby, A. (2011) Experimental and numerical study of the behavior of a reinforced-earth wall subjected to a local load. *J. Comput. Geotech*. 38 (4), 515–525.

Bourgeois, E., Kouby, A.L., Soyez, L. (2012) Influence of the strip-backfill interaction model in the analysis of the behavior of a mechanical stabilized earth wall. *Soils and Foundations*. 52 (3), 550–561.

Damians, I.P., Bathurst, R.J., Josa, A., Lloret, A. (2014) Numerical analysis of an instrumented steel-reinforced soil wall. *Int. J. Geomech*. 15(1), 04014037.

Dyer, N.R., Milligan, G.W.E. (1984) A photoelastic investigation of the interaction of a cohesionless soil with reinforcement placed at different orientations. *In: Proc., Int. Conf. on in Situ Soil and Rock Reinforcement*.

Hung, C., Liu, C. H., Liu, H. (2021) Three-dimensional finite element analysis of geosynthetic-reinforced soil walls with turning corners. *J. Geotext. Geomembr*. 49 (3), 629–645.

Leite, V. B. F. (2025) *Estudo Numérico 2D e 3D do Efeito do Carregamento Externo no Comportamento Tensão-Deformação de uma Terra Armada em Aterro Ferroviário*. Dissertação de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Liu, Y., Yao, Z., Liu, H., Shao, M., Zhao, Y. (2021) Mechanical Behavior of the Reinforced Retaining Wall Subjected to Static Load. *Advances in Civil Engineering*. vol. 2021, Article ID8844033, 10 pages.

Mirmoradi, S. H., Ehrlich, M. (2015) Modeling of the compaction-induced stress on reinforced soil walls. *J. Geotext. Geomembr*. 43 (1), 82–88.

Mirmoradi, S. H., and Ehrlich, M. (2018) Numerical simulation of compaction-induced stress for the analysis of RS walls under working conditions. *J. Geotext. Geomembr*. 46 (3): 354–365.

Profillidis, V. A. (2014) *Railway management and engineering*. 4a ed. Burlington, ASHGATE.

Reiffsteck, P. (2008) *Cours de Terre Armée*. ENS-Cachan. Material didático.

SNCF (1999) *Spécifications techniques pour la fourniture de granulats utilisés pour la réalisation et l'entretien de voies ferrées*. IN 0091, Mars 1999, Paris, France.

Société Terre Armée (2013) *Mur de soutènement TERRACLASS – Avis Technique M-001*. Transports Québec, Québec, Canadá.

Soyez, L. (2011) *Contribution à l'étude du comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé, soumis à des charges d'exploitation ferroviaire (charges dynamiques et cycliques)*. PhD thesis. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, França.

Vadavadagi, S. S., Chawla, S. (2022) Effect of rail axle load on geosynthetic reinforced back-to-back mechanically stabilized earth walls: Experimental and numerical studies. *J. Transp. Geotech*. (38):100907.

Xu, P., Zhong, Y., Hatami, K., Yang, G., Liu, W., Jiang, G. (2024) Centrifuge and limit analysis investigation of hybrid wrapped-face, full-height panel MSE walls on clay foundations. *J. Transp. Geotech*. (48):101308.

Yu, Y., Bathurst, R. J., Allen, T. M. (2016) Numerical Modeling of the SR-18 Geogrid Reinforced Modular Block Retaining Walls. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 142 (5): 04016003.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/25

Análise Probabilística dos Efeitos do Ângulo de Atrito Interno e da Coesão na Estabilidade de Taludes

Thiago Ribeiro Dib
Engenheiro Civil, TBretas, Belo Horizonte, Brasil, thiago.dib@tbretas.com

Thiago Cruz Bretas
Diretor, TBretas Consultoria, Belo Horizonte, Brasil, tbretas@tbretas.com

Isabele Altoé Bissoli
Engenheira Civil, Ausenco, Belo Horizonte, Brasil, altoeisabele@gmail.com

Gabriel Mendes Cabral
Engenheiro Civil, TBretas, Belo Horizonte, Brasil, gabriel@tbretas.com

Pedro Bertunes de Oliveira
Engenheiro Civil, Walm BH Engenharia, Salvador, Brasil, pedrobertunes@yahoo.com.br

RESUMO: A estabilidade de taludes é fortemente controlada pelos parâmetros de resistência ao cisalhamento do critério de Mohr–Coulomb, especialmente o ângulo de atrito interno (ϕ) e a coesão (c). A incerteza na determinação desses parâmetros pode gerar variações relevantes no fator de segurança (FS) e na probabilidade de falha (Pf). Este trabalho apresenta um estudo metodológico aplicado a uma geometria real de corte rodoviário, idealizada como maciço homogêneo, com o objetivo de quantificar a influência relativa de ϕ e c sobre FS e Pf. As análises foram realizadas no software Slide2 por equilíbrio-limite (GLE/Morgenstern-Price), com busca de superfícies não circulares. Inicialmente, executou-se uma análise determinística de sensibilidade com variação individual de c e ϕ em torno dos valores médios (γ=18 kN/m³, c=16 kPa e ϕ=32°), resultando em FS mínimo determinístico de 1,13. Em seguida, realizou-se simulação de Monte Carlo (N=5000), adotando distribuição lognormal para c (COV=40%) e normal para ϕ (COV=10%). No cenário conjunto (c+ϕ), obteve-se Pf=17,76%. Nas simulações isoladas, Pf(ϕ)=9,38% e Pf(c)=6,78%, indicando maior contribuição relativa da incerteza em ϕ para a ocorrência de FS<1,0, além de efeito combinado relevante quando ambos os parâmetros variam simultaneamente.

PALAVRAS-CHAVE: estabilidade de taludes, análise probabilística, análise determinística, Monte Carlo, coesão, ângulo de atrito.

ABSTRACT: Slope stability is strongly governed by Mohr–Coulomb shear strength parameters, particularly the friction angle (ϕ) and cohesion (c). Uncertainty in these parameters may lead to significant changes in the factor of safety (FS) and the probability of failure (Pf). This paper presents a methodological study based on a real road-cut slope geometry, idealized as a homogeneous mass, aiming to quantify the deterministic and probabilistic influence of ϕ and c on FS and Pf. Analyses were performed in Slide2 using limit equilibrium (GLE/Morgenstern-Price) and a non-circular search strategy. Deterministic sensitivity was assessed by varying one parameter at a time around mean values (γ=18 kN/m³, c=16 kPa, ϕ=32°). Then, Monte Carlo simulation (N=5000) was conducted, adopting a lognormal distribution for c (COV=40%) and a normal distribution for ϕ (COV=10%). The base case yielded a deterministic minimum FS of 1.13. The combined probabilistic case (c+ϕ) resulted in Pf=17.76%. In isolated simulations, Pf(ϕ)=9.38% and Pf(c)=6.78%, indicating a higher relative contribution of friction-angle uncertainty to FS<1.0 occurrences, as well as a relevant combined effect when both parameters vary simultaneously.

KEYWORDS: slope stability, probabilistic analysis, deterministic analysis, Monte Carlo, cohesion, friction angle.

1 INTRODUÇÃO

A avaliação de estabilidade de taludes depende da caracterização adequada da resistência ao cisalhamento. Em análises por equilíbrio-limite, é comum empregar o critério de Mohr–Coulomb, no qual o ângulo de atrito interno (ϕ) e a coesão (c) são parâmetros fundamentais. Na prática, a determinação de ϕ e c é afetada por variabilidade natural, dispersão de ensaios e incertezas de modelagem, o que pode impactar o fator de segurança (FS) e decisões de projeto, manutenção e gestão de risco.

Nesse contexto, análises probabilísticas, como simulação de Monte Carlo, permitem propagar incertezas de entrada para o FS e estimar a probabilidade de falha (Pf = P[FS<1,0]). Além disso, ao variar isoladamente cada parâmetro, é possível inferir qual variável exerce maior contribuição para a ocorrência de falha no cenário estudado. Este trabalho apresenta um estudo metodológico com geometria real de corte rodoviário, idealizada como maciço homogêneo, com foco em quantificar a sensibilidade determinística e probabilística do FS a ϕ e c.

2 METODOLOGIA

2.1 Geometria e cenário base

A geometria analisada corresponde a um corte real em beira de rodovia, representado em duas dimensões (Figura 1), com altura aproximada de 33,8 m e inclinação média de 41,3°. Para viabilizar a comparação direta entre ϕ e c e evitar alternância de material controlador ao longo das simulações, o maciço foi idealizado como homogêneo (material equivalente), adotando-se o critério de resistência de Mohr–Coulomb. A condição hidráulica considerada foi seca, compatível com a condição observada no período de referência (Water Surface = None).

Adotaram-se como parâmetros médios do cenário base: $\gamma = 18$ kN/m³, c = 16 kPa e $\phi = 32°$. As análises foram executadas com busca de superfícies não circulares via Particle Swarm Search e método de equilíbrio-limite GLE/Morgenstern-Price.

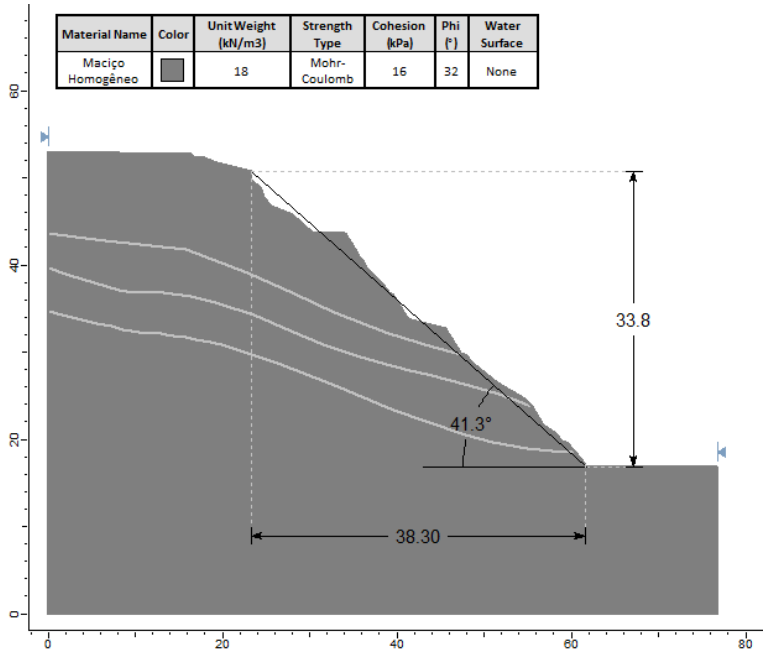


Figura 1. Modelo do talude base de estudo (geometria real idealizada como homogênea).

2.2 Sensibilidade determinística

A sensibilidade determinística foi avaliada variando-se um parâmetro por vez (c ou ϕ), mantendo-se constantes a geometria, a condição hidráulica (seca) e o método de cálculo (GLE/Morgenstern-Price). Os intervalos de variação foram definidos a partir dos coeficientes de variação adotados neste estudo com base em Bretas (2020), utilizando-se $\sigma = CV \cdot \mu$. Assim, considerou-se μc=16 kPa e σc=6,4 kPa (COVc = 40%), e $\mu\phi$=32º e $\sigma\phi$=3,2º (COVϕ = 10%), variando-se os parâmetros no intervalo $\pm 2\sigma$, resultando em c = 3,2 a 28,8 kPa e ϕ = 25,6° a 38,4°.

O objetivo desta etapa foi avaliar, de forma controlada, a resposta do fator de segurança (FS) a variações em c e ϕ, por meio das curvas FS×c e FS×ϕ, obtidas no entorno do cenário base.

2.3 Análise probabilística (Monte Carlo)

A análise probabilística foi conduzida por simulação de Monte Carlo com N = 5000 amostras, mantendo-se a mesma geometria, condição hidráulica e método de cálculo do cenário base. A variabilidade foi definida pelos coeficientes de variação adotados (Bretas, 2020), com σc = 6,4 kPa (COVc = 40%) e σϕ = 3,2° (COVϕ = 10%).

Para a coesão, adotou-se distribuição lognormal, visando assegurar positividade (c ≥ 0). Para o ângulo de atrito, adotou-se distribuição normal. Para operacionalização no software, foram utilizados limites de amostragem definidos com base em ±3σ (abrangendo aproximadamente 99,7% da variabilidade para distribuição normal), de modo a reduzir truncamento relevante das caudas.

- c (lognormal): μ = 16 kPa, σ = 6,4 kPa, mín = 0 kPa e máx = 35,2 kPa;
- ϕ (normal): μ = 32°, σ = 3,2°, mín = 22,4° e máx = 41,6°.

Foram avaliadas três configurações:

- MC-(c+ϕ): c e ϕ aleatórios simultaneamente;
- MC-c: apenas c aleatório (ϕ fixo);
- MC-ϕ: apenas ϕ aleatório (c fixo).

A probabilidade de falha foi definida como Pf = P(FS < 1,0).

3 RESULTADOS

3.1 Cenário base determinístico

O cenário base apresentou FS mínimo determinístico = 1,13, com superfície crítica compatível com mecanismo global envolvendo o pé do talude.

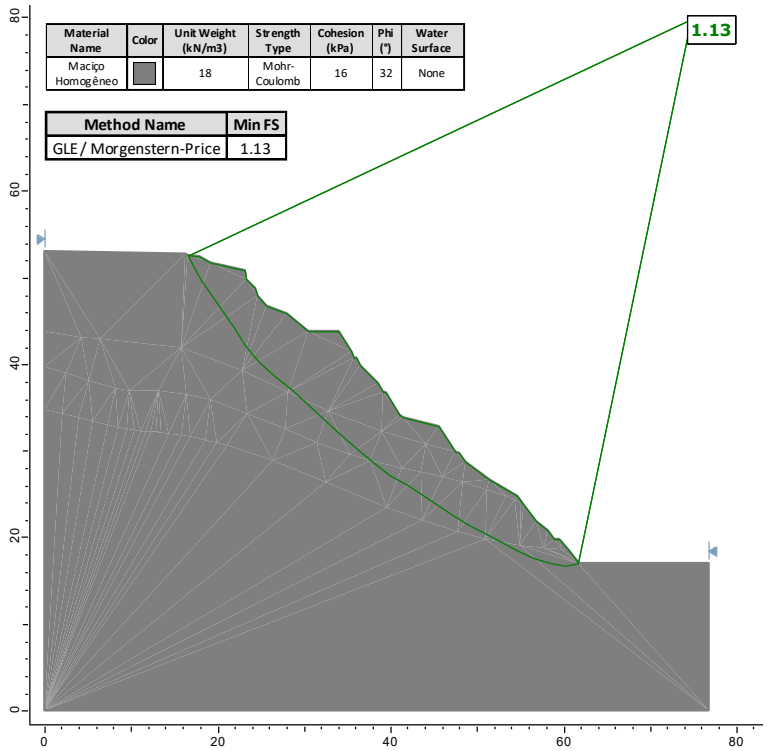


Figura 2. Superfície crítica e FS mínimo do cenário base determinístico.

3.2 Sensibilidade determinística

As análises de sensibilidade determinística foram realizadas variando-se um parâmetro por vez, mantendo-se constantes a geometria, a condição hidráulica seca e o método GLE/Morgenstern-Price. Os resultados (Figuras 3 e 4) indicaram comportamento aproximadamente linear do fator de segurança (FS) no intervalo analisado, permitindo representar a resposta por regressões lineares com elevado coeficiente de determinação (R^2 próximo de 1).

Para o ângulo de atrito, obteve-se a relação $FS = 0{,}0334 \cdot \phi + 0{,}065$ ($R^2 = 0{,}9986$), indicando inclinação de 0,0334 FS/°. Para a coesão, obteve-se $FS = 0{,}0173 \cdot c + 0{,}8657$ ($R^2 = 1$), com inclinação de 0,0173 FS/kPa. A partir dessas inclinações, no intervalo avaliado, um incremento unitário de 1° em ϕ produz aproximadamente o mesmo efeito no FS que um incremento de 1,93 kPa em c ($\Delta c \approx 0{,}0334/0{,}0173$), caracterizando uma equivalência local por unidade.

Ressalta-se que essa comparação é indicativa, pois envolve parâmetros com unidades distintas. Por isso, a influência relativa de ϕ e c na proximidade da condição de falha é discutida de forma mais robusta na etapa probabilística, na qual as dispersões adotadas (COV) são explicitamente consideradas.

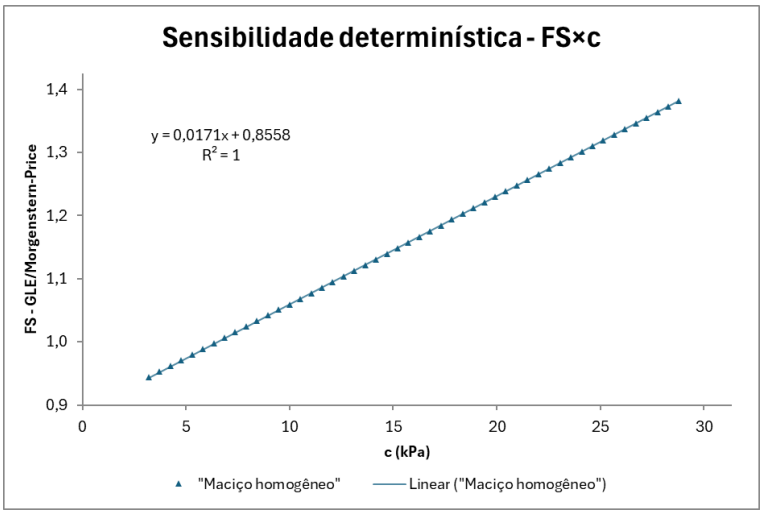


Figura 3. Sensibilidade determinística do FS em função da coesão (FS×c), com ϕ fixo.

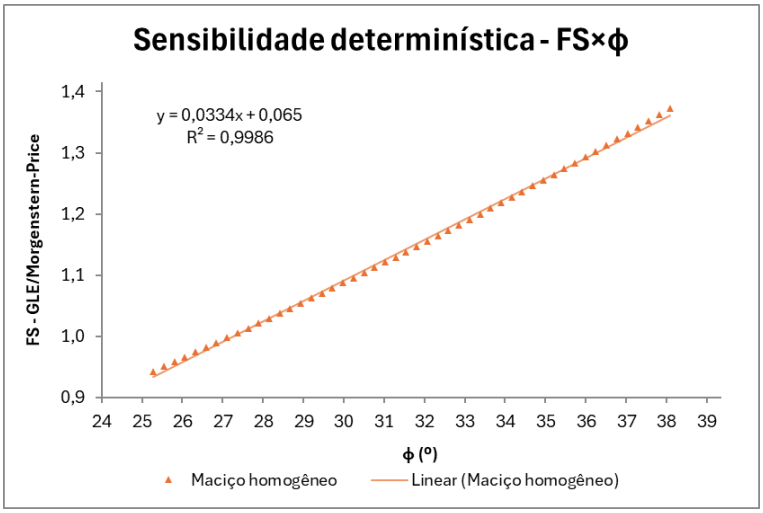


Figura 4. Sensibilidade determinística do FS em função do ângulo de atrito (FS×ϕ), com c fixo.

3.3 Resultados probabilísticos e contribuição relativa

A Figura 5 apresenta os histogramas das variáveis de entrada amostradas na simulação de Monte Carlo (N = 5000), evidenciando aderência às distribuições adotadas: coesão (c) com distribuição lognormal e ângulo de atrito (ϕ) com distribuição normal.

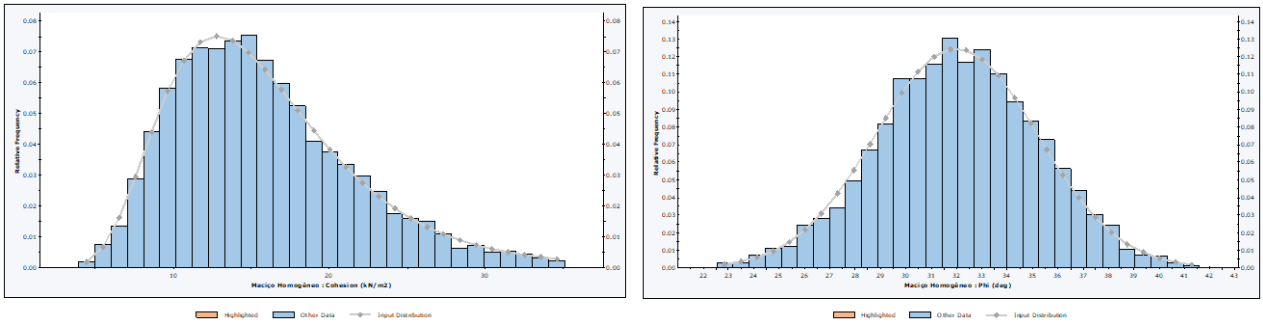


Figura 5. Histogramas das variáveis de entrada amostradas (c lognormal e ϕ normal) na simulação de Monte Carlo (N = 5000).

As Figuras 6 e 7 apresentam os histogramas do fator de segurança (FS) para o caso combinado (c+ϕ) e para os casos isolados (c e ϕ variando isoladamente), no qual a probabilidade de falha foi estimada diretamente pela fração de amostras com FS < 1,0.

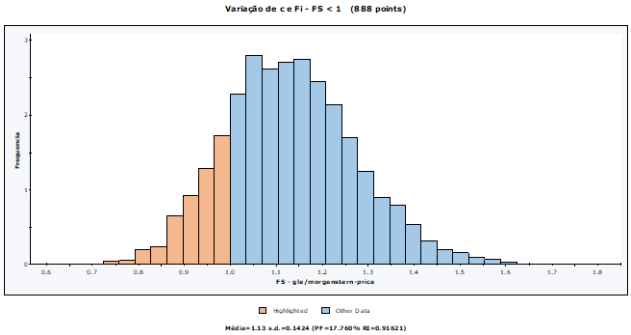


Figura 6. Histograma do FS para o caso combinado (c+ϕ).

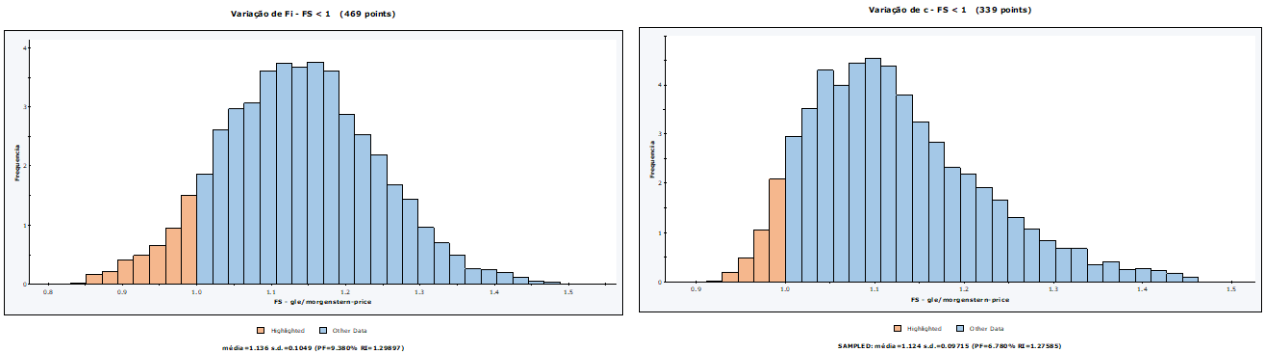


Figura 7. Histograma do FS para variação de c e ϕ, isoladamente.

No cenário combinado MC-(c+ϕ), obteve-se Pf = 17,76%. Para avaliar a contribuição relativa de cada parâmetro, foram executadas simulações isoladas, mantendo-se um parâmetro determinístico e variando-se o outro. No caso MC-c (somente c variável), obteve-se média de FS = 1,124, desvio padrão de σFS = 0,09715 e Pf = 6,78%. No caso MC-ϕ (somente ϕ variável), obteve-se média de FS = 1,136, desvio padrão de σFS = 0,1049 e Pf = 9,38%. A Tabela 1 consolida os resultados.

Tabela 1. Síntese das análises probabilísticas (Monte Carlo, N=5000, GLE/Morgenstern-Price).

Caso	Variáveis aleatórias	Média (FS)	σ (FS)	Pf (FS<1,0)
MC-c	somente c	1,124	0,09715	6,78%
MC-ϕ	somente ϕ	1,136	0,1049	9,38%
MC-(c+ϕ)	c e ϕ	1,130	0,1424	17,76%

Observa-se que, no cenário analisado, a variabilidade de ϕ resultou em maior dispersão do FS (σFS) e maior Pf em comparação à variabilidade de c, indicando maior contribuição relativa de ϕ tanto para a variabilidade do FS quanto para a ocorrência de FS < 1,0. O caso combinado apresentou Pf superior aos casos isolados, evidenciando efeito conjunto das incertezas na cauda inferior da distribuição de FS.

4 DISCUSSÃO

A etapa determinística indicou comportamento aproximadamente linear do FS em função de c e de ϕ no intervalo avaliado, sendo útil para uma leitura inicial de sensibilidade por unidade (FS/kPa e FS/°). Entretanto, por envolver unidades distintas e diferentes níveis de variabilidade, a comparação por inclinação deve ser interpretada como indicativa. A etapa probabilística, por sua vez, permite quantificar a influência relativa considerando explicitamente as dispersões adotadas.

Com base nas simulações isoladas, observou-se que a variabilidade de ϕ produz maior dispersão do FS (σFS = 0,1049) do que a variabilidade de c (σFS = 0,09715), além de maior probabilidade de falha (Pf(ϕ)=9,38% > Pf(c)=6,78%). Assim, para a geometria avaliada e para as premissas de variabilidade adotadas (COVc=40% e COVϕ=10%), a incerteza associada ao ângulo de atrito apresenta maior contribuição relativa para a ocorrência de falha do que a incerteza associada à coesão.

O cenário combinado (c+ϕ) apresentou Pf=17,76% e maior dispersão do FS (σFS = 0,1424), evidenciando efeito conjunto das incertezas na cauda inferior da distribuição. A convergência do FS médio com N=5000 (apresentada nos resultados) indica estabilidade numérica adequada para o estudo.

Ressalta-se que o trabalho possui caráter metodológico e envolve simplificações: maciço homogêneo equivalente, condição hidráulica seca, representação 2D e coeficientes de variação baseados em referência bibliográfica. Ainda assim, o procedimento apresentado é rastreável e replicável, permitindo comparar, de forma consistente, a sensibilidade determinística e a contribuição probabilística de parâmetros de resistência para o FS e para Pf.

5 CONCLUSÃO

O presente estudo teve como objetivo avaliar, de forma determinística e probabilística, a influência relativa do ângulo de atrito interno (ϕ) e da coesão (c) na estabilidade do talude analisado. O cenário base determinístico apresentou FS mínimo = 1,13 (GLE/Morgenstern-Price), com superfície crítica associada a um mecanismo global envolvendo o pé do talude, caracterizando um caso relativamente próximo do estado limite e, portanto, sensível a variações de resistência. A partir desse cenário, a sensibilidade determinística indicou que o ângulo de atrito interno (ϕ) controla mais intensamente a variação do fator de segurança do que a coesão (c) no intervalo analisado. Essa interpretação decorre das inclinações das regressões obtidas: 0,0334 FS/° para ϕ e 0,0173 FS/kPa para c, indicando que, localmente, a variação de 1° em ϕ produz aproximadamente o mesmo efeito no FS que 1,93 kPa em c.

Quando a incerteza dos parâmetros é incorporada via simulação de Monte Carlo (N = 5000), o comportamento observado no determinístico se reflete em diferenças mensuráveis tanto na dispersão do FS quanto na probabilidade de falha. No caso combinado MC-(c+ϕ), obteve-se Pf = 17,76% e σFS = 0,1424, evidenciando efeito conjunto das incertezas na cauda inferior da distribuição (FS < 1,0). Ao isolar as variáveis, verifica-se que a variabilidade de ϕ gera maior dispersão do FS (σFS = 0,1049) e maior Pf (9,38%) do que a variabilidade de c (σFS = 0,09715 e Pf = 6,78%). Assim, para a geometria estudada e para as premissas de variabilidade adotadas (c lognormal e ϕ normal, com COV conforme Bretas, 2020), conclui-se que ϕ exerce maior influência relativa tanto sobre a variabilidade do fator de segurança quanto sobre a ocorrência de falha.

Do ponto de vista prático, o resultado implica que a redução da incerteza em ϕ tende a produzir maior ganho de confiabilidade na avaliação, sobretudo em situações próximas ao estado limite, nas quais pequenas variações em ϕ podem deslocar de forma significativa a distribuição do FS e alterar a fração de resultados no domínio de falha.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. Estabilidade de Encostas. Rio de Janeiro.

Baecher, G. B., Christian, J. T. (2003). *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. John Wiley & Sons, Chichester, UK.

Bretas, T. (2020) Retroanálise probabilística tridimensional de rupturas em talude utilizando equilíbrio-limite. Dissertação de Mestrado, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Geotécnica, Ouro Preto.

El-Ramly, H., Morgenstern, N. R., Cruden, D. M. (2002). *Probabilistic slope stability analysis for practice*. *Canadian Geotechnical Journal*, 39, p. 665-683.

Franca, P., Costa, T., & Stacey, P. (2018). *Soft Iron Ores and Other Leached Rocks*. Em D. Martin, & P. Stacey (Eds.), *Guidelines of Open Pit Slope Design in Weak Rocks* (p. 367). Australia: Csiro.

Lacasse, S., Nadim, F. (1996). *Uncertainties in characterising soil properties.* In: Shackelford, C. D., Nelson, P. P., Roth, M. J. (eds.). *Uncertainty in the Geologic Environment: From Theory to Practice. Geotechnical Special Publication* n. 58, ASCE, New York, p. 49-75.

Morgenstern, N. R., Price, V. E. (1965). *The analysis of the stability of general slip surfaces. Geotechnique*, 15 (1), p. 79-93.

Phoon, K.-K., Kulhawy, F. H. (1999). *Evaluation of geotechnical property variability*. *Canadian Geotechnical Journal*, 36, p. 625-639.

Rocscience Inc. (2026). Slide2 Documentation – Material Statistics (Probabilistic Analysis). Disponível em: https://www.rocscience.com/help/slide2/documentation/slide-model/probabilistic-analysis/material-statistics. Acesso em: 25 fev. 2026.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/26

Aplicação de Soluções Baseadas na Natureza (SBN) na Estabilização de Encostas Urbanas

Bianca Santos Bispo dos Anjos
Engenheira Civil, Universidade Estadual de Santa Cruz, Ilhéus, Brasil, bsbanjos.egc@uesc.br

Camille Maria Lino dos Santos Gentil, Universidade Estadual de Santa Cruz, Ilhéus, Brasil, cmlsgentil.egc@uesc.br

Joel Pereira Felipe
Docente, Arquiteto e Urbanista, Afiliação, Universidade Federal do Sul da Bahia, Itabuna, Brasil, joel.felipe@cja.ufsb.edu.br

Cleverson Alves de Lima
Docente, Engenheiro Civil, Universidade Estadual de Santa Cruz, Ilhéus, Brasil, clalima@uesc.br

RESUMO: As Soluções Baseadas na Natureza (SBN) são alternativas para a estabilização de encostas urbanas com custos reduzidos e desempenho significativo. Desta forma, visando propor intervenções sustentáveis e economicamente viáveis para áreas urbanas vulneráveis em Ilhéus-BA, buscou-se integrar uma metodologia de aplicação SBN. Para isso, foi realizado levantamento topográfico RTK, ensaios de sondagem a percussão (SPT) e modelagem numérica no software Rocsience Slide. O diagnóstico revelou um Fator de Segurança (FS) inicial de 1,298, caracterizando uma estabilidade marginal insuficiente. Os principais aspectos analisados envolveram a sinergia entre técnicas de bioengenharia, destacando-se o Capim-Vetiver para reforço radicular profundo, paliçadas e SuperAdobe para contenção mecânica, além de geomantas MacMat R3 e biomantas de fibra de coco para proteção superficial e controle do efeito splash. Com base na convergência entre dados de campo e literatura técnica, conclui-se que a implementação deste protótipo evidencia a eficácia das SBN como alternativa tecnicamente robusta e de baixo impacto ambiental frente à infraestrutura cinza convencional. A integração dessas soluções assegura a estabilidade física e o controle hidrodinâmico, promovendo simultaneamente a justiça climática e a requalificação social do território através da criação de espaços comunitários resilientes.

PALAVRAS-CHAVE: Soluções Baseadas na Natureza, Estabilidade de encostas, Capim-Vetiver, Resiliência urbana, Bioengenharia.

ABSTRACT: Nature-Based Solutions (NBS) are alternatives for stabilizing urban slopes with reduced costs and significant performance. Therefore, aiming to propose sustainable and economically viable interventions for vulnerable urban areas in Ilhéus-BA, this study sought to integrate an NBS application methodology. To this end, RTK topographic surveying, Standard Penetration Test (SPT), and numerical modeling in Rocscience Slide software were carried out. The diagnosis revealed an initial Factor of Safety (FS) of 1.298, characterizing insufficient marginal stability. The main aspects analyzed involved the synergy between bioengineering techniques, highlighting Vetiver grass for deep root reinforcement, palisades and SuperAdobe for mechanical containment, as well as MacMat R3 geomats and coconut fiber biomats for surface protection and splash effect control. Based on the convergence between field data and technical literature, it is concluded that the implementation of this prototype demonstrates the effectiveness of SBN (Structured Biological Networks) as a technically robust and low-environmental-impact alternative to conventional grey infrastructure. The integration of these solutions ensures physical stability and hydrodynamic control, simultaneously promoting climate justice and the social requalification of the territory through the creation of resilient community spaces.

KEYWORDS: Nature-Based Solutions, Slope Stability, Vetiver Grass, Urban Resilience, Bioengineering.

1 INTRODUÇÃO

A urbanização acelerada e a carência de políticas eficazes no Brasil impulsionaram a ocupação de áreas ambientalmente frágeis, como encostas e margens de cursos d'água, por populações marginalizadas. Segundo o Ministério das Cidades (BRASIL, 2024), desastres associados a extremos climáticos têm se intensificado nessas regiões, agravados pela impermeabilização do solo e ausência de drenagem. Diante da inviabilidade financeira e dos impactos das soluções de "infraestrutura cinza" tradicionais, as Soluções Baseadas na Natureza (SBN) emergem como alternativas sustentáveis e socialmente justas.

As SBNs são definidas pela IUCN (2016, p. 2) como "ações destinadas a proteger, gerenciar e restaurar de maneira sustentável os ecossistemas naturais ou modificados, para enfrentar os desafios da sociedade". Na engenharia urbana, manifestam-se através de técnicas de bioengenharia de solos, revegetação e manejo sustentável de águas pluviais que mimetizam processos ecológicos.

Dessa forma, as SBN enfrentam simultaneamente as crises ambiental e social, fortalecendo a resiliência urbana e a justiça climática nas periferias. Neste cenário, o presente trabalho objetiva analisar a estabilidade de encostas através da aplicação de SBN em um trecho da Ladeira do Alto do Coqueiro, em Ilhéus-BA. A área, representativa de territórios vulneráveis brasileiros, possui histórico de instabilidade e expressiva inclinação. Neste cenário, o presente trabalho objetiva diagnosticar a estabilidade atual de um trecho da Ladeira do Alto do Coqueiro, em Ilhéus-BA, e propor um conjunto integrado de SBN, fundamentado em literatura técnica, identificando os parâmetros geomecânicos de cada solução que permitirão, em etapa futura, a modelagem numérica comparativa do FS.

2 METODOLOGIA

A metodologia fundamentou-se em uma abordagem integrada de diagnóstico e modelagem, estruturada na caracterização física e geotécnica da encosta para a posterior implementação do protótipo SBN.

2.1 Caracterização da área de estudo

A caracterização preliminar da área de estudo baseou-se em dados secundários do Plano Municipal de Redução de Riscos (PMRR), integrando bases cartográficas da CONDER (2010). A partir desses insumos, utilizou-se o Modelo Digital do Terreno (MDT) e mapas hipsométricos e de declividade para a compreensão geomorfológica da encosta e identificação de áreas suscetíveis à instabilidade.

A área selecionada localiza-se na Ladeira do Coqueiro, bairro Alto do Coqueiro, em Ilhéus-BA. Embora o setor tenha sido classificado pelo PMRR com Grau de Risco R2, optou-se por intervir em um segmento de risco moderado. Essa escolha estratégica visa validar a eficácia técnica das SBN em condições controláveis como um protótipo, antes da aplicação em setores de risco crítico.

A caracterização detalhada foi consolidada por meio de vistorias técnicas guiadas pelo Eng. Geotécnico Hélio Machado Baptista. As inspeções de campo revelaram fatores críticos de instabilidade, como processos de erosão superficial, fissuras no solo e ausência de sistemas de drenagem pluvial adequados. O adensamento de construções em áreas de elevada declividade, somado à exposição do solo, confirmou a necessidade de intervenções que atuassem tanto na contenção mecânica quanto no controle do fluxo hídrico superficial e profundo.

2.1.1 Levantamento Topográfico e Ensaio de Sondagem a Percussão (SPT)

O método utilizado foi o Levantamento Planialtimétrico Cadastral com tecnologia de posicionamento por RTK (Real Time Kinematic). O levantamento detalhado foi realizado para mapear as variações altimétricas e as declividades críticas da face do talude. A utilização de equipamentos de precisão foi georreferenciado ao Sistema Geodésico Brasileiro, adotando como referência o Datum SIRGAS2000, Fuso 39w, o que permitiu a definição dos perfis transversais, dados essenciais para o zoneamento das intervenções. Este mapeamento fundamentou o posicionamento estratégico das paliçadas, além de servir como geometria de entrada para a modelagem numérica de estabilidade.

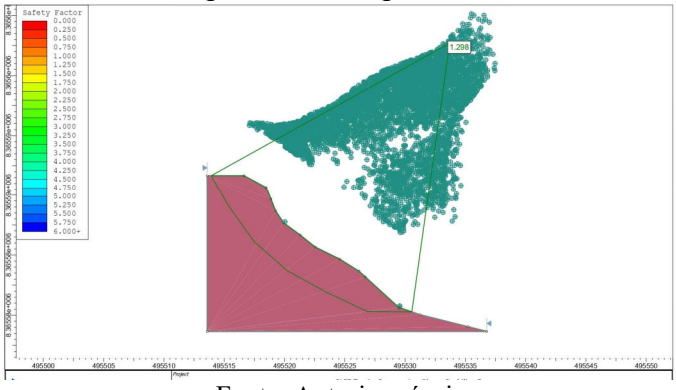
Para a caracterização estratigráfica e geotécnica do subsolo, executou-se um furo de sondagem a percussão, conforme as diretrizes da NBR 6484/2020. O ensaio identificou uma camada predominante de argila siltosa, com índices de resistência à penetração variando entre consistência média a mole nas camadas superficiais. Estes parâmetros de resistência e o perfil de solo obtidos foram determinantes para alimentar a análise computacional e justificar a necessidade de reforço profundo via sistema radicular do Vetiver.

3 RESULTADOS

3.1 Análise Computacional Numérica e Protótipo SBN

Para a realização da primeira etapa da modelagem numérica de estabilidade da encosta, a definição do perfil estratigráfico e a determinação das propriedades físicas do maciço foram fundamentadas nos resultados obtidos diretamente em campo. Os dados do boletim de sondagem evidenciaram um perfil caracterizado por sua homogeneidade textural, no qual a sondagem identificou 9 camadas sucessivas compostas predominantemente por solos argilosos, variando entre argila pouco siltosa, argila pura e argila siltosa com consistências que progridem de mole a rija ao longo da profundidade. Visando simplificar a primeira modelagem geométrica para o cálculo analítico inicial, contornando as transições suaves de consistência e mantendo a segurança técnica preconizada pelas normas regulamentadoras como a NBR 6484/2020, optou-se pela adoção de valores médios representativos para uma camada única equivalente. Desse modo, os parâmetros geotécnicos adotados para a matriz de solo no estado natural foram: peso unitário de 18 kN/m³, critério de ruptura de Mohr-Coulomb, coesão de 10 kPa e ângulo de atrito interno de 28°.

Figura 1: Análise geotécnica



Fonte: Autoria própria

Nesta primeira análise, correspondente ao cenário atual sem intervenções, o modelo acusou um FS de 1,298. Este valor indica uma condição de estabilidade marginal, insuficiente para garantir a segurança da população local diante de eventos pluviométricos intensos, conforme os critérios da NBR 11682/2009.

Os resultados das etapas de diagnóstico permitiram a caracterização quantitativa da encosta, servindo de base para a simulação no software e a posterior escolha da combinação de soluções SBN.

Tabela 1: Resultados da caracterização

PARÂMETRO	RESULTADO	FONTE
Classificação de solo	Argila siltosa	Sollos Engenharia
Grau de risco	Risco moderado - R2	PMRR
Fator de segurança	1,298	Rocscience Slide

A modelagem computacional permitiu avaliar esse desempenho crítico e projetar a eficácia das intervenções com SBN para elevar o FS. As soluções propostas priorizaram técnicas de bioengenharia, como a revegetação com Capim-Vetiver, o uso de paliçadas, Superadobe e sistemas de drenagem superficial sustentável. Somado a isso, a aplicação da Geomanta Macmat R3 e da Biomanta de Fibra de Coco foi fundamental para garantir a proteção contra o impacto direto das chuvas (efeito *splash*) e o carreamento de finos. Enquanto a biomanta atua na proteção imediata e no fornecimento de matéria orgânica, a geomanta Macmat R3 oferece uma matriz tridimensional permanente que serve como suporte mecânico para o ancoramento das raízes do Vetiver e das espécies nativas.

Além disso, os resultados da análise numérica serviram como base para a definição de zonas críticas que necessitam de reforço adicional, bem como para a escolha de soluções que promovessem não apenas a estabilidade física da encosta, mas também benefícios ecológicos e sociais para a comunidade local. A integração entre os resultados de campo e a modelagem computacional reforçou a viabilidade técnica das intervenções com SBN, evidenciando seu potencial como alternativa sustentável e de baixo impacto para a mitigação de riscos geotécnicos urbanos.

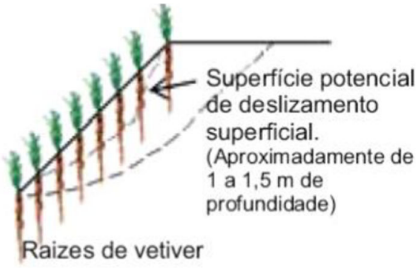
3.1.1 Uso do Capim Vetiver

O uso do Capim-Vetiver (*Chrysopogon zizanioides*) constitui a estratégia central de bioengenharia de solos deste projeto, atuando como um sistema de reforço biológico profundo. Diferente de gramíneas convencionais, o Vetiver foi selecionado por suas propriedades morfológicas únicas, que o tornam uma ferramenta altamente eficaz na estabilização de taludes e recuperação de áreas degradadas (PEREIRA et al., 2006).

A principal característica do Vetiver é o seu sistema radicular fasciculado, que não cresce horizontalmente, mas sim verticalmente, podendo atingir profundidades superiores a 3 metros (MADRUGA et al., 2007). Segundo Madruga et al. (2007), as raízes possuem uma resistência média à tração de aproximadamente 85,1 ±31,2 MPa, o que equivale a cerca de um sexto da resistência do aço macio. Essa resistência permite que as raízes atuem como "microestacas" ou "grampos vivos", que atravessam a camada superficial de solo instável e ancoram-se em camadas mais profundas e resistentes, aumentando a resistência ao cisalhamento do maciço em até 40% (PEREIRA et al., 2006).

Ainda de acordo com a pesquisa de Madruga et al. (2007), a planta é capaz de sobreviver em solos com variações extremas de pH (de 3,3 a 12,5), solos contaminados por metais pesados e condições de saturação hídrica prolongada ou seca severa. Essa rusticidade é fundamental para área de intervenção, garantindo que a barreira biológica permaneça ativa mesmo em períodos de estiagem ou em solos degradados pela lixiviação.

Figura 2: Efeito do Sistema Vetiver na estabilidade do talude.



Fonte: (MADRUGA et al., 2007).

Além do reforço profundo, o mecanismo de atuação do Vetiver abrange o controle hidrodinâmico na face da encosta. Quando plantadas em fileiras densas e seguindo as curvas de nível, as touceiras formam barreiras físicas que reduzem drasticamente a velocidade do escoamento superficial, dissipando a energia cinética das águas pluviais. Esse arranjo promove a dissipação da energia cinética das águas pluviais e a retenção de sedimentos, formando gradualmente terraços naturais que suavizam a declividade do terreno. Ao mesmo tempo, o sistema radicular aumenta a porosidade do solo, facilitando a infiltração e reduzindo a pressão neutra superficial, o que mitiga a formação de ravinas e sulcos erosivos (SKRZYSZOWSKI; CAVALCANTI NETO, 2021).

Assim, o Vetiver se consolida neste protótipo como uma solução de baixo custo e alta eficiência, que combina o grampeamento biológico do solo com a proteção hidrológica superficial, tornando-se mais resistente e eficaz com o passar dos anos, ao contrário das estruturas de concreto que sofrem desgaste temporal.

3.1.2 Paliçadas de contenção erosiva

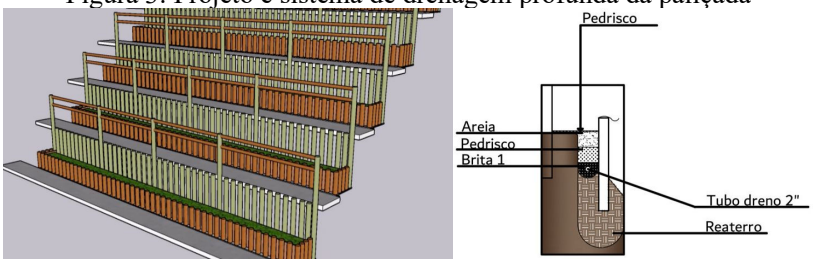
A paliçada, é definida como uma estrutura de bioengenharia composta por estacas ou pilares, no contexto de SBN, preferencialmente de materiais naturais e renováveis como bambu ou eucalipto tratado dispostos de forma linear e estratégica ao longo de encostas ou margens de corpos d'água. No contexto de áreas degradadas, a paliçada é uma técnica de baixo custo e alta eficiência para a estabilização de ravinas e voçorocas, atuando na redução da declividade efetiva do terreno (TEIXEIRA; GUIMARÃES, 2012).

A função mecânica primordial desta técnica é a segmentação do comprimento de rampa. Ao dividir uma encosta longa em patamares sucessivos, a paliçada interrompe o fluxo contínuo do escoamento superficial e retém o solo transportado. De acordo com Teixeira e Guimarães (2012), essas estruturas funcionam como "barragens de retenção" que diminuem a energia cinética da enxurrada e favorecem a deposição de sedimentos a montante. Para o solo do Alto do Coqueiro, identificado como argila siltosa, essa retenção é vital para impedir que o material superficial solto seja carreado durante eventos pluviométricos intensos.

Além da estabilização física, a paliçada foi dimensionada para atuar como um sistema de drenagem profunda de interface. Teixeira e Guimarães (2012) ressaltam que a falha de muitas contenções ocorre devido ao acúmulo de pressão hidrostática. Para mitigar esse risco, a face interna da estrutura foi forrada com manta geotêxtil (Bidim) e um colchão drenante composto por pedrisco, areia e brita. No núcleo, o dreno corrugado perfurado capta as águas de infiltração, mantendo o solo seco e preservando os parâmetros de resistência ao cisalhamento do maciço.

A geometria em patamares gerada pela instalação possibilita a criação de terraços nivelados, que neste projeto foram destinados a hortas comunitárias. Essa abordagem multifuncional transforma a percepção da encosta, que deixa de ser vista apenas como um local de risco e passa a ser um espaço de convivência e produção de alimentos.

Figura 3: Projeto e sistema de drenagem profunda da paliçada



Fonte: Autoria própria

Dessa forma, a paliçada se firma neste protótipo como uma solução estrutural de baixo impacto e alta multifuncionalidade, que combina a contenção mecânica imediata com a gestão inteligente de fluxos hídricos. Ao atuar como uma barragem de retenção, ela não apenas estabiliza o solo superficial através da segmentação da rampa, mas também previne falhas por pressões neutras por meio de seu sistema de sub-drenagem de interface. Ao contrário dos muros de concreto que isolam o terreno, a paliçada cria patamares permeáveis que promovem a resiliência da encosta e a apropriação comunitária via hortas urbanas, garantindo que a proteção geotécnica caminhe junto com a requalificação social do território.

3.1.3 Superadobe

O superadobe, técnica desenvolvida pelo arquiteto Nader Khalili, consiste em um sistema de terra ensacada reforçada, utilizado neste projeto para a construção de muros de contenção e delimitação de patamares na base da encosta. A técnica fundamenta-se na utilização de sacos de polipropileno de alta resistência, preenchidos com solo local úmido e compactados *in loco*, formando estruturas monolíticas de alta inércia (NAKAGAWA, 2017).

Diferente dos muros de gravidade convencionais em concreto, o superadobe utiliza o próprio peso próprio do solo compactado para resistir aos esforços de empuxo. Durante a execução, entre cada fiada de sacos, são dispostos fios de arame farpado que funcionam como um elemento de travamento e resistência à tração, impedindo o deslizamento entre as camadas. A compactação manual ou mecânica de cada camada garante que a estrutura adquira uma densidade elevada, tornando-a capaz de suportar as pressões laterais do solo da encosta de forma eficaz e duradoura.

Figura 4: Execução de Superadobe



Fonte: Autoria própria

A escolha do Superadobe como SBN justifica-se pela sua extrema sustentabilidade e baixo custo. Segundo Nakagawa (2017), esta ecotécnica elimina a necessidade de grandes quantidades de cimento, aço e madeira para fôrmas, reduzindo drasticamente a pegada de carbono da obra. Além disso, a utilização do solo proveniente da própria escavação do local minimiza a necessidade de transporte de materiais e o descarte de resíduos, promovendo a economia circular no canteiro de obras.

No contexto do estudo, o muro de superadobe não cumpre apenas uma função estrutural, mas também de ordenamento urbano e social. Após a conclusão, a estrutura pode ser revestida com reboco de terra ou cal, permitindo o plantio de espécies vegetais em suas frestas ou em jardineiras integradas. Essa abordagem transforma uma barreira física em um elemento de requalificação urbana, incentivando a apropriação do espaço pela comunidade e garantindo que a contenção seja harmoniosa com o ecossistema local. No projeto, a área foi dotada de um mobiliário urbano estratégico, projetado com design funcional em formato de banco e planejado para receber uma estátua de Jorge Amado. Esta intervenção ressignifica o espaço, convertendo uma barreira física de proteção em um ponto de convivência e marco turístico para a cidade de Ilhéus.

3.1.4 Utilização de geomanta e biomantas

A geomanta MacMat R3 é um geossintético de alta performance, projetado para o controle de erosão superficial e reforço da face do talude. Segundo as especificações técnicas e reforçado por Sales (2017), geossintéticos tridimensionais possuem um índice de vazios superior a 90%, o que é fundamental para o confinamento das partículas de solo e para permitir que a vegetação cresça através da manta, criando um microambiente térmico favorável.

O uso de geomantas flexíveis é crucial em taludes de alta declividade, pois elas aumentam a rugosidade superficial, reduzindo a velocidade do escoamento e impedindo a formação de sulcos erosivos. No contexto das SBNs, ela atua como um reforço híbrido, a malha garante a estabilidade imediata da camada superficial, enquanto a matriz de filamentos permite o ancoramento das raízes do Vetiver.

As biomantas antierosivas foram selecionadas como o componente biodegradável de proteção temporária. Segundo Alves (2023), a biomanta de fibra de coco destaca-se na bioengenharia de solos por sua alta resistência mecânica em comparação a outras fibras naturais e por sua excelente capacidade de retenção de água, fator vital para o clima de Ilhéus.

O principal mecanismo é a dissipação da energia cinética hídrica, combatendo o efeito *splash*. Ao formar uma barreira contínua, a biomanta impede a desagregação das partículas e o transporte de sedimentos. Alves (2023) ressalta que as fibras de coco demoram mais para se decompor do que a palha agrícola, oferecendo uma proteção que dura entre 12 a 24 meses, tempo suficiente para que o sistema radicular do Vetiver se estabeleça.

Figura 5: Geomanta e biomanta sendo instaladas



Fonte: Autoria própria

3.2 Parametrização das SBN para Modelagem Numérica

Com base nos dados de campo e nos valores consolidados pela literatura técnica, as soluções SBN selecionadas foram parametrizadas para incorporação no Rocscience Slide, permitindo a simulação do comportamento mecânico de cada intervenção e a projeção do Fator de Segurança resultante. A Tabela 2 sintetiza os principais parâmetros adotados.

Tabela 2: Parametrização das SBN para modelagem numérica

TÉCNICA SBN	MODELO DE SIMULAÇÃO	PARÂMETRO PRINCIPAL	VALOR ADOTADO	FONTE
Superadobe	Muro de arrimo gravitacional	Peso específico do solo compactado	20 kN/m^3	Solo local compactado
Paliçada	Micro-pilhas	Resistência nominal ao cisalhamento	20 kn/estaca	Cálculo teórico
Capim-Vetiver	Solo grampeado passivo	Capacidade de tração individual	10 kN	Resistência à tração da raiz
Capim-Vetiver	Ligação solo-raiz	Tensão de aderência	3 kN	Literatura de bioengenharia
Capim-Vetiver	Placa superficial	Capacidade da placa	0 kN	Sem placa rígida

Para a base da encosta, o Superadobe pode ser inserido no modelo como muro de arrimo gravitacional, com peso específico de 20 kN/m³, para contrabalançar o empuxo ativo do maciço e prevenir movimentos rotacionais. As paliçadas de eucalipto podem ser modeladas como micro-pilhas com resistência nominal ao cisalhamento de 20 kN por estaca, valor conservador em relação à capacidade teórica de 30,8 kN, adotado por considerar que em argila mole a falha tende a ocorrer pela pressão lateral do solo antes da ruptura do material. Sua inserção no modelo também implicará alteração da geometria do talude, com a criação de patamares que reduzem o comprimento efetivo da rampa e redistribuem favoravelmente as tensões internas, modificando as superfícies críticas de ruptura. O Capim-Vetiver pode ser simulado como solo grampeado passivo, com capacidade de tração de 10 kN por touceira, aderência solo-raiz de 3 kN/m e placa superficial nula, representando o estado de maturação após 9 meses com raízes a 2,5 m de profundidade, mobilizando o reforço de forma distribuída ao longo do maciço.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir da integração entre os dados obtidos em campo e os parâmetros consolidados pela literatura técnica, este trabalho estruturou-se em duas frentes complementares: o diagnóstico geotécnico da encosta e a parametrização das Soluções Baseadas na Natureza propostas para sua estabilização.

O diagnóstico revelou um Fator de Segurança inicial de 1,298, valor que caracteriza estabilidade marginal insuficiente frente aos critérios da NBR 11682/2009, particularmente sob eventos pluviométricos intensos. O perfil estratigráfico, composto predominantemente por argila siltosa de consistência média a mole nas camadas superficiais, evidenciou a necessidade de intervenções que atuassem simultaneamente no reforço profundo, na contenção mecânica e no controle do fluxo hídrico superficial e subsuperficial.

Para responder a essas demandas de forma técnica e economicamente viável, o protótipo SBN proposto integra soluções parametrizadas para incorporação no Rocscience Slide. O SuperAdobe, modelado como muro de arrimo gravitacional, oferece contenção passiva na base da encosta. As paliçadas de eucalipto, inseridas como micro-pilhas alteram favoravelmente a geometria do talude por meio do terraceamento, redistribuindo as tensões internas e reduzindo o comprimento efetivo da rampa. O Capim-Vetiver, simulado como sistema de solo grampeado passivo atua como reforço biológico distribuído, mobilizando incrementos progressivos de resistência ao cisalhamento no maciço. A sinergia entre essas técnicas atua de forma multiescalar, enquanto as biomantas e a geomanta MacMat R3 garantem a proteção hidrológica superficial imediata, criando o berçário necessário para o estabelecimento do Vetiver, as paliçadas e o SuperAdobe respondem mecanicamente às solicitações estruturais de curto prazo.

A convergência entre os dados de campo e os parâmetros identificados na literatura reforça a viabilidade técnica do protótipo proposto. Como etapa subsequente desta pesquisa, a modelagem numérica comparativa no Rocscience Slide, incorporando os parâmetros definidos, permitirá quantificar o ganho efetivo no FS e validar as SBN como alternativa robusta, sustentável e de baixo impacto ambiental à infraestrutura cinza convencional, transformando um cenário de risco em um modelo de resiliência urbana e justiça climática.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

MADRUGA, E. L.; SCHELE, E. L. & SALOMÃO, F. X. T. (2007). Uso do capim vetiver (sistema vetiver) na estabilização de taludes de rodovias, proteção de drenagens e de áreas marginais. Disponível em: <https://defesacivil.es.gov.br/Media/defesacivil/Material%20Did%C3%A1tico/CBPRG%20-%202019/PESQUISA%20VETIVER.pdf>. Acesso em Janeiro de 2026.

PEREIRA, A. R; GALVÃO, T. C. B; SIMÕES, G. F; LUCENA, L. A. B; OLIVEIRA, D. A. O; COELHO, A. T. Uso do vetiver na estabilização de taludes e encostas. Boletim Técnico. Belo Horizonte-MG: Editora FAPI Ltda. 2006.

SKRZYSZOWSKI, Vinicius dos Santos; CAVALCANTI NETO, Sebastião. Estudo do potencial do capim vetiver (Chrysopogon Zizanioides (L.) Roberty) com ênfase à bioengenharia de solos. Brazilian Journal of Development, Curitiba, v. 7, n. 3, p. 32593-32612, mar. 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro: ABNT, 2009. 31 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *N*BR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2020..

SALES, Thiago José Moreira. Estudo da aplicação de geossintético no controle de erosão. 2017. 56 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2017.

ALVES, Genilson Gomes. *Utilização da biomanta de fibra de coco como técnica de bioengenharia para o controle de erosão em taludes*. 2023. 67 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2023.

TEIXEIRA, Natália Campos; GUIMARÃES, Carla Daniele de Carvalho. Métodos de contenção e estabilização de processos erosivos avançados e voçorocas no Brasil. *Saberes Interdisciplinares*, São João del-Rei, MG, n. 10, p. 73-92, jul./dez. 2012.

BRASIL. Ministério das Cidades. Secretaria Nacional de Periferias. *Programa Periferia Viva: Adaptação Climática e Soluções Baseadas na Natureza*. Brasília: Ministério das Cidades, 2024.

FUNDAÇÃO GRUPO BOTICÁRIO. *Soluções Baseadas na Natureza para a Adaptação Climática: Guia Prático para Cidades*. Curitiba: Fundação Grupo Boticário, 2021.

IUCN. *Nature-based Solutions to address global societal challenges*. Gland, Suíça: IUCN, 2016.

CONDER. Companhia de Desenvolvimento Urbano do Estado da Bahia. *Base Cartográfica Digital de Ilhéus*. Salvador: CONDER, 2010.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/27

Aterro sobre solos moles: Estudo de Caso em Biguaçu/SC

Gabriela Menghini de Godoy
Mestranda, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, gabriela.godoy@posgrad.ufsc.br

Gracieli Dienstmann
Professora, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, g.dienstmann@ufsc.br

Jonatas Sosnoski
Engenheiro civil, Geoforma, Joinville, Brasil, jonatas.sosnoski@gmail.com

André Luis Meier
Doutorando, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, de.luis.meier@gmail.com

Graziele Moura Borges Silva
Graduanda, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, grazielemourab@gmail.com

RESUMO: Este trabalho apresenta a avaliação geotécnica para implantação de aterros com altura aproximada de 3,2 m sobre solos moles em área costeira de Biguaçu/SC. A investigação de campo incluiu sondagens SPT, seis ensaios de piezocone (CPTu) com dissipação e a coleta de amostras indeformadas para ensaios de caracterização e adensamento. Os resultados indicaram a presença de camadas de argilas moles a muito moles, com espessuras entre 2,0 m e 7,0 m, resistências não drenadas médias entre 15 e 25 kPa e elevados índices de compressibilidade. A estimativa de recalques, realizada pelo método de Janbu, indicou valores entre 20 cm e superiores a 90 cm nos trechos mais críticos. A análise do tempo de consolidação mostrou que, sem tratamento, seriam necessários até 45 meses para atingir cerca de 90% do adensamento, enquanto a adoção de geodrenos em malha triangular com espaçamento de 1,30 m reduziu esse tempo para aproximadamente 3 a 4 meses. As verificações de estabilidade e de expulsão lateral (*squeeze*) evidenciaram fatores de segurança insuficientes na condição sem reforço. Como solução, recomenda-se a combinação de geodrenos, reforço basal com geogrelhas e instrumentação geotécnica, visando à redução dos recalques, aceleração do adensamento e garantia da estabilidade dos aterros.

PALAVRAS-CHAVE: Aterro sobre solos moles, Pré-carregamento, Geodrenos, CPTu, Estabilidade.

ABSTRACT: This paper presents the geotechnical assessment for the construction of embankments with an approximate height of 3.2 m over soft soils in a coastal area of Biguaçu, Santa Catarina State, Brazil. The field investigation comprised SPT soundings, six piezocone penetration tests (CPTu) with dissipation tests, and the collection of undisturbed samples for laboratory characterization and consolidation tests. The results indicated the presence of soft to very soft clay layers with thicknesses ranging from 2.0 m to 7.0 m, average undrained shear strengths between 15 and 25 kPa, and high compressibility. Settlement prediction performed using Janbu's method yielded values between 20 cm and more than 90 cm in the most critical sections. Consolidation time analyses showed that, without ground improvement, approximately 45 months would be required to achieve about 90% consolidation, whereas the installation of prefabricated vertical drains arranged in a triangular pattern with 1.30 m spacing reduced this period to approximately 3 to 4 months. Stability and lateral squeezing analyses indicated insufficient safety factors under untreated conditions. As a result, a combined solution involving prefabricated vertical drains, basal reinforcement with geogrids, and geotechnical instrumentation is recommended to reduce settlements, accelerate consolidation, and ensure embankment stability.

KEYWORDS: Embankment on soft soils; Preloading; Vertical drains; CPTu; Stability.

1 INTRODUÇÃO

A execução de aterros sobre solos moles constitui um dos principais desafios da engenharia geotécnica, especialmente em áreas costeiras formadas por depósitos recentes, caracterizados por baixa resistência ao cisalhamento e elevada compressibilidade. Solos com baixa resistência ao cisalhamento e elevada compressibilidade tendem a apresentar recalques significativos, longos tempos de adensamento e dificuldades de estabilidade durante a fase construtiva, quando submetidos a carregamentos de aterros (Almeida e Marques, 2010).

Nesse contexto, o presente trabalho apresenta um estudo de caso de aterros sobre solos moles em área costeira do município de Biguaçu/SC, com base em investigações geotécnicas de campo e laboratório. São avaliados os recalques, os tempos de adensamento e a estabilidade dos aterros, bem como analisadas soluções de melhoria do subsolo, visando subsidiar o projeto geotécnico e a tomada de decisão quanto às medidas mais adequadas para a execução segura da obra. Por questões de confidencialidade, localização exata, nome de empreendimento entre outros foram descaracterizados ao longo da apresentação do artigo.

2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO E LABORATÓRIO

As sondagens à percussão (SPT) realizadas em 2020 indicaram a presença de camadas superficiais de argilas muito moles a moles, com espessuras variando entre 2,5 m e 5,0 m, assentadas sobre solos arenosos de compacidade fofa a média. Essa configuração caracteriza a ocorrência de solos compressíveis, suscetíveis a recalques significativos quando submetidos aos carregamentos dos aterros de projeto.

Com o objetivo de complementar a investigação, foram executados seis ensaios de piezocone (CPTu) ao longo do traçado, Figura 1, incluindo ensaios de dissipação, além da coleta de amostras indeformadas do tipo *Shelby* nos pontos 02, 04, 05 e 06, nas profundidades de 1,5 m, 4,0 m, 4,0 m e 3,8 m, respectivamente. Ensaios laboratoriais de caracterização e adensamento confirmaram a natureza argilosa e compressível dos depósitos superficiais, Tabela 1.

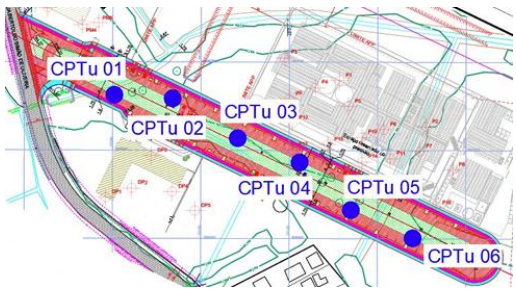


Figura 1. Localização dos pontos de ensaio CPTu ao longo do traçado.

A partir da integração dos resultados das sondagens SPT, dos ensaios CPTu e dos ensaios laboratoriais, foi elaborado o perfil geotécnico do terreno, apresentado na Figura 2, no qual se observa a presença local de camada superficial de aterro, seguida por solos orgânicos/argilosos de baixa resistência, estendendo-se até profundidades variáveis. Em alguns trechos extremos e intermediários, ocorrem solos arenosos e siltosos com maior resistência, indicando melhor comportamento.

Adicionalmente, os resultados dos ensaios CPTu permitiram estimar a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u). Para a sua determinação, adotou-se Nkt = 12, calibrado com base em ensaios locais e experiência regional, resultando em valores médios entre 15 e 25 kPa (Figura 3).

Referência	CPTu 2	CPTu 4	CPTu 5	CPTu 6
Amostra	AM 02	AM 04	AM 05	AM 06
Prof. (m)	1,5	4,0	4,0	3,8
Índice vazios inicial	0,97	2,83	3,46	0,97
Índice compressão	0,25	1,14	1,45	0,25
Tensão pré-adensamento (kPa)	34	27	30	45
LL	45	63	64	50
LP	26	40	47	30
IP	19	23	17	20

Tabela 1. Resumo ensaios de adensamento e limites de Atterberg.

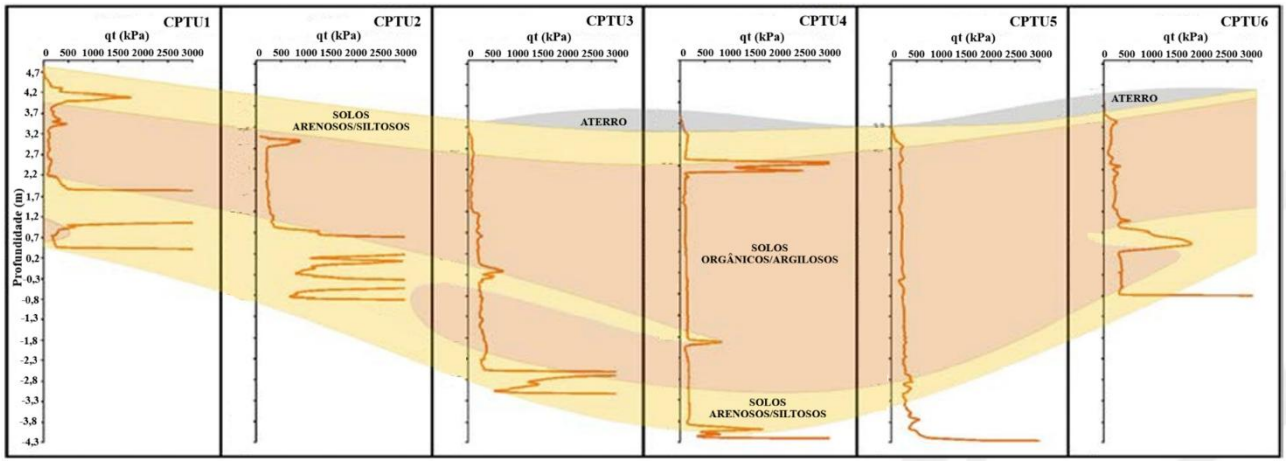


Figura 2. Perfil geotécnico com base nas sondagens CPTu.

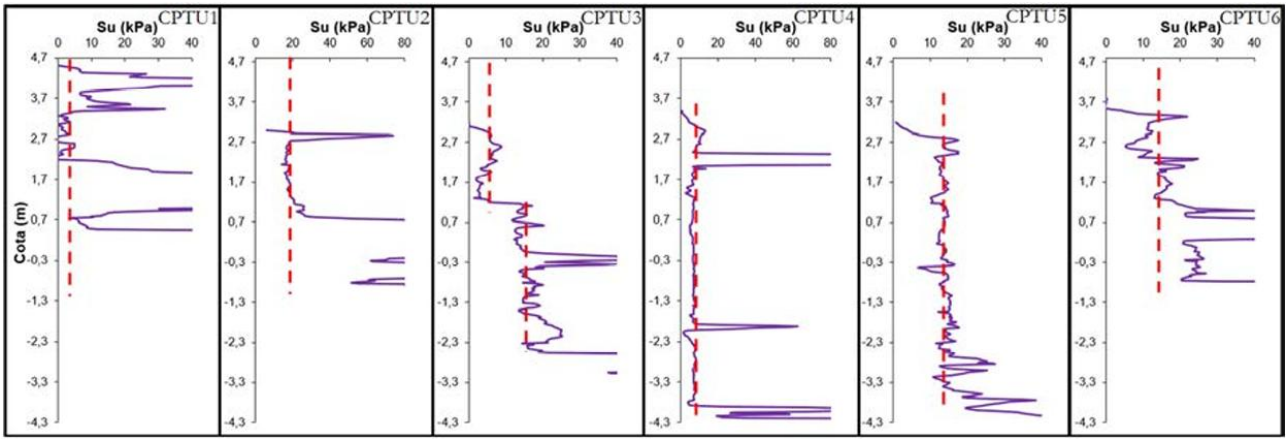


Figura 3. Resultado da interpretação da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) do solo de fundação.

3 ESTIMATIVA DE RECALQUES

A área de estudo situa-se em ambiente costeiro associado à baía de Biguaçu, constituído por sedimentos quaternários recentes (aluviões e depósitos de mangue) sobre o embasamento gnáissico, com elevada presença de matéria orgânica. Esses depósitos encontram-se, em geral, em condição normalmente adensada, apresentando baixa resistência e elevada deformabilidade.

A estimativa de recalques foi realizada pelo método proposto por Janbu (CFEM, 1992 eds. 2006/2019). A deformação de cada camada foi calculada considerando os domínios de recompressão ($\sigma'_1 < \sigma'_p$) e compressão virgem ($\sigma'_1 > \sigma'_p$), conforme equação 1.

$$\varepsilon = \begin{cases} m_r . \ln\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_0}\right) \\ m_r . \ln\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0}\right) + m . \ln\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_p}\right) \end{cases} \quad (1)$$

Onde m_r é o coeficiente de recompessão elástica, m é o coeficiente de compressão plástica, σ'_p a tensão de pré-adensamento, σ'_0 a tensão vertical atual, e σ'_1 a tensão final a aplicar.

O recalque total (S) é obtido somando-se as contribuições de cada camada H_i. Os parâmetros de compressibilidade foram definidos a partir dos ensaios de adensamento em laboratório, enquanto a tensão de pré-adensamento foi estimada a partir dos resultados dos ensaios CPTu.

$$S = \sum \varepsilon_i . H_i \quad (2)$$

As tensões incrementais impostas pelo aterro foram estimadas considerando altura de aterro de, aproximadamente, 3,2 metros nos trechos críticos e peso específico do material de empréstimo igual a 20 kN/m³. Com base nessas informações, os recalques foram avaliados para as posições correspondentes aos ensaios CPTu 01 a 06, permitindo a construção do perfil longitudinal de deformações.

A distribuição dos recalques ao longo do traçado (Figura 4) indica valores entre 20 e 25 cm nas estacas 1 a 4, reduzindo para cerca de 10 cm entre as estacas 5 e 6. A partir da estaca 7, observa-se aumento significativo, com valores superiores a 90 cm entre as estacas 8 e 10, associados à maior espessura das camadas argilosas. Nos trechos finais, os recalques reduzem gradualmente, atingindo aproximadamente 30 cm.

Os resultados indicam a necessidade de setorização do projeto, com adoção de soluções de melhoria de solo nos trechos mais críticos, como pré-carregamento associado a geodrenos.

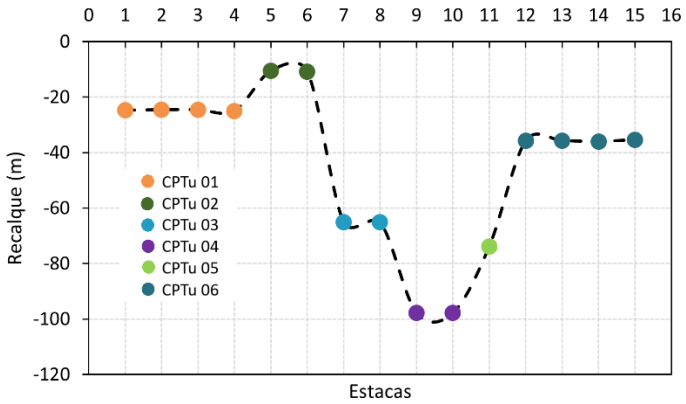


Figura 4. Estimativa de magnitude dos recalques ao longo do projeto.

4 ESTIMATIVA DO TEMPO DE ADENSAMENTO

A avaliação do tempo necessário para a dissipação das poropressões e a consolidação das camadas argilosas foi realizada a partir da determinação do coeficiente de adensamento (c_v). Para essa finalidade, foram considerados dois conjuntos principais de dados: os ensaios de dissipação realizados nos piezocones (CPTu) e os ensaios de adensamento.

Os resultados indicam que os valores de c_v (entre 0,0004 e 0,0038 cm²/s) variam significativamente em função da profundidade e da posição ao longo do traçado, o que implica tempos de adensamento distintos para os diferentes trechos do empreendimento. O tempo necessário para atingir aproximadamente 90% do recalque primário foi estimado pela equação 3.

$$t = T_v.\frac{H^2 d}{cv} \qquad (3)$$

(a) Estimativa tempo de recalque

(b) Evolução do adensamento ao longo do tempo

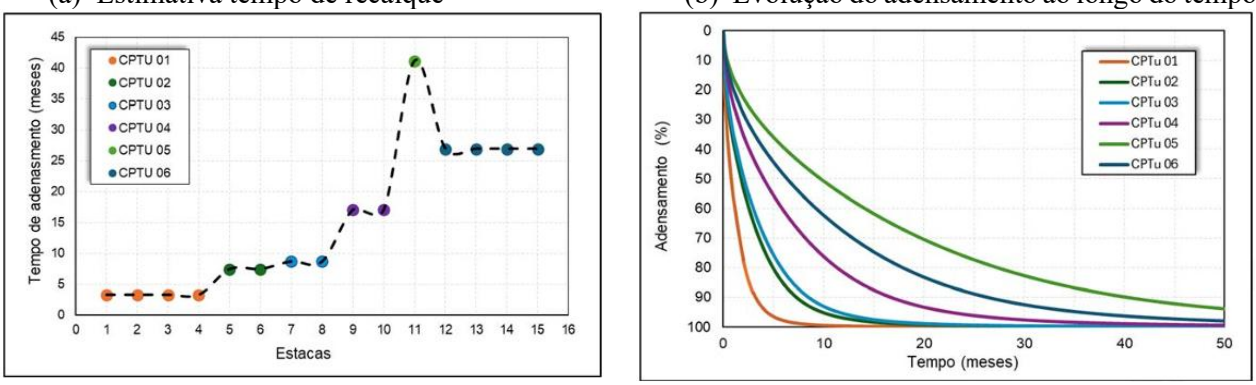


Figura 5. Estimativa do tempo de recalque e evolução do adensamento com o tempo.

A estimativa do tempo de adensamento ao longo do eixo do projeto, associada às posições das estacas e aos ensaios CPTu, é apresentada na Figura 5. Observa-se que, nos trechos correspondentes aos CPTu 01 e 02, caracterizados por menor espessura de solo mole, os tempos de adensamento situam-se entre 2 e 5 meses. Em contrapartida, nos trechos associados ao CPTu 05, os valores ultrapassam 40 meses. Além disso, a Figura 5 também apresenta a evolução do grau de adensamento ao longo do tempo para os diferentes pontos investigados. Nos locais com solos mais permeáveis e de menor espessura, o adensamento atinge rapidamente

valores próximos a 90% em poucos meses. Já nos trechos mais espessos e menos permeáveis, o processo é significativamente mais lento, podendo demandar períodos superiores a décadas para alcançar graus semelhantes de consolidação.

Os resultados indicam grande variabilidade ao longo do traçado, com condições mais críticas nos trechos associados aos CPTu 04 a 06, justificando a adoção de medidas de aceleração de recalques, como a utilização de drenagem vertical.

5 EXPULSÃO LATERAL DE SOLOS MOLES (*SQUEEZE*)

Durante a execução de aterros sobre solos moles, pode ocorrer o fenômeno de *squeeze*, caracterizado pela expulsão lateral do solo em função da baixa resistência não drenada e do incremento de tensões induzido pelo aterro, podendo resultar em deformações excessivas e instabilidades.

A verificação da estabilidade frente à expulsão lateral foi realizada por meio da equação 4. A equação proposta determina um um fator de segurança (Fe) considerando uma geometria adotada para o projeto de terraplanagem, com taludes do aterro com inclinação de 1V:2H.

$$Fe = \frac{(0{,}5.\gamma_f.D+2.S_u).D+(\alpha.S_{u0}+S_{ub}).n.H}{(\gamma.H+q+0{,}5.\gamma_f.D-2.S_u).D} \quad (4)$$

Onde γ_f é o peso específico do solo mole, D espessura da camada mole, α graus de mobilização da resistência não drenada no topo da interface solo/aterro, S_{u0} resistência ao cisalhamento no topo da base da camada mole, S_{ub} resistência ao cisalhamento na base da camada mole, S_u resistência ao cisalhamento média na camada mole, n fator de inclinação do aterro, H altura do aterro, γ peso específico do aterro, e q a sobrecarga.

As análises indicaram valores médios de Fe ≈ 1,2, inferiores ao recomendado para a fase construtiva. Para atender a um fator de segurança mínimo de 1,3, recomenda-se a adoção de taludes mais suaves (1V:3H). Essa medida aumenta a estabilidade inicial e tende a se tornar mais favorável com o tempo, devido ao ganho de resistência associado ao adensamento.

6 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DOS TALUDES

De acordo com a ABNT NBR 11682 (2009), considerando níveis elevados de risco associado à perda de vidas humanas e a danos materiais e ambientais, o fator de segurança mínimo recomendado para a obra é FS=1,5. As análises de estabilidade foram realizadas para seções transversais representativas das condições mais críticas do projeto, correspondentes às estacas 7 e 13. As análises foram conduzidas considerando a inclinação de talude de 1V:3H. Os resultados obtidos para as seções correspondentes às estacas 7 e 13 são apresentadas na Figura 6, com conjunto de parâmetros adotados expresso nas Tabela 2 e 3.

Os fatores de segurança obtidos situaram-se entre 0,87 e 1,0, portanto inferiores ao valor mínimo recomendado de 1,5. Esses resultados indicam que, mesmo com a adoção de taludes mais suaves, a estabilidade global não é atendida, evidenciando a necessidade de medidas adicionais de reforço na base do aterro para garantir condições adequadas de segurança.

Estaca 07				Estaca 13			
Camada	**z (m)**	**γ**	**Parâmetros**	**Camada**	**z (m)**	**γ (kN/m³)**	**Parâmetros**
Aterro	-	16	c'=5; φ'=28°	Aterro	-	16	c'=5; φ'=28°
Rachão	-	20	c'=1; φ'=35°	Rachão	-	20	c'=1; φ'=35°
Argila	0–2	14	Su=5	Argila	0–1	14	Su=10
Argila	2–3	14	Su=8	Argila	1–2	14	Su=5
Argila	3–4	14	Su=12	Argila	2–3	14	Su=12
Argila	4–5	14	Su=10	Argila	3–3,5	14	Su=40
Argila	5–6	15	Su=20	Argila	3,5–4,5	14	Su=15
Residual	-	18	c'=10; φ'=30°	Residual	-	18	c'=10; φ'=30°

Tabela 2. Parâmetros do solo.

Reforço	Aderência (kPa)	φ (°)	Modelo	Orientação	Ancoragem	Cobertura (%)	T (kN/m)
Geogrelha	2	35	Linear	Paralela	Face do talude	100	200

Tabela 3. Parâmetros da geogrelha.

(a) Estaca 07, FS=0,874 (b) Estaca 13, FS=1,001

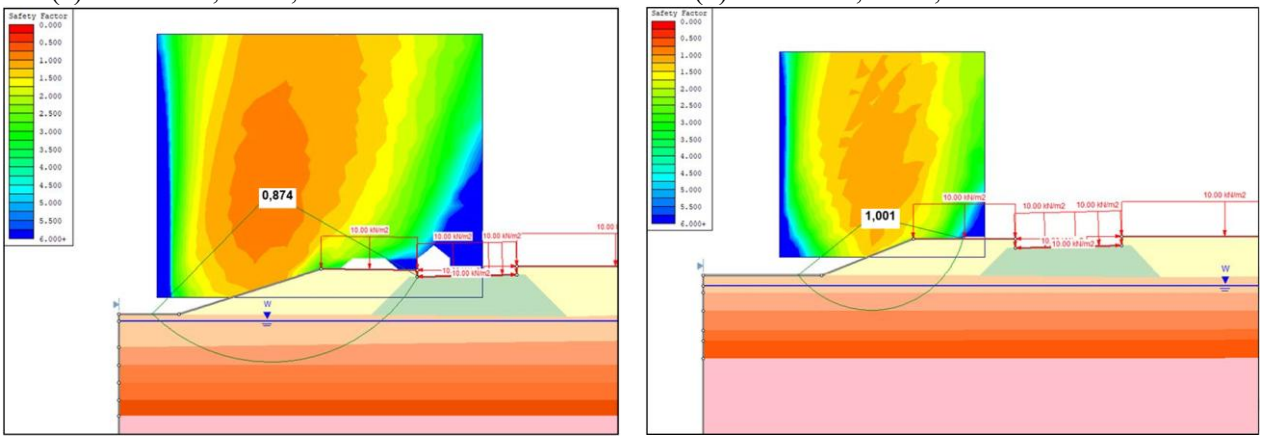


Figura 6. Análise de estabilidade estacas 7 e 13.

7 SOLUÇÕES

A partir da análise integrada de campo e laboratório, bem como da avaliação comparativa das alternativas de melhoria do solo, definiu-se como solução mais adequada a instalação de geodrenos, associada a reforço basal com geogrelhas e ao monitoramento geotécnico por meio de instrumentação (placas de recalque, piezômetros e benchmarks). Essa configuração foi considerada a mais compatível com as condições locais de solo, proporcionando ganhos simultâneos de estabilidade e redução do tempo de consolidação.

7.1 Instalação de geodrenos

A introdução de geodrenos no solo reduz a distância de drenagem, acelerando a dissipação das poropressões e o processo de adensamento. A equivalência entre a drenagem natural e a drenagem induzida por geodrenos foi estimada pela formulação proposta por Carrillo (1942), expressa pela equação 5. As análises foram realizadas considerando geodrenos dispostos em malha triangular, com espaçamento de 1,30m, adotado neste estudo. A comparação entre as condições com geodrenos e sem geodrenos é apresentada na Figura 7.

$$(1 - \overline{U}) = (1 - \overline{U}_v).(1 - \overline{U}_h) \quad (5)$$

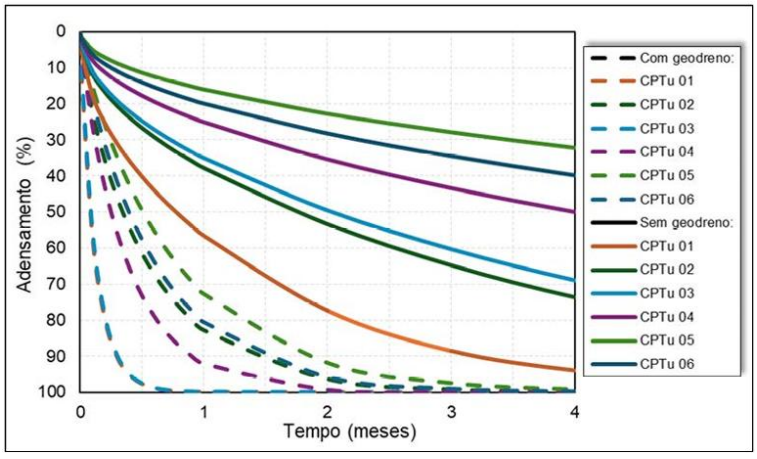


Figura 7. Comparativo da evolução de adensamento com e sem a instalação de geodrenos

Os resultados indicam que a instalação de geodrenos acelera significativamente o adensamento, permitindo atingir graus próximos a 90% em poucos meses, inclusive nos trechos mais críticos. Na ausência de drenos, o processo pode demandar anos para atingir níveis semelhantes.

7.2 Disposição das geogrelhas

As análises previamente realizadas da estabilidade dos aterros indicaram fatores de segurança inferiores a 1,5, em função dos baixos valores de resistência não drenada das camadas de argila mole. Diante desse cenário, tornou-se necessária a adoção de medidas de reforço para garantir a estabilidade global do maciço.

A solução adotada consistiu na instalação de geogrelha na base dos aterros, atuando como elemento tracionado capaz de redistribuir esforços, reduzir deformações diferenciais e elevar os fatores de segurança a níveis compatíveis com os critérios de projeto. Foram realizadas análises considerando uma camada de geogrelha disposta na base do aterro, cujos resultados são apresentados na Figura 8.

Os resultados indicaram fatores de segurança iguais a 1,43 para a seção da estaca 7 e 2,32 para a seção da estaca 13. Para a estaca 7, o valor obtido é considerado adequado para a fase de execução da obra, atendendo aos critérios mínimos de estabilidade de curto prazo. A longo prazo, o processo de adensamento dos solos moles promove aumento progressivo da resistência não drenada, resultando em elevação adicional do fator de segurança.

(a) Estaca 07, FS=1,425 (b) Estaca 13, FS=2,315

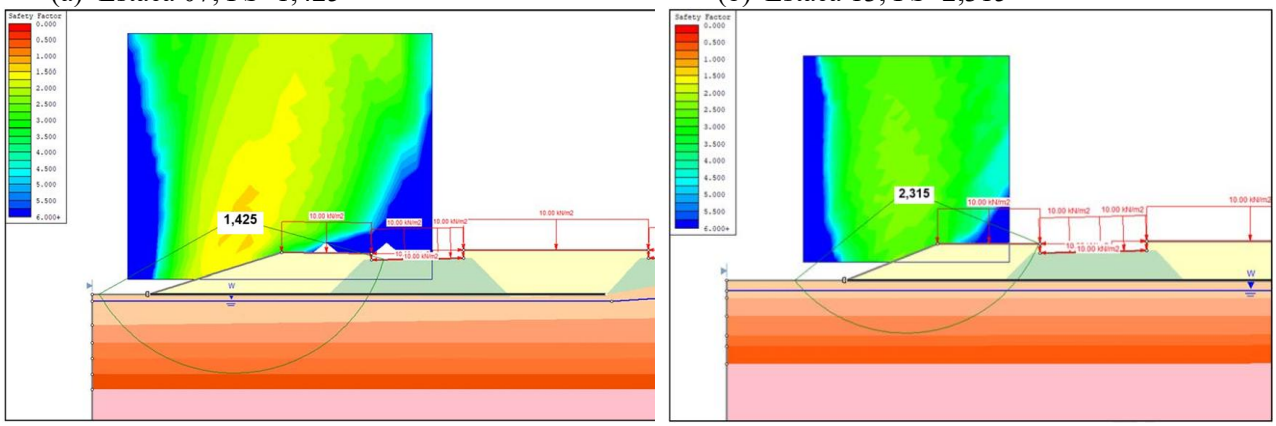


Figura 8. Análise de estabilidade com a disposição de 01 geogrelha nas estacas 7 e 13.

A disposição das geogrelhas deve abranger toda a base do aterro, atuando como elemento de reforço contínuo e assegurando a redistribuição uniforme das tensões. A definição do tipo de geogrelha, do número de camadas e dos comprimentos de ancoragem e deve ser objeto de projeto executivo específico.

7.3 Instrumentação geotécnica

Como parte integrante da solução adotada, foi previsto um sistema de instrumentação geotécnica composto por oito placas de recalque, oito piezômetros e dois *benchmarks*, distribuídos ao longo dos trechos de aterro sobre solos moles. O objetivo do monitoramento é acompanhar a evolução dos recalques e a dissipação das poropressões durante e após a execução do aterro, permitindo avaliar o comportamento real do subsolo e validar as previsões teóricas de adensamento.

As placas de recalque devem ser instaladas na interface entre o aterro e a camada de solo mole, construídas por bases metálicas niveladas e conectadas a hastes de medição topográfica, possibilitando o registro periódico dos recalques acumulados. Os piezômetros devem ser instalados aproximadamente no centro da camada compressível, permitindo o acompanhamento da dissipação das poropressões ao longo do tempo.

Os *benchmarks* devem ser implantados em áreas estáveis, fora da zona de influência dos recalques, e atuarão como pontos fixos de referência para o nivelamento geométrico. Todas as leituras de recalque e poropressão serão referenciadas a esses pontos, garantindo a consistência e a rastreabilidade das medições.

O monitoramento deverá ser contínuo, com leituras mais frequentes nas fases iniciais da obra, da ordem de periodicidade semanal, e com espaçamento progressivo dos intervalos à medida que o solo se estabiliza. A interpretação conjunta dos registros de recalque e de poropressão fornecerá suporte às decisões de campo, como o avanço das etapas de aterro ou a remoção de sobrecarga, assegurando o desempenho previsto no projeto.

Dessa forma, o sistema de instrumentação proposto constitui etapa essencial de controle executivo, contribuindo para a segurança da obra e para a verificação da eficácia das soluções adotadas de melhoria e estabilização do solo.

8 CONCLUSÃO

As investigações geotécnicas realizadas permitiram caracterizar a estratigrafia local e definir os parâmetros necessários às análises de recalque, tempo de adensamento e estabilidade de aterros. Os resultados indicaram a presença de camadas de argilas moles a muito moles, com espessuras variando entre aproximadamente 2,0m e 7,0m, apresentando S_u médio da ordem de 15 a 25kPa e c_v entre 0,0004 e 0,0038 cm²/s, caracterizando um subsolo de elevada compressibilidade e baixa resistência.

As análises de recalque apontaram magnitudes variando entre 25 cm e 100 cm, em função da espessura da camada compressível e da altura do aterro. Nos trechos associados aos CPTu 01 e 02, os recalques previstos situaram-se entre 20 e 30cm, enquanto nas regiões mais críticas, relacionadas aos CPTu 04 e 05, os valores ultrapassaram 90cm.

Quanto ao tempo de consolidação, as estimativas indicaram que, sem a utilização de geodrenos, o tempo necessário para atingir aproximadamente 90% do adensamento pode variar entre 30 e 45 meses nos trechos mais compressíveis. Com a adoção de geodrenos em malha triangular com espaçamento de 1,30 m, esse tempo é reduzido para cerca de 3 a 4 meses.

As análises dec*squeeze* indicaram fatores de segurança médios da ordem de 1,2, inferiores aos valores para a condição de curto prazo. A adoção de taludes com inclinação 1V:3H, associada ao reforço basal com geogrelhas, mostrou-se necessária para reduzir o risco de instabilidade e elevar os fatores de segurança.

As análises de estabilidade global dos aterros indicaram fatores de segurança inferiores a 1,5 na condição sem reforço, tornando necessária a adoção de medidas de estabilização. A solução com geogrelhas resultou em fatores de segurança iguais a 1,43 para a estaca 7 e 2,32 para a estaca 13, considerados adequados para a fase construtiva e a longo prazo, o processo de adensamento tende a aumentar a resistência não drenada.

O sistema de instrumentação geotécnica proposto permitirá o acompanhamento do comportamento real do solo durante a execução dos aterros, possibilitando a verificação do grau de adensamento e subsidiando as decisões de campo quanto à evolução das etapas construtivas.

Por fim, os resultados obtidos fornecem subsídios para o desenvolvimento do projeto executivo, indicando a necessidade de soluções de melhoria do subsolo para garantir a estabilidade e o desempenho dos aterros.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi realizado com o apoio da Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Santa Catarina (FAPESC) e o Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). ABNT NBR 11682. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.

Almeida, M.; Marques, M. E. (2010). *Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho*. São Paulo: Oficina de Textos, 254 p.

Canadian Geotechnical Society (1992). *Canadian Foundation Engineering Manual*. Bitech Publishers, Ottawa. (Edições revisadas: 2006, 2019).

Carrillo, N. (1942). Simple two- and three-dimensional cases in the theory of consolidation of soils. *Journal of Mathematics and Physics*, v. 21, p. 1–5.

Janbu, N. (1960). *Consolidation of clay soils by constant rate of loading*. Norwegian Geotechnical Institute, Publication No. 42.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/28

Aterros Executados sobre Solos Aluvionares Moles: Estudo de Caso no Centro de Treinamento RedBull Bragantino, Atibaia (SP)

André Querelli
Engenheiro Civil, M Sc., Diretor, **SYNCGEO**, Jundiaí, Brasil. andre.querelli@syncgeo.com.br

Felippe Facchinelli Lupo
Estagiário de Engenharia Civil, **SYNCGEO**, São Paulo, Brasil, felippelupo@gmail.com

Joana Rott
Engenheira Civil, Coordenadora de Projetos, **SYNCGEO**, Jundiaí, Brasil. joana.rott@syncgeo.com.br

RESUMO: A implantação de aterros sobre solos moles aluvionares representa um dos principais desafios da Mecânica dos Solos aplicada à engenharia geotécnica, em função da elevada compressibilidade e da baixa resistência ao cisalhamento desses materiais. Este artigo apresenta um estudo de caso referente à avaliação geotécnica definitiva dos aterros executados no Centro de Treinamento do Red Bull Bragantino, localizado em Atibaia (SP), em área de várzea do rio Atibaia. Foram realizadas extensas campanhas de investigação geotécnica, incluindo sondagens SPT, ensaios CPTu e ensaios laboratoriais em amostras indeformadas. A estimativa dos recalques por adensamento foi conduzida por meio de métodos analíticos baseados na teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi e por modelagens numéricas tridimensionais utilizando o software Settle3D.

PALAVRAS-CHAVE: solos moles; aterros; recalque por adensamento; análise probabilística.

ABSTRACT: The construction of embankments over soft alluvial soils is one of the main challenges in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering due to the high compressibility and low shear strength of these materials. This paper presents a case study related to the definitive geotechnical assessment of embankments built at the Red Bull Bragantino Training Center, located in Atibaia, São Paulo State, Brazil, within the floodplain of the Atibaia River. Extensive geotechnical investigation campaigns were carried out, including SPT borings, CPTu tests, and laboratory tests on undisturbed samples. Settlement estimates were performed using analytical methods based on Terzaghi's one-dimensional consolidation theory and three-dimensional numerical modeling with Settle3D software.

KEYWORDS: soft soils; embankments; consolidation settlement; slope stability; probabilistic analysis.

1 INTRODUÇÃO

A ocupação de áreas de várzea e planícies aluvionares para implantação de empreendimentos de médio e grande porte tem se intensificado no Brasil, exigindo soluções geotécnicas que garantam segurança estrutural e desempenho ao longo da vida útil das obras (Stahl e Moraes, 2018). Solos aluvionares moles, em geral saturados, caracterizam-se por elevada compressibilidade e baixa resistência ao cisalhamento, o que pode resultar em recalques excessivos e instabilidades quando submetidos a carregamentos impostos por aterros (Dominoni, 2011).

O adensamento de solos moles é a redução gradual de volume de solos saturados, especialmente argilas de baixa permeabilidade, quando submetidos a carregamento. Inicialmente, o acréscimo de tensão é suportado pela água nos vazios (excesso de poropressão); com o tempo, ocorre sua dissipação e transferência da tensão para o esqueleto sólido, provocando recalque — processo denominado adensamento primário (TERZAGHI, 1943). Após essa etapa, pode ocorrer deformação adicional sob tensão constante, chamada adensamento secundário (LAMBE; WHITMAN, 1969).

Conforme Pinto (2006), a Razão de Sobreadensamento (OCR) é a razão entre a tensão pré-adensamento máxima histórica do solo e a tensão efetiva atual atuante. Quando OCR = 1, o solo é classificado como normalmente adensado, indicando que a tensão atual é a máxima já sofrida pelo material durante sua história geológica. Quando OCR > 1, o solo é considerado sobreadensado, significando que já esteve submetido a tensões superiores às atuais - situação comum devido à erosão de camadas superficiais, rebaixamento do nível d'água ou remoção de carregamentos anteriores.

Além dessa equação, fazendo a diferença entre a pressão de pré-adensamento e pressão efetiva obtêm-se a margem de adensamento do solo que representa o acréscimo de tensão admissível antes que o solo entre na faixa de compressão virgem, na qual os recalques se tornam mais significativos (TERZAGHI; PECK; MESRI, 1996).

A margem de sobreadensamento ($\Delta\sigma'$) é calculada como a diferença entre a pressão de pré-adensamento máxima histórica (σ'_p) e a pressão efetiva vertical atual (σ'_v):

$$\Delta\sigma' = \sigma'_p - \sigma'_v \tag{1}$$

Esse valor representa o "estoque" de tensão que o solo pode absorver sem entrar na faixa de compressão primária, sendo diretamente relacionado ao OCR (Razão de Sobreadensamento) por $\Delta\sigma' = \sigma'_v \times (OCR - 1)$ (Terzaghi; Peck; Mesri, 1996).

Essa abordagem, embora menos convencional em análises geotécnicas rotineiras (Coduto, 2001), foi considerada para o desenvolvimento das análises de adensamento. Em projetos geotécnicos sobre solos moles aluvionares, a margem permite determinar cargas seguras para aterros ou fundações, evitando recalques excessivos (Mesri & Rokhsar, 1974).

Este artigo tem como objetivo apresentar e discutir os resultados de uma avaliação geotécnica abrangente realizada para os aterros do Centro de Treinamento do Red Bull Bragantino, localizado em Atibaia (SP). O estudo baseia-se na aplicação da teoria da margem de adensamento e na modelagem progressiva e representativa dos recalques, considerando a caracterização geotécnica do subsolo e a estimativa dos recalques e do tempo de ocorrência por meio de métodos analíticos e numéricos.

Além disso, o trabalho apresenta resultados de monitoramento de campo, possibilitando a avaliação da magnitude dos recalques e de sua evolução ao longo do tempo. Esses dados foram utilizados para comparar os valores previstos pelos modelos analíticos e numéricos com os recalques efetivamente medidos em campo, permitindo verificar a aderência entre as estimativas teóricas e o comportamento real do solo, bem como avaliar a confiabilidade das metodologias adotadas.



Figura 1. Localização da área estudada.

2 DESCRIÇÕES DE ENGENHARIA

2.1 Descrição da obra

A obra trata-se do Centro de Treinamento do Red Bull Bragantino em Atibaia-SP. O empreendimento contempla a execução de aterros com aproximadamente 3,0 m de altura, destinados à implantação dos campos e estruturas associadas, em uma área com dimensões equivalentes a um campo de futebol.

2.2 Descrição do subsolo

O terreno se situa adjacente à várzea do Rio Atibaia, no município de Atibaia (SP), caracterizado por solos aluvionares quaternários de textura argilosa, saturados e de consistência mole, com presença ocasional de turfas (IPT, 2015; Brasil/CPRM, 2008). Geologicamente, insere-se no Cinturão Ribeira Central, Província Mantiqueira, abrangendo domínios Socorro-Guaxupé e Serra do Itaberaba–São Roque (Campanha; Ferronato, 1998; Hasui, 1990). Esses solos exibem elevada compressibilidade e baixa resistência, demandando controle rigoroso na execução de aterros para mitigar riscos de instabilidade e recalques excessivos (Ricci; Tominaga; Ferreira, 2012).

Foram executadas cinquenta e sete sondagens de simples reconhecimento com ensaio SPT, complementadas por ensaios in situ do tipo CPTu e por ensaios laboratoriais de caracterização, resistência e adensamento em amostras indeformadas. A partir da interpretação dos resultados, foram definidos cinco perfis geotécnicos representativos das condições do subsolo. Com isso, os parâmetros geotécnicos utilizados nas análises foram obtidos principalmente a partir de ensaios de adensamento edométrico, com determinação dos índices de compressão (Cc), recompressão (Cr), tensões de pré-adensamento e coeficientes de adensamento (Cv), sendo complementados por interpretações dos ensaios CPTu.

Foram considerados representativos do solo descrito como Argila Siltosa, marrom claro e solo descrito como Silte Arenoso marrom amarelado, obtidos nos resultados dos ensaios triaxiais. Na Figura 2 pode-se observar que a imagem da esquerda mostra um Silte arenoso de coloração amarelada e marrom, já a direita é visto uma amostra de Argila siltosa de coloração marrom clara. De forma que foram observados perfis geotécnicos somente com a argila siltosa e outros perfis somente com a presença do silte argiloso, ainda ocorrendo em outros perfis, a presença dos dois materiais – porém sempre com a camada de argila siltosa sotoposta a camada de silte argiloso.

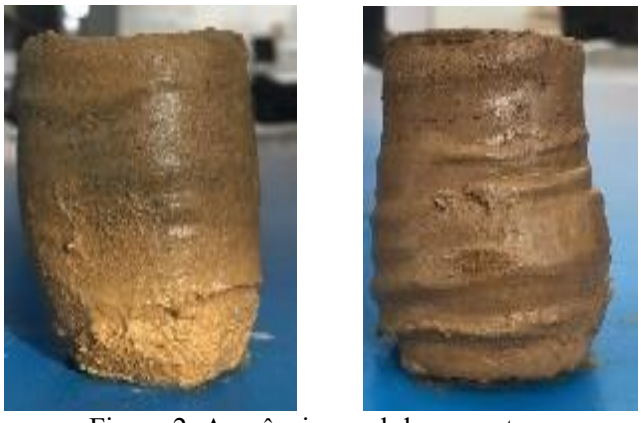


Figura 2. Aparência geral das amostras.

2.3 Simplificação do subsolo

Assim, os perfis geotécnicos adotados, consideraram a elevação da superfície natural na cota 743,5 m, com nível d'água na elevação 742,4 m (1,10 m abaixo da superfície) e com as camadas de solo compressíveis listadas na Tabela 1.

Tabela 1. Perfis de Subsolo utilizados nas análises geotécnicas.

Camada de Solo	Perfil geotécnico				
	1	2	3	4	5
Argila siltosa, marrom amarelado (m)	2,1	3,4	2,3	1,7	0
Silte argiloso, cinza escuro (m)	0,0	0,0	1,0	2,4	3,5
Espessura compressível (m)	2,1	3,4	3,3	4,1	3,5

2.4 Sobre a instrumentação instalada

Para o controle dos recalques foram instaladas 11 placas ao longo do empreendimento, conforme visto na Figura 3.

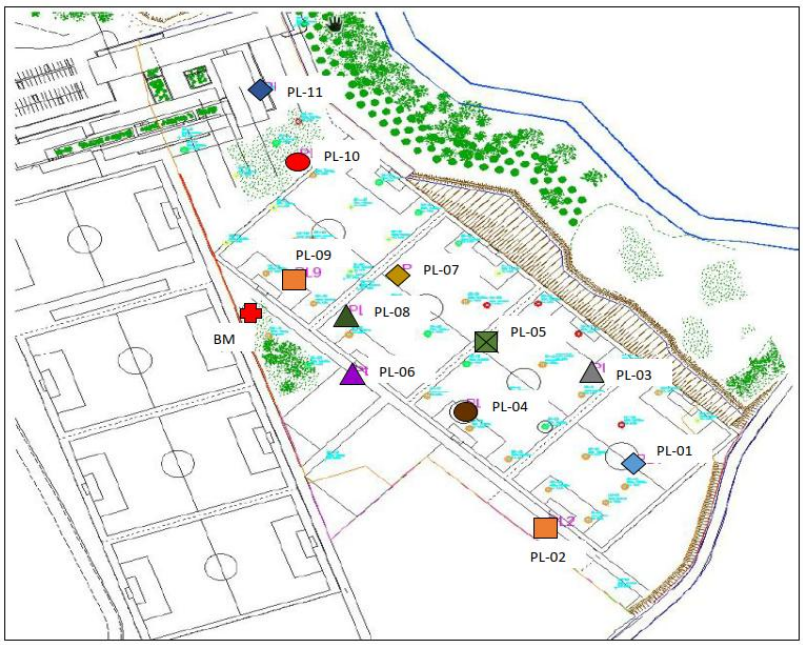


Figura 3. Posicionamento das placas de recalque

Por se tratar de obra sobre solos moles, o monitoramento dos recalques por placas possibilita a construção de curvas recalque x tempo, que são utilizadas para estimar o grau de adensamento alcançado e prever recalques futuros. Tais informações são fundamentais para definir o momento adequado para a execução de estruturas definitivas, reduzindo riscos de deformações excessivas ou patologias estruturais (Pinto, 2006).

3 ANÁLISE DE RECALQUES

3.1 Análise analítica

Para essa análise, utilizam-se três formulações principais para realizar as estimativas necessárias. A estimativa do recalque primário (ρ) do aterro, decorrente do adensamento da argila mole ao longo do tempo - causado pela lenta expulsão de água dos vazios do solo - é obtida a partir da Teoria do Adensamento Unidimensional de Terzaghi.

Além disso, considera-se que a pressão de pré-adensamento é determinada pelo produto da Razão de Sobreadensamento (OCR) pela tensão vertical efetiva inicial.

Por fim, o solo é discretizado em camadas com 1 m de espessura cada, e o recalque total do aterro é estimado pela somatória das compressões individuais de cada uma dessas camadas. A partir desse procedimento, torna-se possível determinar o tempo necessário para a ocorrência de determinados percentuais de recalque. Essas determinações são apresentadas nas tabelas a seguir:

Tabela 2. Cálculo dos recalques para os 5 perfis.

Camada de solo	D (Mpa)	γ (kN/m³)
Argila siltosa, marrom amarelado	0,15	14,5
Silte argiloso, cinza escuro	0,10	17,5
Nível d'água	1,10	m

Tabela 3. Tensão efetiva por camada por perfil

Camada de solo	Tensão efetiva no meio da camada (kPa)				
	Perfil 1	Perfil 2	Perfil 3	Perfil 4	Perfil 5
Argila siltosa, marrom amarelado	15,2	18,7	16,2	12,3	0,0
Silte argiloso, cinza escuro	0,0	0,0	25,1	27,7	3,5
Δσ (acréscimo de tensão)			57 kPa		

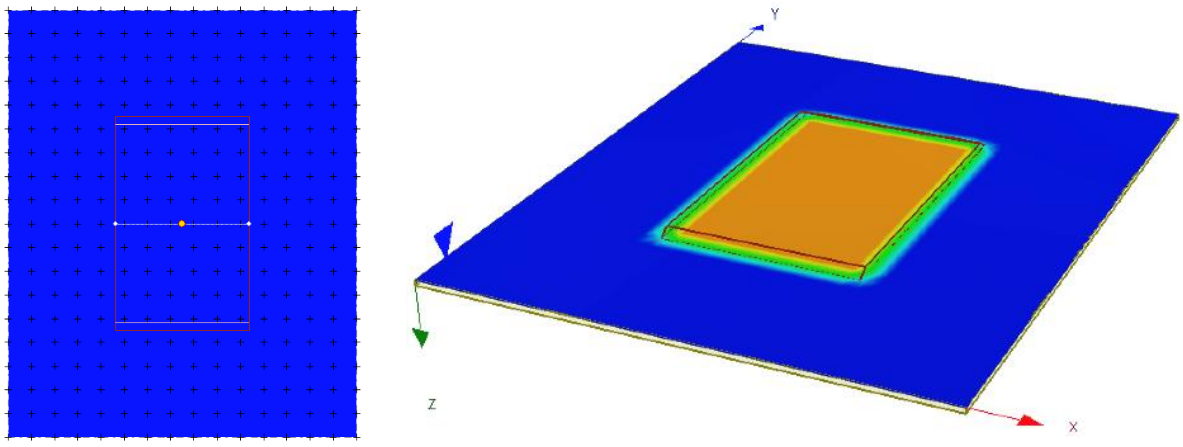
Tabela 4. Recalque por camada por perfil

Camada de Solo	Recalque por camada de solo (cm)				
	Perfil 1	Perfil 2	Perfil 3	Perfil 4	Perfil 5
Argila siltosa, marrom amarelado	8,0	12,9	8,7	6,5	0,0
Silte argiloso, cinza escuro	0,0	0,0	5,7	13,7	20,0
Σ Recalque (cm)	8,0	12,9	14,4	20,1	20,0

3.2 Modelagem computacional

Para o desenvolvimento deste estudo foi empregado o software RocScience Settle3D v.2.0. Este é um programa tridimensional para a análise de recalques e adensamento sob fundações, aterros e escavações de superfície. O software Settle3D combina a análise de adensamento unidimensional com o poder e os recursos de visualização de programas tridimensionais mais sofisticados. É possível personalizar o perfil de solo e as condições de carregamento, visualizando os resultados no modelo criado, em 3D. A simulação pode incluir diversos estágios e o cálculo de adensamento pode considerar recalques primários e secundários (fluência), em intervalos de tempo determinados pelo usuário, definidos como estágios. Diversos materiais, lineares e não lineares, podem ser modelados para compor o perfil do terreno. Pode-se variar o nível d'água nos estágios da simulação e condições de drenagem horizontal e vertical podem ser especificadas.

Recalques, tensões e poropressões são calculadas no volume tridimensional e os resultados podem ser coloridos em isolinhas em qualquer plano horizontal ou vertical, ou plotados ao longo de qualquer linha definida pelo usuário. Os resultados interpretados podem ser exportados para planilhas do Microsoft Excel.



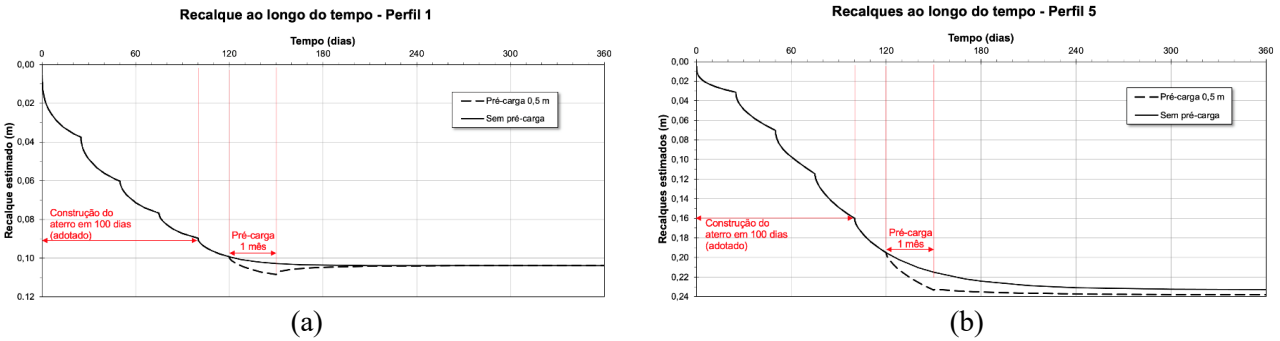
(a) (b)

Figura 4. Imagens do Software. (a) Modelo visto em planta (b) Visualização dos recalques após 720 dias.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO DOS RECALQUES

As previsões de recalques variam de 8,0cm (limite inferior/cálculo analítico) a 23,2cm (limite superior/modelagem numérica) de acordo com os perfis de subsolo e já levando-se em consideração todo tempo de execução e a construção do aterro em etapas. Foi destacado que todo este cálculo de recalques, bem como o tempo adensamento deveram passar por um processo de monitoramento dos recalques por meio dos ensaios de placa para validação de todo o estudo, algo que também reforça e está de acordo com a avaliação.

Assim, para a avaliação dos recalques, em favor da segurança, adota-se o pior caso de recalque absoluto (maior valor) e o pior caso de recalques distorcionais (maior diferença mín/máx) entre os pontos de sondagens e se utilizando de ambas as metodologias de cálculo: analítica e computacional (modelo numérico). Abaixo seguem imagens dos ensaios de recalque ao longo do tempo do perfil de maior e menor recalque:



(a) (b)

Figura 5. Recalque ao longo do tempo para o Perfil 1. (a) Menor recalque (b) Maior recalque.

Um fator que se pode observar é que existem algumas pequenas curvas no gráfico, isso ocorre por conta do monitoramento contínuo durante a execução gradativa do aterro. Para melhor entendimento e complemento da resolução foi montada uma Tabela que mostra os cálculos analíticos e numéricos para os 5 perfis estudados:

Tabela 5. Resumo - Resultados: Cálculo Analítico e Modelo Numérico.

Camada de Solo	Recalque por camada de solo (cm)				
	Perfil 1	Perfil 2	Perfil 3	Perfil 4	Perfil 5
Recalque ANALÍTICO (cm)	8,0	12,9	14,4	20,1	20,0
Recalque MODELO NUMÉRICO (cm)	10,4	14,3	16,7	21,3	23,2
Tempo p/ 95% do adensamento s/ pré-carga (dias)	115	180	150	255	165
Tempo p/ 95% do adensamento c/ pré-carga (dias)	115	145	130	195	135

4.1. Monitoramento dos recalques

No projeto foram colocados 11 instrumentos para verificação e estudo dos recalques, porém apenas o PL-10 e PL-07 serão apresentados no artigo.

Comparando-se as duas placas de recalque, verifica-se que a PL-10 apresentou deformações maiores que a PL-07, indicando possível variabilidade geotécnica do subsolo, como diferenças de espessura de camadas compressíveis ou de propriedades geotécnicas entre os pontos monitorados. Esse comportamento é comum em depósitos de origem aluvionar ou em solos moles, nos quais a heterogeneidade do material pode gerar respostas distintas ao carregamento.

Observa-se que a placa de recalque PL-07 apresentou um deslocamento vertical máximo da ordem de 7,5 a 8,0 cm. Esse valor encontra-se próximo do limite inferior dos recalques previstos, principalmente quando comparado ao Perfil 1, cujo recalque analítico estimado é de aproximadamente 8,0 cm. O comportamento ao longo do tempo mostra que os recalques permaneceram pequenos durante o início do monitoramento e foi notado também que quando foi terminado o aterro, ou seja, a linha do aterro se manteve constante, isso ocorre quando os recalques diminuem, uma vez que o maior recalque ocorre na execução do aterro.

Por outro lado, a placa PL-10 registrou recalques significativamente maiores, atingindo valores próximos de cerca de 11 cm. Esse valor se aproxima mais das previsões intermediárias dos modelos analíticos e numéricos, como aquelas associadas aos Perfis 2 e 3, cujos recalques variam aproximadamente entre 12,9 cm e 16,7 cm.

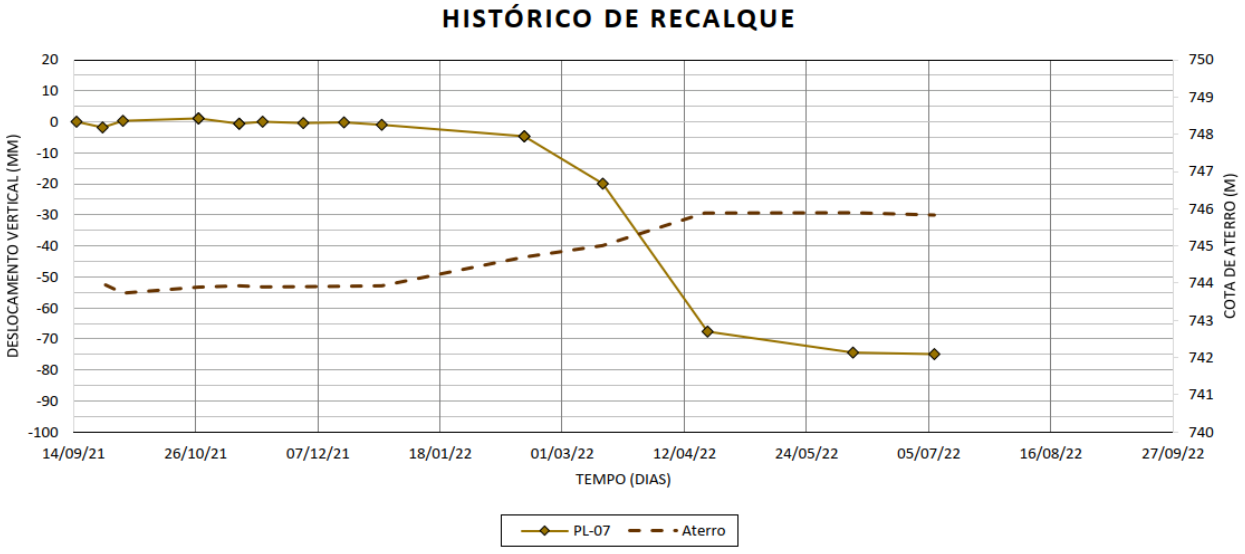


Figura 6. Histórico de Recalque PL-07

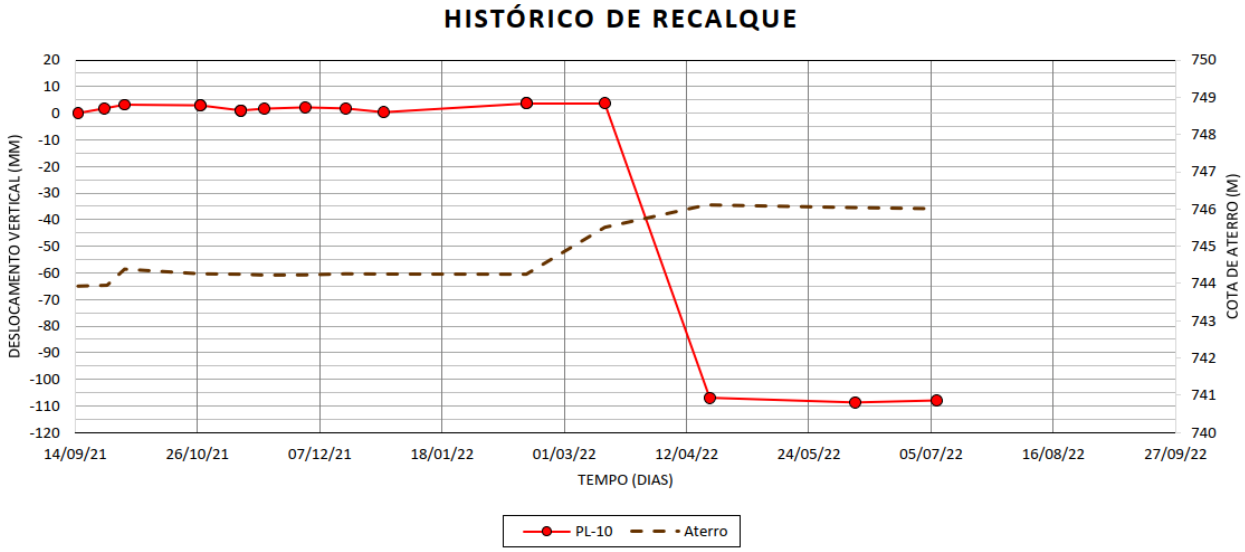


Figura 7. Histórico de Recalque PL-10.

5 CONCLUSÕES

Conforme as modelagens realizadas, estima-se que os recalques decorrentes da construção dos aterros no Centro de Treinamento RedBull Bragantino situem-se, de forma realista, entre 8 cm e 23 cm, correspondendo, respectivamente, aos limites inferior e superior obtidos pelos cálculos analíticos e pelos modelos computacionais. Nesse contexto, o monitoramento dos recalques constitui elemento fundamental para a tomada de decisão ao longo da execução da obra.

A instrumentação geotécnica deverá ser composta por placas de recalque instaladas sobre o terreno natural, cujos resultados poderão ser utilizados para a realização de retroanálises e eventual ajuste dos parâmetros geotécnicos adotados. Dessa forma, o acompanhamento sistemático será determinante para o andamento dos trabalhos e para a validação dos cálculos apresentados neste parecer. Ademais, a execução dos aterros deverá ser acompanhada de modo contínuo, a fim de verificar o comportamento previsto e possibilitar,

se necessário, a adoção de medidas mitigadoras relacionadas ao desenvolvimento dos recalques, preservando o desempenho dos sistemas de drenagem e as condições adequadas de utilização dos campos de futebol.

Por fim, os recalques medidos em campo apresentam ordem de grandeza compatível com as previsões de projeto, situando-se dentro da faixa esperada pelos métodos de cálculo e pelas modelagens numéricas. O comportamento observado também é coerente com o processo de adensamento de solos compressíveis sob carregamento de aterro, caracterizado por uma fase inicial de recalque reduzido, seguida por aumento da taxa de deformação durante o alteamento do aterro e posterior tendência de estabilização ao longo do tempo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABEF (2004). Associação brasileira de empresas de engenharia de fundações e geotecnia. *Manual de Especificações de Produtos e Procedimentos ABEF. 3ª edição revisada e ampliada*. São Paulo: PINI.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 6484. *Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de Encostas*. Rio de Janeiro.

Christian, J.T.; Ladd, C.C; Baecher, G.B. (1994). Reliability Applied to Slope Stability Analysis. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120(12): 2180–2207.

Stahl, R.; Moraes, J. Dinâmica de uso e ocupação de várzeas em bacias hidrográficas do estado de São Paulo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 22., 2018, Florianópolis. Proceedings... Florianópolis: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 2018.

Dominoni, A. L. Análise do comportamento de aterros sobre solos moles no Porto de Suape. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 15., 2011, Gramado. Proceedings... Gramado: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2011.

Mesri, G.; Rokhshar, A. Composition effects on the coefficient of secondary compression. In: ASCE SPECIALTY CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH, 5., 1974, Stanford. Proceedings... Stanford: Stanford University, 1974.

IPT – INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. Estudo geotécnico preliminar: várzeas do Rio Atibaia. São Paulo: IPT, 2015. Relatório técnico n. 85/2015.

Campanha, I. A.; Ferronato, R. A. Tectônica do Cinturão Ribeira Central: domínios Socorro-Guaxupé e Serra do Itaberaba. Revista Brasileira de Geociências, São Paulo, v. 28, n. 4, p. 499-510, dez. 1998.

Ricci, J. C.; Tominaga, L. K.; Ferreira, F. P. Solos moles aluvionares na região de Campinas-Atibaia: comportamento compressível e recomendações para aterros. Solos e Rochas, São Paulo, v. 35, n. 2, p. 123-138, 2012.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/29

Avaliação comparativa da estabilidade de uma cortina atirantada pelo método de Costa Nunes utilizando MEL e MEF

Fernando Henrique Neiva Pereira Ferreira
Doutorando em Geotecnia, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Brasil, fernando.h.ferreira@ufv.br

Josimar Lopes Martins
Engenheiro Civil, Centro Universitário de Viçosa, Viçosa, Brasil, josimarmartins567@gmail.com

RESUMO: A avaliação da estabilidade de taludes e o dimensionamento de estruturas de contenção são etapas fundamentais em projetos geotécnicos, especialmente em regiões suscetíveis a instabilidades induzidas por características geológicas e climáticas complexas. Este estudo apresenta uma análise comparativa entre o Método do Equilíbrio Limite (MEL) e o Método dos Elementos Finitos (MEF) aplicados à verificação da estabilidade de uma cortina atirantada dimensionada pelo método de Costa Nunes (1957), em um talude localizado na cidade de Viçosa-MG. A análise pelo MEL foi conduzida no software Slide 6.0 (Rocscience®), utilizando o método de Morgenstern-Price, enquanto a modelagem numérica pelo MEF foi realizada no RS2/Phase² (Rocscience®), considerando diferentes tipos e refinamentos de malha (T6 e Q4). Os resultados indicaram que, sem tirantes, o fator de segurança (FS) variou entre 1,15 e 1,34, enquanto com a instalação dos tirantes os valores aumentaram significativamente, atingindo até 3,38 nas análises com elementos refinados. Observou-se que o MEF apresentou maior sensibilidade à discretização e às propriedades do modelo, refletindo uma representação mais detalhada do comportamento tensão-deformação. Ambos os métodos atenderam aos requisitos mínimos de estabilidade estabelecidos pela NBR 11682:2009, confirmando a eficiência da cortina atirantada e a validade da integração entre abordagens analíticas e numéricas na engenharia geotécnica.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de taludes, Fator de Segurança, Redução da resistência ao cisalhamento, Método dos elementos finitos, Método do equilíbrio limite.

ABSTRACT: The evaluation of slope stability and the design of retaining structures are fundamental stages in geotechnical engineering projects, especially in regions prone to instability caused by complex geological and climatic conditions. This study presents a comparative analysis between the Limit Equilibrium Method (LEM) and the Finite Element Method (FEM) applied to the stability assessment of an anchored retaining wall designed using the Costa Nunes method (1957), in a slope located in Viçosa-MG, Brazil. The LEM analysis was performed using Slide 6.0 (Rocscience®) with the Morgenstern-Price method, while the FEM modeling was carried out with RS2/Phase² (Rocscience®), considering different mesh types and refinements (T6 and Q4). The results showed that, without anchors, the factor of safety (FS) ranged from 1.15 to 1.34, whereas with the installation of anchors, the FS values increased significantly, reaching up to 3.38 in refined mesh analyses. The FEM demonstrated higher sensitivity to mesh discretization and model parameters, providing a more detailed representation of the stress-strain behavior of the soil mass. Both methods met the minimum stability requirements established by NBR 11682:2009, confirming the efficiency of the anchored retaining system and reinforcing the validity of integrating analytical and numerical approaches in geotechnical engineering.

KEYWORDS: Slope stability, Factor of Safety, Shear strength reduction, Finite Element Method, Limit equilibrium method.

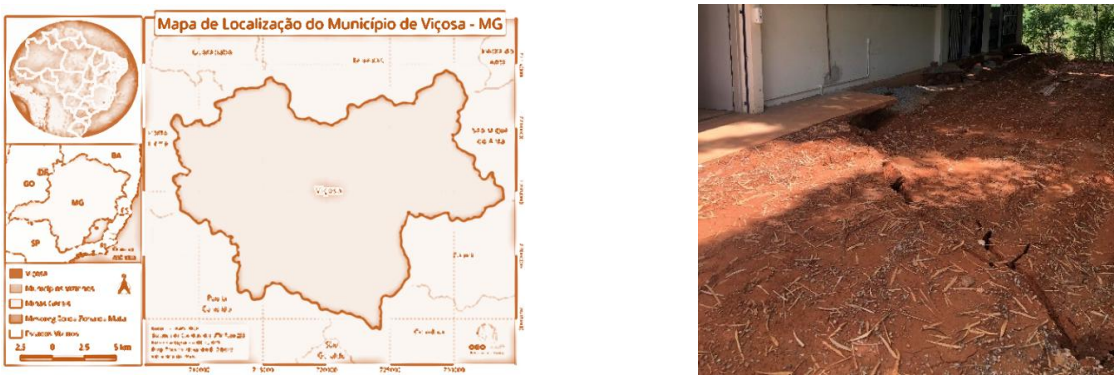
1 INTRODUÇÃO

A estabilidade de taludes e estruturas de contenção constitui um dos principais desafios da Engenharia Geotécnica, especialmente em áreas com condições geológicas e climáticas adversas. Entre as soluções adotadas, as cortinas atirantadas destacam-se pela eficiência na estabilização de terrenos instáveis, exigindo dimensionamento adequado para garantir a segurança global da estrutura. A análise de estabilidade envolve, fundamentalmente, a determinação do fator de segurança e da superfície crítica de ruptura, podendo ser realizada por métodos experimentais, numéricos ou de equilíbrio limite (Yang *et al*., 2023).

No Brasil, o método de Costa Nunes (1957), baseado no equilíbrio limite (MEL), é amplamente empregado devido à sua simplicidade e aplicação prática. Entretanto, o avanço computacional permitiu a adoção do Método dos Elementos Finitos (MEF), que considera o comportamento deformacional do maciço e fornece avaliação mais detalhada das tensões e deslocamentos. Assim, este estudo realiza a análise comparativa da estabilidade de uma cortina atirantada por meio do MEL e do MEF, discutindo diferenças, limitações e implicações práticas dessas abordagens no projeto geotécnico.

2 METODOLOGIA

O desenvolvimento deste trabalho foi dividido em etapas sequenciais que compreenderam a caracterização do solo, o dimensionamento da cortina atirantada, a análise de estabilidade pelo método do equilíbrio limite (MEL), a modelagem numérica pelo método dos elementos finitos (MEF) e, por fim, a comparação dos resultados obtidos, considerando como área de estudo o talude desestabilizado localizado na cidade de Viçosa, Minas Gerais, Brasil.



(a) (b)

Figura 1. (a) Localização e (b) Desnível do talude em relação ao prédio principal

2.1 Caracterização geotécnica do terreno

A etapa inicial consistiu no levantamento e tratamento dos dados geotécnicos provenientes de sondagens de simples reconhecimento (SPT) executadas no local do estudo, situado no município de Viçosa–MG. A partir dos boletins de sondagem, foram elaborados perfis geológico-geotécnicos, possibilitando a identificação das camadas do subsolo e a determinação dos parâmetros de resistência e deformabilidade.

Os valores de peso específico, coesão e ângulo de atrito interno foram definidos com base em correlações empíricas disponíveis na literatura geotécnica, adequadas às condições locais. Esses parâmetros serviram de entrada tanto para o dimensionamento da cortina quanto para as análises de estabilidade.

2.2 Dimensionamento da cortina atirantada

O dimensionamento do sistema de contenção foi realizado com base no método proposto por Costa Nunes (1957), amplamente utilizado no Brasil por sua simplicidade e aplicabilidade prática. O método baseia-se no equilíbrio limite das forças atuantes sobre a cortina, considerando o empuxo ativo do solo, o peso próprio da estrutura e a resistência mobilizada pelos tirantes e pelo solo de fundação. Foram determinadas as principais

grandezas envolvidas, tais como ângulo de inclinação da cortina, carga nos tirantes, espaçamento entre ancoragens, profundidade de embutimento e esforços internos. O AutoCAD® foi utilizado para o traçado geométrico e detalhamento da cortina, enquanto o Ftool® auxiliou no cálculo dos momentos fletores e esforços cortantes ao longo do painel.

2.3 Métodos de análise de estabilidade

2.3.1 Método de equilíbrio limite (MEL)

O método de equilíbrio limite (MEL) considera que o colapso do maciço ocorre de forma brusca, sem deformações significativas, mantendo o fator de segurança (FS) constante ao longo do plano de ruptura (Massad, 2010). Entre suas formulações, destacam-se os métodos das fatias e das cunhas, nos quais o talude é dividido em seções para análise do equilíbrio de forças e momentos, considerando as tensões normais e tangenciais na base de cada fatia (Gerscovich, 2016).

A estabilidade é avaliada a partir do equilíbrio entre esforços solicitantes e resistentes, sendo o fator de segurança obtido pela razão entre ambos (Guidicini e Nieble, 1984). Dentre os métodos de análise, os mais rigorosos são os de Spencer (1967) e Morgenstern & Price (1965), pois satisfazem simultaneamente as condições de equilíbrio de forças e momentos (Krahn, 2003).

A análise de estabilidade global foi realizada no software Slide 6.0® (Rocscience), empregando o método rigoroso de Morgenstern e Price (1965). Essa abordagem considera superfícies potenciais de ruptura não circulares e o critério de resistência de Mohr-Coulomb, sendo conduzida de forma automatizada com o recurso de auto-refinamento da superfície crítica. As análises foram realizadas para duas condições distintas: sem a presença de tirantes, representando a condição inicial de instabilidade do talude; com a inclusão dos tirantes dimensionados, avaliando a eficiência do sistema de contenção projetado.

Foram obtidos os respectivos fatores de segurança (FS) para cada condição, comparando-os aos limites mínimos estabelecidos pela NBR 11682:2009 - Estabilidade de Encostas, que recomenda FSmín ≥ 1,50 para casos com risco à vida humana e danos materiais.

2.3.2 Método de elementos finitos (MEF)

O método dos elementos finitos (MEF), aplicado à análise de estabilidade de taludes, utiliza a abordagem de redução da resistência ao cisalhamento (Shear Strength Reduction - SSR) para o cálculo do fator de segurança. Segundo Berisavljevic *et al*. (2015), o MEF é uma técnica numérica destinada à obtenção de soluções aproximadas para problemas de valor de contorno associados a equações diferenciais parciais, permitindo avaliar o comportamento mecânico do solo sob diferentes condições de carregamento e geometria. Os materiais analisados são geralmente representados por um modelo elasto-plástico baseado no critério de ruptura de Mohr-Coulomb, que considera parâmetros de resistência ao cisalhamento, módulo de elasticidade (E), coeficiente de Poisson (ν) e parâmetros de deformação, embora estes últimos exerçam influência limitada sobre o fator de segurança.

Entre as vantagens do método SSR em relação ao MEL, destacam-se a dispensa da necessidade de assumir uma distribuição prévia de forças cisalhantes, a determinação direta da superfície crítica de ruptura a partir da tensão de cisalhamento e a capacidade de representar condições geotécnicas complexas, incluindo deslocamentos, tensões e pressões neutras (Chiwaye, 2010). A formulação do MEF consiste na divisão do domínio contínuo em sub-regiões de geometria simples, denominadas elementos finitos, cuja precisão depende do tipo, quantidade e refinamento dos elementos, interligados por nós, sendo a convergência numérica assegurada à medida que o tamanho dos elementos tende a zero e o número de nós tende ao infinito (Souza, 2003).

A modelagem numérica foi conduzida no software RS2® (Rocscience), com o objetivo de reproduzir o comportamento tensão-deformação do maciço e da cortina atirantada, adotando as mesmas condições geométricas e parâmetros geotécnicos definidos na análise MEL para permitir comparação direta entre os resultados. As malhas numéricas foram geradas em duas configurações: sem e com refinamento, variando o tipo de elemento entre triangulares de seis nós (T6) e quadriláteros de quatro nós (Q4) (Figura 2), totalizando oito análises distintas. Para as simulações padrão, utilizou-se aproximadamente 50.000 elementos, enquanto

nas análises refinadas aplicou-se um fator de graduação de 0,1 e comprimento médio de elemento igual a 0,5 m, com o objetivo de aprimorar a precisão nos campos de tensão e deslocamento, especialmente na interface solo-estrutura e na superfície crítica de ruptura.



(a) (b)

Figura 2. Esquematização do tipo de elemento (a)T6 e (b)Q4

As condições de contorno foram impostas de modo a restringir deslocamentos verticais na base e horizontais nas laterais do domínio modelado, garantindo comportamento compatível com o confinamento natural do talude. Os tirantes foram representados por elementos de tensão axial, com as forças de ancoragem definidas conforme o dimensionamento obtido pelo método de Costa Nunes.

2.4 Análise comparativa dos resultados

Após a execução das análises pelo MEL e pelo MEF, os resultados foram comparados considerando o valor do fator de segurança global (FS), a configuração e profundidade da superfície crítica de ruptura, a distribuição de tensões e deslocamentos no maciço e a eficiência do sistema de contenção com tirantes, permitindo avaliar a consistência e a precisão de ambos os métodos, identificar diferenças entre o equilíbrio limite e a modelagem numérica e verificar se os valores obtidos atendem aos critérios de estabilidade estabelecidos pela NBR 11682:2009, assegurando assim o desempenho seguro da estrutura analisada.

3 RESULTADOS

3.1 Caracterização do terreno

A análise geotécnica do talude identificou três camadas principais com características distintas: a camada superior de silto arenoso, de menor resistência; a camada intermediária de argila arenosa, com resistência e rigidez médias; e a camada profunda de silto arenoso reforçado, a mais resistente e determinante para a estabilidade global.

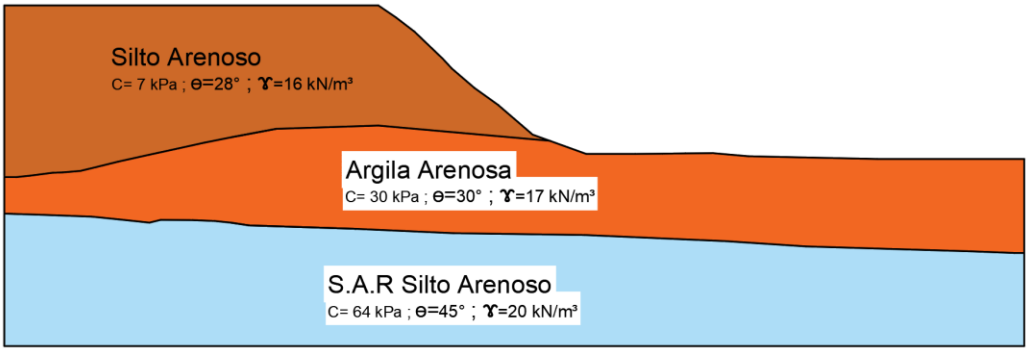


Figura 3. Seção típica e dados geotécnicos do talude desestabilizado

3.2 Dimensionamento da Cortina Atirantada

Para o dimensionamento da cortina atirantada, considerou-se um peso específico do solo de 17 kN/m³, coesão de 7 kPa e ângulo de atrito interno de 28°, representando os valores mais críticos das camadas analisadas. As sobrecargas atuantes foram 25 kN/m², referente ao tráfego, e 77 kN/m², associada à carga permanente do edifício. O talude possui extensão de 35 m e altura de 6 m, com fator de segurança desejado de F_s = 1,75. O dimensionamento resultou em 28 tirantes, sendo 14 horizontais e 2 verticais, com espaçamentos de 2,5 m horizontalmente e 3 m verticalmente, e comprimentos de 12 m e 10 m para os tirantes de primeira e segunda fileira, respectivamente, com ângulo de inclinação de 20°. A força de trabalho dos tirantes foi calculada em 39 tf, atendendo aos critérios de resistência, estabilidade e segurança do talude, incluindo verificação de punção.

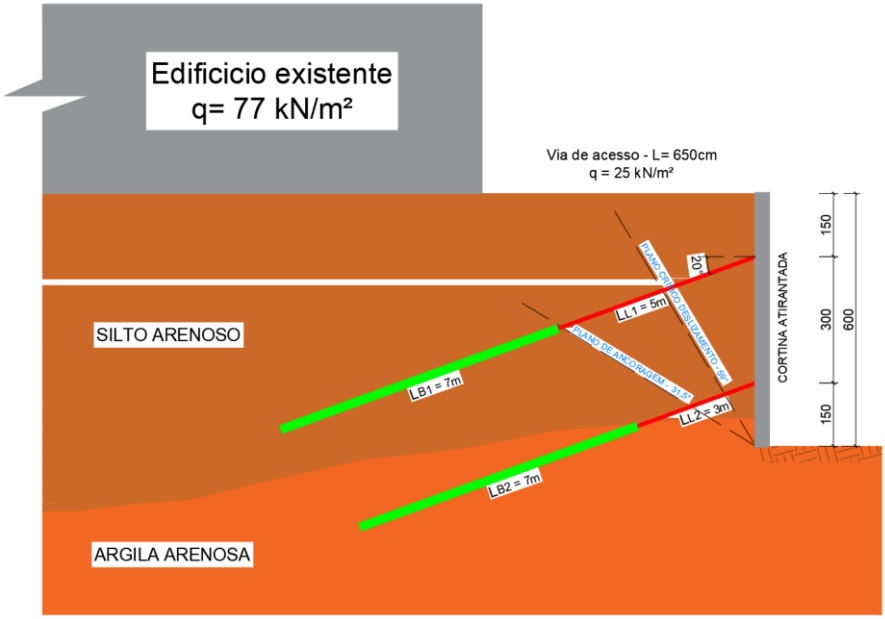
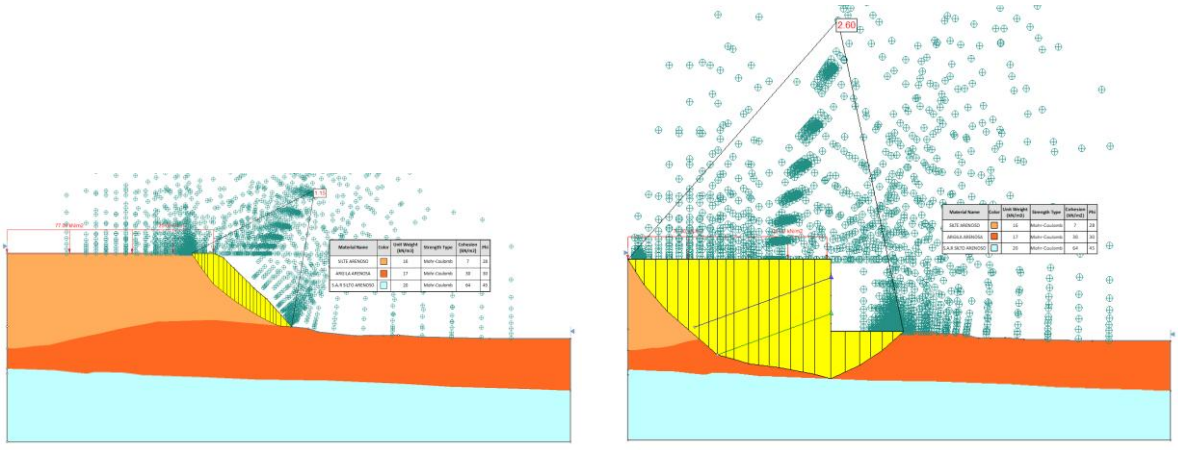


Figura 4. Seção na cortina atirantada - Vista lateral Esquerda

3.3 Análises de Estabilidade

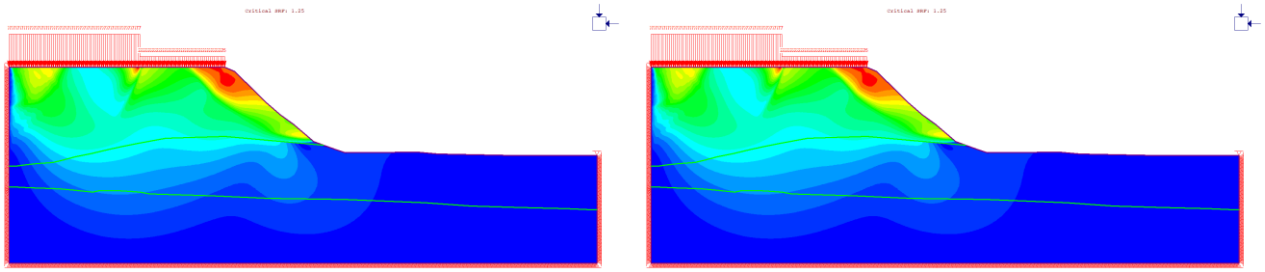
3.3.1 Método de equilíbrio limite (MEL)



(a) (b)

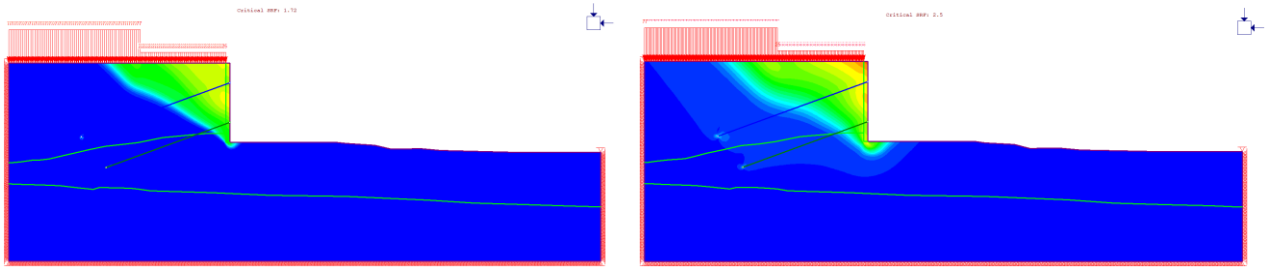
Figura 5. FS pelo MEL (a) Sem tirante - FS=1,15 (b) Com tirante - FS=2,60

3.3.2 Método de elementos finitos (MEF) – Sem Refinamento



(a) (b)

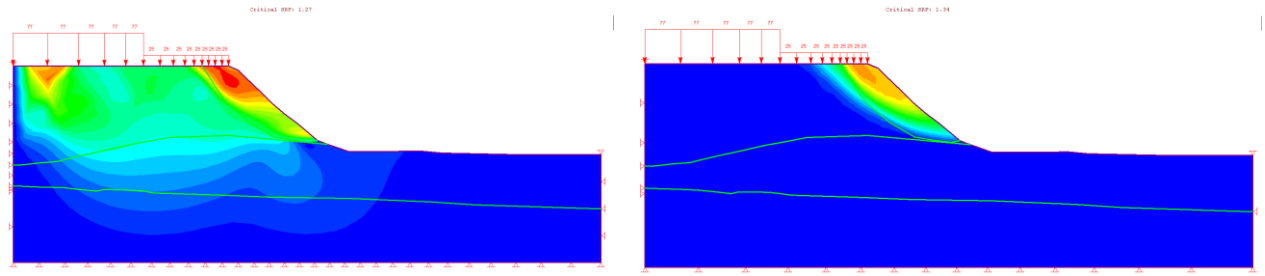
Figura 6. FS pelo MEF - Sem tirante (a) T6 - SRF=1,25 e (b) Q4 - SRF=1,27



(a) (b)

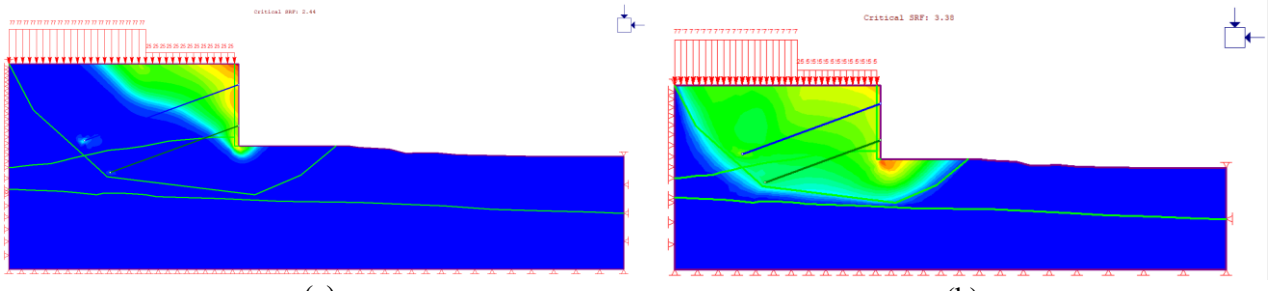
Figura 7. FS pelo MEF - Com tirante (a) T6 - SRF=1,72 e (b) Q4 - SRF=2,5

3.3.2 Método de elementos finitos (MEF) – Com Refinamento



(a) (b)

Figura 8. FS pelo MEF - Sem tirante (a) T6 - SRF=1,27 e (b) Q4 - SRF=1,34

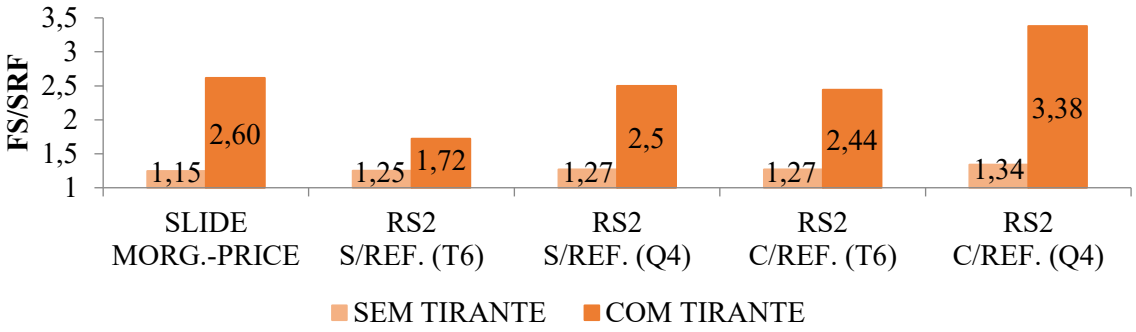


(a) (b)

Figura 9. FS pelo MEF - Com tirante (a) T6 - SRF=2,44 e (b) Q4 - SRF=3,38

3.3 Análise comparativa dos FS

Gráfico 1. Resultados dos FS



A comparação entre as análises realizadas pelo método do equilíbrio limite (MEL), utilizando o programa Slide 6.0 com o método de Morgenstern-Price, e pelo método dos elementos finitos (MEF), por meio do software RS2/Phase², evidenciou diferenças significativas nos valores do fator de segurança (FS), tanto na condição sem tirantes quanto na condição reforçada. Na situação sem tirantes, o Slide 6.0 apresentou FS = 1,15, valor ligeiramente inferior aos obtidos pelo MEF, que variaram entre 1,25 e 1,34, dependendo do tipo e do refinamento da malha. Essa diferença está relacionada à forma como cada método representa o comportamento tensão-deformação do solo. Enquanto o MEL baseia-se no equilíbrio estático de forças e momentos, o MEF considera a distribuição contínua de tensões e deformações no interior do maciço, permitindo uma análise mais detalhada e, geralmente, mais conservadora da estabilidade. Observou-se também que o refinamento da malha influenciou positivamente a precisão numérica, refletindo maior coerência nos resultados à medida que os elementos se tornaram menores e mais uniformemente distribuídos.

Na condição com tirantes, constatou-se um aumento expressivo dos fatores de segurança em todas as análises, comprovando a eficiência da cortina atirantada no controle da instabilidade. O Slide 6.0 apresentou FS = 2,60, enquanto as simulações no RS2/Phase² resultaram em valores entre 1,72 e 3,38, sendo o maior correspondente ao modelo com elementos quadriláteros refinados (Q4). Essa variação reflete a sensibilidade do MEF à discretização da malha e à forma de representação das interações solo-estrutura. O valor mais elevado obtido para o modelo Q4 refinado pode ser atribuído à maior rigidez numérica característica dos elementos quadriláteros, que apresentam deformações menores e uma distribuição mais regular das tensões internas. O refinamento da malha potencializa esse comportamento, melhorando a representação dos campos de tensão, mas também reduzindo a mobilização das tensões cisalhantes, o que tende a superestimar o fator de segurança. Além disso, a precisão aumentada na interface solo-estrutura contribui para uma melhor distribuição das forças de ancoragem dos tirantes, diminuindo concentrações locais de tensões e elevando o FS global. Outro aspecto relevante é a própria formulação do método de redução da resistência ao cisalhamento (Shear Strength Reduction - SSR), que pode amplificar o efeito da rigidez dos elementos, especialmente quando são adotados critérios de convergência mais rigorosos e incrementos menores de redução, resultando em valores de FS numericamente superiores.

De modo geral, o método do equilíbrio limite (MEL) apresentou resultados compatíveis com a literatura técnica e comumente empregados na prática de engenharia, fornecendo uma estimativa global e segura da estabilidade do talude. O método dos elementos finitos (MEF), por sua vez, mostrou-se mais sensível à modelagem geométrica e às propriedades do solo, reproduzindo com maior fidelidade o comportamento não linear e as redistribuições locais de tensões, especialmente nas regiões próximas aos tirantes. Embora o FS = 3,38 obtido na análise com elementos Q4 refinados não represente necessariamente uma condição física mais estável, ele destaca a influência que o refinamento e o tipo de elemento exercem sobre a resposta numérica.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise comparativa entre o método do equilíbrio limite (MEL) e o método dos elementos finitos (MEF) aplicada à avaliação da estabilidade de uma cortina atirantada dimensionada pelo método de Costa

Nunes demonstrou que ambos os procedimentos apresentam resultados coerentes e complementares. O MEL, implementado no software Slide 6.0, forneceu estimativas consistentes do fator de segurança global, adequadas para o dimensionamento preliminar e em conformidade com os critérios da NBR 11682:2009. Já o MEF, aplicado via RS2/Phase², permitiu uma compreensão mais abrangente do comportamento tensão-deformação do maciço, evidenciando a influência da discretização da malha e do tipo de elemento sobre os resultados.

Os valores mais elevados de fator de segurança obtidos com elementos quadriláteros refinados (Q4) indicam a sensibilidade do modelo numérico à rigidez e à precisão da malha, reforçando a necessidade de calibração criteriosa para evitar interpretações superestimadas da estabilidade. Apesar dessas variações, todas as simulações confirmaram a eficácia da cortina atirantada em garantir condições seguras de contenção, com fatores de segurança acima do mínimo exigido pela norma.

Dessa forma, conclui-se que o uso combinado dos métodos MEL e MEF representa uma estratégia robusta para a análise e verificação de sistemas de contenção, unindo a simplicidade e aplicabilidade prática do equilíbrio limite à capacidade do modelo numérico de capturar efeitos não lineares e interações solo-estrutura com maior realismo. Essa abordagem integrada contribui para projetos mais seguros, otimizados e tecnicamente fundamentados na engenharia geotécnica contemporânea.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 116812. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.

Berisavljevic Z., *et al.* (2015) Slope stability analysis using limit equilibrium and strength reduction methods. *Gradevinar*, 67 (10), p. 975-983.

Chiwaye H. (2010) *A Comparison of the Limit Equilibrium and Numerical Modelling Approaches to Risk Analysis for Open-Pit Mine Slopes.* University of the Witwatersrand, Johannesburg.

Gerscovich D., *et al.* (2016) *Estabilidade de taludes.* 2ºed*,* São Paulo: Oficina de Textos.

Guidicini G., Nieble C. (2011) *Estabilidade de taludes naturais e de escavação*. 2. ed, São Paulo: Blucher, 1984. (reimpr. 2011).

Krahn J. (2003) *Stability Modeling with SLOPE/W: An Engineering Methodology*. Geo Slope International Ltd. Canada. 2003.

Souza R. (2003) *O Método dos Elementos Finitos Aplicado ao Problema de Condução de Calor.* Notas de Aulas - Universidade Federal do Pará, Centro Tecnológico Departamento de Engenharia Civil Núcleo de Instrumentação e Computação Aplicada à Engenharia. Belém.

Y*ang* Y.*, et al.* (2023) Investigation of slope stability based on strength-reduction based numerical manifold method and generalized plastic strain. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 164

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/30

Avaliação Crítica de Modelos de Resistência ao Cisalhamento Para Solos Não Saturados

Davi Martins de Aragão
Mestre em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília-DF, Brasil, dvmartins05@gmail.com

Patrícia Figuereido de Sousa
Doutora em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília-DF, Brasil, patriciafiguereidodesousa@gmail.com

André Luís Brasil Cavalcante
Professor Associado Doutor, Universidade de Brasília, Brasília-DF, Brasil, abrasil@unb.com

RESUMO: A previsão da resistência ao cisalhamento de solos não saturados permanece como um dos principais desafios da mecânica dos solos, sobretudo em razão da influência da sucção matricial, cuja contribuição está diretamente relacionada ao comportamento hidráulico do material, descrito pela curva característica de retenção de água. Nesse contexto, esta dissertação apresenta uma avaliação crítica de modelos consagrados empregados na estimativa da resistência ao cisalhamento em condição não saturada, com ênfase na influência da modalidade da distribuição de poros (uni e multimodal) e na forma da curva de retenção. Para a comparação, foram analisadas formulações aplicáveis a solos com diferentes estruturas porosas e comportamentos hidráulicos, abrangendo modelos dependentes e independentes da curva de retenção. A metodologia consistiu na organização de um banco de dados experimental a partir de resultados publicados na literatura, contemplando solos arenosos e finos com distintas características geotécnicas. Os modelos foram implementados computacionalmente, ajustados aos dados experimentais e avaliados por meio do coeficiente de determinação (R^2) e do erro percentual absoluto médio simétrico (SMAPE), métricas selecionadas por permitirem interpretação objetiva do desempenho. Os resultados indicam que o desempenho dos modelos não depende exclusivamente do tipo de solo, mas também da modalidade estrutural e da forma da curva de retenção. De modo geral, modelos tradicionais apresentaram desempenho satisfatório.

PALAVRAS-CHAVE: Resistência ao Cisalhamento, Coesão Aparente, Solos Não Saturados, Solos Multimodais.

ABSTRACT: The prediction of the shear strength of unsaturated soils remains one of the main challenges in soil mechanics, primarily due to the influence of matric suction, whose contribution is directly related to the hydraulic behavior of the material, described by the soil–water retention curve. In this context, this dissertation presents a critical evaluation of well-established models used to estimate shear strength under unsaturated conditions, with emphasis on the influence of pore size distribution modality (uni- and multimodal) and the shape of the retention curve. For comparison purposes, formulations applicable to soils with different pore structures and hydraulic behaviors were analyzed, including models both dependent on and independent of the soil–water retention curve. The methodology consisted of assembling an experimental database based on results published in literature, encompassing sandy and fine-grained soils with distinct geotechnical characteristics. The models were implemented computationally, calibrated against the experimental data, and evaluated using the coefficient of determination (R^2) and the symmetric mean absolute percentage error (SMAPE), metrics selected for enabling an objective assessment of model performance. The results indicate that model performance does not depend exclusively on soil type, but also on structural modality and the shape of the retention curve. In general, traditional models exhibited satisfactory performance.

KEYWORDS: Shear Strength, Apparent Cohesion, Unsaturated Soils, Multimodal Soils.

1 INTRODUÇÃO

A utilização exclusiva de parâmetros e modelos fundamentados no comportamento de solos saturados, embora frequentemente associada a uma abordagem conservadora, pode ser insuficiente para descrever fenômenos que se desenvolvem sob condições não saturadas. A redução de sucção do solo, frequentemente observada durante eventos chuvosos, pode acarretar a ruptura de taludes naturais e artificiais, assim como o colapso do solo. A recorrência desses eventos evidencia lacunas técnicas na incorporação sistemática do comportamento não saturado em projetos e processos regulatórios, especialmente em acompanhar por monitoramento e investigações geotécnicas solos na condição não saturada em áreas propensas a movimentação de terra (Mascarenhas, 2018).

Nesse contexto, a organização dos vazios de uma camada de solo exerce grande influência nas propriedades físicas, mecânicas e hidráulicas que os materiais apresentam em campo. O tipo de distribuição dos poros, uni ou multimodal, pode ser empregado para compreender o comportamento hidráulico e mecânico desses materiais, principalmente considerando a variação de umidade e do nível freático que ocorrem ao longo do ano. Sob essa perspectiva, a Mecânica dos Solos Não Saturados contribui para estimativas mais realistas e para o monitoramento do estado hidromecânico de estruturas geotécnicas (Sousa, 2024).

Diante do exposto, evidencia-se a necessidade de abordagens que representem de forma mais realista o comportamento mecânico dos solos em condição não saturada, além de uma reavaliação dos modelos de resistência ao cisalhamento existentes. A análise desta pesquisa considera a influência da modalidade (solos uni e multimodais), a sensibilidade paramétrica das propriedades mecânicas e hidráulicas de solos não saturados em cada modelo e ajustes a dados experimentais de outras pesquisas, validados por mais de um método de regressão linear.

2 METODOLOGIA

São apresentados os materiais utilizados determinadas as bases de dados, e os procedimentos metodológicos empregados ao longo do desenvolvimento desta pesquisa, bem como as etapas adotadas para a análise e validação dos modelos estudados. As principais atividades para o desenvolvimento dessa pesquisa estão no fluxograma metodológico apresentado na Figura 1.

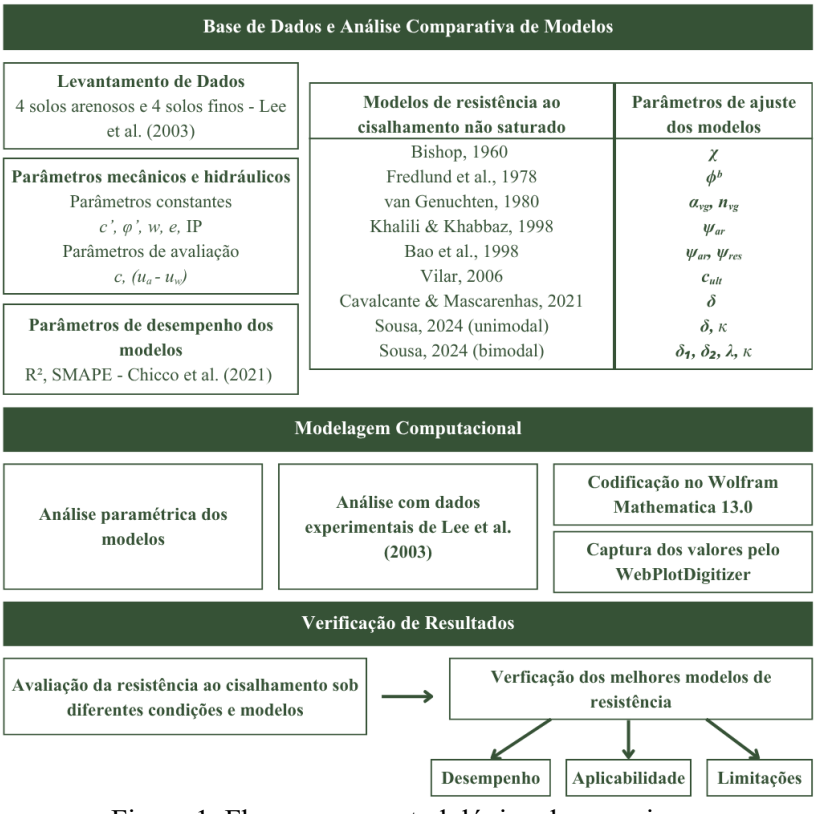


Figura 1. Fluxograma metodológico da pesquisa.

A base de dados conta com o levantamento de quatro solos arenosos e quatro solos finos, definidos seus parâmetros constantes de acordo com a pesquisa experimental de Lee et al. (2003). A captura dos valores individuais de sucção e coesão foram possibilitados pelo programa *WebPlotDigitizer*.

Os parâmetros de avaliação da análise comparativa dos modelos são a coesão total em função da sucção mátrica. Admitiu-se dois métodos estatísticos de avaliação de desempenho, de acordo com Chicco et al. (2021), de SMAPE ≤ 10% e $R^2 \geq 0{,}8$, para avaliar de forma mais sensível os modelos.

Conta-se com nove modelos: Bishop (1960), Fredlund et al. (1978), Bishop (1960) adaptado à função de retenção de van Genuchten (1980), Khalili & Khabbaz (1998), Bao et al. (1998), Vilar (2006), Cavalcante & Mascarenhas (2021), Sousa (2024) e Sousa para solos bimodais (2024).

A modelagem computacional foi realizada pelo programa *Wolfram Mathematica*, onde foi utilizado a função *BestFitParameters* para que o programa determine os melhores valores dos parâmetros de ajuste com base no maior R^2 e SMAPE possíveis.

Por fim, na verificação dos resultados, é feita a síntese dos gráficos obtidos e é avaliada a resistência ao cisalhamento não saturada sob os diferentes modelos disponíveis na pesquisa, de modo a poder classificar os melhores e piores modelos de acordo com a base de dados.

2.1 Materiais

Com base na pesquisa de Lee et al. (2003), que compila uma extensa base de dados proveniente de estudos autorais e de literatura preexistente, os parâmetros geotécnicos foram selecionados para fundamentar a análise da resistência ao cisalhamento e coesão aparente em solos não saturados. A Tabela 1 apresenta as variáveis consideradas na pesquisa para solos arenosos. A caracterização dos solos finos avaliados encontra-se sistematizada na Tabela 2, onde se destaca a inclusão do índice de plasticidade (IP) para viabilizar a aplicação do modelo analítico de Sousa (2024).

Tabela 1: Propriedades geotécnicas de solos arenosos estudados por Lee et al. (2003)

Solo	Granulometria			Propriedades			
	Pedregulho (%)	Areia (%)	Finos (%)	w (%)	e	c' (kPa)	ϕ' (º)
Areia úmida de Okchun (Coreia do Sul)	0,37	94,79	4,84	19,87	0,570	20,44	36,80
Areia úmida de Chochiwon (Coreia do Sul)	0,98	92,59	6,43	23,78	0,673	20,49	34,35
Areia úmida de Yungi (Coreia do Sul)	5,74	92,71	1,56	18,77	0,480	17,15	41,21
Areia seca de Seochang (Coreia do Sul)	0,00	78,71	13,89	20,61	0,606	5,97	36,04

Tabela 2: Propriedades geotécnicas dos solos finos estudados por Lee et al. (2003)

Solo	Granulometria			Propriedades				
	Pedregulho (%)	Areia (%)	Finos (%)	w (%)	e	c' (kPa)	ϕ' (º)	IP (%)
Till glacial (Canadá) - Gan et al. (1988)	0,00	28,00	72,00	11,50	0,530	10,00	25,50	18,70
Till glacial (Canadá) - Vanapalli et al. (1996)	0,00	28,00	72,00	13,00	0,578	0,00	22,90	18,70
Argila de Dhanauri (Índia) – Sajita (1978)	0,00	5,00	95,00	22,20	0,677	7,80	29,00	23,50
Silte de Jossigny (França) – Cui & Delage (1993)	0,00	4,00	96,00	18,00	0,630	25,00	22,00	18,00

3 RESULTADOS

3.1 Análise de solos finos

Para os solos finos, nenhum modelo se demonstrou inadequado pelo valor de R^2, apenas pela predefinição de 10% de SMAPE:

- Para o till glacial de Gan et al. (1988), apenas o modelo de Bao et al. (1998) segue as predefinições de Chicco et al. (2021). O modelo de Khalili & Khabbaz (1998) apresentou indicador de desempenho muito similar, marginalizado por menos de 1%.
- Para o till glacial de Vanapalli et al. (1996) e para o silte de Jossigny, França, caracterizado por Cui & Delage (1993), todos os modelos são aprovados por esse método de regressão, exceto a função parabólica de Bishop (1960) e a função linear de Fredlund et al. (1978).
- A argila de Dhanauri, Índia, caracterizada por Sajita (1978) apresentou bons resultados para todos os modelos, exceto para Fredlund et al. (1978).

Têm-se que o modelo de Bao et al. (1998) passa em todas as verificações; os modelos de van Genuchten (1980), Khalili & Khabbaz (1998), Vilar (2006), Cavalcante & Mascarenhas (2021), Sousa (2024), Sousa para solos bimodais (2024) não atendem ao valor de SMAPE uma vez; o modelo de Bishop et al. (1960) não atende ao valor de SMAPE duas vezes e o modelo de Fredlund (1978) não atende ao valor de SMAPE para nenhum dos solos finos.

Destaca-se o modelo de Fredlund et al. (1978) como o pior modelo para sete testes e Bishop (1960) em um dos testes. Já para modelos mais ideais, Bao et al. (1998) teve melhor resultado para dois solos, e van Genuchten (1980) e Khalili & Khabbaz (1998) para um solo. Ambas as métricas coincidem para todos os casos. A Figura 2 apresenta as melhores curvas para casa solo:

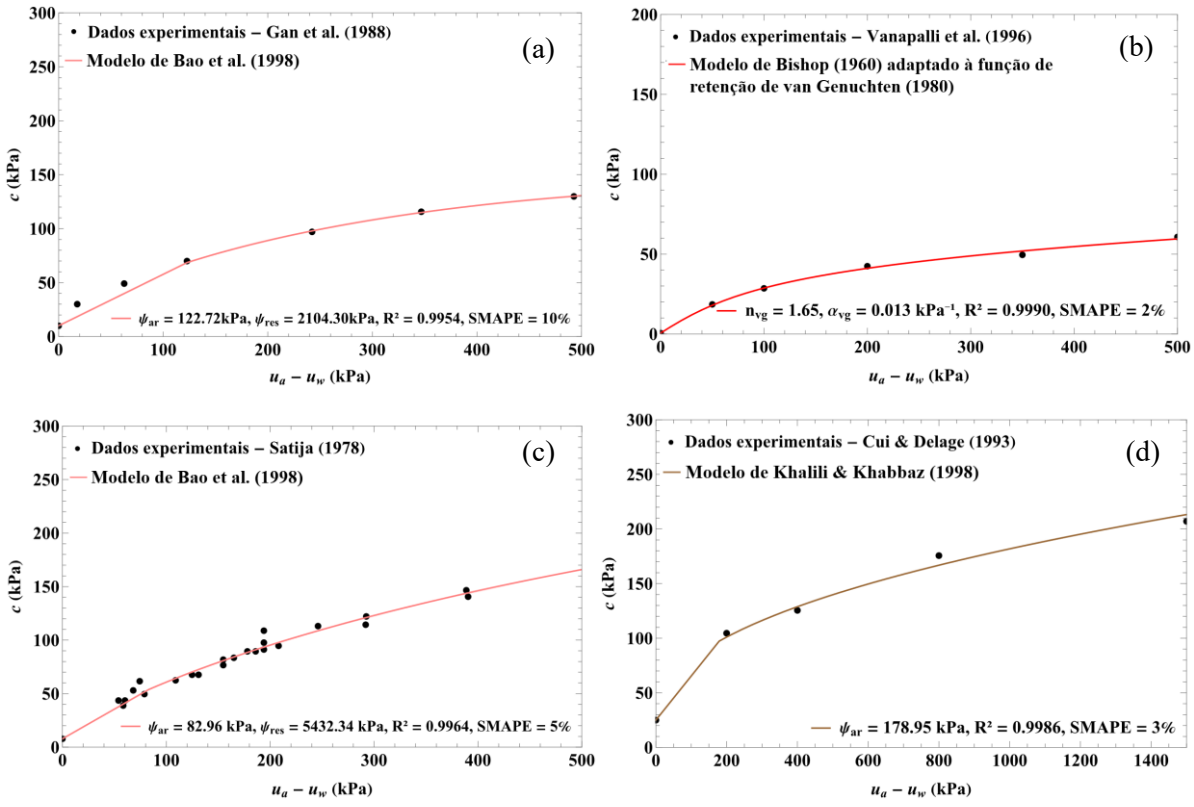


Figura 2: Melhor resultado de (a) till glacial - Gan et al. (1988), (b) till glacial – Vanapalli et al. (1996), (c) argila de Dhanauri – Sajita (1978) e (d) silte de Jossigny – Cui & Delage (1993).

A média dos resultados para solos finos é apresentado Figura 3, marcando as posições de cada modelo para os solos finos estudados.

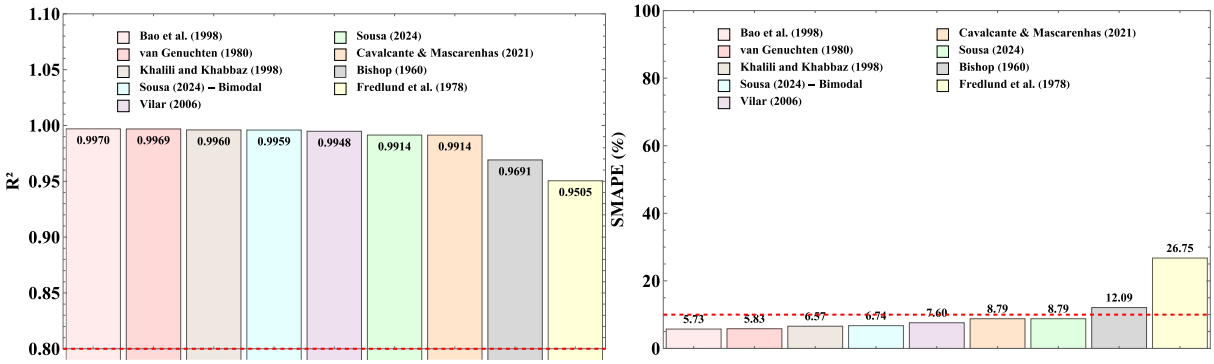


Figura 3: Comparação entre os resultados de (a) R^2 e (b) SMAPE dos modelos, organizados do melhor para o pior resultado para a média dos valores dos solos finos.

3.2 Análise de solos arenosos

Para os solos finos, nenhum modelo se demonstrou inadequado pelo valor de R^2. Entretanto, para a areia úmida de Yungi e para a areia úmida de Seochang, a função de Bishop (1960) apresentou $R^2 < 0{,}9$. Já para a verificação pelo SMAPE:

- Para a areia úmida de Okchun e para a areia úmida de Chochiwon, aprova-se com bons resultados todos os modelos, com exceção de Fredlund (1978).
- Para a areia úmida de Yungi e para a areia úmida de Seochang, os modelos são considerados bons para os valores de SMAPE, exceto as funções de Bishop (1960), Fredlund et al. (1978), Cavalcante & Mascarenhas (2021) e a função unimodal de Sousa (2024).

Em resumo, têm-se que os modelos de Bao et al. (1998), van Genuchten (1980), Khalili & Khabbaz (1998), Vilar (2006), Sousa para solos bimodais (2024) passam por todas as verificações; os modelos de Bishop et al. (1960), Cavalcante & Mascarenhas (2021) e Sousa (2024), não atendem ao valor de SMAPE duas vezes e o modelo de Fredlund (1978) não atende ao valor de SMAPE para nenhum dos solos arenosos.

Na verificação da modalidade, para a areia úmida de Chochiwon, os valores distintos de δ_1 e δ_2 no modelo de Sousa (2024) para solos bimodais indicam que se trata de um solo bimodal, especialmente ao marcar um valor de $R^2 = 1$, associado à uma previsão perfeita. A areia úmida de Yungi e a Areia seca de Seochang apresentaram o mesmo comportamento, com R^2 extremamente próximo de 1 para esse modelo.

Destaca-se o modelo de Fredlund et al. (1978) como o pior modelo para seis testes e Bishop (1960) em dois testes. O modelo bimodal de Sousa (2024) teve melhor resultado para três solos, chegando a apresentar uma previsão perfeita de $R^2 = 1$, e Bishop (1960) para um solo. Destaca-se a adesão de Bishop (1960) com R^2 de 0,9990 e o desempenho próximo de Sousa (2024) e Cavalcante & Mascarenhas (2021) para a areia úmida de Okchun. A Figura 4 apresenta as melhores curvas para casa solo:

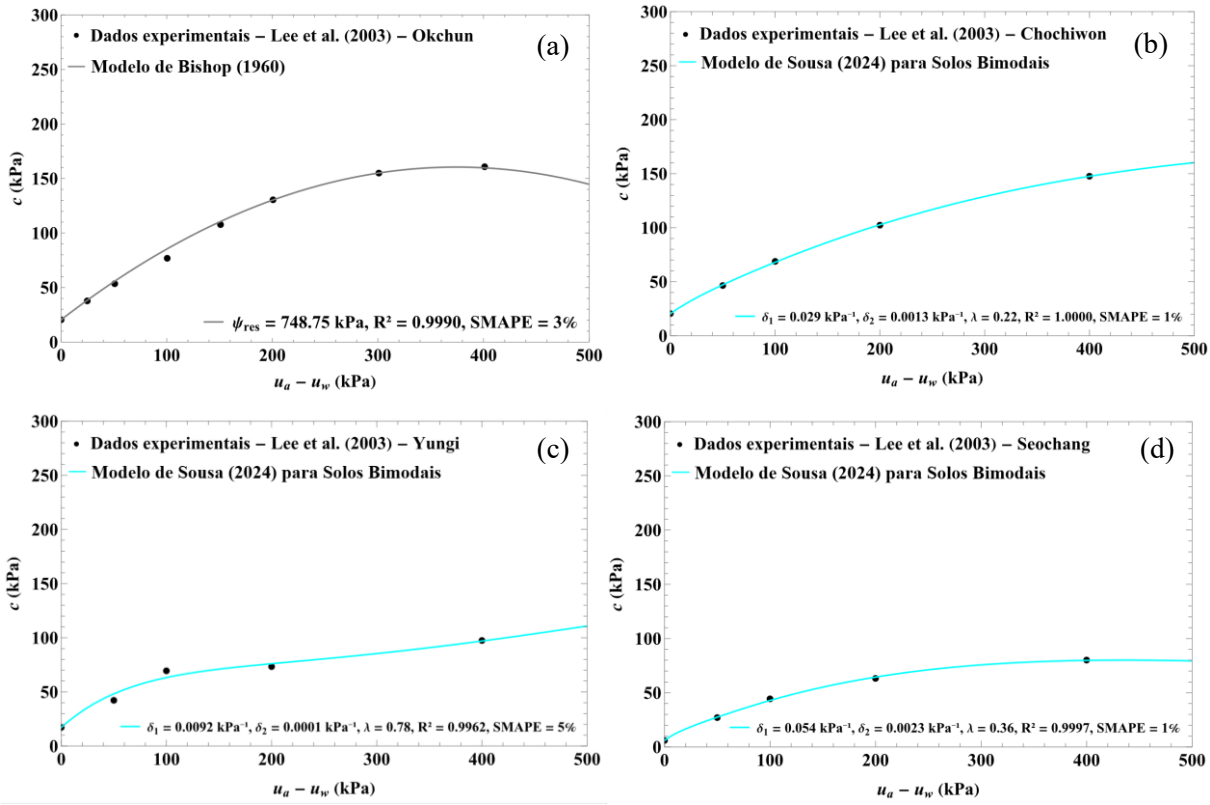


Figura 4: Melhor resultado de (a) areia úmida de Okchun, (b) areia úmida de Chochiwon, (c) areia úmida de Yungi e (d) areia úmida de Seochang - Lee et al. (2003).

A média dos resultados para solos arenosos é apresentado na Figura 5, marcando as posições de cada modelo para os solos arenosos estudados.

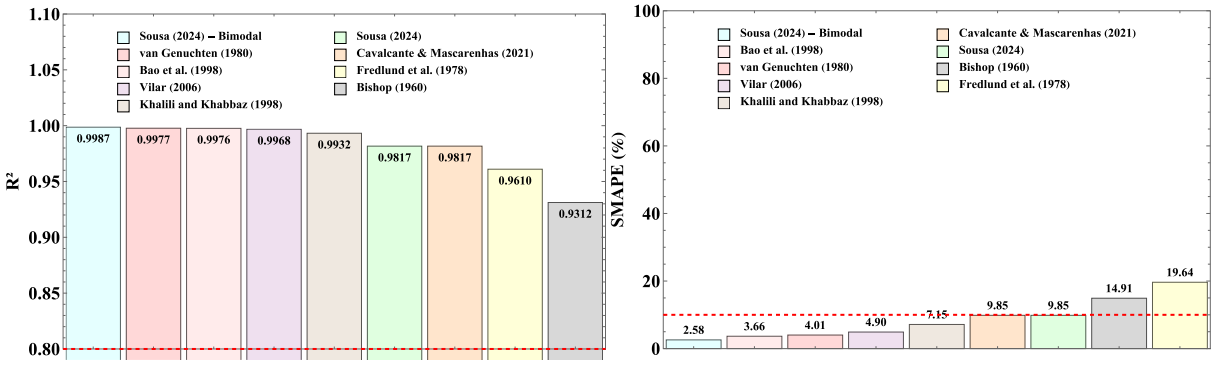


Figura 5: Comparação entre os resultados de (a) R² e (b) SMAPE dos modelos, organizados do melhor para o pior resultado para a média dos valores dos solos arenosos.

Os resultados demonstram que o desempenho dos modelos está associado à coerência física com os mecanismos hidromecânicos que governam a resistência não saturada. Funções excessivamente parametrizadas nem sempre resultaram em melhor desempenho, indicando que simplicidade estrutural aliada à interpretação física consistente pode representar melhor aplicação.

4 CONCLUSÕES

A análise paramétrica evidenciou que a não linearidade da envoltória em relação à sucção não decorre apenas da forma da curva de retenção, mas também da maneira como cada modelo relaciona a variável de estado (teor de umidade, ângulo de atrito relativo, sucção normalizada ou função exponencial) à tensão efetiva.

Observa-se que a adequação de um modelo pode variar mesmo entre solos de mesma classificação. Dois solos arenosos, por exemplo, foram bem representados pelo modelo bimodal de Sousa (2024), ao passo que a versão unimodal do mesmo autor não apresentou desempenho satisfatório. Esse resultado reforça que a escolha do modelo deve considerar não apenas a classe textural, mas também a estrutura de poros e o domínio de sucção analisado.

De modo geral, os resultados indicam que não há um modelo universalmente superior para todos os tipos de solo. No conjunto de amostras determinado, os melhores modelos de desempenho individual seriam Bao et al. (1998), van Genuchten (1980) e Khalili & Khabbaz (1998). Já para solos arenosos, os modelos de Bishop (1960) e bimodal de Sousa (2024). Considerando o valor médio dos métodos de regressão, destaca-se Bao et al. (1998), van Genuchten (1980) e bimodal de Sousa (2024) estando entre os três mais bem colocados para solos finos e arenosos.

Embora o modelo de Bishop (1960), para um dos solos analisados, tenha o melhor desempenho preditivo, ele também se destacou juntamente com o modelo de Fredlund et al. (1978), por registrar alguns dos maiores valores de SMAPE, ultrapassando a premissa ideal de 10% de Chicco et al. (2021). Esse comportamento evidencia que, apesar de sua relevância histórica, tais formulações podem apresentar limitações quando avaliadas sob métricas estatísticas mais sensíveis à magnitude relativa dos erros, o que explica a redução de sua aplicação em estudos mais recentes.

Como contribuição, esta pesquisa sistematiza a comparação entre diferentes formulações da coesão não saturada sob um mesmo conjunto de dados e critérios estatísticos, além de discutir criticamente o impacto da curva de retenção na previsão da resistência. De certo modo, todos os modelos foram satisfatórios para os solos avaliados.

Ressalta-se, contudo, que a presente análise foi desenvolvida com base em dados experimentais limitados quanto à variabilidade natural dos solos e à influência de trajetórias de carregamento distintas. Além disso, não foram considerados efeitos associados à histerese hidráulica ou ao acoplamento hidromecânico sob condições transientes. Esses aspectos representam limitações inerentes ao escopo do estudo e devem ser investigados em pesquisas futuras.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de expressar seus agradecimentos, pelo suporte dado a esta pesquisa, à Universidade de Brasília (UnB), ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e à Fundação de Apoio à Pesquisa do Distrito Federal (FAP-DF).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bao, C., Gong, B., & Zhan, L. (1998). *Properties of unsaturated soils and slope stability of expansive soils*. In: Proceedings of the 2nd International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT'98), Beijing, 1, 71–98.

Bishop, A. W., Alpan, I., Blight, G. E., & Donald, I. B. (1960). *Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils*. In: Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils. Boulder: ASCE, 503–532.

Cavalcante, A. L. B., & Mascarenhas, P. V. S. (2021). *Efficient approach in modeling the shear strength of unsaturated soil using soil water retention curve*. Cham: Springer-Verlag.

Chicco, D., Warrens, M. J., & Jurman, G. (2021). *The coefficient of determination R² is more informative than SMAPE, MAE, MAPE, MSE and RMSE in regression analysis evaluation*. PeerJ Computer Science, 7, e623.

Cui, Y. J., & Delage, P. (1993). *On the elasto-plastic behaviour of an unsaturated silt*. ASCE Geotechnical Special Publication, 39, 115–126.

Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R., & Widger, R. A. (1978). *The shear strength of unsaturated soils*. Canadian Geotechnical Journal, 15(3), 313–321.

Gan, J. K. M., Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1988). *Determination of the shear strength parameters of an unsaturated soil using the direct shear test*. Canadian Geotechnical Journal, 25, 500–510.

Khalili, N., & Khabbaz, M. H. (1998). *A unique relationship for the determination of the shear strength of unsaturated soils*. Géotechnique, 48, 681–687.

Lee, S., Lee, S., & Kim, Y. (2003). *An approach to estimate unsaturated shear strength using artificial neural network and hyperbolic formulation*. Computers and Geotechnics, 30(6), 489–503.

Mascarenhas, P. V. S. (2018). *Modelagem fracionária do fluxo de água em meio poroso não saturado*. Master's Dissertation, Universidade de Brasília, Brasília.

Satija, B. S. (1978). *Shear behaviour of partly saturated soils*. PhD Thesis, Indian Institute of Technology, Delhi.

Sousa, P. F. (2024). *Modelo constitutivo para a previsão da resistência ao cisalhamento não saturada usando a curva de retenção de água de solos uni e multimodais*. PhD Thesis, Universidade de Brasília, Brasília.

Van Genuchten, M. T. (1980). *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Science Society of America Journal, 44(5), 892–898.

Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., Pufahl, D. E., & Clifton, A. W. (1996). *Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction*. Canadian Geotechnical Journal, 33(3), 379–392.

Vilar, O. M. (2006). *A simplified procedure to estimate the shear strength envelope of unsaturated soil*. Canadian Geotechnical Journal, 43(10), 1088–1095.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/31

Avaliação da Estabilidade de Talude em Área de Risco na Cidade de Ouro Branco - MG

Igor Silva Melo
Graduado em Engenharia Civil, Universidade Federal de São João Del Rei, Congonhas, Brasil, igor.si.melo@gmail.com

Leandro Neves Duarte
Doutor em Engenharia Civil, Universidade Federal de São João Del Rei, Ouro Branco, Brasil, leandro.duarte@ufsj.edu.br

RESUMO: Este trabalho tem como objetivo realizar uma análise computacional da estabilidade de um talude situado em uma área de risco no município de Ouro Branco – MG. A região apresenta condições geotécnicas desfavoráveis, o que torna necessária a avaliação da estabilidade do talude, considerando a interação entre as cargas atuantes e as propriedades do solo, com o intuito de determinar o fator de segurança. Para isso, foi aplicado um tratamento estatístico com base na distribuição t de Student aos dados obtidos por meio de sondagens à percussão (SPT), possibilitando a elaboração de um modelo estratigráfico compatível com o perfil topográfico da área estudada. Os resultados indicaram que as tensões cisalhantes atuantes são incompatíveis com a capacidade resistente do solo, resultando em um fator de segurança médio de 1,03, inferior ao valor admissível. Dessa forma, conclui-se que a cunha de ruptura mais crítica não atende aos critérios mínimos de segurança.

PALAVRAS-CHAVE: Engenharia Geotécnica, Estabilidade de Taludes, Modelagem Computacional.

ABSTRACT: This study aims to perform a computational analysis of the stability of a slope located in a risk area in the municipality of Ouro Branco, Minas Gerais. The region presents unfavorable geotechnical conditions, making it necessary to assess slope stability by considering the interaction between acting loads and soil properties, in order to determine the factor of safety. To this end, a statistical treatment based on the Student's t-distribution was applied to data obtained from Standard Penetration Tests (SPT), enabling the development of a stratigraphic model compatible with the topographic profile of the studied area. The results indicated that the acting shear stresses are incompatible with the soil's shear strength, resulting in an average factor of safety of 1.03, which is below the admissible value. Therefore, it is concluded that the most critical failure wedge does not meet the minimum safety criteria.

KEYWORDS: Geotechnical Engineering, Slope Stability, Computational Modeling.

1 INTRODUÇÃO

A estabilidade de taludes é um tema relevante na engenharia geotécnica, especialmente em áreas com condições desfavoráveis. Este estudo analisa um talude localizado em Ouro Branco – MG, caracterizado por elevada inclinação e sinais de erosão na crista, indicando risco potencial de instabilidade.

A análise envolve a avaliação das propriedades do solo, das solicitações atuantes e das condições ambientais que influenciam o comportamento do maciço. Para isso, são empregadas técnicas de modelagem computacional e tratamento estatístico de dados obtidos por sondagens SPT, visando à determinação do fator de segurança.

Adicionalmente, é desenvolvido um modelo estratigráfico para identificação do perfil mais crítico e da cunha de ruptura associada. Os resultados são avaliados conforme critérios estabelecidos por normas vigentes, com o objetivo de verificar a condição de estabilidade do talude e subsidiar possíveis intervenções.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Estabilidade de Taludes

Talude é qualquer superfície inclinada de um maciço de solo ou rocha, podendo ser natural (encostas) ou artificial, como cortes e aterros (Gerscovich, 2012).

A estabilidade de taludes está associada à resistência ao deslizamento de massas ao longo de superfícies de ruptura, caracterizadas pela formação de uma zona cisalhada contínua no interior do maciço (Gerscovich, 2012).

A análise de estabilidade tem como objetivo avaliar a possibilidade de ocorrência de escorregamentos, sendo usualmente realizada pela comparação entre as tensões cisalhantes mobilizadas e a resistência ao cisalhamento do solo, expressa pelo fator de segurança (FS).

O FS corresponde à razão entre a resistência ao cisalhamento e as tensões atuantes, sendo que valores próximos da unidade indicam condição limite de estabilidade. A ABNT NBR 11682 (ABNT, 2009) estabelece critérios para definição de níveis de segurança em função do potencial de perdas humanas, materiais e ambientais, classificados qualitativamente conforme a ocupação da área e os riscos envolvidos. Com base nesses critérios, são definidos fatores de segurança mínimos para deslizamentos, que variam tipicamente entre 1,2 e 1,5, sendo os valores mais elevados associados a cenários de maior risco e maior potencial de danos

Os mecanismos de ruptura podem estar associados ao aumento das solicitações ou à redução da resistência do solo (Varnes, 1978). O aumento das solicitações inclui ações como cortes, sobrecargas e efeitos dinâmicos, enquanto a redução da resistência pode decorrer de fatores como intemperismo, variações de umidade, elevação do nível d'água e aumento da poropressão.

2.2 Correlação Por Meio do SPT

As sondagens à percussão (SPT), conforme a NBR 6484 (ABNT, 2020), constituem um dos métodos mais utilizados na investigação geotécnica, permitindo a avaliação da resistência do solo in situ por meio do índice Nspt, obtido a partir do número de golpes necessários para a cravação do amostrador padrão. Esse índice fornece indicativos da compacidade de solos granulares e da consistência de solos coesivos, além de possibilitar a coleta de amostras para caracterização complementar em laboratório.

A partir dos valores de Nspt e da identificação do tipo de solo, podem ser empregadas correlações semiempíricas para estimativa de parâmetros geotécnicos, como peso específico, ângulo de atrito e coesão. Tais métodos, conforme a NBR 6122 (ABNT, 2022), baseiam-se na associação entre resultados de campo e formulações da Mecânica dos Solos, sendo amplamente utilizados na ausência de ensaios laboratoriais mais representativos.

Dentre as correlações adotadas, destacam-se as propostas por Berberian (2015), Joppert (2007) e Teixeira e Godoy (1996), desenvolvidas com base em solos brasileiros. Adicionalmente, foram utilizados parâmetros estimados por meio da metodologia GeoFast (2020), que, a partir do Nspt e do tipo de solo, fornece valores aproximados de propriedades de resistência e deformabilidade em condições drenadas.

Os parâmetros obtidos por essas correlações foram posteriormente minorados conforme os coeficientes indicados na Tabela 1, com base nos critérios da NBR 6122 (ABNT, 1996), visando maior segurança na análise, especialmente diante da ausência de dados experimentais diretos.

Tabela 1 - Coeficientes de ponderação das resistências

Parâmetro	In situ	Laboratório	Correlações
Tangente do ângulo de atrito interno	1,2	1,3	1,4
Coesão (estabilidade e empuxo de terra)	1,3	1,4	1,5

Fonte: Adaptado de ABNT (NBR 6122, 1996, p 7)

2.3 Determinação dos Esforços Solicitantes

As cargas solicitantes correspondem às forças atuantes no talude, podendo ser classificadas em estáticas e dinâmicas. As ações estáticas incluem principalmente o peso próprio do solo, determinado a partir do peso específico e da geometria do talude, considerando tanto as condições naturais quanto saturadas, além de eventuais sobrecargas provenientes de estruturas ou aterros.

As ações dinâmicas, por sua vez, são variáveis no tempo e podem ser decorrentes de tráfego veicular, atividades sísmicas ou vibrações mecânicas. Conforme a NBR 11682 (ABNT, 2009), deve-se considerar ainda a aplicação de uma sobrecarga acidental mínima de 20 kPa, uniformemente distribuída na superfície do terreno, salvo justificativa técnica para adoção de valores inferiores.

2.4 Métodos Estatísticos

Conforme a instrução geotécnica da PMSP (2004), os dados geotécnicos para fins de dimensionamento devem ser tratados estatisticamente, por universo de solos, que deverá conter pelo menos 3 (três) unidades de ensaios. Esse tratamento estatístico pode ser feito através da distribuição "t" de Student, adequada ao controle pela média de amostragens pequenas e com nível de confiança de 90%

Embora originalmente aplicada ao CBR, essa metodologia foi utilizada de modo análogo para a definição das camadas que compõem o perfil do solo, bem como do Nspt correspondente, considerando que ambos os ensaios exigem o mesmo rigor estatístico para a análise de resultados e controle de qualidade, permitindo a adaptação do método para o cálculo de suporte com base em dados de sondagens.
Para garantir que os dados de projeto apresentem 90% de nível de confiança, tem-se:

$$\mathrm{Nspt_P} = \overline{\mathrm{Nspt}} - \frac{\mathrm{S}*\mathrm{t0{,}90}}{\sqrt{\mathrm{n}}} \quad (1)$$

Onde $\mathrm{Nspt_p}$ representa o Nspt de projeto, $\overline{\mathrm{Nspt}}$ a média das n amostras de Nspt, S o desvio padrão amostral, e $t_{0,90}$ o valor crítico da distribuição t de Student para um nível de confiança de 90%

2.5 Modelagem Computacional

O uso de softwares de modelagem computacional na análise de estabilidade de taludes tem se tornado recorrente, devido à capacidade de simular condições geotécnicas complexas. Programas como o Geo5 permitem a modelagem considerando fatores como condições de drenagem, estratigrafia e aplicação de cargas externas.

De acordo com a FineSoftware, desenvolvedora do Geo5, o software possibilita a utilização combinada de métodos analíticos e numéricos, permitindo a comparação de resultados. Enquanto os métodos analíticos demandam menor quantidade de parâmetros, os métodos baseados em Elementos Finitos (MEF) possibilitam análises mais detalhadas.

O programa também incorpora a metodologia BIM (Building Information Modeling), na qual os dados do projeto são centralizados e mantidos disponíveis ao longo de todo o processo. Nesse contexto, o módulo Estratigrafia permite a construção de modelos tridimensionais do terreno, os quais podem ser utilizados em análises geotécnicas subsequentes.

No módulo de estabilidade de taludes, o software realiza análises para solos e rochas, identificando superfícies críticas de ruptura, sejam circulares ou poligonais, além de permitir a consideração de diferentes cenários, como variações do nível freático e a presença de elementos de estabilização.

Adicionalmente, o Geo5 possibilita a aplicação de diferentes métodos de cálculo e a otimização da superfície de ruptura, permitindo a identificação da condição mais crítica. Entre os métodos disponíveis, destacam-se o de Bishop simplificado, baseado no equilíbrio de forças e momentos de forma simplificada, sendo amplamente utilizado em análises mais diretas; o método de Bishop & Morgenstern, de aplicação prática, porém mais indicado para solos homogêneos; o método de Spencer, que considera o equilíbrio completo de forças e momentos, proporcionando resultados mais representativos; o método de Janbu, que adota simplificações entre fatias e apresenta boa aplicabilidade prática; e o método de Morgenstern & Price, considerado um dos mais rigorosos, com elevada precisão, porém dependente de solução computacional.

3 METODOLOGIA

3.1 Caracterização e Análise Preliminar da Área de Estudo

O local de estudo situa-se na região central do município de Ouro Branco – MG. O talude apresenta inclinação acentuada, com evidências de erosão na crista, indicando degradação do maciço e potencial risco de instabilidade.

Foram analisados relatórios de sete sondagens SPT fornecidos pela Prefeitura Municipal de Ouro Branco, sendo cinco localizados na parte superior da crista e dois na porção inferior do talude. A disposição das sondagens permitiu uma avaliação representativa das condições geotécnicas da área.

Os resultados indicaram que, na região mais erodida, o solo é predominantemente argiloso, com valores de Nspt variando entre 1 e 5 golpes nos primeiros 5 metros, caracterizando baixa resistência. Nas áreas sem erosão, os valores variaram entre 2 e 16 golpes, indicando maior variabilidade e, em geral, melhores condições de resistência.

Também foi observada a presença de pedregulho nas camadas superficiais próximas à crista. O nível d'água, medido após 24 horas, foi identificado a aproximadamente 3,7 metros de profundidade em uma das sondagens próximas à crista, evidenciando a influência de condições de saturação no comportamento do talude.

3.2 Obtenção de Parâmetros do Solo

Os resultados das sondagens SPT foram organizados em planilhas e agrupados por tipo de solo e valores de Nspt, com o objetivo de reduzir a variabilidade dos dados. Para a definição dos valores característicos, foi adotado o procedimento estatístico descrito no item 2.4, assegurando nível de confiança de 90%. A partir desse tratamento, foram identificadas seis camadas de solo, definidas de modo a minimizar o coeficiente de variação e garantir maior homogeneidade dos parâmetros geotécnicos, por meio de ajustes sucessivos na divisão das camadas até a obtenção da menor dispersão. Cada camada foi então caracterizada pelo tipo de solo predominante e pelo respectivo valor de Nspt de projeto, conforme Tabela 2.

Tabela 2 - Caracterização das camadas

Solo	$\overline{Nspt}$	S	Coeficiente de variação	n	t0,90	Nspt de Projeto
Argila siltosa	1,40	0,52	37%	10,0	1,38	1,17
Silte argiloso	3,83	0,41	11%	6,00	1,48	3,59
Argila arenosa	6,27	1,03	16%	15,0	1,35	5,91
Silte arenoso	10,16	2,14	21%	19,0	1,33	9,50
Silte arenoso	20,59	4,28	21%	22,0	1,32	19,38
Silte arenoso	39,36	6,16	16%	33,0	1,31	37,96

Após o tratamento estatístico, utilizaram-se correlações de Berberian (2015), além de Geofast (2020), para determinar parâmetros necessários para a análise de estabilidade, como peso específico natural, peso específico saturado, coesão e ângulo de atrito, conforme tabela 3.

Tabela 3 - Parâmetros geotécnicos obtidos por correlações

Solo	Coesão (kPa)			Ângulo de Atrito (°)			Peso específico (kN/m³) Geofast (2020)	
	Berberian (2015)	Geofast (2020)	Média	Berberian (2015)	Geofast (2020)	Média	Natural	Saturado
Argila siltosa	3,35	4,00	3,68	20,47	18,00	19,23	16,00	19,00
Silte argiloso	10,25	8,00	9,12	21,43	24,00	22,72	16,00	19,00
Argila arenosa	16,88	17,00	16,94	22,36	27,00	24,68	16,00	19,00
Silte arenoso	27,16	19,00	23,08	23,80	31,00	27,40	17,00	20,00

Silte arenoso	55,38	35,00	45,19	27,75	35,00	31,38	18,00	21,00
Silte arenoso	108,46	64,00	86,23	35,18	39,00	37,09	18,00	21,00

Os parâmetros de ângulo de atrito e coesão foram minorados conforme coeficientes especificados pela NBR 6122 (ABNT, 1996) para garantir maior segurança nos resultados. Dessa forma, os parâmetros a serem utilizados nos cálculos de projeto estão apresentados na Tabela 4.

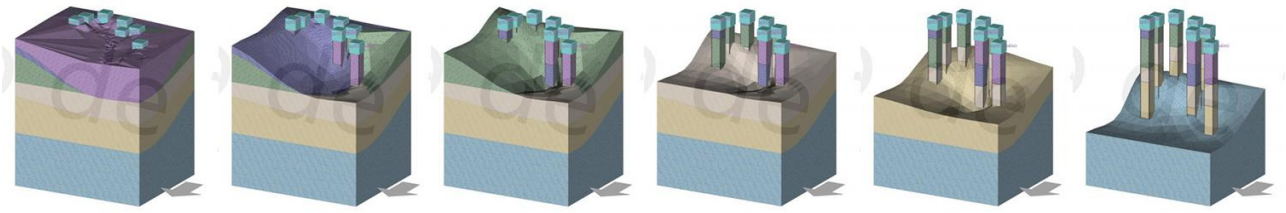
Tabela 4 - Parâmetros geotécnicos de projeto

Solo	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)	Peso específico natural (kN/m³)	Peso específico saturado (kN/m³)
Argila siltosa	2,47	13,71	16,00	19,00
Silte argiloso	6,07	16,21	16,00	19,00
Argila arenosa	11,27	17,64	16,00	19,00
Silte arenoso	15,40	19,57	17,00	20,00
Silte arenoso	30,13	22,43	18,00	21,00
Silte arenoso	57,47	26,50	18,00	21,00

3.3 Geração do Modelo Estratigráfico e Identificação do Perfil Crítico

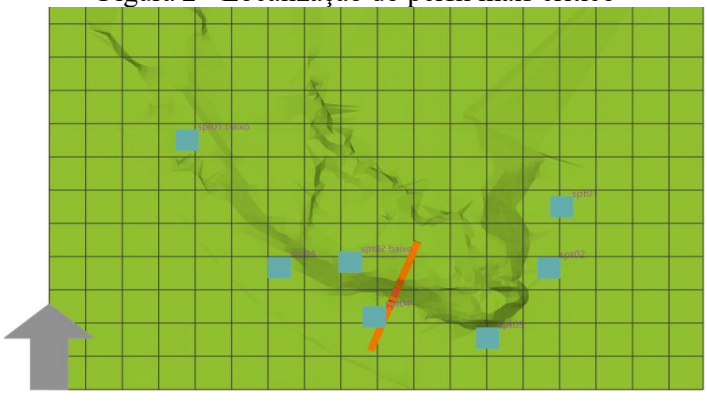
Com o uso do software Stratigraphy do Geo5 2024, e considerando as sete sondagens realizadas, foi possível modelar as camadas de solo. O software compatibilizou as camadas obtidas de cada sondagem, determinando as posições das seis camadas em toda a área de estudo. O modelo estratigráfico revelou a predominância de solo de menor resistência na região mais erodida, com essa camada atingindo profundidades de até 5 metros, o que reflete a vulnerabilidade dessa área específica ao processo de erosão, conforme apresentado na Figura 1.

Figura 1 - Modelo Estratigráfico



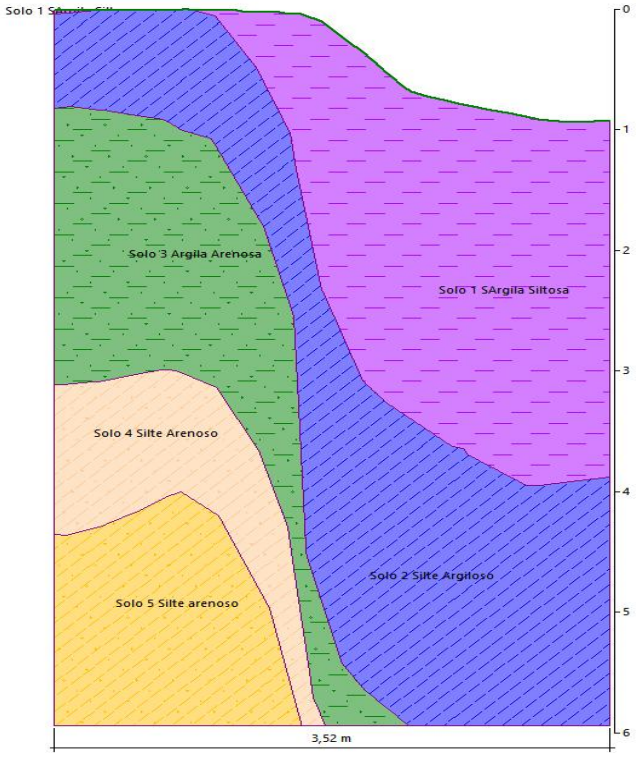
Foram analisados diversos perfis para identificar aquele que representasse o cenário mais crítico de estabilidade no talude. Com o uso do modelo estratigráfico gerado, tornou-se possível traçar perfis em qualquer seção de interesse, mesmo que eles não estejam situados diretamente entre as sondagens realizadas. A análise da topografia e das características do solo indicou que a área próxima à crista do talude apresenta o perfil mais crítico, localização apresentada na figura 2.

Figura 2 - Localização do perfil mais crítico



Essa região possui uma inclinação acentuada e é composta majoritariamente por solo de menor resistência, conforme evidenciado pelas sondagens. A combinação de baixa resistência do solo e inclinação elevada faz com que essa área seja mais suscetível a deslizamentos, representando o ponto de maior risco para a estabilidade do talude. Perfil em corte representado na figura 3.

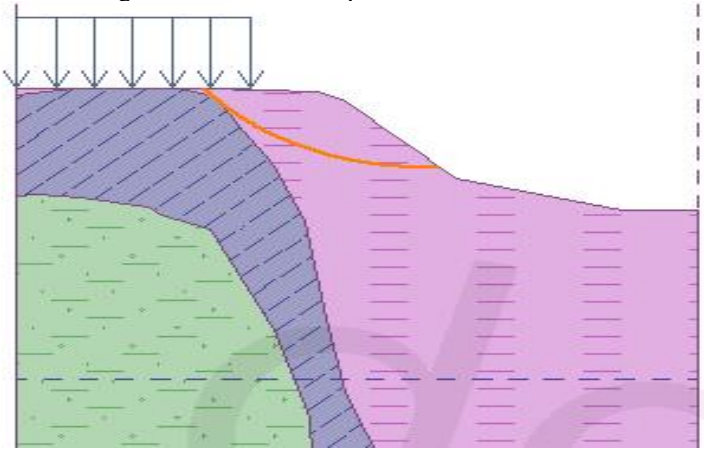
Figura 3 - Perfil mais crítico



4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A análise de estabilidade foi realizada utilizando o software Geo5 Slope Stability (2024), foram aplicados os parâmetros geotécnicos no perfil crítico, assim como o nível d'água, localizado na cota de 3,7 metros. Além disso, uma sobrecarga de 20 kPa foi aplicada na crista do talude. Possibilitado pela funcionalidade de "Otimização", foram testadas as cunhas de ruptura mais prováveis para o talude, calculando seus respectivos fatores de segurança, a fim de se obter a cunha mais crítica, como representado na Figura 4.

Figura 4 - Cunha de Ruptura Analisada



A verificação da estabilidade de taludes pelo método de Bishop, teve como resultado os valores apresentados na tabela 5.

Tabela 5 - Parâmetros e Resultados da Análise de Estabilidade do Talude

Parâmetro	Valor
Peso total do solo acima da superfície de deslizamento	5,38 kN/m
Soma de forças ativas (Fa)	5,57 kN/m
Soma de forças passivas (Fp)	5,77 kN/m
Momento de deslizamento (Ma)	7,63 kNm/m
Momento resistente (Mp)	7,90 kNm/m
Fator de segurança (FS)	1,04

Na tabela 6, apresenta-se o resumo que compara os fatores de segurança obtidos por diferentes métodos de análise de estabilidade de taludes.

Tabela 6 - Resumo de Fatores de segurança calculados

Método	FS
Bishop:	1,04
Spencer:	1,02
Janbu:	1,03
Morgenstern-Price:	1,03
Média dos Métodos	1,03

Dado que o talude está localizado em uma rua, o critério de segurança para vidas humanas deve ser considerado alto. Isso se justifica pela possibilidade de acidentes envolvendo pedestres ou veículos que transitam pela área, já que um eventual rompimento poderia resultar em graves consequências. Em relação aos bens materiais, o critério deve ser médio, pois, embora o talude suporte a rua e não afete diretamente as casas próximas, um rompimento ainda acarretaria prejuízos, como os custos de reparo da via e possíveis danos aos veículos. Portanto, seguindo os critérios da norma de Estabilidade de encostas, NBR 11682 (ABNT, 2009), o fator de segurança adotado é de 1,5.

O fator de segurança calculado pelos diferentes métodos variou entre 1,02 e 1,04, com uma média de 1,03, indicando um risco elevado de instabilidade no perfil mais crítico, portanto, para as condições avaliadas nesse trabalho, o Talude não atende ao fator de segurança mínimo da NBR 11682 (ABNT, 2009) para a cunha de ruptura mais crítica.

5 CONCLUSÃO

Este trabalho destacou a importância do tratamento de dados e da geração de modelos estratigráficos na análise de estabilidade de taludes em áreas de risco. Através do uso de métodos computacionais e tratamento estatístico, foi possível avaliar as condições do solo e identificar o fator de segurança. O tratamento estatístico dos relatórios de sondagem SPT, com base na instrução geotécnica IP-01/2004, foi fundamental para obter por meio de correlações, os valores confiáveis de parâmetros como peso específico, coesão e ângulo de atrito, essenciais para os cálculos de estabilidade. Além disso, o uso do modelo estratigráfico permitiu a identificação do perfil mais crítico, proporcionando uma análise mais detalhada e precisa, mesmo em perfis que não estejam localizados diretamente entre sondagens, assegurando maior confiança nos resultados.

Os resultados indicam que o talude não atende aos requisitos de estabilidade, conforme os métodos de cálculo aplicados e as normas vigentes. Dessa forma, a pesquisa alcançou seu objetivo ao fornecer uma avaliação das condições de segurança do talude, evidenciando a necessidade de intervenções para mitigar os riscos de deslizamento e erosão.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG) e à Universidade Federal de São João del-Rei (UFSJ) pelo suporte financeiro concedido para a realização deste estudo. Agradecem também ao INFRAGEO - Grupo de Pesquisa em Infraestrutura de Transportes e Obras Geotécnicas, pelo valioso apoio técnico e pelos conhecimentos compartilhados ao longo do desenvolvimento deste trabalho e à Prefeitura Municipal de Ouro Branco pela colaboração com relatórios de sondagens e topografia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, Maycon André de. Estimativa do Ângulo de Atrito e Coesão Através de Índices de Resistência Obtidos pela Sondagem SPT em Solo Laterítico e Colapsível Característico da Cidade de Cascavel no Estado do Paraná. Salvador: Cobramseg, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682:2009 - Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122:1996 - Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122:2022 - Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484:2020 - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2020.

BERBERIAN, Dickran. Engenharia de Fundações. 2º. ed. Brasília: INFRASOLOS, 2015.

BRASIL, Cprm - Serviço Geológico do. Manual de Mapeamento de Perigo e Risco a Movimentos Gravitacionais de Massa. Rio de Janeiro: Cprm, 2018. Disponível em: https://antigo.mdr.gov.br/images/stories/ArquivosDefesaCivil/ArquivosPDF/Volume1-ManualTecnicoparaMapeamentodePerigoeRiscoaMovimentos_CPRM.pdf. Acesso em: 02 ago. 2024.

FINE SOFTWARE. Soluções complexas. Fine Software. Disponível em: https://www.finesoftware.com.br/software-para-geotecnia/caracteristicas/solucoes-complexas/. Acesso em: 02 ago. 2024.

Fundação GeoRio. Manual Técnico de Encostas. Rio de Janeiro: Georio, 1999.

GERSCOVICH, Denise. Estabilidade de Taludes. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2012.

JOPPERT JUNIOR, Ivan. Fundações e Contenções de Edifícios. São Paulo: Pini, 2007.

PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO. IP - 01/2004 INSTRUÇÃO GEOTÉCNICA: Instrução de Projetos. 1 ed. São Paulo, 2004.

TEIXEIRA, A.H.; GODOY, N.S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. São Paulo: Pini, 1996.

VARNES, David J.. Slope Movement Types and Processes. Landslides: Analysis And Control, Washington D.c., 1978.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/32

Avaliação da estabilidade de um talude de construção de rodovia em Teresópolis-RJ

Nycole Mendes do Amorim Alves
Graduanda, Centro Universitário Fundação Educacional Serra dos Órgãos, Unifeso, Teresópolis-RJ, Brasil, nycolemendesalves@gmail.com

Maiara Matias de Souza
Graduanda, Centro Universitário Fundação Educacional Serra dos Órgãos, Unifeso, Teresópolis-RJ, Brasil, maiaras736@gmail.com

Thayná Campos Costa
Graduanda, Centro Universitário Fundação Educacional Serra dos Órgãos, Unifeso, Teresópolis-RJ, Brasil, thaycamposcs@gmail.com

Maria Eduarda Ramos de Moraes Pacheco
Graduanda, Centro Universitário Fundação Educacional Serra dos Órgãos, Unifeso, Teresópolis-RJ, Brasil, mariaeduarda.rpacheco@gmail.com

Gabriel de Oliveira Ribeiro Batista
Graduando, Centro Universitário Fundação Educacional Serra dos Órgãos, Unifeso, Teresópolis-RJ, Brasil, gabrielbatistap7@gmail.com

Bruno Cavalcante Mota
Professor, Centro Universitário Fundação Educacional Serra dos Órgãos, Unifeso, Teresópolis-RJ, Brasil, brunomota@unifeso.edu.br

RESUMO: O relevo de Teresópolis apresenta fortes declividades e escarpas íngremes, e a dinâmica de ocupação geoespacial faz com que parte da população resida em áreas de risco, favorecendo deslizamentos de grande magnitude, como o ocorrido em 2011. Além disso, a região serrana possui clima predominantemente úmido e elevada pluviosidade, fatores diretamente relacionados à estabilidade de taludes, uma vez que o aumento da saturação do solo reduz a resistência ao cisalhamento. O objetivo deste artigo é realizar a análise de risco geotécnico de um talude de construção de rodovia, no município de Teresópolis-RJ, bem como propor uma solução mitigadora. Para a análise, foram realizados ensaios laboratoriais de granulometria, teor de argila, índice de vazios e determinação do inchamento. Também foi calculado o fator de segurança do talude. Com base nos resultados obtidos, verificou-se que o solo possivelmente se enquadra como Argissolo. Para essas condições, os fatores de segurança estimados foram de 1,05 para a seção de corte e 2,37 para a seção de aterro. Como medida de mitigação, foi proposta uma solução de drenagem a ser implementada no talude, visando reduzir os riscos associados à diminuição das tensões efetivas devido ao aumento do teor de umidade no solo.

PALAVRAS-CHAVE: Solo argiloso, Estabilidade de talude, Teresópolis, Análise de risco.

ABSTRACT: The terrain of Teresópolis is characterized by steep slopes and escarpments, and the geospatial occupation dynamics have led part of the population to reside in risk-prone areas, favoring large-magnitude landslides such as the one that occurred in 2011. In addition, the mountainous region has a predominantly humid climate and high rainfall, factors directly related to slope stability, since increased soil saturation reduces shear strength. The objective of this study is to perform a geotechnical risk analysis of a highway cut slope in the municipality of Teresópolis, RJ, as well as to propose a mitigation solution. For the analysis, laboratory tests were conducted, including grain size distribution, clay content, void ratio, and swell potential determination. The slope safety factor was also calculated. Based on the results obtained, the soil was possibly classified as Argisol. Under these conditions, the estimated safety factors were 1.05 for the cut slope section

and 2.37 for the embankment section. As a mitigation measure, a drainage solution was proposed for implementation on the slope to reduce the risks associated with the decrease in effective stresses due to increased soil moisture content.

KEYWORDS: Clayey soil, Slope stability, Teresópolis, Risk analysis.

1 INTRODUÇÃO

O município de Teresópolis, localizado na Região Serrana do estado do Rio de Janeiro, possui população estimada de 176.735 habitantes em 2025, segundo dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE). De acordo com o Censo de 2010, 45.772 pessoas encontravam-se expostas a áreas de risco, evidenciando a significativa vulnerabilidade socioambiental de parcela expressiva da população municipal.

A análise dos mapas geológicos, geomorfológicos e hipsométricos indica que o município está inserido em contexto geológico caracterizado por embasamento cristalino Pré-Cambriano, com predominância de rochas ígneas e metamórficas associadas ao complexo da Serra dos Órgãos (CPRM, 2022; UERJ, 2019). O relevo é predominantemente montanhoso, com elevadas declividades, vales encaixados e cotas altimétricas superiores a 1.000 m, fatores que favorecem a intensa dissecação do terreno e aumentam a suscetibilidade a processos erosivos e movimentos de massa. Essas características condicionam tanto a dinâmica ambiental quanto o padrão de ocupação urbana do município.

Teresópolis foi cenário de um dos maiores desastres socioambientais do Brasil, ocorrido na madrugada de 11 para 12 de janeiro de 2011, quando precipitações intensas resultaram em inúmeros deslizamentos de encostas e inundações de grande magnitude. O evento resultou em severos danos humanos e materiais, evidenciando a elevada vulnerabilidade da região frente a eventos pluviométricos extremos (Dias, 2012). As características topográficas e geológicas locais contribuem para a suscetibilidade natural a processos de instabilidade de taludes, sobretudo em áreas ocupadas de forma desordenada (Busch e Amorim, 2011).

Conforme definido por Gerscovich, Júnior e Campos (2023), talude corresponde a qualquer superfície inclinada de um maciço de solo ou rocha, podendo ser de origem natural ou antrópica. Taludes antrópicos são resultantes de operações de corte ou aterro, comuns em obras de infraestrutura. Na análise de taludes de corte, busca-se avaliar os riscos geotécnicos associados a possíveis mecanismos de ruptura, especialmente em áreas classificadas como de risco. Nesse contexto, a avaliação da estabilidade é etapa fundamental, sendo o Fator de Segurança (FS) um dos principais parâmetros empregados na análise geotécnica.

O Fator de Segurança (FS) é definido como a razão entre a resistência ao cisalhamento disponível e as tensões cisalhantes mobilizadas ao longo de uma superfície potencial de ruptura. Quando o FS é igual a 1,0, o talude encontra-se em condição de equilíbrio limite, caracterizando situação iminente de ruptura. Valores de FS superiores a 1 indicam condição estável, enquanto valores inferiores a 1 representam instabilidade. A norma brasileira NBR 11682 (ABNT, 2009) estabelece valores mínimos admissíveis do fator de segurança (FS_{adm}) em função do tipo de obra, da vida útil prevista e do nível de risco associado a perdas humanas e materiais. Em situações de elevada variabilidade nos parâmetros geotécnicos, recomenda-se majorar o FS_{adm} em 10% ou, alternativamente, adotar abordagem probabilística na análise de estabilidade (Gerscovich, Júnior e Campos, 2023).

Os riscos geotécnicos referem-se às incertezas associadas às condições do solo e do subsolo e envolvem fenômenos como deslizamentos, erosões, instabilidades de taludes e recalques diferenciais. A análise de risco pressupõe a seleção de áreas representativas de maior criticidade, definidas a partir de fatores topográficos, geológicos, geomorfológicos e hidrogeológicos, bem como das propriedades mecânicas dos materiais envolvidos (Costa, 2005). Em projetos de infraestrutura implantados em regiões de relevo acidentado, a correta identificação dos mecanismos potenciais de falha e a avaliação criteriosa dos fatores de segurança são essenciais para mitigar impactos técnicos, econômicos, sociais e ambientais.

Diante desse contexto, o presente trabalho teve como objetivo realizar uma avaliação preliminar dos riscos geotécnicos em um talude de corte e aterro destinado à implantação de uma rodovia no bairro Caleme, no município de Teresópolis. O estudo baseou-se na caracterização física do material, na análise das condições geométricas do talude e na estimativa do fator de segurança, buscando identificar possíveis condicionantes

geotécnicos associados à estabilidade do maciço e propor medidas mitigadoras compatíveis com o cenário observado em campo.

2 MÉTODO DE PESQUISA

2.1 Análise de mapas geológicos e geomorfológicos

A primeira etapa da pesquisa consistiu na análise dos mapas geológicos e geomorfológicos da região de Teresópolis-RJ, com o objetivo de identificar os principais tipos de solos e formações rochosas presentes no município. A partir dessa caracterização preliminar, foi selecionado o talude objeto de estudo, localizado em trecho de obra de infraestrutura rodoviária implantada em área suscetível a deslizamentos, em função da proximidade com encostas naturais e das elevadas declividades locais. Optou-se pela investigação de um talude misto de corte e aterro, representativo das condições geotécnicas da área. O solo foi caracterizado por meio de ensaios laboratoriais de identificação e determinação de propriedades físicas e mecânicas, visando subsidiar a análise de estabilidade. A localização do talude analisado encontra-se ilustrada na Figura 1.



Figura 1. Localização do talude investigado.

2.2 Ensaios de laboratório

Para a avaliação do comportamento físico do material, foram realizados ensaios de caracterização conforme as normas técnicas vigentes da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). A análise granulométrica foi conduzida de acordo com a NBR 7181 (ABNT, 2025), a determinação do teor de argila seguiu a NBR 7218 (ABNT, 2010), o ensaio de inchamento foi executado conforme a NBR 6467 (ABNT, 2009), e o índice de vazios foi determinado a partir dos parâmetros obtidos nos ensaios de massa específica e caracterização física do solo.

As amostras foram coletadas em quantidade representativa, posteriormente destorroadas, homogeneizadas e quarteadas, garantindo-se a obtenção das massas mínimas exigidas por norma para cada procedimento experimental. Todo o preparo seguiu rigorosamente os critérios normativos, assegurando a confiabilidade e a reprodutibilidade dos resultados. A Figura 2 apresenta registros dos principais procedimentos laboratoriais realizados.



Figura 2. Ensaios realizados com o solo analisado.

2.3 Análises do talude estudado

Para a avaliação do talude selecionado, foi realizada vistoria técnica in loco, durante a qual foram obtidas as principais características geométricas, incluindo altura e ângulo de inclinação, além da coleta de amostras deformadas para caracterização laboratorial. Com base nas informações geométricas levantadas em campo e nos parâmetros obtidos na caracterização física do solo, procedeu-se ao cálculo do FS, com o objetivo de verificar a condição de estabilidade do maciço. Para a análise, considerou-se uma seção representativa de aproximadamente 30 m de extensão. No trecho correspondente ao talude de corte, a altura variou de 2,11 m (cota inferior) a 4,78 m (cota superior). Já no talude de aterro, as alturas variaram entre 4,71 m e 6,52 m. A Figura 3 apresenta a vista geral do talude analisado.

Como o presente estudo possui caráter preliminar e não contemplou ensaios de resistência ao cisalhamento, a estimativa do fator de segurança foi realizada por meio da análise de talude infinito, adotando-se parâmetros típicos de resistência para solos lateríticos argilosos descritos na literatura geotécnica regional. Foram considerados peso específico natural de 16 kN/m³, coesão efetiva de 2,5 kPa e ângulo de atrito efetivo de 15°, obtidos a partir de valores de referência apresentados por Pinto (2006). Os cálculos foram realizados manualmente utilizando a formulação clássica do equilíbrio limite.



Figura 3. Talude investigado neste estudo.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Com a área previamente selecionada e considerando-se o histórico de uso e ocupação do terreno, procedeu-se à realização de ensaios geotécnicos visando à caracterização técnica do solo. O objetivo foi determinar suas propriedades físicas e compreender seu comportamento sob a ótica da Mecânica dos Solos. Durante a preparação das amostras, observou-se que o material apresentava elevada resistência quando seco, exigindo a aplicação de procedimentos de destorroamento e moagem para garantir adequada desagregação e homogeneização, conforme os critérios normativos, possibilitando sua utilização nos ensaios subsequentes, especialmente no peneiramento.

Os resultados da análise granulométrica indicaram predominância de partículas finas, com fração majoritária apresentando diâmetro inferior a 0,075 mm, caracterizando o solo como material de granulometria fina. Na sequência, foi realizado o ensaio de determinação do teor de argila, utilizando-se uma amostra inicial de 2,0 kg. Após a execução do procedimento, a massa remanescente foi de 0,407 kg, correspondendo a uma redução aproximada de 80% da massa original. Essa perda significativa evidencia elevada concentração de fração argilosa, corroborando os resultados da análise granulométrica e confirmando o predomínio de partículas finas no material estudado.

Essa interpretação é corroborada pela análise dos mapas geológicos e geomorfológicos da região. As Figuras 4 e 5 apresentam recortes cartográficos representativos, nos quais se observa a predominância de granitos (representados em tons amarelados), que constituem parcela significativa do embasamento cristalino local. Também são identificados gnaisses (tons mais escuros), correspondentes a rochas metamórficas antigas,

além de sienitos e monzonitos (tons rosados), associados a corpos ígneos intrusivos. Destacam-se ainda as zonas de cisalhamento (indicadas por linhas vermelhas), que representam estruturas tectônicas marcadas por intensa deformação, influenciando a compartimentação estrutural do maciço rochoso.

No que se refere ao mapa geomorfológico, verifica-se a predominância de serras escarpadas (tons vermelho-terra), caracterizadas por encostas íngremes e elevada suscetibilidade a processos de instabilidade, especialmente escorregamentos. Observam-se também serranias isoladas e relevos locais (tons alaranjados), que correspondem a elevações intermediárias típicas do contexto montanhoso da Serra dos Órgãos. Essas características geológicas e geomorfológicas reforçam a compreensão do comportamento geotécnico dos solos residuais desenvolvidos na região, bem como a propensão natural à ocorrência de movimentos de massa em áreas com elevada declividade.

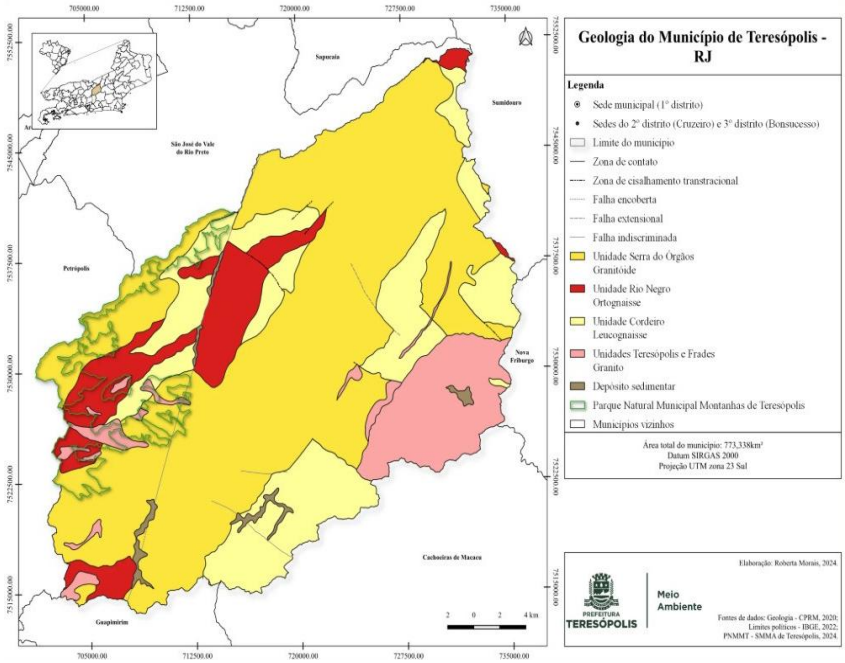


Figura 4. Mapa da Geologia de Teresópolis. Fonte: Prefeitura de Teresópolis.

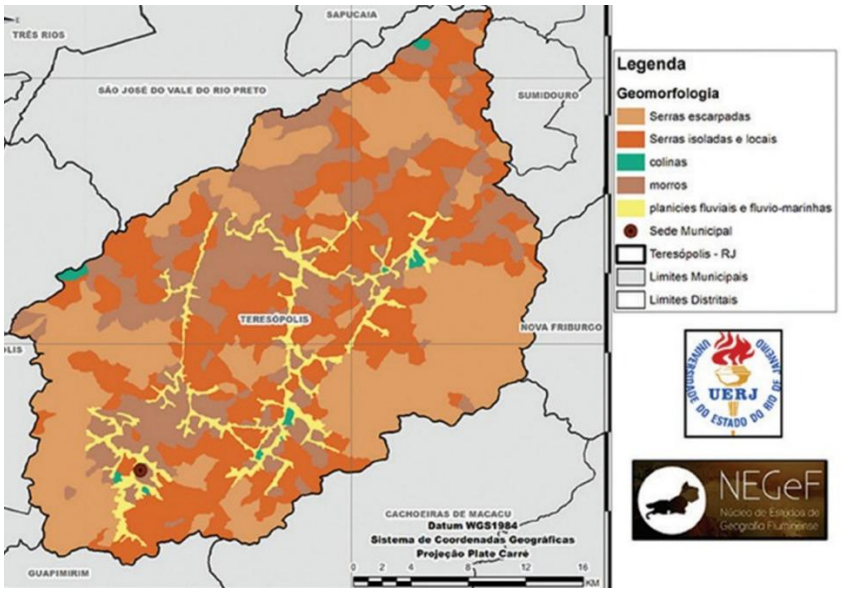


Figura 5. Mapa Geomorfológico de Teresópolis. Fonte: UERJ (2019).

Quanto ao ensaio de inchamento, observou-se que o material apresenta um inchamento progressivo à medida que o teor de umidade aumenta de 1% a 9%, evidenciado pela redução contínua do peso do material

seco. Esse fenômeno indica que a água cria uma película de tensão superficial ao redor das partículas, aumentando o volume aparente da amostra e reduzindo sua massa específica, o que significa que o material ocupa mais espaço com menos massa real de sólidos. A Figura 6 indica que o ponto de inchamento máximo para o material é aproximadamente 7,50%.

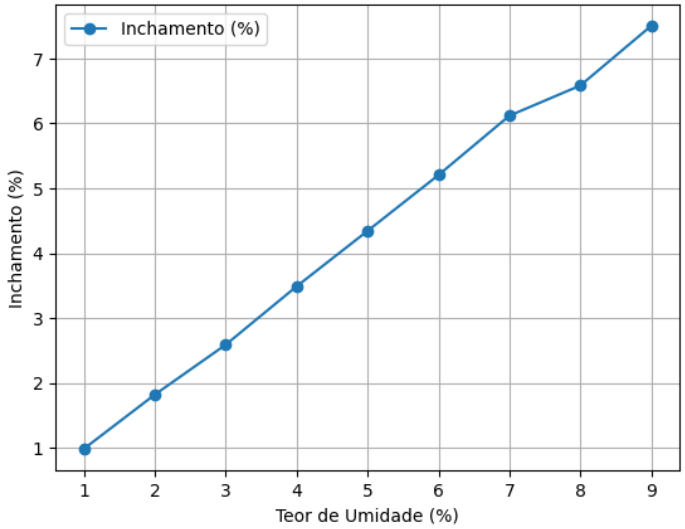


Figura 6. Teor de inchamento do material analisado.

Quanto ao talude, foi identificado que ele tinha um ângulo de inclinação de 60° na seção de corte e 41° na seção de aterro, conforme Figura 7. A medição foi realizada com trena eletrônica, enquanto que o ângulo foi medido com auxílio de aplicativo para smartphone. Considerando que o solo foi classificado como um latossolo, a partir da composição granulométrica, índice de inchamento e teor de argila, obteve-se um peso específico natural de 16 kN/m³, um índice de vazios de 1,52 e uma porosidade de 60,33%. Dessa forma, estimou-se um FS igual a 1,05 para a seção de corte e de 2,37 para a seção de aterro, com a geometria analisada.

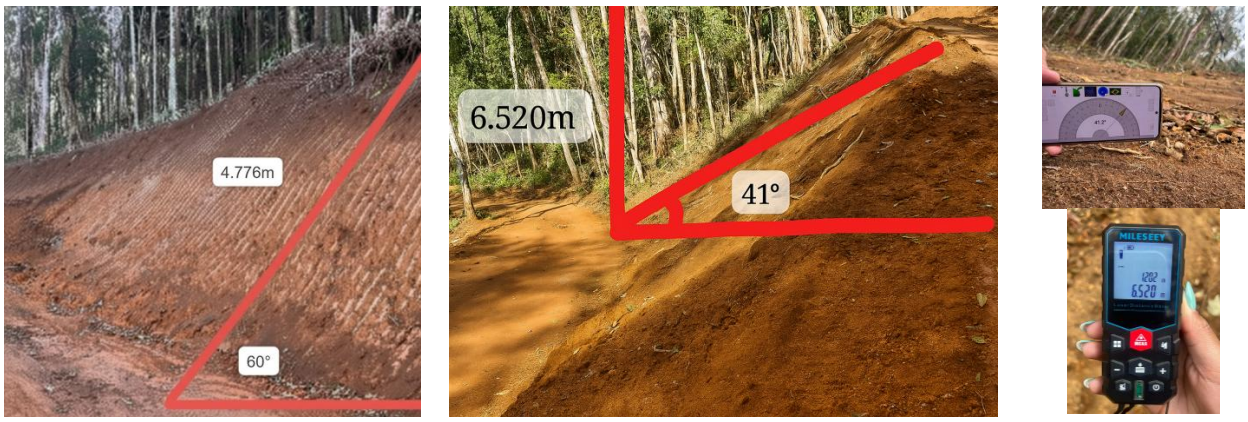


Figura 7. Geometria do talude analisado.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente estudo avaliou um talude associado a uma obra de infraestrutura viária no município de Teresópolis-RJ. Embora não tenham sido realizados ensaios de cisalhamento direto para a determinação experimental dos parâmetros de resistência, foi possível estimar o Fator de Segurança (FS) com base nos dados geométricos e na caracterização física do material. Os valores de FS variaram entre 1,05 e 2,37, em função da seção analisada (corte ou aterro), considerando alturas compreendidas entre 4,78 m e 6,52 m.

O solo foi identificado como Latossolo, caracterizado por elevada fração fina e comportamento típico de solos tropicais altamente intemperizados. Observou-se ainda a ausência de dispositivos adequados de drenagem no talude. Nessas condições, variações no teor de umidade podem induzir retração volumétrica durante períodos de secagem, favorecendo a formação de trincas. Adicionalmente, o valor reduzido do fator de segurança na porção superior do talude indica proximidade ao estado limite de resistência, o que pode contribuir para o surgimento de fissuras iniciais e, consequentemente, para a evolução de mecanismos de instabilidade e movimentos de massa, conforme evidenciado em campo.

Diante desse cenário, recomenda-se a implementação de sistema de drenagem eficiente, com a instalação de dispositivos adequados, como drenos horizontais profundos ou drenos verticais, a fim de minimizar o acúmulo de água e reduzir a pressão neutra no maciço. Recomenda-se, ainda, a realização de investigação geotécnica complementar, incluindo ensaios de resistência ao cisalhamento e análises de estabilidade mais detalhadas, para definição de soluções de engenharia específicas e tecnicamente fundamentadas.

Embora a presente análise tenha caráter preliminar, baseada em inspeção de campo e ensaios laboratoriais de caracterização, os resultados obtidos contribuem para evidenciar a relevância do contexto geológico, geotécnico e geomorfológico de Teresópolis-RJ na avaliação de obras de infraestrutura, reforçando a necessidade de abordagens preventivas para a mitigação de riscos e a garantia da segurança da população local.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Unifeso pelo apoio à pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2009). *NBR 11682:* Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro: ABNT.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2009). *NBR 6467:* Solo - Ensaio de inchamento. Rio de Janeiro: ABNT.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2010). *NBR 7218:* Solo - Determinação do teor de argila. Rio de Janeiro: ABNT.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2025). *NBR 7181:* Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT.

Busch, A., Amorim, S. (2011). *A tragédia da Região Serrana do Rio de Janeiro em 2011:* procurando respostas. Brasília: Escola Nacional de Administração Pública - ENAP, 2011. Disponível em: https://bibliotecadigital.enap.gov.br/bitstream/1/328/2/A%20trag%C3%A9dia%20da%20regi%C3%A3o%20serrana%20do%20Rio%20de%20Janeiro%20em%202011%20proc urando%20respostas.pdf. Acesso em: 13 jan. 2026.

Costa, E.A. (2005). *Avaliação de ameaças e risco geotécnico aplicados à estabilidade de taludes*. Dissertação de Mestrado (Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

CPRM - SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. (2022) *Carta geológica e geomorfológica do município de Teresópolis – RJ*. Rio de Janeiro: CPRM. Disponível em: https://rigeo.sgb.gov.br/handle/doc/18181. Acesso em: 7 jan. 2026.

Dias, A.B., Farias, C.A., Dias, N.S., Volker, P.M. (2012). Análise das duas áreas urbanas afetadas pela chuva de janeiro de 2011 na região serrana do Estado do Rio de Janeiro: município de Teresópolis. In: Congresso Brasileiro de Gestão Ambiental, III, Goiânia. *Anais...* IBEAS, p. 1-6.

Gerscovich, D.M.S., Vargas, E.A., Campos, T.M.P. (2023) Estabilidade de taludes. *Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico*, [S.L.], p. 867-891. http://dx.doi.org/10.4322/978-65-992098-3-3.cap25.

IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. (2023). *Bases cartográficas e informações geomorfológicas do município de Teresópolis – RJ*. Rio de Janeiro: IBGE.

Pinto, C. S. (2006). *Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas*. 3ª ed. São Paulo: Oficina de Textos.

UERJ – UNIVERSIDADE DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO. (2019). *Mapas geológicos e geomorfológicos do município de Teresópolis – RJ*. Rio de Janeiro: NERJ/IGEOG.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/33

Avaliação da Estabilidade de um Talude do Complexo da Chã da Jaqueira, Maceió – AL

Sheldon Cristiano Souza da Silva
Discente, Instituto Federal de Alagoas, Maceió-AL, Brasil, sheldon.cristiano@ifal.edu.br

Taise Monique de Oliveira Carvalho
Docente, Instituto Federal de Alagoas, Maceió-AL, Brasil, taise.carvalho@ifal.edu.br

André Pinto Rocha
Docente, Instituto Federal de Alagoas, Maceió-AL, Brasil, andre.pinto@ifal.edu.br

RESUMO: O objetivo desse trabalho é avaliar a estabilidade de uma encosta situada na Rua Prefeito Joatas Malta de Alencar, no Complexo Chã da Jaqueira, em Maceió-AL. Tal área faz parte da Formação Barreiras que sofre com o crescimento urbano desordenado e histórico de deslizamentos. Para tanto, foi realizada caracterização fisiográfica, levantamentos topográficos e ensaios geotécnicos que classificaram os dois solos predominantes na encosta como areia argilo-siltosa (AM-01) e areia argilosa (AM-02) pelo sistema SUCS, apresentando densidades dos grãos de 2,65 e 2,67 g/cm³, respectivamente. A geomorfologia local, típica de Tabuleiros Costeiros, foi analisada por meio de Modelo Digital de Elevação (MDE), definindo-se três perfis críticos para análise de estabilidade empregando o software SLOPE/W e os métodos de Bishop e Morgenstern-Price. Os parâmetros de resistência foram obtidos através da literatura, tomando como bases as características físicas dos solos. Ao simular cenários com o peso específico natural e saturado, os resultados revelaram que a Seção 3 é tecnicamente instável, com Fator de Segurança menor que 1, enquanto as Seções 1 e 2 apresentaram fatores de segurança de aproximadamente 1,2, representando uma condição de alerta. Concluiu-se que a instabilidade é impulsionada pela declividade acentuada, heterogeneidade do solo e intervenções antrópicas sem obras de contenção, reforçando a necessidade de medidas mitigadoras urgentes para garantir a segurança dos moradores.

PALAVRAS-CHAVE**:** Estudo de Encostas Urbanas; Formação Barreiras; Risco Geotécnico; Análise de Encostas; SLOPE/W.

ABSTRACT: This study investigated the stability of a slope located on Prefeito Joatas Malta de Alencar Street, in the Chã da Jaqueira Complex, Maceió-AL, an area within the Barreiras Formation affected by unplanned urban expansion and recurrent landslide events. The methodology included physiographic characterization, topographic surveys, and geotechnical tests that classified the soils as silty-clayey sand (AM-01) and clayey sand (AM-02) according to the USCS system, with particle density values ranging from 2.65 to 2.67 g/cm³. The local geomorphology, typical of the Coastal Tablelands, was analyzed using a Digital Elevation Model (DEM), and three critical cross-sections were defined for modeling in SLOPE/W using the Bishop and Morgenstern-Price methods. Simulations considering natural and saturated unit weight conditions revealed that Section 3 is technically unstable, with a Factor of Safety (FS < 1.0), whereas Sections 1 and 2 presented FS values of approximately 1.2, indicating an alert condition. The instability is primarily driven by high slope gradients, lithological heterogeneity, and anthropogenic interventions without retaining structures, highlighting the urgent need for structural and geotechnical mitigation measures to ensure residents' safety.

KEYWORDS: Urban Slope Stability; Barreiras Formation; Geotechnical Risk Assessment; Slope Stability Analysis; SLOPE/W.

1. INTRODUÇÃO

O espaço urbano, segundo Gonçalves e Guerra (2004), é resultado de intensas transformações antrópicas sobre o meio físico ao longo do tempo. Essa urbanização frequentemente ocorre de forma desordenada, agravando os impactos sobre o solo e os taludes. Taludes e encostas naturais, como descrito por Filho e Virgili (1998), são superfícies inclinadas compostas por materiais terrosos, rochosos ou mistos. Essas estruturas são particularmente vulneráveis a deslizamentos, especialmente quando submetidas a intervenções como cortes, desmatamentos e sobrecargas provocadas pela expansão urbana.

Entre 1998 e 2017, eventos relacionados a chuvas intensas impactaram mais de 2,7 bilhões de pessoas em todo o mundo, com cerca de 1 milhão de vidas perdidas. Embora os impactos econômicos absolutos sejam mais significativos em países de alta renda, as perdas humanas predominam em países de média e baixa renda, evidenciando a relação entre vulnerabilidade populacional e níveis de desenvolvimento econômico (UNISDR, 2018). No Brasil, os desastres naturais mais recorrentes incluem inundações, enxurradas e movimentos de massa, responsáveis por mais de 87% das mortes relacionadas a eventos dessa natureza entre 1991 e 2012 (Universidade Federal de Santa Catarina, 2013). Além das vidas perdidas, os prejuízos econômicos são alarmantes, como ilustram os desastres em Santa Catarina (2008), Alagoas e Pernambuco (2010) e a região serrana do Rio de Janeiro (2011), cujas perdas totalizaram bilhões de reais (Banco Mundial, 2012a, 2012b, 2012c).

Diante desse cenário, o presente estudo foca na avaliação da estabilidade de um talude localizado no Complexo Chã da Jaqueira, em Maceió, Alagoas. Essa área é caracterizada por encostas íngremes e alta densidade populacional, condições que agravam a instabilidade do solo. A ocupação desordenada, somada à sobrecarga imposta à encosta e ao descarte inadequado de água servida e resíduos sólidos, especialmente antes dos períodos chuvosos, aumenta significativamente a vulnerabilidade local, tornando as encostas suscetíveis a deslizamentos.

A relevância deste estudo reside na necessidade de compreender os fatores que influenciam a estabilidade de taludes em áreas urbanas densamente povoadas, como a Chã da Jaqueira. Para tanto, foi escolhido um talude representativo da região, localizado na Rua Prefeito Joatas Malta de Alencar (Cavalarias RPMON). Espera-se que os resultados ofereçam subsídios para políticas públicas mais eficazes e intervenções que minimizem os impactos dos desastres naturais sobre a população.

2. METODOLOGIA

O estudo da estabilidade do talude do Complexo da Chã da Jaqueira foi estruturado em quatro etapas fundamentais: Descrição da área de estudo; levantamentos de campo (coleta de amostras, levantamento planialtimétrico e aerolevantamento planialtimétrico); construção das seções representativas; definição dos parâmetros de resistência e análise de estabilidade.

2.1. Área de estudo e caracterização fisiográfica

A área de estudo está localizada na Rua Prefeito Joatas Malta de Alencar, no Complexo Chã da Jaqueira, em Maceió–AL, inserida geologicamente na Formação Barreiras. A caracterização fisiográfica foi realizada por meio de levantamento bibliográfico, análise de cartas geológicas da CPRM, dados climatológicos do INMET, interpretação de imagens de satélite e observações de campo.

Foram elaborados mapas temáticos em ambiente de Sistema de Informação Geográfica (SIG), utilizando o software QGIS, com o objetivo de integrar informações geológicas, geomorfológicas e de uso e ocupação do solo. A análise contemplou a identificação de áreas suscetíveis a movimentos de massa, considerando o histórico de instabilidade da região.

2.2. Levantamentos de campo

2.2.1.Amostragem e caracterização geotécnica

Foram coletadas amostras deformadas e indeformadas em pontos representativos da encosta, com o objetivo de caracterizar os solos presentes na área de estudo.

As amostras deformadas foram destinadas à realização de ensaios de granulometria, limites de consistência e teor de umidade. As amostras indeformadas foram utilizadas para determinação do peso específico natural. A classificação dos solos foi realizada segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), conforme normas técnicas da ABNT.

2.2.2.Levantamento planialtimétrico com GNSS

O levantamento planialtimétrico foi realizado com receptores GNSS de dupla frequência (L1/L2), adotando como referência um marco geodésico previamente estabelecido, referenciado ao sistema SIRGAS2000, projeção UTM fuso 25S.

Os pontos de apoio foram implantados em campo e seus dados observacionais foram submetidos a pós-processamento em software específico de ajustamento geodésico. As altitudes elipsoidais obtidas foram convertidas em altitudes normais por meio da equação:

$$H = h - N \quad (1)$$

Onde: H corresponde à altitude normal; h à altitude elipsoidal; N à ondulação geoidal. Utilizando modelo geoidal oficial do IBGE.

2.2.3.Aerolevantamento fotogramétrico

O aerolevantamento foi realizado com drone equipado com sistema GNSS RTK, seguindo plano de voo previamente definido, com parâmetros de sobreposição lateral e longitudinal adequados à geração de modelos tridimensionais do terreno.

As imagens aéreas georreferenciadas foram processadas no software Agisoft Metashape, seguindo as etapas de Alinhamento das imagens; Inserção de pontos de controle obtidos por GNSS; Geração e densificação da nuvem de pontos; Classificação da nuvem de pontos; Geração do Modelo Digital de Superfície (MDS); Geração do Modelo Digital de Terreno (MDT); Produção do ortomosaico georreferenciado.

2.3. Construção das seções representativas

O Modelo Digital de Terreno foi exportado para o software Autodesk Civil 3D, no qual foi realizada a modelagem tridimensional da superfície da encosta. A partir do modelo gerado, foi definido um alinhamento de referência ao longo do pé do talude, possibilitando a extração de seções transversais em intervalos regulares. As seções representativas foram selecionadas com base na geometria da encosta para posterior análise de estabilidade.

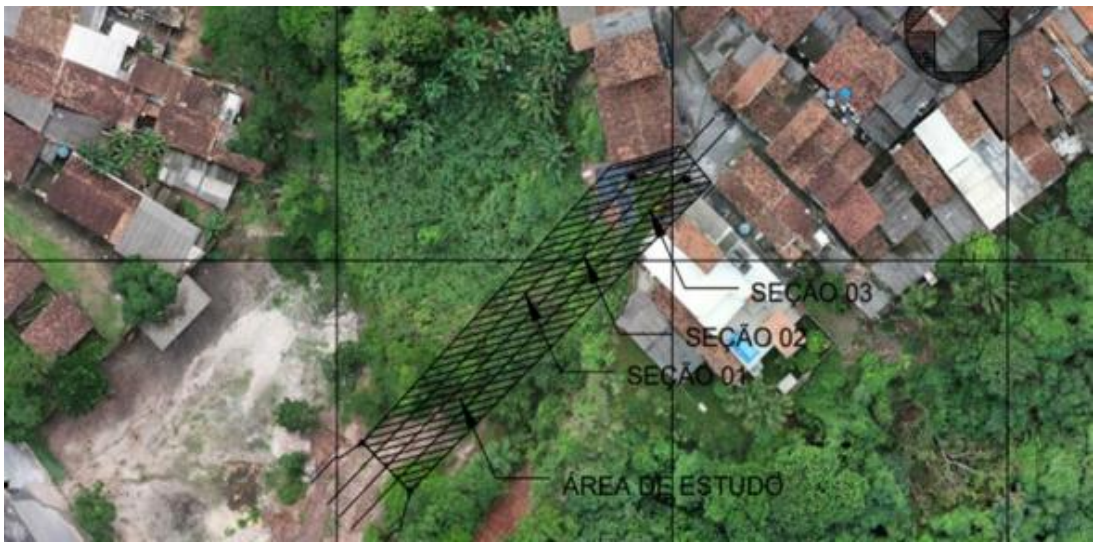


Figura 1. Criação das seções do talude.

2.4. Análise de estabilidade

Para a análise da estabilidade do talude, utilizou-se o software SLOPE/W, da GeoSlope, fundamentado na teoria do equilíbrio-limite, segundo a qual a ruptura ocorre quando as tensões atuantes se igualam às tensões resistentes do maciço. A modelagem foi desenvolvida a partir das seções transversais obtidas por levantamento planialtimétrico detalhado, permitindo a definição das geometrias representativas e a identificação das superfícies críticas de ruptura por meio do menor fator de segurança (FS).

Foram aplicados os métodos de Bishop (1955) e Morgenstern-Price (1965), ambos baseados no método das lamelas. O método de Bishop considera o equilíbrio de momentos, enquanto o método de Morgenstern-Price satisfaz simultaneamente as condições de equilíbrio de forças e momentos, sendo considerado mais rigoroso. A comparação entre os dois métodos permitiu avaliar a consistência dos resultados obtidos.

Foram adotados parâmetros geotécnicos obtidos a partir das características físicas do solo determinadas em ensaios laboratoriais, complementados por levantamento bibliográfico com abordagem conservadora, tendo como principal referência o estudo de Severo (2011).

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivo (c’ e φ’) foram definidos com base nessa referência (Tabela 1), considerando a similaridade granulométrica e os índices físicos entre as amostras analisadas nesta pesquisa e aquelas investigadas pelo referido autor, especialmente diante da impossibilidade de realização de ensaios laboratoriais específicos, como cisalhamento direto e triaxial.

Considerando a ausência de investigações diretas do nível freático, foram simuladas condições com peso específico natural e peso específico saturado, permitindo avaliar o comportamento do talude em diferentes cenários de umidade. Adotou-se ainda uma sobrecarga uniformemente distribuída de 20 kPa na crista do talude, conforme recomendação da ABNT NBR 11682, aplicada de forma conservadora diretamente na borda superior.

Tabela 1: Parâmetros de resistência das amostras compactadas e dos blocos indeformados. Fonte: Severo (2011*)*.

PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA				
Amostras Compactadas e Indeformadas	PICO		GRANDES DEFORMAÇÕES	
	Φ (°)	c' (kPa)	Φ (°)	c' (kPa)
Compactadas A1	28,4	8,3	28,6	2,9
Indeformadas B1	29,4	6,5	29,4	5,8
Indeformadas B2	30,5	62,7	32	34,8
Indeformadas B3	28,3	110,5	33,3	52,2

Com o objetivo de considerar as incertezas inerentes à variabilidade natural dos solos e às limitações na obtenção dos parâmetros geotécnicos, empregou-se análise probabilística pelo método de Monte Carlo no software SLOPE/W, conferindo maior robustez à avaliação da estabilidade.

Adotou-se como critério de estabilidade o fator de segurança mínimo igual a 1,5, conforme estabelecido pela ABNT NBR 11682/2009, considerando o risco potencial à vida humana, ao patrimônio e ao meio ambiente na área investigada.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1. Caracterização física das amostras

As amostras coletadas na encosta apresentaram predominância arenosa, com participação de finos variável entre os pontos amostrados. A AM-01 foi classificada como areia argilo-siltosa (SC-SM), com baixa plasticidade (IP = 6,3%), estrutura relativamente mais densa (e = 0,5059) e baixa umidade natural (w ≈ 5,33%). A AM-02, por sua vez, foi classificada como areia argilosa (SC), com maior presença de finos e maior

plasticidade (IP = 13,1%), apresentando índice de vazios mais elevado (e = 0,7381) e umidade natural maior (w ≈ 10,07%), indicando material mais poroso e potencialmente mais sensível à variação de umidade.

Em ambas as amostras, os ensaios granulométricos com e sem defloculante evidenciaram alterações relevantes nas frações inferiores a 0,075 mm, reforçando a importância do uso do dispersante para a adequada quantificação das frações de silte e argila, sobretudo na AM-02. A síntese dos principais parâmetros físicos e de classificação das amostras está apresentada na Tabela 2.

Tabela 2: Síntese dos principais parâmetros físicos.

Parâmetro	AM-01	AM-02
SUCS	SC-SM	SC
LL (%)	24,70	32,60
LP (%)	18,40	19,50
IP (%)	6,30	13,10
γs (kN/m³)	26,73	26,42
γn (kN/m³)	18,70	16,80
γd (kN/m³)	17,75	15,20
γsat (kN/m³)	21,04	19,36
e	0,5059	0,7381
w natural (%)	5,33	10,07
Fração argila com defloculante (%)	10	28
Fração argila sem defloculante (%)	0	2

3.2. Análise de estabilidade

As três seções transversais extraídas a partir do levantamento planialtimétrico da área de estudo e apresentam as seguintes características geométricas:

- A Seção 1 (estaca 0+2,50) possui 70,14 metros de comprimento, com uma diferença de altura de 23,11 metros e inclinação média de 32,94%.
- A Seção 2 (estaca 0+5,00) apresenta 85,07 metros de extensão, com desnível de 23,18 metros e inclinação média de 27,24%.
- A Seção 3 (estaca 0+7,50) tem 85,48 metros de comprimento, diferença de altura de 22,77 metros e inclinação média de 26,63%.

Geologicamente, todas as seções estão inseridas na Formação Barreiras, composta predominantemente por solos do tipo areia argilosa e areia argilo siltosa. Esses materiais apresentam baixa a média plasticidade, granulometria mal graduada e baixa compacidade relativa, características que comprometem a resistência e a estabilidade natural das encostas analisadas.

As Tabelas 3 e 4, apresentadas a seguir, reúnem os fatores de segurança obtidos para as três seções analisadas do talude, calculados pelos dois métodos:

Tabela 3: Comparação dos faotres de segurança entre Métodos (Bishop vs. Morgenstern-Price).

SEÇÃO	PESO ESPECÍFICO	BISHOP	MORGENSTERN-PRICE	DIFERENÇA (MP – B)
Seção 1	natural	1,217	1,270	0,053
	saturado	1,158	1,205	0,047
Seção 2	natural	1,213	1,223	0,007
	saturado	1,205	1,211	0,006
Seção 3	natural	0,988	0,977	0,009
	saturado	0,962	0,974	0,012

Tabela 4: Comparação entre Condições (Natural vs. Saturado).

SEÇÃO	MÉTODO	FS NATURAL	FS SATURADO	DIFERENÇA (NAT – SAT)
Seção 1	Bishop	1,217	1,158	0,059
	Morgenstern-price	1,270	1,205	0,065
Seção 2	Bishop	1,216	1,205	0,011
	Morgenstern-price	1,223	1,211	0,012
Seção 3	Bishop	0,988	0,962	0,026
	Morgenstern-price	0,997	0,974	0,023

As Figuras 2 e 3 exemplificam as superfícies de ruptura crítica obtida nas análises de estabilidade da Seções 3, utilizando o método de Morgenstern Price (1965), com base nos valores de peso específico natural das amostras.

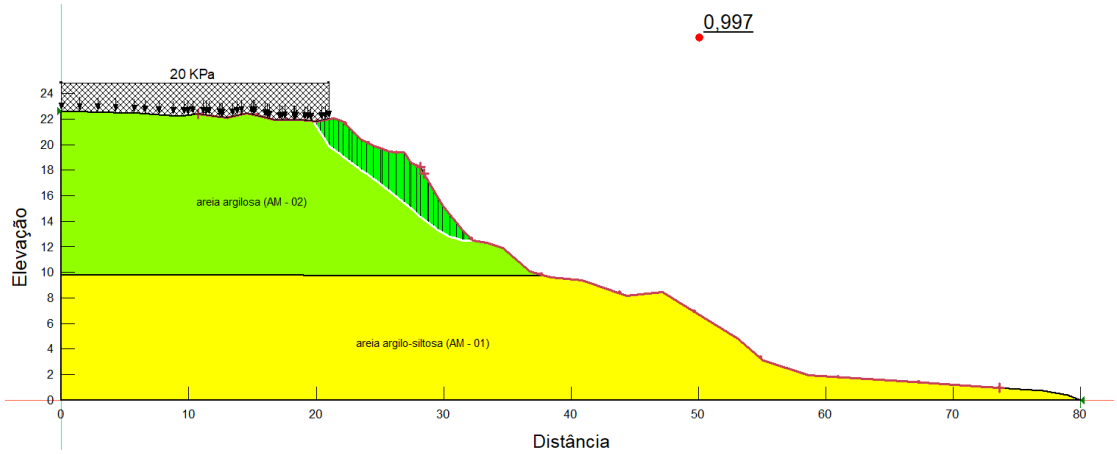


Figura 2: Seção 3: Análise do FS com o método de Morgenstern-Price (Peso específico natural).

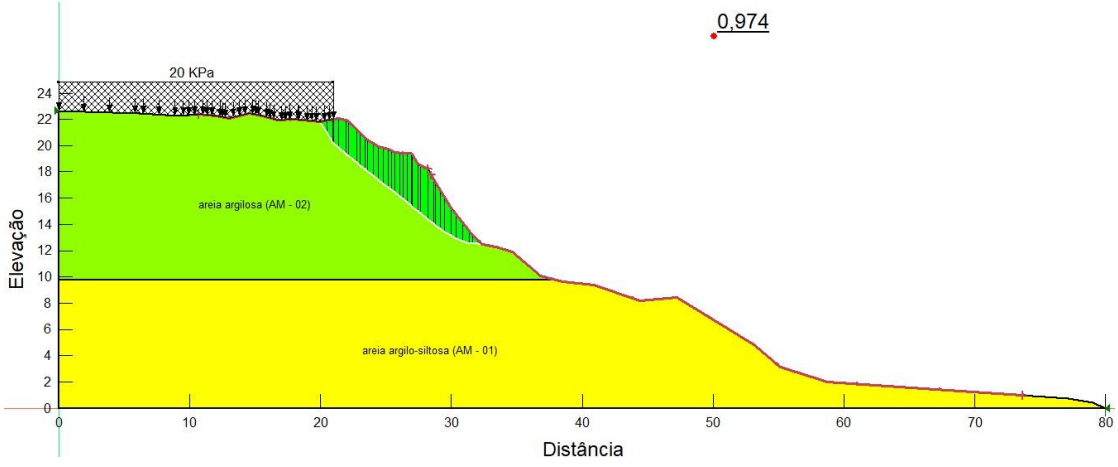


Figura 3: Seção 3: Análise do FS com o método de Morgenstern-Price (Peso específico saturado).

4. CONCLUSÕES

Este estudo teve como objetivo avaliar a estabilidade dos taludes no Complexo Chã da Jaqueira, na área das Cavalarias RPMON, em Maceió-AL, por meio da integração entre levantamento topográfico, caracterização geotécnica dos solos e modelagem computacional utilizando o software SLOPE/W. A área analisada encontra-se inserida na Formação Barreiras, composta predominantemente por solos do tipo areia

argilo-siltosa (SC-SM) e areia argilosa (SC), com baixa a média plasticidade, granulometria mal graduada e variações significativas no índice de vazios e na umidade natural.

Os resultados da análise de estabilidade indicaram comportamentos distintos entre as seções avaliadas. A Seção 3 apresentou fatores de segurança inferiores a 1,0 tanto na condição de peso específico natural quanto saturado, caracterizando situação de instabilidade. As Seções 1 e 2 apresentaram valores médios de FS próximos a 1,2, indicando estabilidade limitada e inferiores ao valor mínimo recomendado pela ABNT NBR 11682 (FS $\geq$ 1,5) para áreas com risco potencial à vida e ao patrimônio. A redução dos fatores de segurança na condição saturada evidenciou a influência do aumento do teor de umidade no comportamento do maciço.

A comparação entre os métodos de Bishop e Morgenstern-Price apresentou variações inferiores a 0,06 unidades de FS, demonstrando coerência e consistência nos resultados numéricos obtidos. A análise probabilística por meio do método de Monte Carlo contribuiu para incorporar a variabilidade natural dos parâmetros geotécnicos, aumentando a robustez da avaliação.

Os resultados confirmaram a influência combinada da constituição litológica, das propriedades físicas dos solos e da geometria da encosta na estabilidade global do talude, evidenciando a vulnerabilidade geotécnica da área estudada. O estudo contribui para a compreensão do comportamento de encostas urbanas inseridas na Formação Barreiras e fornece subsídios técnicos para análises futuras e para o planejamento de intervenções em áreas com características semelhantes.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13133:2021 – Execução de levantamento topográfico – Procedimento.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457:2024 – Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização: método de ensaio.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6458:2025 – Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459:2016 – Solo – Determinação do limite de liquidez.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180:2016 – Solo – Determinação do limite de plasticidade.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181:2025 – Solo – Análise granulométrica.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682:2009 – Estabilidade de encostas.

AUGUSTO FILHO, O.; VIRGILI, J. C. *Estabilidade de taludes*. In: OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A. (org.). Geologia de engenharia. São Paulo: ABGE, 1998. cap. 15, p. 243–269.

BANCO MUNDIAL. Avaliação de perdas e danos: inundações bruscas em Pernambuco, junho de 2010. Brasília, DF: [s.n.], 2012a. 75 p. Disponível em: https://antigo.mdr.gov.br/images/stories/ArquivosDefesaCivil/ArquivosPDF/publicacoes/Inundaes-Bruscas-em-Pernambuco.pdf. Acesso em: 1 jun. 2024.

BANCO MUNDIAL. Avaliação de perdas e danos: inundações bruscas em Santa Catarina, novembro de 2008. Brasília, DF: [s.n.], 2012b. 63 p. Disponível em:

https://antigo.mdr.gov.br/images/stories/ArquivosDefesaCivil/ArquivosPDF/publicacoes/Inundaes-Bruscas-em-Santa-Catarina.pdf. Acesso em: 1 jun. 2024.

BANCO MUNDIAL. Avaliação de perdas e danos: inundações e deslizamentos na Região Serrana do Rio de Janeiro, janeiro de 2011. Brasília, DF: [s.n.], 2012c. 59 p. Disponível em: https://antigo.mdr.gov.br/images/stories/ArquivosDefesaCivil/ArquivosPDF/publicacoes/InundacoeseDeslizamentosnaRegiaoSerranadoRiodeJaneiro.pdf. Acesso em: 1 jun. 2024.

BISHOP, A. W. *The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes*. *Geotéchnique*, v. 5, n. 1, p. 7-17, 1995.

CPRM – SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. Setorização de áreas em alto e muito alto risco a movimentos de massa, enchentes e inundações: Gameleira, Pernambuco. Recife: CPRM, 2018. 38 p. Disponível em: https://rigeo.cprm.gov.br/handle/doc/19956.

AUGUSTO FILHO, O.; VIRGILI, J. C. *Estabilidade de taludes*. In: OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A. (org.). Geologia de engenharia. São Paulo: ABGE, 1998. cap. 15, p. 243–269.

FREITAS, M. A. C. *Análise de Estabilidade de Taludes pelos Métodos de Morgenstern-Price e Correia*. Dissertação de Mestrado. Porto, 2011.

GONÇALVES, Luiz F. H; GUERRA, Antônio J. T. *Movimentos de massa na cidade de Petrópolis (Rio de Janeiro)*. In: GUERRA, Antônio J. T.; CUNHA, Sandra B. da (Org.) Impactos ambientais urbanos no Brasil. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, 2004.

IBGE. Recomendações para utilização do GPS com correção diferencial via internet. 2008.Disponível em: https://geoftp.ibge.gov.br/metodos_e_outros_documentos_de_referencia/normas/recom_gps_internet.pdf. A cesso em: 14 abr. 2024.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA – INMET. Página institucional. Brasília: INMET, 2022. Disponível em: https://www.gov.br/inmet/. Acesso em: 14 abr. 2024.

MORGENSTERN, N.R., PRICE, V.E. *The analysis of the stability of general slip surfaces*. Géotechnique, Vol 15.1965.

OLIVEIRA, A.M.S. e BRITO, S.N.A. (1998). *"Geologia de Engenharia".* São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. p.136-140.

SEVERO, R. N. F. *Caracterização geotécnica da falésia da Ponta do Pirambu em Tibau do Sul - RN considerando a influência do comportamento dos solos nos estados indeformado e cimentado artificialmente.* 2011. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2011. 280 p.

UNISDR – UNITED NATIONS SYSTEM FOR THE COORDINATION OF DISASTER RISK REDUCTION. Economic losses, poverty & disasters: 1998-2017. [S.l.]: CRED, 2018. 31 p. Disponível em: https://www.preventionweb.net/files/61119_credeconomiclosses.pdf. Acesso em: 2 jun. 2024.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA. CENTRO UNIVERSITÁRIO DE ESTUDOS E PESQUISAS SOBRE DESASTRES. *Atlas brasileiro de desastres naturais: 1991 a 2012: Brasil.* 2. ed. rev. Florianópolis: UFSC, 2013. 126 p. Disponível em: http://www.ceped.ufsc.br/wp-content/uploads/2012/01/Mapas-Atlas-2012-Brasil.zip. Acesso em: 2 jun. 2024

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/34

Avaliação da Influência da Correlação entre Parâmetros de Resistência do Solo nas Análises Probabilísticas de Estabilidade de Taludes

Jônatas Martins Pereira
Mestrando em Geotecnia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental (PPGCA), Faculdade de Engenharia de Bauru (FEB), Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho (UNESP), Bauru, SP, Brasil, jonatas.martins@unesp.br

Higor Biondo de Assis
Doutorando em Geotecnia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental (PPGCA), Faculdade de Engenharia de Bauru (FEB), Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho (UNESP), Bauru, SP, Brasil, higor.assis@unesp.br

Caio Gorla Nogueira
Professor Assistente Doutor, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental (PPGCA), Faculdade de Engenharia de Bauru (FEB), Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho (UNESP), Bauru, SP, Brasil, caio.nogueira@unesp.br

RESUMO: Este trabalho apresenta uma investigação sobre a influência da correlação linear estatística (ρ) entre os parâmetros geotécnicos coesão (c') e Ângulo de atrito (φ') em análises probabilísticas de estabilidade de taludes. Por meio dos programas computacionais Slide2 e RASS, realizou-se o acoplamento direto o método de equilíbrio limite de Bishop Simplificado e os métodos de confiabilidade Simulação de Monte Carlo (MCS) e Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM). Um talude homogêneo foi analisado considerando diferentes valores do coeficiente de correlação linear entre c' e φ', bem como distintas funções de distribuição de probabilidades (normal e lognormal) para caracterizar as variáveis aleatórias, visando avaliar a sensibilidade das respostas probabilísticas a essas hipóteses. Os resultados indicaram que o FORM apresentou boa concordância com o MCS mesmo na presença de correlação, com exceção do caso em que se utilizou a distribuição lognormal, destacando-se por sua elevada eficiência computacional. Observou-se ainda que o aumento da correlação linear negativa entre c' e φ' conduziu à redução da probabilidade de falha para o talude estudado. Esse comportamento sugere que, havendo recursos para a adequada caracterização estatística dos parâmetros do solo, a consideração da correlação pode contribuir para avaliações mais realistas e economicamente racionais.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de taludes, Equilíbrio limite, Análise probabilística, Acoplamento direto, Correlação linear

ABSTRACT: This study presents an investigation into the influence of the linear statistical correlation (ρ) between the geotechnical parameters, cohesion (c') and friction angle (φ'), in probabilistic slope stability analyses. Using the computational programs Slide2 and RASS, a direct coupling was performed between the Simplified Bishop limit equilibrium method and the reliability methods Monte Carlo Simulation (MCS) and First-order Reliability Method (FORM). A homogeneous slope was analyzed considering different values of the linear correlation coefficient between c' and φ', as well as distinct probability distribution functions (normal and lognormal) to characterize the random variables, in order to evaluate the sensitivity of the probabilistic responses to these assumptions. The results indicated that FORM showed good agreement with MCS even in the presence of correlation, except in the case where lognormal distribution was adopted, while also demonstrating high computational efficiency. It was further observed that increasing negative linear correlation between c' and φ' led to a reduction in the probability of failure for the studied slope. This behavior suggests that, when sufficient resources are available for proper statistical characterization of the soil parameters, considering correlation may contribute to more realistic and economically rational assessments.

KEYWORDS: Slope stability, Limit Equilibrium, Reliability Analysis, Direct coupling, Linear correlation

1 INTRODUÇÃO

A estabilidade de taludes constitui um dos temas centrais da Engenharia Geotécnica, estando diretamente associada à segurança de obras de infraestrutura, tais como rodovias, ferrovias, barragens, escavações e taludes naturais. Falhas decorrentes da instabilidade de taludes podem resultar em perdas humanas, prejuízos econômicos significativos e impactos ambientais relevantes, o que torna sua análise um aspecto fundamental no projeto, na execução e na avaliação de obras geotécnicas (Aleotti; Chowdhury, 1999; Dai et al., 2002; Froude; Petley, 2018; Lei et al., 2023; Li et al., 2025; Petley, 2012).

Tradicionalmente, a estabilidade de taludes tem sido avaliada por meio de métodos determinísticos, fundamentados na teoria do equilíbrio limite, descritos em detalhe por (Duncan; Wright; Brandon, 2014), nos quais os parâmetros de resistência do solo são tratados como valores constantes ao longo da massa de solo. Nessa abordagem, a segurança é expressa por meio do fator de segurança (*FS*), sendo essa metodologia amplamente adotada na prática da engenharia geotécnica brasileira, conforme estabelecido pela (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2009). Embora amplamente difundidos, tais métodos não são capazes de representar explicitamente as incertezas inerentes aos parâmetros geotécnicos, decorrentes da variabilidade natural dos solos, das limitações dos ensaios de campo e laboratório e das simplificações associadas à modelagem do problema (Chakraborty; Dey, 2022; Duncan, 2000; Phoon, 2020; Whitman, 2000).

Com o avanço das ferramentas computacionais, as análises probabilísticas de estabilidade de taludes, fundamentadas na Teoria da Confiabilidade, têm sido cada vez mais empregadas como complemento às abordagens determinísticas (Jiang et al., 2022). Nessas análises, os parâmetros relevantes do problema são tratados como variáveis aleatórias, caracterizadas por parâmetros estatísticos, como média e desvio padrão, e por funções de distribuição de probabilidade, permitindo a estimativa da probabilidade de falha e do índice de confiabilidade, fundamentais para o processo de quantificação do risco associado à instabilidade do talude.

A coesão (c') e o ângulo de atrito do solo (φ') são parâmetros fundamentais na estabilidade de taludes, estudos importantes foram desenvolvidos por Phoon e Kulhawy (1999a, 1999b) para a caracterização desses parâmetros geotécnicos como variáveis aleatórias.

Além da variabilidade desses parâmetros, diversos estudos reportam a existência de dependência estatística entre c' e o ângulo de atrito φ', frequentemente manifestada como uma correlação linear negativa (Griffiths et al., 2011; Javankhoshdel; Bathurst, 2016; Wang; Akeju, 2016). A consideração dessa dependência estatística pode influenciar de forma significativa os resultados das análises probabilísticas, afetando diretamente as estimativas do fator de segurança, da probabilidade de falha e do índice de confiabilidade (Liu et al., 2018).

A quantificação da correlação entre os parâmetros de resistência ainda representa um desafio na prática da engenharia geotécnica, uma vez que sua determinação experimental requer um número elevado de ensaios laboratoriais, nem sempre disponíveis em estudos de engenharia. Em razão disso, a hipótese de independência estatística entre a coesão e o ângulo de atrito é frequentemente adotada, uma medida conservadora em função da falta de informação.

Diante desse cenário, o presente trabalho tem como objetivo principal investigar de forma sistemática a influência do coeficiente de correlação linear (ρ) entre c' e φ' nas análises probabilísticas de estabilidade de taludes, avaliando sua influência sobre a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade. Busca-se ainda analisar o efeito da adoção das funções de distribuição de probabilidades normal e lognormal para as variáveis aleatórias, bem como o impacto da utilização de diferentes métodos de confiabilidade, como o método de Simulação de Monte Carlo (MCS) e o método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM), de modo a avaliar a sensibilidade das respostas probabilistas devido aos coeficientes de correlação e distribuições de probabilidades adotados. Para tanto, são realizadas análises probabilísticas por meio do acoplamento direto do método de equilíbrio limite de Bishop simplificado aos métodos de confiabilidade de Simulação de Monte Carlo e Confiabilidade de Primeira Ordem.

2 MÉTODOS

Para o presente estudo, adotou-se o acoplamento direto o método de equilíbrio limite de Bishop Simplificado (Bishop, 1955) e os métodos de confiabilidade MCS e FORM. O método de Bishop, fundamentado na teoria do equilíbrio limite, baseia-se na discretização do maciço em lamelas verticais, considerando o equilíbrio de momentos e de forças verticais, com desprezo das interações horizontais entre lamelas. A estabilidade é expressa pelo *FS*, definido como a razão entre a tensão de cisalhamento resistente e a mobilizada ao longo da superfície de ruptura, sendo caracterizada a ruptura quando a tensão mobilizada supera a resistente.

2.1 Análises probabilísticas

Para a consideração das incertezas inerentes ao problema de estabilidade de taludes, emprega-se a teoria da confiabilidade, amplamente discutida na literatura (Ang; Tang, 1984; Christian et al., 1994; Ditlevsen; Madsen, 1996; Melchers; Beck, 2018; Rackwitz, 2001). Nessa abordagem, c' e φ' são modelados como variáveis aleatórias, enquanto o peso específico de solo (γ) foi considerado como determinístico neste estudo.

A representação do mecanismo de falha do talude é realizada por meio da função de estado limite $g(\boldsymbol{X})$, a falha ocorre quando *FS* é inferior a 1,00, sendo essa condição expressa por $g(\boldsymbol{X}) = FS(\boldsymbol{X}) - 1{,}00$, em que $\boldsymbol{X}$ representa o conjunto de variáveis aleatórias do problema. Assim, $g \leq 0$ representa o domínio de falha, enquanto $g > 0$ representa o domínio de sobrevivência. A partir da disso, a função de estado limite é avaliada através de métodos de confiabilidade, como o MCS e o FORM. Para esse propósito, adotou-se a abordagem do acoplamento direto, conforme apresentada na literatura (Assis; Nogueira, 2024, 2023; Pereira et al., 2024; Siacara et al., 2020). As análises foram conduzidas utilizando o software Slide2 (Rocscience) para o MCS e o *Risk Assessment Applied to Slope Stability* (RASS) para o FORM.

2.1.1 Método de Simulação de Monte Carlo

O MCS pertence ao grupo dos métodos de simulação, que, em termos teóricos, são capazes de fornecer resultados exatos à medida que o número de simulações tende ao infinito. Na prática, entretanto, a aplicação do método é limitada pela capacidade computacional disponível e pelo tempo necessário para a realização das análises. O método é amplamente empregado em análises probabilísticas de estabilidade de taludes e, por esse motivo, seus resultados são comumente adotados como valores de referência em estudos de confiabilidade. O MCS baseia-se na geração de amostras pseudoaleatórias das variáveis aleatórias, de acordo com suas distribuições marginais e propriedades estatísticas.

Conforme apresentado em Nogueira (2010), para cada realização *k* da amostra, os conjuntos de valores das variáveis aleatórias X_k são utilizados no cálculo do fator de segurança $FS(X_k)$ por meio do método de equilíbrio limite adotado. Quando múltiplas superfícies potenciais de ruptura são avaliadas, considera-se, em cada iteração, o menor valor do fator de segurança obtido (Baecher; Christian, 2005). A ocorrência de falha é então verificada pela avaliação direta da equação de estado limite, utilizando-se a função indicadora, conforme a Equação 1.

$$I(X_k) = \begin{cases} 1 \rightarrow FS(X_k) - 1{,}00 < 0 \\ 0 \rightarrow FS(X_k) - 1{,}00 \geq 0 \end{cases} \quad (1)$$

Em seguida, a probabilidade de falha pode ser calculada conforme a Equação 2.

$$P_f = \frac{\sum_{k=1}^{n_s} I(X_k)}{n_s} \quad (2)$$

onde n_s é o número total de simulações.

Após o cálculo da P_f, o índice de confiabilidade (β) é estimado a partir da P_f, conforme $\beta = -\Phi^{-1}(P_f)$, onde $\Phi^{-1}(\cdot)$ é a inversa da distribuição normal padrão acumulada.

É fundamental assegurar que o número de simulações adotado na análise probabilística por meio do MCS seja suficiente para garantir a precisão dos resultados. Para isso, deve-se verificar a convergência da probabilidade de falha, de modo a evitar estimativas incoerentes decorrentes de um número insuficiente de simulações. Neste estudo, a qualidade da resposta é avaliada por meio do coeficiente de variação da P_f (δ_{Pf}) descrito na Equação 3.

$$\delta_{Pf} \approx \sqrt{\frac{1 - P_f}{n_S \cdot P_f}} \tag{3}$$

O critério de convergência definido como aceitável para o estudo foi $\delta_{Pf} \leq 0{,}10$.
Observa-se que a abordagem do acoplamento direto entre o método de equilíbrio limite de Bishop simplificado ao método de simulação de Monte Carlo empregado neste trabalho considera a probabilidade de falha global do talude, obtida a partir da avaliação conjunta de múltiplas superfícies potenciais de ruptura. Embora o método também possa ser aplicado à análise de superfícies de ruptura individualizadas, visando à estimativa de suas respectivas probabilidades de falha, essa abordagem não é a mais usual e por isso não será considerada no presente estudo.

2.1.2 Método de Confiabilidade de Primeira Ordem

O FORM pertence a categoria dos métodos de transformação, que podem ser uma alternativa aos métodos de simulação. O método baseia-se na linearização da equação de estado limite no ponto mais provável de falha, permitindo a estimativa do índice de confiabilidade e a partir deste, da probabilidade de falha. O FORM foi originalmente desenvolvido para fornecer resultados exatos, quando comparados aos métodos de simulação, sob um conjunto de premissas ideais. Essas premissas incluem: (i) variáveis aleatórias descritas por distribuições de probabilidades do tipo normal, (ii) independência estatística entre as variáveis aleatórias, isto é, ausência de correlação, e (iii) linearidade da equação de estado limite. No contexto da estabilidade de taludes, embora as equações de estado limite sejam, em geral, não lineares, o grau de não linearidade tende a ser baixo, o que frequentemente viabiliza a aplicação do FORM com resultados satisfatórios.

Entretanto, à medida que o problema se afasta desse cenário ideal – por exemplo, quando as variáveis aleatórias passam a ser descritas por distribuições não normais e/ou quando há dependência estatística entre elas – a precisão do FORM pode ser comprometida. Nessas condições, o método pode apresentar dificuldades de convergência, uma vez que não há garantia de convergência da resposta do FORM, ou ainda fornecer estimativas imprecisas do índice de confiabilidade em relação ao MCS.

Para o FORM, o problema de confiabilidade formulado no espaço físico $\mathbb{X}$ das variáveis aleatórias é transformado para o espaço normal padrão não correlacionado $\mathbb{Y}$, levando-se em consideração as distribuições normais e a correlação estatística entre as variáveis aleatórias, por meio da transformação isoprobabilística $T(\cdot)$, de tal forma que $\boldsymbol{y} = T(\boldsymbol{x})$, sendo $\boldsymbol{y}$ os valores transformados de $\boldsymbol{x}$, conforme o modelo de Nataf (Nataf, 1962) e a eliminação da correlação mediante a fatoração de Cholesky da matriz de correlação, efetivamente mapeando o problema ponto a ponto do espaço $\mathbb{X}$ para o espaço $\mathbb{Y}$. Essa transformação permite representar o problema em um espaço normal padrão não correlacionado, no qual a análise de confiabilidade é realizada. Além disso, é importante ressaltar que o conteúdo de probabilidades é preservado em ambos os espaços, por isso se trata de uma transformação isoprobabilística.

No espaço normal padrão, o índice de confiabilidade β de Hasofer-Lind (Hasofer; Lind, 1974) é definido como a menor como a menor distância geométrica entre a origem do sistema de coordenadas e a superfície de estado limite. A determinação do ponto de projeto ($\boldsymbol{y}^*$), associado a essa distância mínima, é formulada como um problema de otimização com restrição, conforme a Equação 4, cuja solução pode ser obtida por meio do algoritmo HLRF (Hasofer; Lind, 1974; Rackwitz; Fiessler, 1978).

$$\beta = \min_{g(\boldsymbol{y})=0} \sqrt{\boldsymbol{y}^T \boldsymbol{y}} = \|\boldsymbol{y}^*\| \tag{4}$$

A partir do índice de confiabilidade, a probabilidade de falha é estimada, conforme $P_f = 1 - \Phi(\beta)$, onde $\Phi(\cdot)$ é a distribuição normal padrão acumulada.

Ressalta-se que, diferentemente do MCS, o FORM, conforme empregado neste trabalho, fornece estimativas de β e P_f associadas a cada superfície potencial de ruptura analisada. Dessa forma, é possível identificar a superfície crítica probabilística, definida como aquela que apresenta a maior P_f.

2.2 Influência da correlação entre a coesão e o ângulo de atrito

A coesão e o ângulo de atrito do solo são parâmetros de resistência frequentemente obtidos a partir de ensaios laboratoriais, nos quais se observa a existência de dependência estatística entre esses parâmetros. Essa dependência está associada, principalmente, ao processo de interpretação dos resultados experimentais e ao ajuste do critério de resistência ao cisalhamento, sendo comum a ocorrência de correlação negativa entre a coesão e o ângulo de atrito em diferentes tipos de solo.

No presente estudo, a influência da correlação entre a coesão e o ângulo de atrito nas análises probabilísticas de estabilidade de taludes é avaliada por meio da realização de múltiplas análises de confiabilidade. A correlação entre as variáveis aleatórias é representada por meio do coeficiente de correlação linear (ρ).

Para cada valor do coeficiente de correlação adotado, as análises probabilísticas foram realizadas mantendo-se constantes as estatísticas marginais das variáveis aleatórias, variando-se apenas a função de distribuição de probabilidade atribuída à coesão e ao ângulo de atrito, sendo consideradas as distribuições normal e lognormal. Essa estratégia permite isolar e avaliar de forma sistemática os efeitos tanto da dependência estatística quanto da escolha da distribuição de probabilidade sobre os resultados, possibilitando a análise de sua influência sobre o fator de segurança, a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade, bem como a comparação dos resultados obtidos pelos métodos MCS e FORM.

3 ANÁLISES E RESULTADOS

Para a avaliação da influência da correlação entre os parâmetros de resistência do solo – coesão e ângulo de atrito – em análises probabilísticas de estabilidade de taludes, foi adotado neste trabalho um talude de referência utilizado na literatura para estudos de confiabilidade em estabilidade de taludes (Li et al., 2016; Liu et al., 2020), conforme ilustrado na Figura 1. Com o objetivo de investigar o impacto da adoção de diferentes funções de distribuição de probabilidade em análises probabilísticas que consideram a dependência estatística entre variáveis aleatórias, foram definidas duas condições para o talude proposto: a condição (N), na qual a coesão e o ângulo de atrito são modelados por distribuições normais, e a condição (LN), na qual essas variáveis são modeladas por distribuições lognormais. As propriedades geotécnicas e estatísticas atribuídas ao Solo 1, para cada uma das condições analisadas, são apresentadas na Tabela 1.

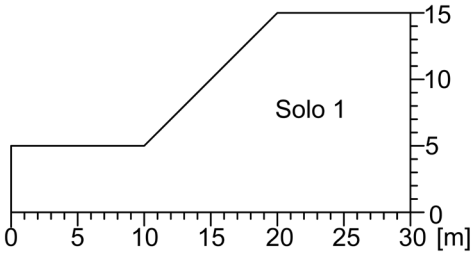


Figura 1. Talude proposto.

Tabela 1. Propriedades estatísticas dos parâmetros do Solo 1.

Propriedade	Média (μ)	COV	ρ	Distribuição (N)	Distribuição (LN)
c'(kPa)	10	0,30	-0,8 a 0,0	Normal	Lognormal
φ'(º)	30	0,20	-0,8 a 0,0	Normal	Lognormal
γ (kN/m³)	20	-	-	-	-

Após a definição do modelo geométrico e das propriedades geotécnicas, conforme descrito na literatura, foram realizadas análises probabilísticas de estabilidade de talude considerando diferentes valores do coeficiente de correlação entre a coesão e o ângulo de atrito. As análises foram conduzidas empregando-se tanto o MCS quanto o FORM, com o objetivo de avaliar o comportamento da probabilidade de falha calculada por cada abordagem e analisar a influência da correlação sobre a resposta global do talude, conforme apresentado na Figura 2.

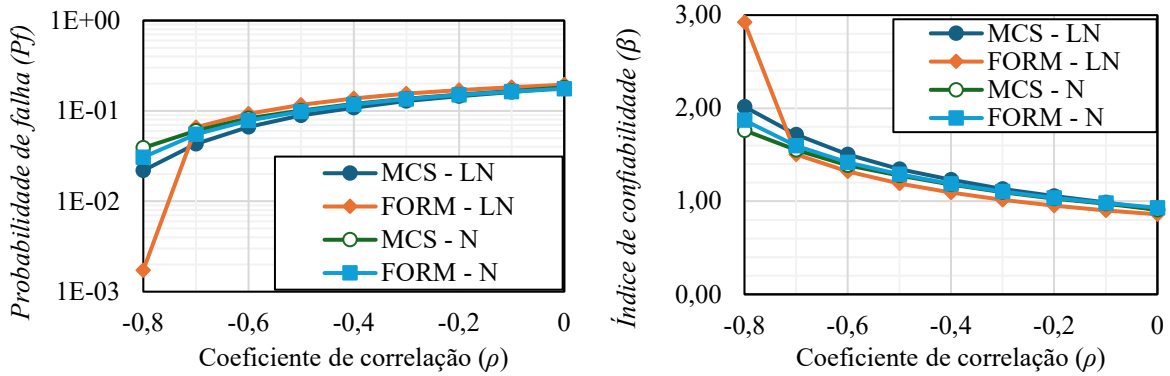


Figura 2. Probabilidades de falha e índices de confiabilidade para o talude proposto considerando diferentes valores de ρ para as condições (N) e (LN).

A análise dos resultados de P_f indica que, para o exemplo avaliado neste trabalho, o aumento da correlação estatística negativa entre c' e φ' está associado a uma tendência de redução da P_f. Esse comportamento foi observado tanto nos casos em que as variáveis aleatórias foram descritas por distribuições normais quanto por distribuições lognormais. Dessa forma, para o problema analisado, a desconsideração da correlação estatística entre os parâmetros de resistência ($\rho = 0$) conduz a resultados mais conservadores, associados a níveis inferiores de confiabilidade, sendo, portanto, favorável à segurança do talude.

Conforme apresentado na Tabela 2 e na Figura 2, observa-se que o FORM apresentou desempenho satisfatório em todos os casos em que as variáveis aleatórias foram modeladas por distribuições normais, evidenciando boa concordância com os resultados obtidos pelo MCS. Esse comportamento indica que a equação de estado limite associada ao problema apresenta baixo grau de não linearidade, o que favorece a aplicação do FORM. Além disso, a adoção de distribuições normais aproxima o problema das condições ideais de aplicação do método.

Entretanto, verifica-se que, para $\rho = -0{,}8$, o erro relativo em relação ao MCS se torna mais pronunciado, evidenciando que o aumento da dependência estatística entre as variáveis aleatórias pode acarretar perda de precisão, mesmo quando estas seguem distribuição normal.

Para a condição em que as variáveis aleatórias foram descritas por distribuições lognormais, os erros relativos mostraram-se mais elevados desde os menores valores de correlação, ultrapassando 0,20 a partir de $\rho = -0{,}4$. Esse comportamento encontra respaldo teórico no fato de que a utilização de distribuições não normais, associada a elevado grau de dependência estatística, afasta o problema das premissas ideais do FORM, comprometendo sua precisão em relação ao MCS, o que é observado especialmente para $\rho = -0{,}8$.

Ainda assim, observa-se que, mesmo quando os erros relativos atingem valores expressivos para as distribuições lognormais, o FORM, com exceção do caso (LN) com $\rho = -0{,}8$, forneceu resultados da mesma ordem de grandeza daqueles obtidos pelo MCS, possibilitando sua utilização como ferramenta para estimativas preliminares da probabilidade de falha do talude considerando dependência estatística entre as variáveis aleatórias.

Além disso, em situações nas quais a dependência estatística entre variáveis aleatórias é elevada, pode-se considerar a simplificação do problema por meio da redução do número de variáveis aleatórias independentes, expressando uma delas como função da outra. Essa abordagem é particularmente viável quando o coeficiente de correlação apresenta magnitude elevada, indicando forte associação estatística entre os parâmetros, de modo que a variabilidade de uma variável passa a ser, em grande parte, condicionada à outra.

Para o talude proposto, observa-se que as funções de distribuição de probabilidade atribuídas às variáveis aleatórias exerceram influência nos resultados apresentados na Figura 2. De modo geral, as ordens de grandeza das probabilidades de falha foram semelhantes entre as diferentes condições analisadas; contudo, nota-se que, para a condição (LN), tanto o FORM quanto o MCS resultaram em probabilidades de falha inferiores às obtidas na condição (N).

Tabela 2. Precisão das respostas do FORM em relação ao MCS.

ρ	Erro relativo (N)	Erro relativo (LN)
-0,8	0,21	0,92
-0,7	0,09	0,54
-0,6	0,06	0,40
-0,5	0,03	0,31
-0,4	0,01	0,26
-0,3	0,01	0,20
-0,2	0,01	0,17
-0,1	0,01	0,13
0	0,03	0,07

Uma informação relevante fornecida pelo FORM é a identificação da posição das superfícies críticas probabilísticas, isto é, das superfícies de ruptura associadas à maior probabilidade de falha, conforme ilustrado na Figura 3. Essa distinção é particularmente importante, pois a superfície crítica probabilística nem sempre coincide com a superfície crítica determinística. A consideração das incertezas e da dependência estatística entre os parâmetros de resistência pode alterar a posição da superfície mais desfavorável, evidenciando a relevância da análise probabilística para uma avaliação mais abrangente da estabilidade do talude.

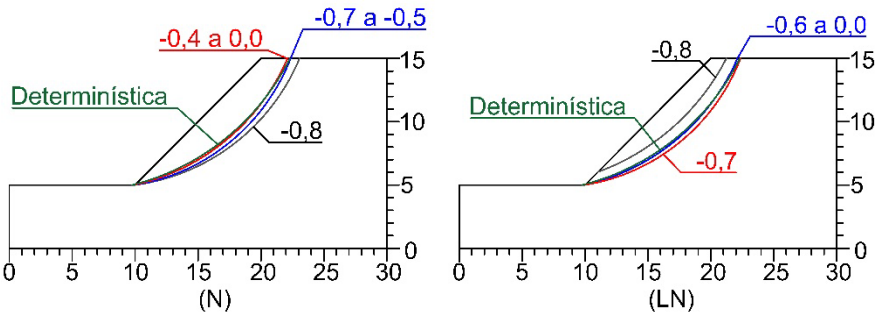


Figura 3. Superfícies críticas determinística e probabilísticas do talude analisado para diferentes coeficientes de correlação entre c' e φ'. (N) Variáveis aleatórias modeladas por distribuição normal. (LN) Variáveis aleatórias modeladas por distribuição lognormal.

Conforme apresentado na Figura 3, as superfícies críticas probabilísticas mostraram-se próximas à superfície crítica determinística obtida pelo método de Bishop simplificado para a maioria dos casos analisados, além de apresentarem pequena variação entre si. Esse comportamento indica que, para as condições avaliadas, a consideração das incertezas e da dependência estatística entre os parâmetros de resistência não resultou em alterações significativas na posição da superfície mais desfavorável.

A exceção ocorre na condição (LN) com $\rho = -0{,}8$, na qual foi identificada uma superfície crítica probabilística mais rasa, associada à menor probabilidade de falha entre os casos analisados. Esse resultado reforça a influência combinada da forma da distribuição de probabilidade e do elevado grau de correlação negativa sobre a resposta probabilística do problema.

Por fim, destaca-se que os tempos de processamento do FORM foram significativamente inferiores aos observados para o MCS. O tempo médio de processamento para cada análise realizada por meio do MCS foi de aproximadamente 960 segundos (16 minutos), enquanto as análises conduzidas com o FORM demandaram, em média, cerca de 11 segundos.

4 CONCLUSÕES

Com base nos resultados obtidos neste estudo, conclui-se que a consideração da correlação estatística entre a c' e φ' pode exercer influência significativa nas análises probabilísticas de estabilidade de taludes. Para o talude analisado, verificou-se que o aumento da dependência estatística negativa entre os parâmetros de resistência esteve associado à redução da P_f e, consequentemente, ao aumento do β. Esse comportamento evidencia que a hipótese de independência estatística pode conduzir a estimativas mais conservadoras para o caso estudado.

Observou-se ainda que a forma da função de distribuição de probabilidade adotada para as variáveis aleatórias também impacta os resultados da análise probabilística. Para a condição em que as variáveis foram modeladas por distribuições lognormais, tanto o MCS quanto o FORM resultaram, de modo geral, em probabilidades de falha inferiores às obtidas quando se adotaram distribuições normais, demonstrando a sensibilidade da resposta probabilística à modelagem estatística das propriedades do solo.

No que se refere ao desempenho dos métodos de confiabilidade, o FORM apresentou resultados consistentes e precisos em relação ao MCS quando as variáveis aleatórias foram descritas por distribuições normais, condição que se aproxima das premissas ideais do método. Para as distribuições lognormais, embora os resultados tenham permanecido na mesma ordem de grandeza na maioria dos casos, foi observada imprecisão significativa para elevado grau de correlação negativa ($\rho = -0{,}8$), em razão do distanciamento das condições ideais de aplicação do FORM. Ainda assim, o FORM demonstrou ser uma ferramenta computacionalmente eficiente e relevante para complementar o processo de tomada de decisão, fornecendo estimativas rápidas da probabilidade de falha e informações adicionais, como a identificação das superfícies críticas probabilísticas.

Por fim, conclui-se que, quando há disponibilidade de recursos para a caracterização estatística detalhada dos parâmetros de resistência do solo, a consideração da correlação entre c' e φ' pode conduzir a projetos mais racionais, permitindo uma avaliação mais realista da confiabilidade e evitando custos desnecessários. Entretanto, na ausência de dados suficientes para a determinação confiável do coeficiente de correlação, não se recomenda a adoção direta de valores reportados na literatura, pois tal prática pode resultar em estimativas inadequadas do nível de confiabilidade da estrutura geotécnica. Nessas situações, recomenda-se tratar a coesão e o ângulo de atrito como estatisticamente independentes ($\rho = 0$), hipótese que se mostrou metodologicamente mais consistente e conservadora para o problema analisado.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aleotti, P.; Chowdhury, R. (1999). Landslide hazard assessment: Summary review and new perspectives. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, v. 58, n. 1, p. 21–44.

Ang, A. H. S.; Tang, W. H. (1984). *Probability Concepts in Engineering Planning and Design: Decision, risk and reliability*. Vol. 2, John Wiley & Sons, New York.

Assis, H. B.; Nogueira, C. G. (2024). *Análise Probabilística de Estabilidade de Taludes: Confiabilidade de Sistema em Série com FORM como Alternativa às Simulações de Monte Carlo*. In: XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica - COBRAMSEG, Balneário Camboriú.

Assis, H. B.; Nogueira, C. G. (2023). Comparative study of deterministic and probabilistic critical slip surfaces applied to slope stability using limit equilibrium methods and the First-Order Reliability Method. *Soils and Rocks*, v. 46, p. e2023013522.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.

Baecher, G. B.; Christian, J. T. (2005). *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. John Wiley & Sons.

Bishop, A. W. (1955). The use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. *Géotechnique*, v. 5, n. 1, p. 7–17.

Chakraborty, R.; Dey, A. (2022). Probabilistic slope stability analysis: state-of-the-art review and future prospects. *Innovative Infrastructure Solutions*, v. 7, n. 2, p. 177.

Christian, J. T.; Ladd, C. C.; Baecher, G. B. (1994). Reliability Applied to Slope Stability Analysis. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 120, n. 12, p. 2180–2207.

Dai, F. C.; Lee, C. F.; Ngai, Y. Y. (2002). Landslide risk assessment and management: an overview. *Engineering Geology*, v. 64, n. 1, p. 65–87.

Ditlevsen, O.; Madsen, H. O. (1996). *Structural Reliability Methods*. John Wiley & Sons.

Duncan, J. M.; Wright, S. G.; Brandon, T. L. (2014). *Soil Strength and Slope Stability*. John Wiley & Sons.

Duncan, J. M. (2000). Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 126, n. 4, p. 307–316.

Froude, M. J.; Petley, D. N. (2018). Global fatal landslide occurrence from 2004 to 2016. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, v. 18, n. 8, p. 2161–2181.

Griffiths, D. V.; Huang, J.; Fenton, G. A. (2011). Probabilistic infinite slope analysis. *Computers and Geotechnics*, v. 38, n. 4, p. 577–584.

Hasofer, A. M.; Lind, N. C. (1974). Exact and Invariant Second-Moment Code Format. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, v. 100, n. 1, p. 111–121.

Javankhoshdel, S.; Bathurst, R. J. (2016). Influence of cross correlation between soil parameters on probability of failure of simple cohesive and c-ϕ slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 53, n. 5, p. 839–853.

Jiang, S. -H.; Huang, J.; Griffiths, D. V.; Deng, Z. -P. (2022). Advances in reliability and risk analyses of slopes in spatially variable soils: A state-of-the-art review. *Computers and Geotechnics*, v. 141, p. 104498.

Lei, Y. *et al.* (2023). Time capsule for landslide risk assessment. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, v. 17, n. 4, p. 613–634.

Li, D.-Q. *et al.* (2016). Response surface methods for slope reliability analysis: Review and comparison. *Special Issue on Probabilistic and Soft Computing Methods for Engineering Geology*, v. 203, p. 3–14.

Li, J.-P. *et al.* (2025). Probabilistic evaluation of landslide influence zones considering stratigraphic dips and nonstationarity of soil properties. *Computers and Geotechnics*, v. 177, p. 106815.

Liu, L.-L. *et al.* (2018). Simplified framework for system reliability analysis of slopes in spatially variable soils. *Engineering Geology*, v. 239, p. 330–343.

Liu, X. *et al.* (2020). Adaptive Monte Carlo simulation method for system reliability analysis of slope stability based on limit equilibrium methods. *Engineering Geology*, v. 264, p. 105384.

Melchers, R. E.; Beck, A. T. (2018). *Structural reliability analysis and prediction*. John Wiley & Sons.

Nataf, A. (1962). *Étude graphique de détermination de distributions de probabilités planes dont les marges sont données*. Em: Annales de l-ISUP.

Nogueira, C. G. (2010). *Desenvolvimento de modelos mecânicos, de confiabilidade e de otimização para aplicação em estruturas de concreto armado*. Tese de Doutorado. Departamento de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos / USP, 353 p.

Pereira, J. M.; Assis, H. B.; Nogueira, C. G. (2024). *Avaliação do desempenho do método de equilíbrio limite de Correia em análises probabilísticas de estabilidade de taludes via FORM*. In: XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica - COBRAMSEG, Balneário Camboriú.

Petley, D. (2012). Global patterns of loss of life from landslides. *Geology*, v. 40, n. 10, p. 927–930.

Phoon, K. K. (2020). The story of statistics in geotechnical engineering. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, v. 14, n. 1, p. 3–25.

Phoon, K. K.; Kulhawy, F. H. (1999a). Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 36, n. 4, p. 612–624.

Phoon, K. K.; Kulhawy, F. H. (1999b). Evaluation of geotechnical property variability. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 36, n. 4, p. 625–639.

Rackwitz, R. (2001). Reliability analysis—a review and some perspectives. *Structural Safety*, v. 23, n. 4, p. 365–395.

Rackwitz, R.; Fiessler, B. (1978). Structural reliability under combined random load sequences. *Computers & Structures*, v. 9, n. 5, p. 489–494.

Siacara, A. T.; Napa-García, G. F.; Beck, A. T.; Futai, M. M. (2020). Reliability analysis of earth dams using direct coupling. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, v. 12, n. 2, p. 366–380.

Wang, Y.; Akeju, O. V. (2016). Quantifying the cross-correlation between effective cohesion and friction angle of soil from limited site-specific data. *Soils and Foundations*, v. 56, n. 6, p. 1055–1070.

Whitman, R. V. (2000). Organizing and Evaluating Uncertainty in Geotechnical Engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 126, n. 7, p. 583–593.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/35

Avaliação de Drenagem Horizontal profunda na Estabilização de Taludes em Solo Residual

João Vitor Oliveira Ferreira
Graduando, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, joao.vof@aluno.ufop.edu.br

Thiago Cruz Bretas
Diretor, TBretas Consultoria, Belo Horizonte, Brasil, tbretas@tbretas.com

Lucas Guimarães Carvalho
Eng. Geotécnico, Rocscience, Belo Horizonte, Brasil, lucas.guimaraes@rocscience.com

Thales Furtado Cota
Eng. Geotécnico, TBretas Consultoria, Belo Horizonte, Brasil, thales@tbretas.com

Felipe de Campos Loch
Professor, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, felipe.loch@ufop.edu.br

RESUMO: A estabilidade de taludes naturais representa uma preocupação recorrente em obras de engenharia civil, especialmente em cortes em solos residuais, encostas rodoviárias e barragens de terra. Nesses casos, o Fator de Segurança (FS) é amplamente utilizado como indicador do desempenho da estabilidade, sendo seu valor comparado com critérios mínimos estabelecidos por normas técnicas. Neste contexto, o presente trabalho tem como objetivo avaliar quantitativamente a influência da Drenagem Horizontal Profunda (DHP) na estabilidade de taludes em solo residual, por meio de análises numéricas realizadas com e sem a presença de drenagem interna. A modelagem hidráulica e geomecânica do maciço foi realizada no software RS2, permitindo simular a evolução das poropressões e a posição da superfície freática em regime transiente. As análises de estabilidade foram conduzidas no software Slide2 por meio do Método do Equilíbrio Limite, adotando-se o método de Morgenstern-Price para o cálculo do fator de segurança. A geometria do talude, a estratigrafia e a posição inicial do nível d'água foram definidas a partir de dados de sondagens à percussão, enquanto os parâmetros geotécnicos de resistência foram obtidos com base em ensaios triaxiais. Foram analisados cenários com e sem a instalação de drenos horizontais profundos, permitindo avaliar a influência da drenagem na dissipação das poropressões e na estabilidade global do talude. Os resultados indicam que a instalação de DHPs promove redução das poropressões no interior do maciço e rebaixamento da superfície freática, contribuindo para o aumento do fator de segurança. Observou-se, entretanto, que o ganho de estabilidade depende da posição da cunha potencial de ruptura em relação à zona saturada do talude, podendo ocorrer situações em que o rebaixamento da freática apresenta influência limitada no FS. As análises também evidenciam que as estimativas de fator de segurança são sensíveis à interpretação da posição do nível d'água, aos parâmetros de resistência do solo e aos critérios de busca da superfície crítica adotados no método de equilíbrio limite. Dessa forma, os resultados reforçam a importância da utilização de técnicas de drenagem profunda como medida de estabilização de taludes, bem como da adoção de abordagens integradas de modelagem hidráulica e geomecânica na avaliação da estabilidade de encostas.PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade taludes, Drenagem horizontal profunda, poropressão, fator de segurança.

ABSTRACT: The stability of natural slopes is a recurring concern in civil engineering works, particularly in cuts in residual soils, highway slopes, and earth dams. In such cases, the Factor of Safety (FS) is widely used as an indicator of slope stability performance, and its value is compared with minimum criteria established by technical standards. In this context, the present study aims to quantitatively evaluate the influence of Deep Horizontal Drains (DHDs) on the stability of slopes in residual soils through numerical analyses performed with and without internal drainage. The hydraulic and geomechanical modeling of the slope was carried out using the RS2 software, allowing the simulation of pore pressure evolution and the position of the groundwater

table under transient flow conditions. Stability analyses were performed using the Slide2 software through the Limit Equilibrium Method (LEM), adopting the Morgenstern–Price method for the calculation of the factor of safety. The slope geometry, stratigraphy, and initial groundwater level were defined based on standard penetration test (SPT) borehole data, while the geotechnical strength parameters were obtained from triaxial laboratory tests. Scenarios with and without the installation of deep horizontal drains were analyzed in order to evaluate the influence of drainage on pore pressure dissipation and on the overall stability of the slope. The results indicate that the installation of DHDs promotes a reduction in pore pressures within the soil mass and a lowering of the groundwater table, contributing to an increase in the factor of safety. However, it was observed that the stability gain depends on the position of the potential failure wedge relative to the saturated zone of the slope, and situations may occur in which the groundwater lowering has limited influence on the FS. The analyses also show that the estimated values of the factor of safety are sensitive to the interpretation of the groundwater level, the soil strength parameters, and the search criteria used to identify the critical slip surface in limit equilibrium analyses. Therefore, the results highlight the importance of deep drainage techniques as an effective measure for slope stabilization, as well as the need for integrated hydraulic and geomechanical modeling approaches in slope stability assessments.
KEYWORDS: Slope stability, deep horizontal drainage, pore pressure, factor of safety

1. INTRODUÇÃO

A instabilidade de taludes representa um dos principais problemas geotécnicos associados a obras de infraestrutura, especialmente em regiões onde predominam solos residuais. Esses materiais apresentam comportamento fortemente dependente das condições hidráulicas do maciço, sendo comum que variações no nível freático e no regime de fluxo subterrâneo provoquem alterações significativas nas tensões efetivas e na resistência ao cisalhamento do solo. Conforme apresentado por Budhu (2011), aumento das pressões neutras reduz a tensão efetiva atuante no solo, o que pode levar à diminuição da resistência ao cisalhamento e favorecer a ocorrência de instabilidades em encostas naturais ou taludes escavados.

Em obras de infraestrutura, como rodovias, ferrovias e cortes urbanos, a execução de escavações frequentemente altera o equilíbrio hidráulico do maciço, podendo provocar elevação da superfície freática e aumento das poropressões internas. Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 2009), a presença de água no interior do talude é um dos fatores mais relevantes na ocorrência de rupturas, sendo fundamental considerar soluções de drenagem como medida de controle da estabilidade. Nesse contexto, técnicas de drenagem interna têm sido amplamente utilizadas como forma de reduzir as pressões neutras e aumentar a segurança de encostas.

Entre as soluções de drenagem empregadas na prática geotécnica, destaca-se o uso de drenos horizontais profundos (DHPs), que consistem em perfurações horizontais ou sub-horizontais executadas no interior do talude com o objetivo de interceptar o fluxo de água subterrânea e conduzi-lo para fora do maciço. Esse tipo de sistema tem sido aplicado em diversas obras de estabilização devido à sua relativa simplicidade construtiva, baixo custo e capacidade de promover dissipação significativa das poropressões (Bastos, 2006). A redução das pressões neutras resulta em aumento das tensões efetivas e, consequentemente, em melhoria das condições de estabilidade do talude.

Nesse contexto, o avanço das ferramentas de modelagem numérica tem possibilitado análises mais detalhadas do comportamento hidráulico e mecânico de taludes. Métodos baseados em elementos finitos permitem simular a interação entre fluxo subterrâneo, redistribuição de tensões e deformações do maciço, possibilitando avaliar a influência de diferentes soluções de drenagem na estabilidade global do talude. Além disso, análises de estabilidade por métodos de equilíbrio limite, como o método do círculo de deslizamento proposto por Bishop (1955), continuam sendo amplamente utilizadas para a avaliação do fator de segurança em estudos geotécnicos.

Diante desse cenário, o presente trabalho tem como objetivo avaliar a eficiência da utilização de drenos horizontais profundos na estabilização de um talude em solo residual por meio de modelagem numérica bidimensional em regime de fluxo transiente. A análise busca investigar a influência do comprimento dos drenos na dissipação de poropressões, na redistribuição das tensões efetivas e no incremento do fator de segurança do talude, contribuindo para o entendimento do desempenho desse tipo de solução em obras de estabilização de encostas.

2. METODOLOGIA

A metodologia adotada neste estudo baseia-se em uma abordagem numérica aplicada à engenharia geotécnica, com o objetivo de avaliar a influência da drenagem profunda na estabilidade de um talude em solo residual. A Figura *1* mostra as etapas utilizadas no estudo sobre a influência dos DHPs.



Figura 1 - Fluxograma do estudo
Fonte: Autor

Após a realização das análises em elementos finitos, a geometria da superfície freática obtida nas simulações foi exportada para o software Slide2, onde foram conduzidas as análises de estabilidade por meio de métodos de equilíbrio limite. Esse procedimento permitiu considerar, nas análises de estabilidade, a distribuição de poropressões resultante da modelagem hidráulica realizada previamente.

Para a avaliação da estabilidade do talude foi empregado o método de equilíbrio limite, no qual o fator de segurança é definido como a razão entre as forças resistentes e as forças solicitantes atuantes ao longo da superfície potencial de ruptura. A partir dessa abordagem, o fator de segurança é determinado para diferentes

superfícies de deslizamento até a identificação da condição crítica de estabilidade. Neste estudo foi adotado como critério de estabilidade a condição de fator de segurança igual ou superior a 1,50, valor comumente recomendado para taludes permanentes em projetos geotécnicos.
Além das análises realizadas no RS2, foram conduzidas análises adicionais de estabilidade utilizando o software Slide2, baseado em métodos de equilíbrio limite. Essa abordagem permitiu comparar os resultados obtidos por diferentes métodos de análise, proporcionando maior confiabilidade às avaliações realizadas.

Foram simulados diferentes cenários de drenagem, incluindo uma condição inicial sem a presença de drenos horizontais profundos e diferentes configurações com a instalação de DHPs de comprimentos variados. Para cada cenário foram avaliadas a evolução das poropressões, os deslocamentos do maciço e os valores do fator de segurança ao longo das etapas de escavação e na condição final da obra.

2.1. SEQUENCIAMENTO OPERACIONAL

Na Figura *2*, apresenta-se o modelo geomecânico adotado neste estudo, estruturado com base nas características geológicas e geotécnicas do talude analisado, considerando os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo residual, bem como as condições hidráulicas iniciais do maciço. Além da definição das propriedades constitutivas, foi estabelecido o sequenciamento operacional das etapas de escavação, de modo a representar de forma realista a evolução do estado de tensões e das poropressões ao longo do processo construtivo. Essa abordagem permitiu avaliar a influência das intervenções no comportamento tensão–deformação e na estabilidade global do talude.

Adicionalmente, nas análises hidráulicas em regime transiente foi considerado um período total de 1800 dias, equivalente a aproximadamente cinco anos, tempo necessário para que o sistema atingisse uma condição de regime permanente (steady state). Esse intervalo de simulação permitiu representar adequadamente a dissipação gradual das poropressões e a estabilização da superfície freática no interior do maciço, garantindo que os resultados obtidos refletissem a condição hidráulica final do talude após a completa evolução do processo de drenagem.

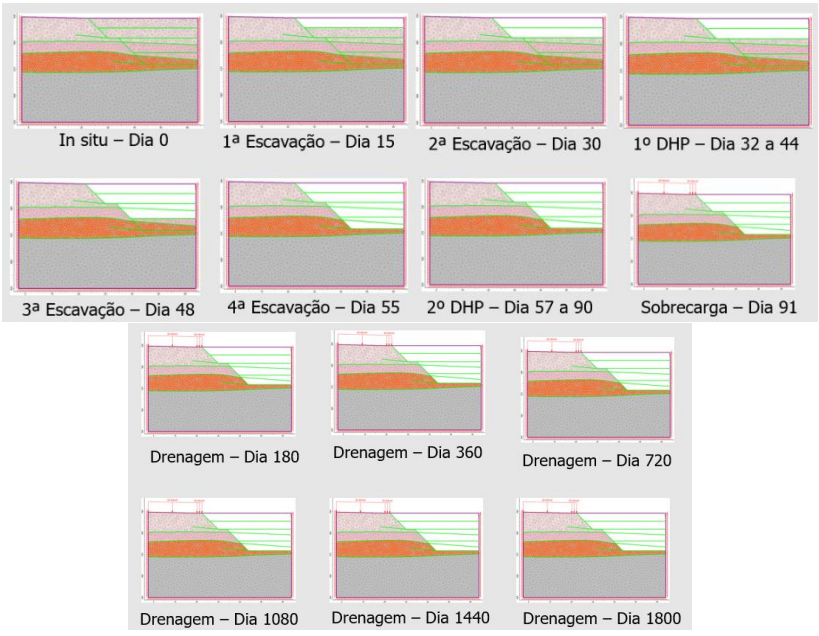


Figura 2 – Sequenciamento operacional
Fonte: Autor

1.1. CENÁRIOS ANÁLISADOS

Para comparar a eficiência dos DHPs foram adotados alguns comprimentos afim de se garantir qual o melhor comprimento de DHP adequado para do estudo, ao qual atendesse o FSmin de projeto e fundamentasse tal escolha, conforme Figura *3*.

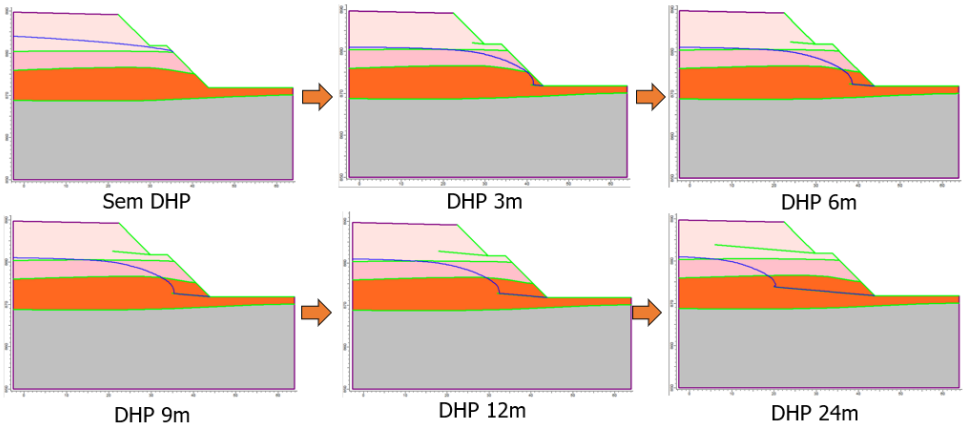


Figura 3 – Cenários de análise
Fonte: Autor

1.2. SEÇÃO DE PROJETO

Para a realização do estudo apresentado, foi utilizado como base a seção de análise conforme Figura *4*.

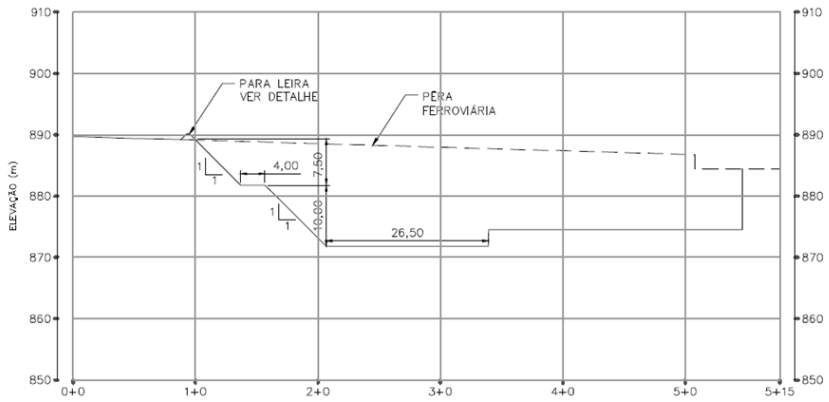


Figura 4 – Seção de projeto estudada
Fonte: Autor

1.3. Parâmetros de Resistência e deformabilidade adotados

A Tabela 1 apresenta os parâmetros de resistência ao cisalhamento utilizados nas análises foram estimados a partir de correlações empíricas baseadas nos valores do índice de resistência à penetração obtidos nos ensaios de sondagem à percussão (SPT) e calibrados com ensaios de laboratório. A adoção desse procedimento justifica-se pela ampla utilização dessas correlações na prática geotécnica, sobretudo em estudos preliminares e em análises numéricas de taludes, nas quais a disponibilidade de ensaios laboratoriais representativos é limitada. As correlações por NSPT permitem relacionar de forma indireta os valores medidos em campo aos parâmetros de resistência do solo, considerando o comportamento típico de solos naturais e residuais.

Tabela 1 - Parâmetros adotados nas análises

Parâmetro geotécnico	Camada 1 SRM Nspt=8	Camada 2 SRJ-1 Nspt=14	Camada 3 SRJ-2 Nspt=25	Camada 4 SRJ-3 Nspt=31	Camada 5 SAP Nspt=50	Camada 6 Rocha - Impenetrável
Peso específico γ (kN/m³)	17	18	19	20	21	22
Coesão C' (kPa)	18	20	27	25	40	100
Ângulo de atrito ϕ (º)	20	28	30	32	35	35
Coeficiente de permeabilidade k (m/s)	1,25e-05	4,59e-07	3,5e-07	4,5e-07	4,0e-06	1e-07
Mod. Deformabilidade (Ea)	10.000	20.000	35.000	45.000	100.000	200.000

Fonte: Autor

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados das simulações numéricas permitiram avaliar de forma integrada o comportamento hidráulico e mecânico do talude, evidenciando a influência da drenagem profunda na dissipação de poropressões e na estabilidade global do maciço.

Nesse contexto, o comprimento de 6,00 m, mostrou-se o mais eficiente dentro das premissas adotadas, por proporcionar uma expressiva redução das poropressões, controle adequado dos deslocamentos e atendimento ao critério de segurança FS ≥ 1,50. O comprimento de 6 m corresponde ao valor mínimo capaz de atender ao critério de segurança adotado.

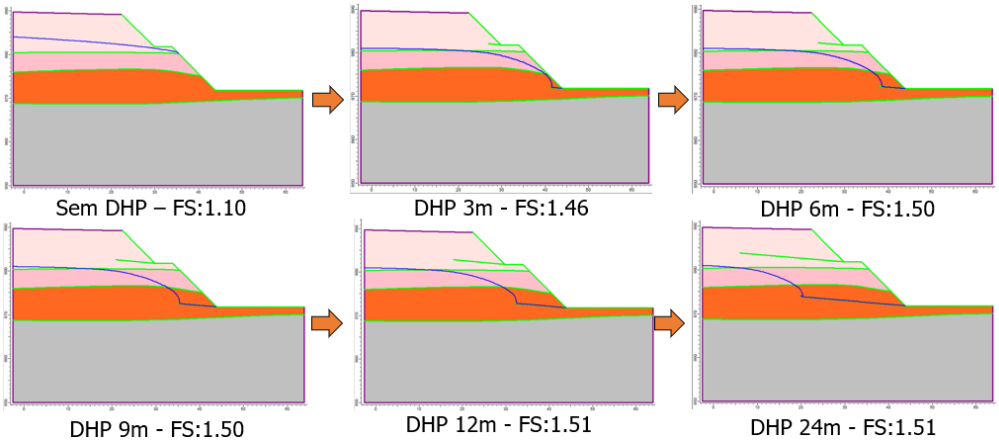


Figura 5 – Resultados em função do comprimento dos DHPs
Fonte: Autor

A Figura 6 apresenta a evolução do fator de segurança ao longo do tempo para os diferentes comprimentos de drenos analisados. Observa-se que, a partir do comprimento de 6 m, os incrementos no fator de segurança tornam-se pouco significativos. Esse comportamento ocorre porque, embora o aumento do comprimento dos drenos promova rebaixamento adicional da superfície freática, essa redução das poropressões ocorre em regiões do maciço afastadas da cunha potencial de ruptura. Dessa forma, a influência hidráulica dos drenos passa a ter impacto limitado nas condições de estabilidade global do talude, não justificando comprimentos muito grandes de DHP.

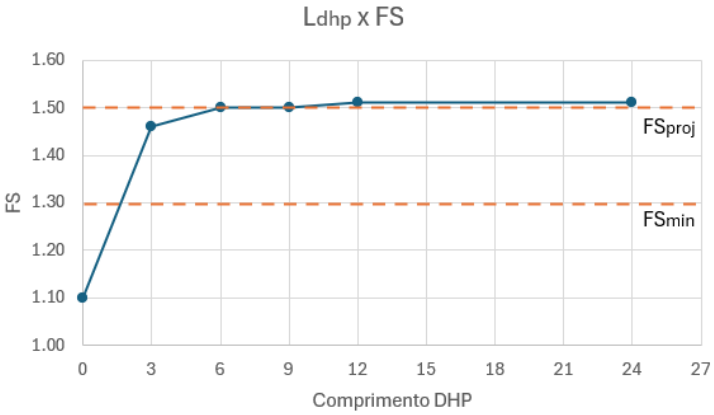


Figura 6 – Gráfico comprimento de DHP x Fator de segurança
Fonte: Autor

Na condição inicial, sem a presença de drenos horizontais profundos, observou-se a formação de uma superfície freática relativamente elevada no interior do talude, resultando em níveis significativos de poropressões ao longo do maciço. Essa condição contribui para a redução das tensões efetivas e, consequentemente, para a diminuição da resistência ao cisalhamento do solo.

A introdução dos drenos horizontais profundos promoveu uma redução significativa das poropressões ao longo do talude, evidenciando a eficiência desse sistema de drenagem na interceptação do fluxo subterrâneo. A dissipação das poropressões resultou em aumento das tensões efetivas e melhoria das condições de estabilidade do maciço.

A análise do fator de segurança mostrou aumento progressivo da estabilidade do talude com a adoção de drenos horizontais profundos. Observou-se que o incremento no comprimento dos drenos contribui para maior eficiência na drenagem do maciço, promovendo maior dissipação de poropressões e, consequentemente, elevação do fator de segurança.

Entretanto, conforme a Figura 6 os resultados também indicam que, a partir de determinado comprimento de dreno, os ganhos adicionais em termos de redução de poropressões e aumento do fator de segurança tornam-se menos significativos. Esse comportamento sugere a existência de um comprimento de dreno tecnicamente eficiente para a condição analisada, a partir do qual o aumento do comprimento não resulta em melhorias proporcionais no desempenho da drenagem. Esses resultados reforçam a importância de análises numéricas no processo de dimensionamento de sistemas de drenagem profunda, permitindo avaliar de forma mais precisa a interação entre fluxo subterrâneo e comportamento mecânico do maciço.

A Figura 7 apresenta a condição de drenagem do talude após 1800 dias de simulação, correspondente a aproximadamente cinco anos. Nesse período, observa-se que a superfície freática se estabiliza, caracterizando a condição de regime permanente (steady state). Entretanto, mesmo após a estabilização hidráulica do maciço, não se verifica incremento significativo no fator de segurança. Esse comportamento ocorre porque a cunha potencial de ruptura encontra-se posicionada predominantemente fora da região saturada do talude, de modo que as variações nas poropressões exercem influência limitada nas condições de estabilidade global.

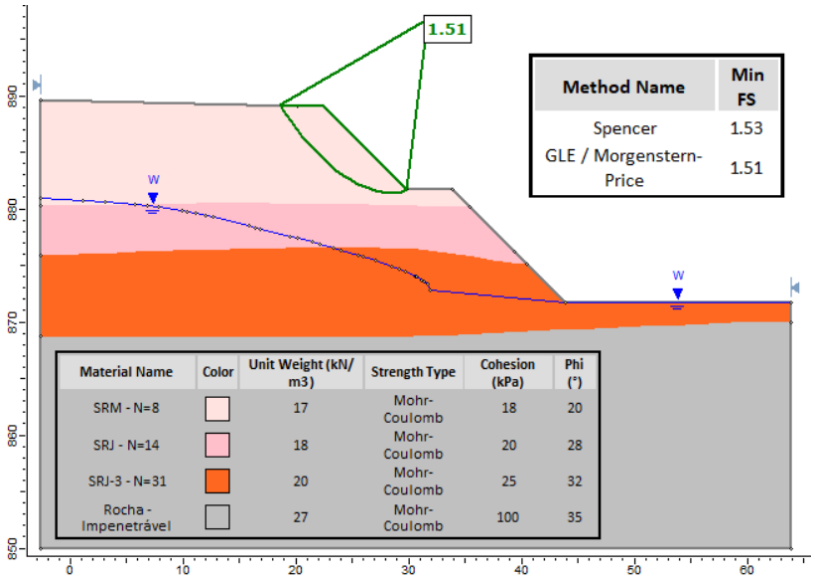


Figura 7 – Análise de estabilidade por Equilíbrio limite – Dia 1800 (5 anos)
Fonte: Autor

4. CONCLUSÕES

Com base nos resultados, as simulações demonstraram que a instalação de drenos horizontais profundos promove significativa redução das poropressões no interior do maciço, contribuindo para o aumento das tensões efetivas e para a melhoria das condições de estabilidade do talude.

Os resultados indicam que o comprimento dos drenos exerce influência direta na eficiência do sistema de drenagem, sendo observado aumento do fator de segurança com o incremento do comprimento dos drenos. Entretanto, verificou-se que, a partir de determinado valor, o aumento do comprimento passa a produzir ganhos menos expressivos em termos de estabilidade.

Dessa forma, a definição do comprimento dos drenos deve considerar não apenas critérios empíricos, mas também análises técnicas que avaliem a eficiência hidráulica e geomecânica do sistema de drenagem. Nesse sentido, a modelagem numérica se mostra uma ferramenta relevante para o apoio ao dimensionamento de soluções de drenagem em obras de estabilização de taludes.

Os resultados obtidos contribuem para a compreensão do comportamento de taludes drenados por meio de drenos horizontais profundos e fornecem subsídios técnicos para o desenvolvimento de projetos mais eficientes e economicamente adequados em obras geotécnicas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

BASTOS, I. G. Estabilização de encostas através de drenagem profunda: estudo de um caso de estabilização com um túnel de drenagem. Dissertação (Mestrado em Engenharia) — Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

BISHOP, A. W. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Géotechnique, London, v. 5, n. 1, p. 7–17, 1955.

BUDHU, M. *Foundations and earth retaining structures. Hoboken: John Wiley & Sons*, 2011

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/36

Avaliação do Comportamento de Talude de Solo Estabilizado

Thiago Ramos Mota
Engenheiro Civil, WALM BH Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, thiagoramos1999.tj@gmail.com

Camila de Oliveira
Engenheira Civil, WALM BH Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, camilaoliveiratp@gmail.com

João Pedro Gonçalves Mastronicola
Engenheiro Civil, WALM BH Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, joao_mastronicola@hotmail.com

Fernanda Duarte Silva
Engenheira Civil, WALM BH Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, engduartefernanda@gmail.com

Mariana Júlia de Melo
Engenheira Civil, INTERTECHNE Consultores, Belo Horizonte, Brasil, marianamello.0997@gmail.com

RESUMO: A instabilidade de taludes podem representar um risco significativo, podendo causar deslizamentos que ameaçam vidas e geram alguns danos. Para mitigar esses problemas, engenheiros geotécnicos empregam técnicas de melhoramento de solos, modificando ou substituindo o material para aumentar sua resistência. Esta pesquisa avalia condições de contorno e parâmetros de resistência do solo em taludes estabilizados, usando dados de ensaios de cisalhamento direto submetidos às tensões de 25, 50 e 100 kPa (Carvalho, 2019). O melhoramento foi realizado por meio da mistura do solo-fibra, com três tipos de fibras naturais (sisal, curauá e coco) em teores de 0,5% e 0,75%, e em comprimentos de 25 e 50 mm. As análises numéricas de equilíbrio limite mostraram que, a variação dos parâmetros de resistência, tipo de fibra, presença de água, camadas reforçadas e carregamento externo afetam a estabilidade do talude. A análise realizada com o melhoramento do solo, com aplicação do solo-fibra, com nível d'água presente no talude aumentou o fator de segurança em 22%, enquanto o mesmo solo reforçado sem a presença de nível d'água reduziu em 26%. Taludes sujeitos a carregamentos adicionais apresentaram fatores de segurança menores que 1,5 na primeira camada reforçada. Conclui-se que a presença de água e cargas adicionais requerem atenção especial para garantir a segurança conforme as normas.

PALAVRAS-CHAVE: Taludes, Solo, Resistência, Fibras, Análises.

ABSTRACT: The instability of slopes can represent a significant risk, potentially causing landslides that threaten lives and generate various types of damage. To mitigate these problems, geotechnical engineers employ soil improvement techniques, modifying or replacing the material to increase its strength. This research evaluates boundary conditions and soil strength parameters in stabilized slopes, using data from direct shear tests subjected to stresses of 25, 50, and 100 kPa (Carvalho, 2019). The improvement was carried out through a soil-fiber mixture, with three types of natural fibers (sisal, curauá, and coconut) in contents of 0.5% and 0.75%, and in lengths of 25 and 50 mm. Limit equilibrium numerical analyses showed that variations in strength parameters, fiber type, presence of water, reinforced layers, and external loading affect slope stability. The analysis performed with soil improvement, using the soil-fiber application with a water table present in the slope, increased the safety factor by 22%, while the same reinforced soil without the presence of a water table reduced it by 26%. Slopes subjected to additional loads showed safety factors lower than 1.5 in the first reinforced layer. It is concluded that the presence of water and additional loads require special attention to ensure safety in accordance with standards.

KEYWORDS: Slopes, Soil, Strength, Fibers, Analysis.

1 INTRODUÇÃO

A instabilidade de encostas é um grande desafio no Brasil, resultando em acidentes e colocando vidas em risco. Durante chuvas intensas, as encostas tornam-se vulneráveis a deslizamentos devido ao aumento da poropressão, diminuindo a resistência ao cisalhamento (Dutra, 2013). A ocupação desordenada e construções em áreas de risco agravam o problema, destacando a necessidade de conscientização e medidas de contenção.

Solos naturais muitas vezes não atendem às exigências de projeto. Engenheiros geotécnicos podem substituir ou modificar o solo para melhorar suas propriedades, criando materiais com resistência e deformabilidade adequadas. Técnicas incluem mudanças na composição mecânica, estabilização físico-química e reforço com geotêxteis, fibras, grelhas e tiras. A inclusão de fibras, por exemplo, melhora o desempenho de solos suscetíveis a fissuras.

Movimentos de massas, conforme Silveira (2008), são processos de transporte de sedimentos, solos ou rochas, impulsionados pela gravidade e influenciados por fatores como águas superficiais e subterrâneas e atividades humanas. Taludes acima do nível freático formam forças de sucção entre as partículas do solo, essenciais para a resistência ao cisalhamento. Chuvas reduzem essa sucção, aumentando o risco de deslizamentos (Cardoso Junior, 2006).

2 OBJETIVO

O objetivo geral desta pesquisa consiste na avaliação paramétrica de condições de contorno e de parâmetros de resistência do solo na estabilidade de taludes compostos por solos estabilizados.

3 JUSTIFICATIVA

Este estudo se justifica pela sua contribuição para a segurança, a sustentabilidade e a eficácia de taludes compostos de solo estabilizado a fim de prevenir desastres que podem ter consequências catastróficas, resultando em danos materiais e humanos.

4 METODOLOGIA

Para a metodologia, foi utilizada uma seção hipotética de um talude, contendo três materiais, denominados como solo de fundação, solo reforçado e aterro. Os parâmetros de resistência utilizados para o solo reforçado foram obtidos através de Carvalho (2019), que estudou o comportamento mecânico de um solo arenoso reforçado com fibras naturais de sisal, curauá e coco submetido a ensaios de cisalhamento direto em média escala.

4.1 Caracterização do Solo Arenoso

O solo arenoso foi obtido em estabelecimento comercial, localizado na Região Administrativa do Guará – RA X, Distrito Federal. A Tabela 1 apresenta os resultados obtidos nos ensaios de caracterização realizados por Carvalho (2019) do solo arenoso utilizado na presente pesquisa.

Tabela 1. Índices Físicos do Solo Arenoso.

Índices Físicos	**Solo Arenoso**
Densidade Real dos Grãos (G_s)	2,68 g/cm³
Índice de Vazios Máximo ($e_{máx}$)	0,894
Índice de Vazios Mínimo (e_{min})	0,586
Índice de Vazios (e_0)	0,74

Coeficiente de Uniformidade (CNU)	2,4
Coeficiente de Curvatura (C_c)	1,06
Diâmetro efetivo (D_{10})	0,18mm
Diâmetro médio (D_{50})	0,39mm

4.2 Caracterização das Fibras Vegetais

As fibras de sisal foram adquiridas da APAEB, de Valente, Bahia. As fibras de curauá foram compradas da Pematec Triangel, de Santarém, Pará. As fibras de coco foram fornecidas pela COMLURB e SECONSERVA, do Rio de Janeiro. Carvalho (2019) usou fibras de 25 e 50 mm para preparar as misturas solo-fibra, com base em pesquisas que mostraram mudanças significativas no comportamento dos compósitos nesses comprimentos. Os teores de fibra incorporados no solo foram de 0,5% e 0,75%, conforme a literatura.

4.3 Procedimento de Ensaios e Resultados

Carvalho (2019) utilizou tensões de 25, 50 e 100 kPa para obter a envoltória de resistência do solo arenoso e compósitos solo-fibra, limitadas pelo equipamento. No primeiro grupo, SA, SS, CA e CC representam Solo Arenoso, Solo Arenoso + Sisal, Solo Arenoso + Curauá e Solo Arenoso + Coco. O segundo grupo indica o teor de fibra (0,5% ou 0,75%) e o terceiro grupo, o comprimento da fibra (25 mm ou 50 mm). A Tabela *2* resume os resultados dos ensaios de cisalhamento direto, destacando os maiores valores de coesão e atrito para a mesma fibra e dosagem, utilizados na avaliação da condição de segurança do talude.

Tabela 2. Parâmetros de resistência dos diferentes tipos de fibras.

Tipo de Solo	Coesão (kPa)	Atrito (φ)
Solo sem reforço (SA)	6	34
Solo + SS_0,5_25	16	35
Solo + SS_0,75_25	18	37
Solo + SS_0,5_50	12	38
Solo + SS_0,75_50	13	41
Solo + CA_0,5_25	14	35
Solo + CA_0,75_25	15	38
Solo + CA_0,5_50	14	36
Solo + CA_0,75_50	16	38
Solo + CC_0,5_25	11	40
Solo + CC_0,75_25	11	42
Solo + CC_0,5_50	14	39
Solo + CC_0,75_50	14	40

4.4 Geometria do Talude Hipotético

A Tabela *3* resume as tentativas de calibração da geometria do talude com a finalidade de chegar a um fator de segurança maior que 1,5, valor limite requerido pela NBR 11.682 (ABNT, 2009), considerando a situação mais crítica.

Tabela 3. Etapas de calibração para estabelecer a geomteria final do talude.

Talude	Base menor (b)	Base maior (B)	Inclinação (H:V)	FS
1ª Tentativa	35 m	40 m	1H:2V	0,72
2ª Tentativa	30 m	40 m	1H:1V	0,83
3ª Tentativa	20 m	40 m	2H:1V	1,53

O talude escolhido, conforme Figura *1*, foi dividido em 10 camadas, cada uma com 1 metro de altura, a fim de otimizar o projeto quanto à adição do solo reforçado com fibra. Ainda, a Figura *1* ilustra a condição de análise com as 3 primeiras camadas iniciais do talude compostas de solo reforçado com fibra e as demais com solo sem reforço. Para todas as análises, foi mantida a mesma linha de nível d'água.

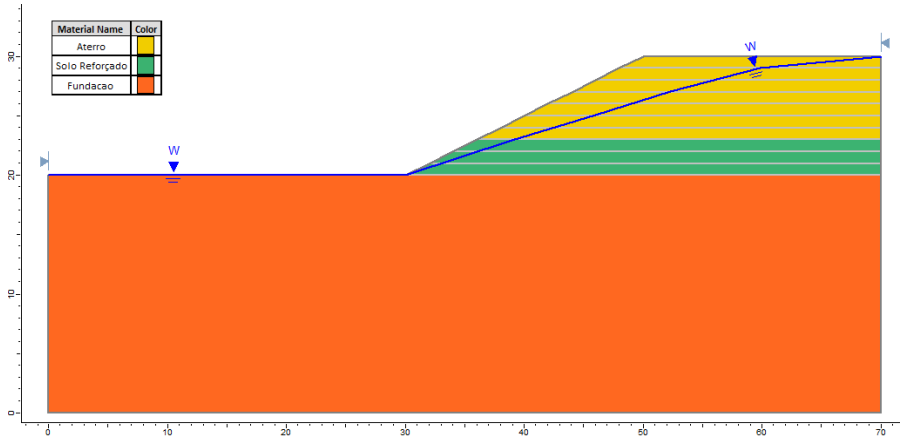


Figura 1. Seção do talude ilustrativa com 3 caamadas iniciais compostas de solo reforçado com fibra vegetal.

Foram realizadas análises de estabilidade para as situações da Tabela *4*, iniciando com adição de solo reforçado somente na primeira camada e o restante com solo sem reforço; em seguida solo reforçado na primeira e segunda camada e as demais sem reforço, e assim sucessivamente, até a última análise que seria com todas as camadas compostas de solo reforçado com fibra.

O programa de análise de equilíbrio limite considerado contemplará 113 análises de estabilidade do talude exposto, sendo as análises detalhadas na Tabela *4*, indicando as variáveis consideradas no estudo.

Tabela 4. Análises de estabilidade indicando as variáveis consideradas no estudo.

Análises	Condição do material do aterro	Quant. de camadas reforçadas	Presença do Nível d'água	Carregamento externo 100kPa
1	Solo sem reforço	Não	Não	Não
2	Solo sem reforço	Não	Sim	Não
3	Solo sem reforço	Não	Sim	Sim
4 a 13	Solo reforçado com fibra Sisal SS_0,75_25	1 a 10	Não	Não
14 a 23	Solo reforçado com fibra Sisal SS_0,75_50	1 a 10	Não	Não
24 a 33	Solo reforçado com fibra Curauá CA_0,75_25	1 a 10	Não	Não
34 a 43	Solo reforçado com fibra Coco CC_0,75_25	1 a 10	Não	Não
44 a 53	Solo reforçado com fibra Coco CC_0,75_50	1 a 10	Não	Não

Análises	Condição do material do aterro	Quant. de camadas reforçadas	Presença do Nível d'água	Carregamento externo 100kPa
54 a 63	Solo reforçado com fibra Sisal SS_0,75_25	1 a 10	Sim	Não
64 a 73	Solo reforçado com fibra Sisal SS_0,75_50	1 a 10	Sim	Não
74 a 83	Solo reforçado com fibra Curauá CA_0,75_25	1 a 10	Sim	Não
84 a 93	Solo reforçado com fibra Coco CC_0,75_25	1 a 10	Sim	Não
94 a 103	Solo reforçado com fibra Coco CC_0,75_50	1 a 10	Sim	Não
104 a 113	Solo reforçado	1 a 10	Sim	Sim

Nas análises para o talude com e sem nível d'água foi determinado dois tipos de ruptura, definidas como A e B. A ruptura A é condicionada apenas pelo solo sem reforço (seção à esquerda da Figura *2*) e a ruptura B condicionada pelo solo sem reforço e reforçado (seção à direita da Figura *2*).

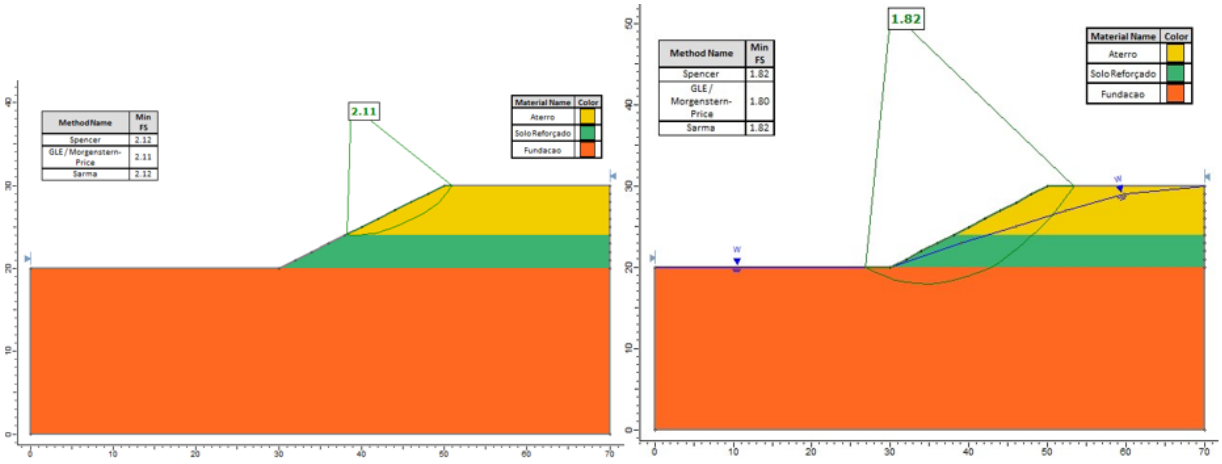


Figura 2. Definição das rupturas A e B.

Além disso, no final, foram realizadas análises com uma carga distribuída hipotética de 100kPa, vertical e para baixo, no talude, com presença de nível d'água (situação mais crítica), para efeito de comparação, conforme Figura *3*. O nível d'água para todas as análises sempre permaneceu o mesmo.

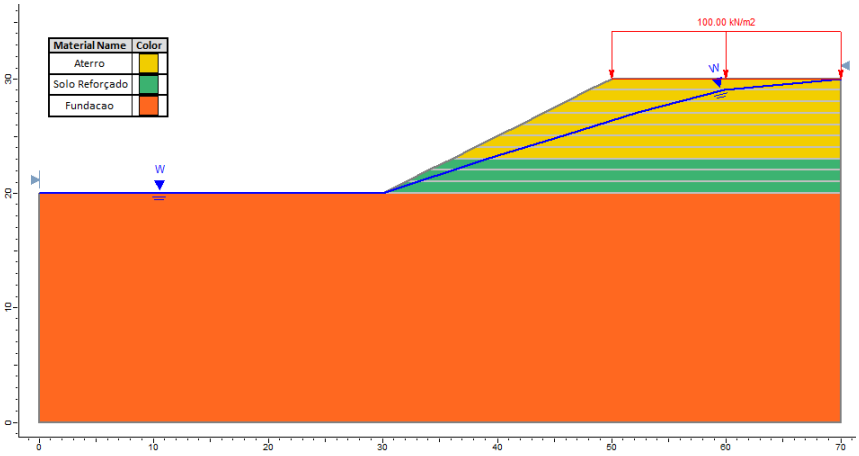


Figura 3. Seção do talude com carregamento distibuído de 100 kPa, com presença de nível d'água.

5 RESULTADOS

5.1 Avaliação do Solo Sem Reforço na Presença ou Não de Água

A análise do talude na condição não reforçada com presença de água resultou em um fator de segurança de 1,53, comparado a 1,87 sem água. Esses valores servem como referência para avaliações comparativas. A presença de água reduziu o fator de segurança em cerca de 20%, confirmando a premissa anterior sobre a geometria do talude e mantendo a estabilidade conforme a norma.

5.2 Influência da Presença de Água na Estrutura Sem Reforço e Reforçada

A Tabela *5* e Tabela *6* apresentam os resultados obtidos considerando a variação da posição das camadas reforçadas, em um modelo sem e com nível d'água.

Tabela 5. Fatores de segurança para os modelos sem nível d'água.

Camadas reforçadas	Solo + SS_0,75_25	Rupt	Solo + SS_0,75_50	Rupt	Solo + CA_0,75_25	Rupt	Solo + CC_0,75_25	Rupt	Solo + CC_0,75_50	Rupt
	FS		FS		FS		FS		FS	
1	1.91	A	1.91	A	1.91	A	1.91	A	1.91	A
2	1.96	A	1.96	A	1.96	A	1.96	A	1.96	A
3	2.03	A	2.03	A	2.03	A	2.02	A	2.02	A
4	2.11	A	2.11	A	2.11	A	2.11	A	2.11	A
5	2.21	A	2.22	A	2.21	A	2.22	A	2.22	A
6	2.37	A	2.37	A	2.37	A	2.37	A	2.37	A
7	2.45	B	2.49	B	2.42	B	2.48	B	2.47	B
8	2.48	B	2.52	B	2.44	B	2.51	B	2.5	B
9	2.50	B	2.54	B	2.47	B	2.53	B	2.52	B
10	2.52	B	2.55	B	2.48	B	2.54	B	2.54	B

Tabela 6. Fatores de segurança para os modelos com nível d'água.

Camadas reforçadas	Solo + SS_0,75_25	Rupt	Solo + SS_0,75_50	Rupt	Solo + CA_0,75_25	Rupt	Solo + CC_0,75_25	Rupt	Solo + CC_0,75_50	Rupt
	FS		FS		FS		FS		FS	
1	1.67	A	1.67	A	1.67	A	1.67	A	1.67	A
2	1.73	B	1.73	B	1.72	B	1.73	B	1.73	B
3	1.77	B	1.77	B	1.75	B	1.77	B	1.77	B
4	1.79	B	1.8	B	1.78	B	1.8	B	1.8	B
5	1.82	B	1.83	B	1.8	B	1.82	B	1.82	B
6	1.84	B	1.85	B	1.82	B	1.84	B	1.84	B
7	1.86	B	1.86	B	1.84	B	1.86	B	1.86	B
8	1.87	B	1.88	B	1.85	B	1.87	B	1.87	B
9	1.88	B	1.88	B	1.86	B	1.88	B	1.88	B
10	1.89	B	1.89	B	1.87	B	1.88	B	1.89	B

Os fatores de segurança são semelhantes para a mesma camada, independentemente de fibra, dosagem, comprimento ou presença de água. Sem água, o reforço nas camadas 1–6 resulta em ruptura do tipo A; a partir da 7ª camada ocorre ruptura do tipo B (Tabela 5.). Segundo a Tabela 6, com apenas a 1ª camada reforçada há ruptura tipo A; quando outras camadas são reforçadas observa-se apenas ruptura tipo B, independentemente do reforço. A Figura 4 mostra a variação do fator de segurança entre condições reforçadas e não reforçadas em função do nível freático.

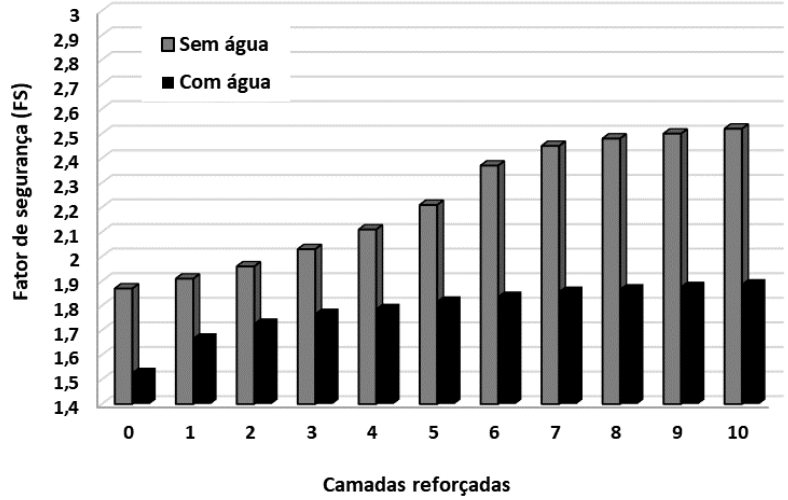


Figura 4. Comparativo dos valores obtidos nas análises com e sem água.

Tendo como referência a análise do talude parcial ou totalmente reforçado sem a presença de água, verificou-se uma redução do fator de segurança de até 26%, dependendo da condição considerada.

5.3 Influência da Variação da Presença em Camada do Solo Reforçado

Pode-se afirmar que a condição reforçada apontou para uma melhoria da condição de estabilidade do talude, aumentando seu valor entre 2 a 35% (
Figura 5), dependendo da presença de água na estrutura e da quantidade de camadas reforçadas consideradas na sua composição.

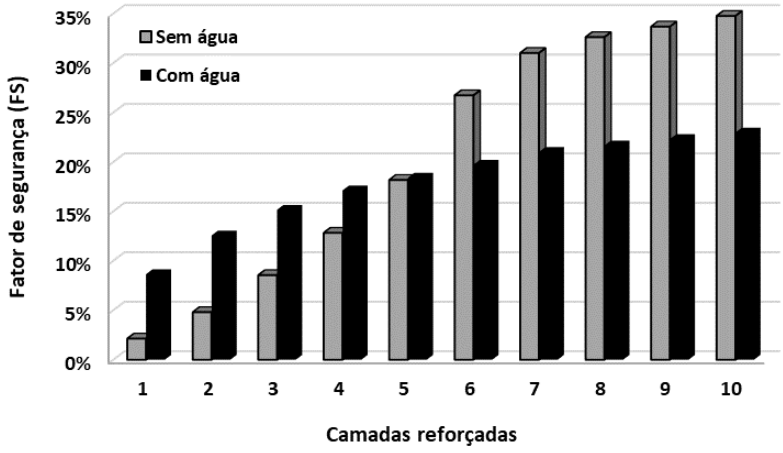


Figura 5. Comparativo dos valores obtidos nas análises com e sem água.

5.4 Influência da variação da presença em camada do solo reforçado

Para as análises em presença de água e carregamento distribuído de 100 kPa, utilizando como modelo o solo reforçado com SS_0,75_50, observou-se tanto ruptura do tipo A quanto B.

Para a primeira camada reforçada, o fator de segurança obtido para ruptura A foi de 1,36 e para ruptura B, 1,47. Considerando como referência o FS de 1,5, conforme Tabela *6*, utilizando o alto nível de segurança contra danos materiais e contra danos a vidas humanas, os valores obtidos foram menores que 1,5, não atendendo à NBR 11.682 (ABNT, 2009). Porém, considerando outras situações, os valores de FS obtidos podem sim atender à norma técnica. A partir da 2ª camada reforçada, os fatores de segurança já foram maiores que estabelecido em norma (1,5).

6 CONCLUSÕES

A análise dos dados permitiu avaliar a metodologia proposta. Independentemente do tipo e comprimento das fibras, os fatores de segurança foram similares para a mesma condição.

Além disso, a combinação de valores de ângulo atrito e coesão considerada ao se comparar os compósitos solo-fibra tiveram pouca influência na avaliação de estabilidade dos cenários analisados, ou seja, os fatores de segurança foram praticamente os mesmos. Reforços no talude com água aumentaram o fator de segurança em 22%; sem água, o aumento foi de até 35%. A presença de água reduziu o fator de segurança em 26%.

Para as análises sem água, a presença de solo reforçado da primeira até a sexta camada garante uma ruptura condicionada pelo solo sem reforço e, a partir da sétima camada reforçada, a ruptura passa a ser condicionada pelo solo sem reforço e reforçado. Ao realizar as análises para o talude com nível d'água, a ruptura condicionada pelo solo sem reforço aparece apenas com a primeira camada reforçada e, a partir da segunda camada reforçada a ruptura já passa a ser condicionada pelo solo sem reforço e reforçado. Isso mostra que a presença de água no talude influencia o tipo de ruptura entre as camadas sem e com reforço.

Ao se comparar o solo reforçado com presença de nível d'água e solo reforçado sem o nível d'água, o fator de segurança reduziu em 26% considerando todo o talude reforçado ao considerar a presença de água.

A presença de nível d'água condiciona a ruptura. Com a presença de nível d'água, a ruptura foi condicionada apenas pelo solo sem reforço somente utilizando a primeira camada reforçada. Sem a presença do nível d'agua, esse tipo de ruptura se estendeu até as 6 primeiras camadas reforçadas.

Para o talude proposto, ao inserir um carregamento de 100kPa, os fatores de segurança foram menores que 1,5, conforme NBR 11.682 (ABNT, 2009), apenas para a primeira camada reforçada. A partir da segunda camada com reforço o fator de segurança já foi maior que estabelecido em norma.

A engenharia geotécnica deve criar novas tecnologias e aprimorar técnicas para promover a segurança. Recomenda-se realizar estudos a longo prazo sobre a degradação das fibras naturais e seu impacto ambiental. Investigar novos materiais compostos que aumentem a durabilidade e resistência, e implementar técnicas de modelagem numérica avançada para simular taludes reforçados sob diferentes condições.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Cardoso Junior, M. S. *Estabilidade de taludes: teoria e prática*. 3. ed. São Paulo: Editora Civil, 2006.

Carvalho, L. M. C. (2019). *Comportamento mecânico de um solo arenoso reforçado com fibras naturais submetido a ensaios de cisalhamento direto em média escala*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-324/2019, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 105 p.

Dutra, V. A. S. *Projeto de Estabilização de Taludes e Estruturas de Contenção englobando Dimensionamento Geotécnico e Estrutural*. 2013. Projeto de Graduação (Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

Silveira, J. B. *Movimentos de massa: causas e efeitos*. 2. ed. Rio de Janeiro: Editora Geotecnia, 2008.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/37

Avaliação do Comportamento de Taludes Reais pelo Método do Ponto Material (MPM) e Comparação com o Método dos Elementos Finitos

José Thiago da Silva Maciel
Mestrando, Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), São Carlos Brasil, jtsmaciel@estudante.ufscar.br

Tiago de Jesus Souza
Professor Doutor, Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), São Carlos Brasil, tiagosouza@ufscar.br

RESUMO: Este trabalho apresenta a análise do comportamento de um talude real utilizando o Método do Ponto Material (MPM), implementado no software Anura3D, comparando os resultados com os obtidos por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF). O estudo teve como objetivo investigar deformações, redistribuição de tensões e evolução de potenciais mecanismos de instabilidade, considerando as características geotécnicas do solo e as condições de carregamento específicas do caso. O MPM, por combinar abordagens Lagrangiana e Euleriana, permite simular grandes deformações e deslocamentos localizados de forma mais precisa que o MEF clássico, especialmente em solos não lineares. A comparação evidencia diferenças na previsão de deslocamentos máximos e zonas críticas, demonstrando a importância do MPM como ferramenta avançada para avaliação de segurança e otimização de projetos de contenção de taludes em obras reais.

PALAVRAS-CHAVE: Método do Ponto Material (MPM), Método dos Elementos Finitos (MEF), Estabilidade de Taludes, Grandes Deformações, Caso Real.

ABSTRACT: This study presents the analysis of the behavior of a real slope using the Material Point Method (MPM), implemented in the Anura3D software, comparing the results with those obtained through the Finite Element Method (FEM). The objective of the study was to investigate deformations, stress redistribution, and the evolution of potential instability mechanisms, considering the geotechnical characteristics of the soil and the specific loading conditions of the case. MPM, by combining Lagrangian and Eulerian approaches, makes it possible to simulate large deformations and localized displacements more accurately than classical FEM, especially in nonlinear soils. The comparison highlights differences in the prediction of maximum displacements and critical zones, demonstrating the importance of MPM as an advanced tool for safety assessment and optimization of slope stabilization projects in real-world engineering works
.

KEYWORDS: Material Point Method (MPM), Finite Elements Method (FEM), Slope Stability, Large Deformations, Real Case.

1 INTRODUÇÃO

Tendo em vista o comportamento dos movimentos de massa, que possuem um potencial altamente catastrófico dependendo da sua magnitude e natureza, a modelagem numérica desses fenômenos se destaca como uma ferramenta importante para avaliar as causas, o comportamento e possíveis impactos gerados por esses eventos. Entretanto, dependendo da complexidade do objetivo do estudo, métodos tradicionais como o Método do Equilíbrio Limite, e outros mais avançados como como Método dos Elementos Finitos, apresentam dificuldades em simular o problema desde o início do movimento até o final do seu desenvolvimento.

Frente às limitações destes métodos, o método do ponto material (MPM), de recente aplicação no Brasil, passou a ser utilizado para simular diferentes problemas geotécnicos, com formulações, validações e comparações realizadas em diversas áreas dentro da geotecnia como o comportamento de túneis (Fernández et al., 2021), deslizamentos de taludes de solos (Rojas et al., 2021) e em taludes rochosos (Fernández, Vargas

Jr, et al., 2023), além de rupturas de barragens de rejeitos (Mostafa & El-Naggar, 2022). Trata-se de um método baseado no método partícula em célula (PIC, do inglês *Particle in Cell*), em que um determinado material é discretizado em vários pontos aos quais são atribuídas informações de massa e outras variáveis (velocidade, tensão e deformação) e em seguida, as funções que descrevem o deslocamento desses pontos são resolvidas de forma incremental, proporcionando um modelo capaz de analisar grandes deformações no material estudado. Apesar de já terem sido realizados muitos estudos no contexto internacional, este método ainda é pouco difundido nacionalmente, evidenciando a necessidade de novos estudos sobre o MPM.

Assim, este trabalho tem como objetivo avaliar o comportamento de um talude real, por meio de análise numérica utilizando o MPM, e comparar os resultados com os resultados obtidos por meio de métodos convencionais como é o caso do MEF, de forma a evidenciar o potencial do MPM para o uso no meio técnico-profissional.

2 ESTUDO DE CASO

Para este estudo, foi conduzida a análise de estabilidade de um talude situado na Rua Dr. Altíno Teixeira, no Bairro Porto Seco, localizado na cidade de Salvador-BA. A área se trata de um área plana onde será feito um empreendimento, apresentando taludes íngremes na adjacências da área (Figura 1a). Os taludes apresentam inclinações de 20º e 42º, com altura máxima de 30,0m e uma cobertura vegetal sobre o talude, sem nenhum tipo de drenagem presente. Neste estudo, será apresentada a análise feita em uma das seções do talude, com 21,5m de altura e inclinação de 33º (Figura 1b).

O solo do talude é constituído por uma camada de areia média siltosa, com aproximadamente 8,0m de espessura, cujo N_{SPT} varia de 4 a 13 golpes. Abaixo dessa camada se identificou uma camada de silte arenoso, também com 8,0m de espessura e um N_{SPT} acima de 11 golpes. A camada seguinte foi identificada como uma areia siltosa menos intemperizada (solo de alteração de rocha), seguida do impenetrável ao amostrador. Não foi observado nível d'água.

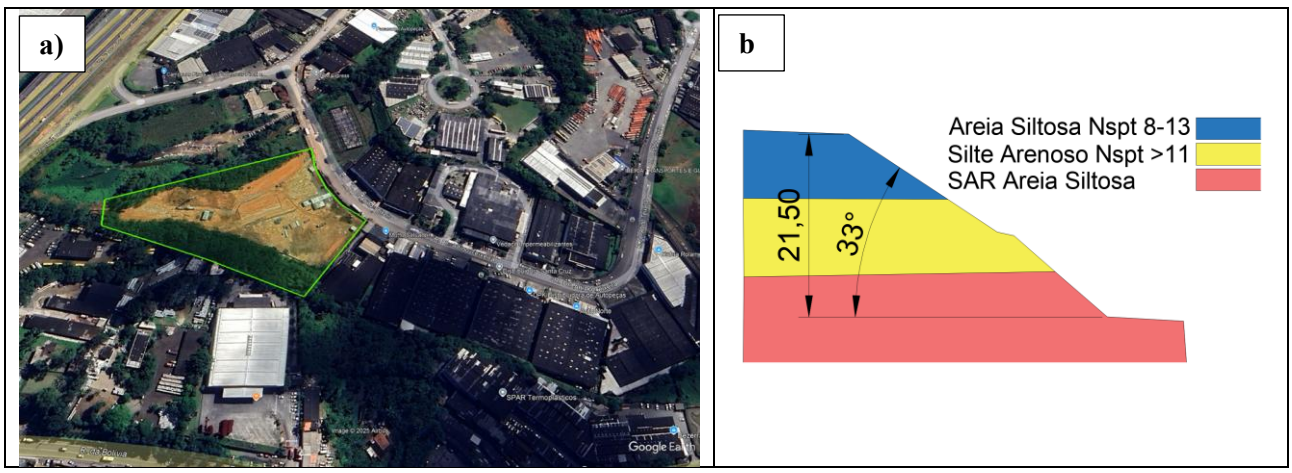


Figura 1. a) Localização e acesso. b) Talude analisado. Fonte: Autor (2026).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Premissas: método de cálculo, software e critério de ruptura para o Método do Elementos Finitos

O método dos elementos finitos (MEF) é um método de análise numérica que possui um papel fundamental na engenharia geotécnica, abordando diversos desafios como a análise de fundações, a simulação de comportamentos de solos sob carga e a avaliação de interações solo-estrutura, permitindo uma compreensão mais aprofundada dos fenômenos envolvidos através de modelos 2D e 3D. É uma das técnicas mais usadas na geotecnia para encontrar soluções aproximadas para problemas de valor limite, em que a geometria do material

é discretizada por meio de uma malha de elementos finitos lagrangeana equivalente à malha original (Colom, 2015).

Assim, a avaliação da estabilidade do talude foi conduzida por meio do MEF de forma a avaliar as tensões, deslocamentos e deformações ao longo do maciço. Para essa abordagem, utilizou-se o Abaqus, programa amplamente empregado em análises de MEF avançadas, que permite modelagem numérica bidimensional ou tridimensional com elevado nível de controle sobre malha, leis constitutivas, condições de contorno e estratégias de acoplamento hidráulico-mecânico.

A geometria do talude foi discretizada em elementos finitos do tipo C3D8R, com refinamento progressivo nas regiões de maior interesse, como a face do talude e a base potencial de ruptura. As considerações adotadas para a análise em MEF foram: materiais homogêneos e isotrópicos; análise realizada em termos de tensões efetivas; critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

3.2 Premissas: método de cálculo, software e critério de ruptura para o Método do Elementos Finitos

A análise numérica também foi conduzida por meio do Método do Ponto Material (MPM), técnica adequada para problemas envolvendo grandes deformações, movimentação intensa de material e evolução contínua da ruptura. O método combina uma representação Lagrangiana, por meio de pontos materiais que transportam massa, tensões e deformações, com uma malha Euleriana auxiliar utilizada apenas para a solução das equações de movimento. A estratégia de cálculo adota formulação explícita, com integração temporal condicionalmente estável, atualizando iterativamente acelerações, velocidades, deslocamentos e tensões a cada passo de tempo.

No MPM, as equações de estado são resolvidas na malha euleriana que cobre todo o domínio lagrangeano do problema por meio de funções de forma que transportam as informações de estado dos pontos materiais para os nós da malha, onde serão aplicadas as condições de contorno e resolvidas as equações de movimento de forma incremental (Rojas, 2019), de forma semelhante ao que acontece no método dos elementos finitos (MEF). Após serem resolvidas essas equações, os resultados são interpolados para os pontos, e então são atualizadas as informações de estado nos mesmos. Em seguida as informações presentes nos nós da malha podem ser então descartadas para que seja iniciada uma nova iteração (Figura 2). Os detalhes numéricos, com todo o desenvolvimento das equações de governo, discretização e o algoritmo completo de cálculo podem ser consultados nos trabalhos de Ceccato et al. (2022), J. Fern et al. (2019) e Nguyen et al. (2023).

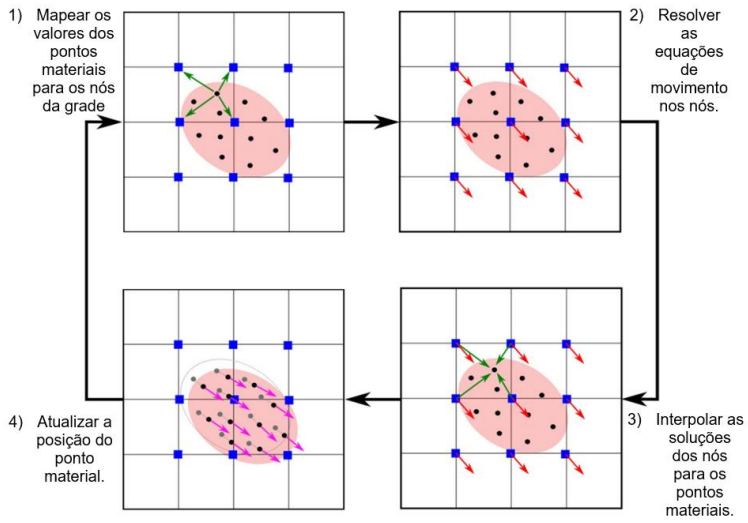


Figura 2. Ciclo de cálculo do MPM. Adaptado de Fernández et al., (2021).

As simulações foram executadas no software Anura3D, plataforma especializada na implementação do MPM para aplicações geotécnicas. O código permite a modelagem hidromecânica acoplada (formulação u–p), a representação de contato solo–estrutura e a simulação de ruptura e pós-ruptura sem limitação imposta por distorção de malha. O Anura3D utiliza pontos materiais para transportar o estado constitutivo, garantindo a

rastreabilidade do histórico de tensões mesmo sob deformações extremas, condição essencial para análises de taludes.

O comportamento mecânico do solo foi representado por modelo constitutivo elastoplástico, com resistência definida por tensões efetivas. Como critério de ruptura, empregou-se o critério de Mohr–Coulomb, amplamente utilizado em análises geotécnicas e compatível com a formulação incremental do MPM. O critério permite identificar a ativação da plastificação a partir da combinação entre tensões principais e parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito), possibilitando a avaliação de mecanismos de ruptura progressiva. Essas premissas asseguram consistência física e numérica ao modelo, permitindo a simulação adequada dos mecanismos de instabilidade e deslocamento característicos de sistemas geotécnicos sujeitos a grandes deformações.

3.3 Parâmetros geotécnicos e condições de contorno

A definição dos parâmetros neste estudo foi baseada na interpretação dos ensaios e em correlações empíricas com os valores de N_{SPT} disponíveis nos resultados das sondagens, na experiência do nosso corpo técnico e em consulta a referências bibliográficas, como, por exemplo, Joppert Jr. (2007), Guidicini & Nieble (1976), Hoek & Bray (1981), Alonso (2010) e Cruz (1996).

Assim, foram considerados os seguintes parâmetros para o modelo apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros considerados nas análises. Autor (2026)

Parâmetro	Areia Siltosa Nspt 8-13	Silte Arenoso Nspt > 11	SAR Areia Siltosa
Tipo de material	Dry Material	Dry Material	Dry Material
Porosidade inicial – n	0,56	0,56	0,56
Densidade – γ (kN/m³)	1700	1700	1800
Modelo Constitutivo	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Poisson	0,33	0,33	0,33
Módulo de deform. – E (kPa)	14000	36000	29000
Coesão – c (kPa)	3	4	16
Ângulo de atrito – φ (º)	27	29	32

O modelo desenvolvido em MPM através do Anura3D é apresentado na Figura 3a. Foi adotada uma malha não estruturada, triangular, com 3 pontos materiais dentro de cada elemento. Foram considerados elementos com 1m de largura em média.

Já o modelo em MEF (Figura 3b) foi feito através de um modelo 3D extrudado 1,0 m de forma a possibilitar a utilização de elementos C3D8R com critério de rutpura de Mohr-Coulomb. A malha foi feita com elementos de 1,0m e 3,0m de tamanho, de forma a ter um refinamento maior nas áreas em que são previstos maiores deslocamentos. Para a região de contato entre os materiais, foi aplicada uma propriedade de contato de comportamento tangencial, com a fomulação de fricção do tipo *penalty* e angulo de fricção de 28º.

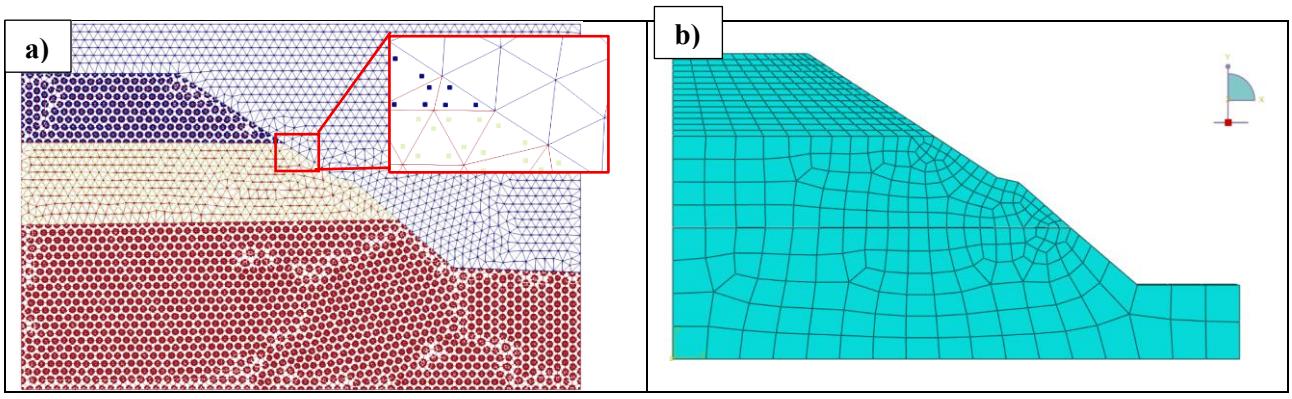


Figura 3. a) Modelo do talude usando o MPM. b) Modelo do Talude em MEF. Autor (2026)

Para as condições de contorno, considerou-se restrições laterais em ambos os modelos, e restrições horizontais e verticais na região inferior. No modelo em MPM, foi também considerada uma restrição vertical no topo da malha. Como condição de carregamento, foi feito inicialmente o equilíbrio geostático aplicando apenas o peso próprio do material. Em seguida, foi aplicada uma carga de 20kPa na crista do talude.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Evolução dos deslocamentos

A evolução dos deslocamentos foi avaliada em ambos os modelos, como apresentado na Figura 4. Foram computados os resultados referentes a 20s do processo de ruptura.

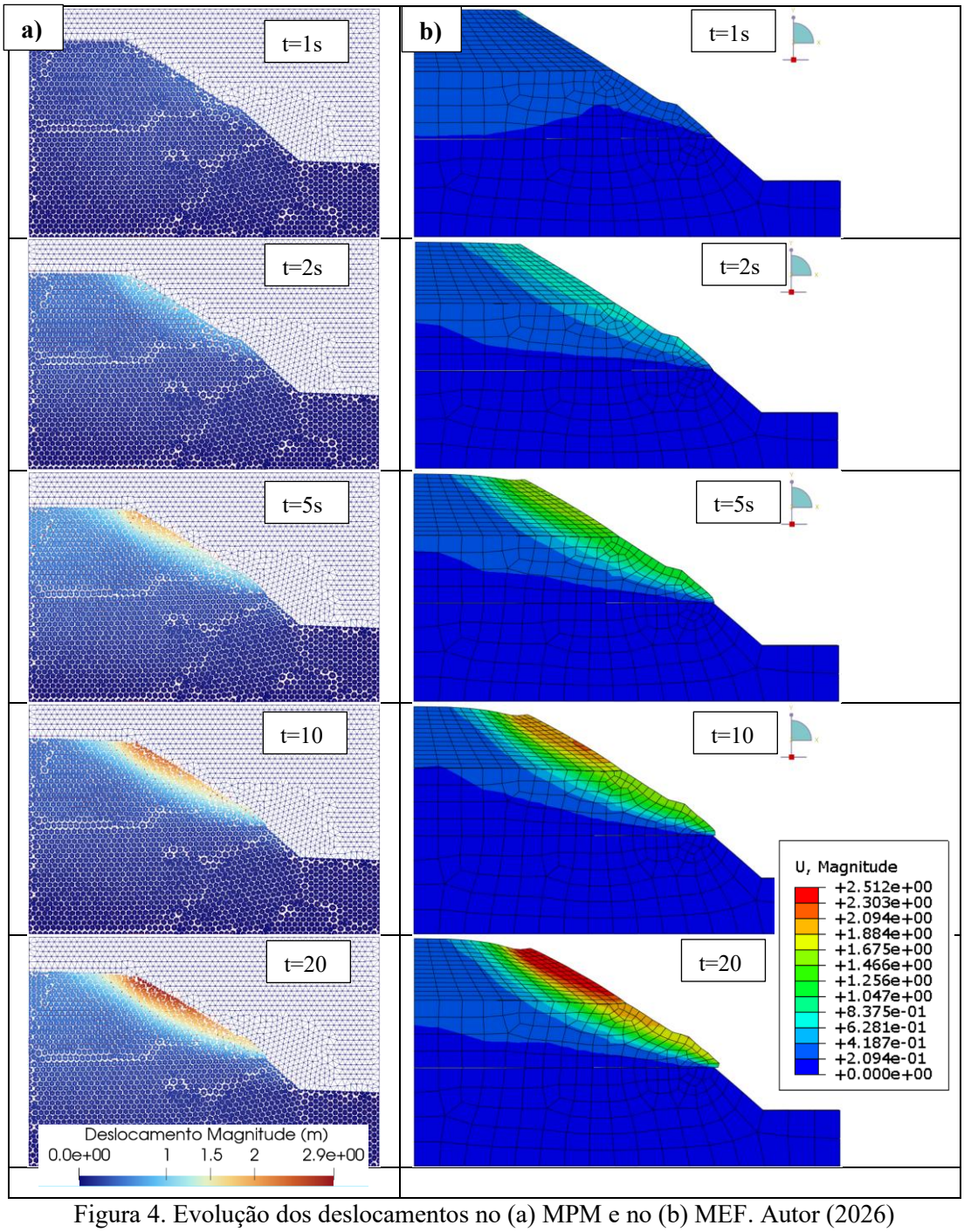


Figura 4. Evolução dos deslocamentos no (a) MPM e no (b) MEF. Autor (2026)

Considerando a análise em MPM, no segundo inicial, praticamente não houve deslocamentos devido a essa etapa ser somente para o equilíbrio das tensões geostáticas. Já no segundo seguinte é aplicado carregamento distribuído de 20kPa na crista, provocando o início do deslocamento na região da face do talude. Nos passos finais, os deslocamentos atingiram magnitudes máximas de 2,9 m, sendo os deslocamentos máximos observados nos pontos mais próximos à face do talude. Além disso, é possível visualizar a formação de uma superfície potencial de ruptura bem definida, indicando um processo de ruptura circular no talude.

Já para o modelo em MEF, observou-se uma grande similaridade com os resultados do MPM, desde o início da formação da superfície de maiores deslocamentos, até a magnitude final de deslocamentos, da ordem de 2,5 m que se mostrou relativamente próxima à magnitude obtida por meio do cálculo no Anura3D. Entretanto, alguns elementos na crista do modelo do MEF apresentaram grandes deformações, como apresentado na Figura 5.

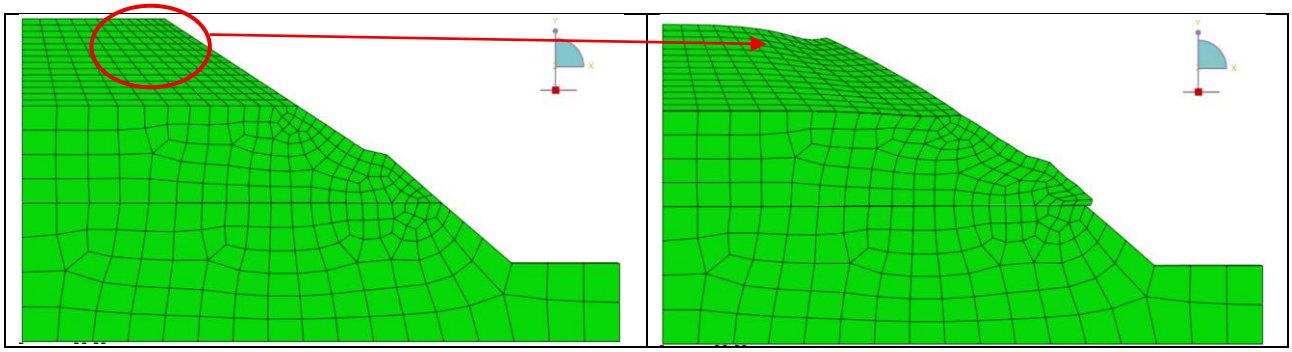


Figura 5. Evolução das deformações no modelo em MEF. Autor (2026)

Deformações excessivas podem resultar em imprecisões no cálculo, o que torna análises com grandes deslocamentos no MEF imprecisas, a menos que sejam usados métodos para ajuste da malha durante o processo de ruptura.

5 CONCLUSÃO

Este trabalho apresentou a análise numérica do comportamento de um talude real por meio do Método do Ponto Material (MPM), com comparação aos resultados obtidos pelo Método dos Elementos Finitos (MEF). O objetivo principal foi avaliar a capacidade de ambos os métodos em representar os deslocamentos, deformações e o mecanismo de instabilidade do maciço, considerando as condições geotécnicas e geométricas do talude estudado.

Os resultados obtidos indicaram que os dois métodos foram capazes de representar de forma consistente o comportamento global do talude, com previsão de um mecanismo de ruptura semelhante e valores de deslocamentos máximos da mesma ordem de grandeza. Entretanto, observou-se que o MPM apresentou maior estabilidade numérica na simulação do processo de deformação progressiva, permitindo a representação contínua da evolução da ruptura e de deslocamentos significativos sem ocorrência de distorções de malha.

Por outro lado, o modelo desenvolvido em MEF apresentou limitações típicas de formulações lagrangeanas quando submetidas a grandes deformações, com a ocorrência de elementos altamente distorcidos em regiões próximas à superfície do talude. Essa condição pode introduzir imprecisões na análise caso não sejam adotadas estratégias adicionais de remalhamento ou técnicas específicas para tratamento de grandes deslocamentos.

Dessa forma, os resultados evidenciam o potencial do Método do Ponto Material como uma ferramenta promissora para a análise de problemas geotécnicos envolvendo grandes deformações e evolução de mecanismos de ruptura, particularmente em estudos de movimentos de massa e instabilidade de taludes. Ao mesmo tempo, o Método dos Elementos Finitos permanece como uma ferramenta robusta e amplamente consolidada para análises de estabilidade em condições próximas ao equilíbrio.

Por fim, destaca-se que a aplicação do MPM em problemas geotécnicos ainda se encontra em fase de expansão no meio técnico nacional. Assim, estudos adicionais envolvendo diferentes condições de carregamento, presença de água, modelos constitutivos mais avançados e validação com casos monitorados

em campo podem contribuir significativamente para consolidar o método como uma ferramenta complementar às abordagens numéricas tradicionais na engenharia geotécnica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, U. R. *Exercícios de fundações*. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2010.

Ceccato, F., Fern, J., Martinelli, M., Rohe, A., & Yerro, A. (2022). *Anura3D MPM Software, Scientific Manual* (p. 80). Anura3D MPM Research Community. www.Anura3D.com

Colom, A. Y. (2015). *MPM modelling of landslides in brittle and unsaturated soils* [Tese]. Universitat Politécnica de Catalunya - Program of Geotechnical Engineering and Geo-Sciences.

Cruz, P. T. *100 Barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção e projeto*. São Paulo: Oficina de Textos, 1996.

Fern, J., Rohe, A., Soga, K., & Alonso, E. (2019). *The Material Point Method for Geotechnical Engineering A Practical Guide*. CRC Press Taylor & Francis Group.

Fernández, F., Juajinoy, D. S. C., Vargas, E., Velloso, R. Q., & Dias, D. (2023). Basal Heave Stability Analysis of a Circular Shaft Excavation Considering FEM, NLA, and MPM Approaches. *Geotechnical and Geological Engineering*. https://doi.org/10.1007/s10706-023-02693-1

Fernández, F., Rojas, J. E. G., Vargas, E. A., Velloso, R. Q., & Dias, D. (2021). Three-dimensional face stability analysis of shallow tunnels using numerical limit analysis and material point method. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 112. https://doi.org/10.1016/j.tust.2021.103904

Guidicini, G.; Nieble, C. M. *Estabilidade de taludes naturais e de escavação*. São Paulo: Edgard Blücher, 1976.

Hoek, E.; Bray, J. W. *Rock slope engineering*. 3. ed. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1981.

Joppert Junior, I. *Fundações e contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução*. São Paulo: PINI, 2007.

Mostafa, H. H., & El-Naggar, H. M. (2022). Material point method for modeling the static liquefaction-induced Fundão Dam failure. *Innovative Infrastructure Solutions*, 7(6). https://doi.org/10.1007/s41062-022-00953-2

Nguyen, V. P., Vaucorbeil, A. de, & Bordas, S. (2023). *Scientific Computation The Material Point Method Theory, Implementations and Applications*. Springer Nature.

Rojas, D. T. (2019). *Avaliação da influência das propriedades do material na evolução dos movimentos de massa utilizando o método do ponto material* [Dissertação (Mestrado)]. Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia.

Rojas, D. T., Neto, M. P. C., de Farias, M. M., & Reinaldo, R. L. (2021). Analysis of the failure modes and development of landslides using the material point method. *Soils and Rocks*, 44(1). https://doi.org/10.28927/SR.2021.057820

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/38

Avaliação do fator de segurança, probabilidade de falha e risco de um talude em Lavras (MG)

Raquel Mariano Linhares
Docente do magistério superior, Universidade Federal do Pampa, Alegrete, Brasil, raquellinhares@unipampa.edu.br

Anna Paula Santos Souza
Assistente de Engenharia, Tellus Company, Belo Horizonte, Brasil, anna.paula98@hotmail.com

Gabriela Campos de Oliveira
Engenheira Civil, Belo Horizonte, Brasil, gabrielacdeoliveira99@gmail.com

Diego Arthur Hartmann
Docente do magistério superior, Universidade Federal do Pampa, Alegrete, Brasil, diegohartmann@unipampa.edu.br

RESUMO: Centros urbanos e regiões periféricas brasileiras enfrentam desafios sócio-ambientais similares, caracterizados por um rápido aumento populacional e uma distribuição territorial desordenada. Logo, populações economicamente vulneráveis acabam ocupando locais impróprios para habitação com riscos de alagamento e/ou de instabilidade de encostas. Na geotecnia brasileira, tradicionalmente se utilizam métodos determinísticos para investigar o risco de movimentos de massa de solo e/ou rocha. Estes métodos trazem como resultados uma superfície potencial de ruptura e um fator de segurança, sendo exemplos o Método dos Taludes Infinitos e diferentes abordagens do Método das Fatias, como Fellenius, Bishop Simplificado, Janbu Simplificado e Morgenstern-Price. Já os métodos probabilísticos complementam o estudo determinístico levando em consideração a variabilidade inerente dos parâmetros de caracterização e resistência de solos. Estes métodos têm como resultado uma probabilidade de falha, como é o caso do método de Monte Carlo. O objetivo desse trabalho foi avaliar a estabilidade global de um talude de solo no município de Lavras/MG por meio de análises determinísticas e probabilísticas, cotejando os resultados com a classificação de risco previamente realizada pelo Serviço Geológico do Brasil (SGB/CPRM). As análises por ambos os métodos foram conduzidas em software de equilíbrio limite, considerando duas seções críticas: maior altura total e maior inclinação. Nestas seções, variou-se tanto a condição de saturação do maciço, como a existência de cargas aplicadas na crista, analisando os efeitos isolado e combinado destas alterações. Resultados mostraram que a seção de maior altura apresentou menores FSs nas análises determinísticas, sendo considerada mais crítica. Para melhor entendimento do efeito das alterações, calculou-se a diminuição percentual dos FSs dos cenários com carga, saturado e saturado com carga, em relação ao cenário sem carga e não saturado. Foram observadas diminuições de 15,19%, 52,94% e 56,40%, respectivamente, indicando que os efeitos destas alterações de cenário se sobrepõem em certos pontos, não sendo totalmente cumulativos. Para a seção de maior inclinação, essas diminuições foram, respectivamente, de 25,46%, 47,92% e 55,99%, indicando que a imposição de carga afeta mais os FSs de taludes mais íngremes, enquanto o aumento de saturação afeta mais os FSs de taludes mais altos. Análises probabilísticas corroboram resultados da determinística, resultando em maiores probabilidades de falha na seção de maior altura (23,57%) do que a seção de maior inclinação (8,32%) para o cenário saturado com carga. Com os resultados, foi possível reiterar a classificação do talude analisado como uma área de alto risco.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de taludes, Método do equilíbrio limite, Métodos probabilísticos de Monte Carlo, Fator de Segurança, Probabilidade de Falha.

ABSTRACT: Urban centres and peripheral areas in Brazil face similar socio-environmental challenges, characterized by a rapid and disordered growth. As a consequence, economically vulnerable populations tend to occupy inappropriate and risky areas, susceptible to flooding or landslides. In Brazilian geotechnical practice, deterministic analyses are commonly used to assess the risk of soil or rock movements. These

methods result in a potential failure surface (PFS) and a Factor of Safety (FS); examples include the Infinite Slope Method and various approaches of the Method of Slices, such as Fellenius, Simplified Bishop, Simplified Janbu, and Morgenstern-Price. Probabilistic Methods complement the deterministic approach by considering the inherent variability of soil characterization and strength parameters. These methods result in a Probability of Failure (PoF), such as the Monte Carlo Method. The objective of this study was to evaluate the global stability of a soil slope in the city of Lavras/MG through deterministic and probabilistic analyses, comparing the results with the risk classification previously established by the Geological Survey of Brazil (SGB/CPRM). Analyses for both methods were conducted using limit equilibrium software, considering two critical sections: the one with the greatest total height and the one with the steepest inclination. In these sections, both the saturation condition of the mass and the existence of surcharges on the crest were varied, analyzing the isolated and combined effects of these changes. Results showed that the section with the greatest height presented lower FS values in deterministic analyses, being considered more critical. To better understand the effect of these changes, the percentage decrease in FS was calculated for the scenarios with surcharge, saturated, and saturated with surcharge, relative to the unsaturated scenario without surcharge. Decreases of 15.19%, 52.94%, and 56.40% were observed, respectively, indicating that the effects of these scenario changes overlap at certain points and are not totally cumulative. For the steepest section, these decreases were 25.46%, 47.92%, and 55.99%, respectively, indicating that the imposition of surcharges affects the FS of steeper slopes more significantly, while increased saturation affects the FS of higher slopes more intensely. Probabilistic analyses corroborate the deterministic results, resulting in higher PoF in the section with the greatest height (23.57%) compared to the steepest section (8.32%) for the saturated scenario with surcharge. Based on these results, it was possible to reiterate the classification of the analyzed slope as a high-risk area.

KEYWORDS: Slope stability; Limit equilibrium method; Monte Carlo probabilistic methods; Factor of Safety; Probability of Failure.

1 INTRODUÇÃO

O rápido aumento populacional nos centros urbanos e regiões periféricas acarretam uma distribuição territorial desordenada e ocupação de áreas de risco, resultado da combinação de fatores socioeconômicos, culturais e políticos complexos. Em Minas Gerais, mais de 582 mil pessoas vivem em áreas de risco geológico (SGB/CPRM, 2024), definido por Cerri e Amaral (1998) como uma situação de perigo, perda ou dano, ao homem e suas propriedades, em razão da possibilidade de ocorrência de processo geológico, induzido ou não.

O Ministério das Cidades e o IPT (2007) estabeleceram uma classificação dos riscos geológicos, utilizando as categorias de baixo, médio, alto e muito alto (Tabela 1).

Tabela 1. Classificação dos riscos geológicos (adaptado de IPT, 2007).

Grau de risco	Significado
Baixo (R1)	Nas condições atuais não há risco evidente de acidentes geotécnicos ou hidráulicos.
Médio (R2)	Nas condições atuais há feições incipientes de instabilidade, indicando um risco potencial de acidentes geotécnicos ou hidráulicos
Alto (R3)	Nas condições atuais há riscos de acidentes geotécnicos ou hidráulicos graves
Muito alto (R4)	Nas condições atuais há riscos e alta probabilidade de acidentes geotécnicos ou hidráulicos graves

A ABNT NBR 11682 (2009) trouxe classificações distintas de risco (alto, médio e baixo) em decorrência do nível de segurança requerido contra a perda de vidas humanas e contra danos materiais e ambientais, apresentando fatores de segurança mínimos a depender da combinação destes cenários (Tabela 2).

Tabela 2. Fatores de segurança mínimos para deslizamentos (ABNT NBR 11682, 2009).

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Nível de segurança contra danos a vidas humanas		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,4	1,3
Médio	1,4	1,3	1,2
Baixo	1,4	1,3	1,2

No contexto do risco geológico, a avaliação da estabilidade de um talude torna-se essencial em diversas situações práticas, como em encostas naturais, cortes ou escavações, entre outras, e podem ser conduzidas por meio de métodos determinísticos, que buscam obter um Fator de Segurança (FS) (Gerscovich, 2012). A Teoria do Equilíbrio Limite se posiciona entre estes métodos, e pode ser aplicada a diversas condições distintas de geometria e homogeneidade do solo, como o Método do Talude Infinito e o Método das Fatias. Como este último é matematicamente indeterminado, diferentes simplificações matemáticas foram propostas, caracterizando-se como mais ou menos conservadoras, entre elas: Fellenius, Bishop, Janbu e Morgenstern-Price.

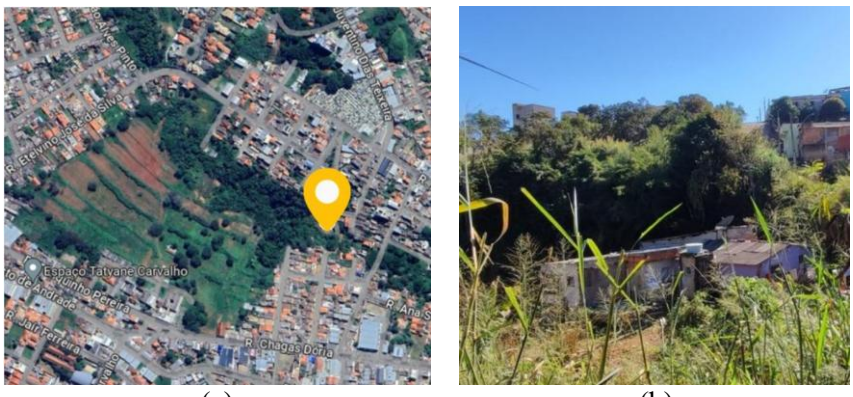
Contudo, a determinação do FS depende de parâmetros de variabilidade inerente à condição de material natural do solo e da rocha. Uma alternativa para dirimir essa dependência e avaliar os riscos de obras civis adequadamente, é realizar análises probabilísticas, incorporando a variabilidade de parâmetros-chave e resultando em uma distribuição estatística do fator de segurança, por meio da probabilidade de falha (PF) e a confiabilidade das obras. (Aoki, 2008), Pimentel *et al*., 2017). Um desses é o Método de Monte Carlo, que simula a flutuação aleatória dos parâmetros de entrada, como coesão, ângulo de atrito e peso específico, em uma função determinística (Penning, 2022; Araújo, 2013; Paula, 2014).

Neste trabalho, a estabilidade de um talude em Lavras (MG) foi analisada por métodos determinísticos e probabilísticos, utilizando software especializado. Após, os resultados destas análises foram cotejados com classificações de risco prévias.

2 METODOLOGIA

2.1 Área de estudo, seções de análise e parâmetros geotécnicos

Com base no relatório de risco do Sistema Geológico Brasileiro (SGB/CPRM, 2015) da cidade de Lavras (MG), escolheu-se uma área no Bairro Dona Flor classificada como alto risco geológico para ser estudada (Figura 1a). No local, há uma casa situada ao pé de uma encosta com aproximadamente 8 metros de altura (Figura 1b) e, a montante desta casa, há um depósito de resíduos, contendo terra, lixo e entulho, e, acima deste, uma segunda residência; ambos impondo cargas importantes ao talude, que foram contabilizadas nas análises de estabilidade.



(a) (b)

Figura 1. Local de estudo: (a) geral e (b) casa ao pé do talude.

Foi realizado levantamento topográfico por aerofotogrametria digital utilizando VANT. As 89 fotografias capturadas foram utilizadas para a geração de um modelo tridimensional utilizando o software 3DF Zephyr em sua modalidade licença educacional gratuita (Figura 2), de onde foram obtidas as duas seções críticas de análise: uma abrangendo a inclinação mais acentuada, de aproximadamente 60º (A-A'), e outra a maior altura de talude, de aproximadamente 9 metros (B-B'). O depósito de entulho e a residência à montante foram considerados cargas uniformemente distribuídas nos valores de 10 e 20 kPa, respectivamente (ABNT NBR 11682, 2009).

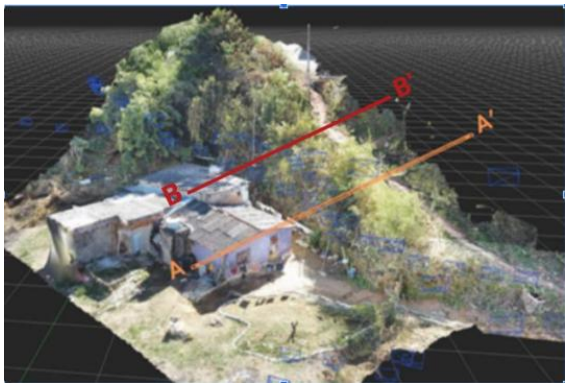


Figura 2. Modelo tridimensional da área de estudo e localização das seções críticas.

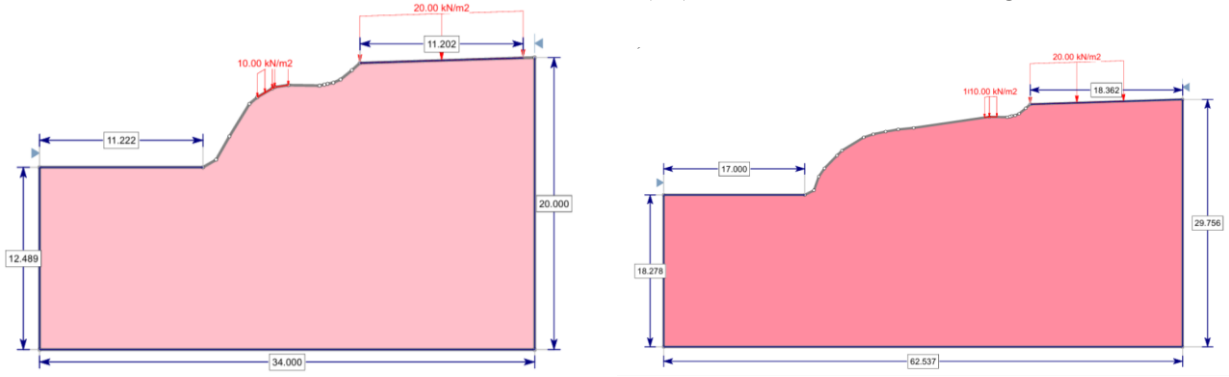
Segundo o levantamento pedológico de Silva (2017), o solo da área de estudo foi identificado como PVAd – Argissolo Vermelho-Amarelo distrófico típico. Nas simulações numéricas, foram utilizados valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento apresentados por Rocha (2003) e calculados a partir destes (Tabela 3).

Tabela 3. Parâmetros de resistência ao cisalhamento para solo PVAd (adaptado de Rocha, 2003).

Parâmetro	Valor
γ_d (kN/m³)	10,08
γ_{nat} (kN/m³)	12,65
γ_{sat} (kN/m³)	16,03
φ (°)	7,8
c (kPa)	42,39

2.2 Modelos e análises

A partir das seções A-A' e B-B', foram conduzidas análises determinísticas e probabilísticas de estabilidade em quatro diferentes cenários: (I) talude seco sem carregamentos, (II) talude seco com carregamentos, (III) talude saturado sem carregamentos e (IV) talude saturado com carregamentos.



(a) (b)

Figura 3. Geometria das seções de análise e carregamentos: a) Seção A-A'; b) Seção B-B'.

Tanto nas análises determinísticas quanto probabilísticas, os Fatores de Segurança (FS) foram calculados segundo os principais métodos de equilíbrio limites fornecidos pelo software, com diferentes simplificações das indeterminações matemáticas: Fellenius, Bishop Simplificado, Janbu Simplificado e Morgenstern-Price. Para consideração da saturação do solo, o software disponibiliza o parâmetro Ru, que representa a fração da poropressão em relação à tensão total sobre o corpo do talude. Para a condição de solo saturado, foi utilizado Ru=0,9 (empregado na prática da engenharia) e para a condição de solo totalmente seco, Ru= 0.

A variação dos parâmetros inseridos e as Probabilidades de Falha (PF) resultados das análises probabilísticas foram calculadas segundo o método de Monte Carlo com distribuição normal de probabilidade, sendo ajustados conforme sua influência na resistência ao cisalhamento do solo em: coesão e o ângulo de atrito 30%, peso específico 10% e Ru 20%.

3 RESULTADOS

3.1 Análises determinísticas e probabilísticas

Os resultados das análises determinísticas (FS mínimos) e probabilísticas (FS mínimos e PF) das seções A–A’ e B–B’, foram sintetizados na Tabela 4. Ressalta-se que os menores FS e as maiores PF encontrados para cada cenário, método e seção estão evidenciados em negrito.

Tabela 4. Resultados das análises determinísticas e probabilísticas das seções A-A’ e B-B’.

Cenário	Método	Análise determinística		Análise Probabilística			
		Seção A-A’ (FS)	Seção B-B’ (FS)	Seção A-A’ (FS)	Seção A-A’ (PF%)	Seção B-B’ (FS)	Seção B-B’ (PF)
I. Solo seco sem cargas	Fellenius	4,01	3,11	4,06	**0,10**	3,15	0,30
	Bishop	4,11	3,23	4,16	**0,10**	3,27	0,10
	Janbu	**3,90**	**2,97**	**3,96**	**0,10**	**3,01**	**0,40**
	M-P	4,11	3,23	4,17	**0,10**	3,26	0,10
II. Solo seco com cargas	Fellenius	3,09	2,71	3,13	0,70	2,73	0,70
	Bishop	3,17	2,81	3,21	0,70	2,84	0,60
	Janbu	**2,91**	**2,52**	**2,94**	**0,81**	**2,54**	**0,80**
	M-P	3,17	2,81	3,20	0,60	2,83	0,50
III. Solo saturado sem cargas	Fellenius	2,16	1,52	2,18	3,60	1,54	12,60
	Bishop	2,13	1,52	2,14	3,80	1,53	13,04
	Janbu	**2,03**	**1,40**	**2,05**	**4,12**	**1,41**	**17,85**
	M-P	2,13	1,52	2,15	3,71	1,53	13,04
IV. Solo saturado com cargas	Fellenius	1,85	1,43	1,86	5,20	1,44	16,00
	Bishop	1,84	1,42	1,85	5,50	1,44	16,25
	Janbu	**1,72**	**1,29**	**1,73**	**8,32**	**1,31**	**23,57**
	M-P	1,84	1,42	1,85	5,51	1,44	16,25

Constata-se que, em todas as seções e análises, o valor mínimo do FS decresce progressivamente do cenário I (solo seco sem cargas) para o cenário IV (solo saturado com cargas adicionais), o que era esperado, uma vez que cargas adicionais na crista aumentam os esforços solicitantes e as poropressões resultantes da saturação reduzem a resistência ao cisalhamento. Destaca-se que os menores valores de FS e os maiores de PF foram obtidos por meio do método de Janbu simplificado, demonstrado ser mais o conservador. Por outro lado, os maiores valores de FS e as menores PF, em cenários saturados, foram frequentemente obtidos pelo Método de Fellenius.

A seção B-B’, de maior altura, apresentou sempre menores valores de FS do que a seção A-A’, de maior inclinação, em todos os cenários; também apresentou as maiores PF, na maioria dos cenários. Tal parece indicar que seções de maior altura são mais afetadas tanto pelo acréscimo de carga quanto pela saturação.

Foi calculado o decréscimo do FS mínimo, encontrado pelo método de Janbu nas análises determinísticas, para os cenários II, III e IV em relação ao cenário I, de forma a melhor compreender o impacto

da adição de cargas, saturação e ambos no FS, de maneira isolada e conjunta com a inclinação e altura do talude (Tabela 5)

Tabela 5. Decréscimo do FS mínimo em relação ao Cenário I.

Cenário	Seção	
	A-A'	B-B'
	Decréscimo no FS em relação ao Cenário I (%)	
II. Solo seco com cargas	25,46	15,19
III. Solo saturado sem cargas	47,92	52,94
II+III	**73,38**	**68,13**
IV. Solo saturado com cargas	55,99	56,40

Para a seção de maior inclinação da face (A-A'), a redução do FS mínimo no cenário seco, somente devido a aplicação de cargas (Cenário II), foi de 25,46%, substancialmente maior do que aquela vista na seção de maior altura (15,19%, seção B-B'). Para o cenário saturado, tomando o Cenário III como referência, a diminuição do FS observada quando da aplicação de cargas (Cenário IV) foi de 15,27% para a Seção A-A' e 7,86% para a Seção B-B', corroborando a hipótese de que a imposição de carga afeta mais os FSs de taludes mais íngremes.

Analisando-se os pares Cenário I-III e Cenário II-IV, percebe-se que o aumento de saturação acarretou em uma redução do FS mínimo de 47,92% e 40,89% para a seção A-A' e 52,94% e 48,81% para a seção B-B', indicando que o aumento de saturação afeta mais os FSs de taludes mais altos.

Pode-se perceber que, para ambas as seções, o decréscimo do FS no cenário IV (saturação+carga) foi menor do que a soma dos decréscimos dos fatores isolados (saturação e carga).

3.3 Análise de risco

O estudo realizado na área pela SGB/CPRM em 2015 classificou a região como sendo de alto risco de deslizamentos. No presente trabalho, a área foi classificada como risco geológico alto (R3), segundo o IPT (Tabela 1), e de risco médio, conforme a ABNT NBR 11682 (2009) (Tabela 2). A seção B–B', de maior risco de ruptura, apenas no Cenário IV apresentou FS inferior ao mínimo exigido pela norma (1,4). As classificações realizadas pela SGB/CPRM e pelo método da ABNT podem ser consideradas mais conservadoras quando comparadas às análises determinísticas e probabilísticas, por serem menos descritivas. Os valores de FS e PF trazem maior segurança em relação à classificação de risco. Contudo, sugere-se manter a classificação do talude analisado como de alto risco, sendo indicada atenção dos órgãos responsáveis.

4 CONCLUSÕES

No presente estudo, analisou-se a estabilidade de um talude na cidade de Lavras (MG), previamente classificado como alto risco geológico, por métodos determinísticos e probabilísticos. Foram escolhidas duas seções críticas (maior altura e maior inclinação), investigadas em quatro cenários distintos, variando-se concomitantemente a saturação do solo e a presença de cargas na crista do talude.

Dentre as simplificações do método das fatias estudadas (Fellenius, Bishop Simplificado, Janbu Simplificado e Morgerstern-Price), Janbu se mostrou o mais conservador, resultando sempre em menores Fatores de Segurança (FS) e maiores Probabilidades de Falha (PF). Em cenários saturados, Fellenius resultou sempre em maiores FS e menores PF.

A seção de maior altura apresentou-se como mais crítica em comparação à seção de maior inclinação, tanto nas análises determinísticas – resultando menores valores absolutos de FS mínimos e maiores decréscimos de FS comparando-se diferentes cenários, quanto nas análises probabilísticas – apresentando maiores PF. A imposição de carga afetou mais o FS do talude mais íngreme, enquanto o aumento da saturação afetou mais o FS do talude mais alto. Ademais, a combinação dos fatores saturação e acréscimo de cargas gerou um menor decréscimo no FS do que a soma desses efeitos isolados.

Diferentes abordagens classificaram a área como de alto risco de deslizamentos (SGB/CPRM, 2015) e risco médio (ABNT NBR 11682, 2009). Com base nas análises probabilísticas e determinísticas efetuadas

neste trabalho, especialmente considerando-se condições de saturação e carregamento, recomenda-se manter a classificação do talude como de alto risco.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aoki, N. (2008) Dogma do fator de segurança. In: VI Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, *Anais...* ABMS. v. 1, p. 9-42.

Araújo, F. R. (2013) *Risco geotécnico: uma abordagem estocástica para análise da estabilidade de taludes da Barragem Olho d'Água no Estado do Ceará.* Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil: Geotecnia, Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 128 f.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2009). NBR 11.682: *Estabilidade de Encostas.* Rio de Janeiro.

Cerri, L. E. S.; Amaral, C. P. (1998). Riscos Geológicos. In: Oliveira, A. M. S.; Brito, S. N. A. (ed.). *Geologia de engenharia*, Oficina de Textos, São Paulo, Brasil, p. 301-310.

Gerscovich, D. M. S. (2012). *Estabilidade de taludes*. São Paulo: Oficina de Textos, 192 p.

Ministério das Cidades; Instituto de Pesquisas Tecnológicas. (2007) *Mapeamento de riscos em encostas e margens de rios.* Disponível em: http://planodiretor.mprs.mp.br/arquivos/mapeamento.pdf. Acesso em: 10 mar. 2024.

Paula, R. R. (2014) *Método de Monte Carlo e aplicações.* Monografia (Graduação em Matemática com ênfase em Matemática Computacional), Universidade Federal Fluminense, Volta Redonda, 83 f.

Penning, R. S. (2022) *Análise de estabilidade de taludes a partir do método de elementos finitos usando campos estocásticos.* Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil), Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 80 f.

Pimentel, K. C. A.; Souza, T. C.; Campello, I. C.; Silva, P. H. A. (2017) Avaliação dos Métodos Probabilísticos Aplicados à Estabilidade de Taludes de Barragens. In: XXXI Seminário Nacional de Grandes Barragens, Belo Horizonte. *Anais...* CBDB.

Rocha, W. W. (2003) *Resistência ao cisalhamento e estabilidade de taludes de voçorocas em solos da região de Lavras, MG.* Tese (Doutorado em Solos e Nutrição de Planta), Universidade Federal de Lavras, Lavras, 123 p.

Serviço Geológico Do Brasil (2015) *Ação emergencial para reconhecimento de áreas de alto e muito alto risco a movimentos de massa, enchente e inundação: Lavras – Minas Gerais.* Ministério de Minas e Energia, Brasília, 22 p.

Serviço Geológico Do Brasil (2024) *Mais de 582 mil pessoas vivem em áreas de risco geológico em Minas Gerais.* Disponível em: <https://www.sgb.gov.br/w/mais-de-582-mil-pessoas-vivem-em-areas-de-risco-geologico-em-minas-gerais>. Acesso em: 07 fev. 2026.

Silva, E. T. S. (2017) *Mapeamento digital de solos e uso de algoritmos de aprendizagem em Lavras (MG).* Tese (Doutorado em Ciência do Solo), Universidade Federal de Lavras, Lavras, 102 f.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/39

Avaliação e gestão de risco de quedas rochosas em ponto de visitação ecoturístico, Mato Grosso, Brasil.

Guilherme Passos Ribas
Eng. Geólogo, MecRoc, Belo Horizonte, Brasil, guilherme.ribas@mecroc.com.br

Ramon Danilo de Souza
Eng. Geólogo, MecRoc, Belo Horizonte, Brasil, ramon.souza@mecroc.com.br

Rodrigo Cesar Padula,
Eng. Geólogo, UnderControl, Belo Horizonte, Brasil, rodrigopadula2002@yahoo.com.br

João Paulo Monticelli
Geólogo, MecRoc, Belo Horizonte, Brasil, joao.paulo@mecroc.com.br

Alexandre Gontijo
Eng. Minas, MecRoc, Belo Horizonte, Brasil, alexandre.gontijo@mecroc.com.br

RESUMO: O ecoturismo brasileiro enfrenta o desafio de oferecer experiências seguras diante de ameaças como quedas rochosas e enxurradas em cachoeiras. Este estudo apresenta um fluxo de trabalho integrado para avaliação e gestão de riscos geológico-geotécnicos, aplicado a um estudo de caso no Centro-Oeste do Brasil. A metodologia seguiu seis etapas: (a) levantamento prévio (histórico de eventos, uso turístico e condicionantes geomorfológicas); (b) inspeção de campo para reconhecimento de feições instáveis, classificação preliminar e priorização de áreas críticas; (c) captura da realidade e ensaios *in situ* (produtos 2D/3D georreferenciados, mapeamento estrutural digital, esclerometria e avaliação JRC-JCS); (d) ensaios laboratoriais para caracterizar resistência e calibrar parâmetros; (e) análises de estabilidade por equilíbrio limite para identificar blocos críticos; (f) estimativa de alcance/atingimento dos blocos e avaliação desse risco. Os resultados foram consolidados em mapas e relatórios, com protocolos operacionais que combinam medidas estruturais e não estruturais, rotinas de monitoramento e gatilhos de interdição. A integração entre captura da realidade, investigação, calibração e modelagem reduziu incertezas, encurtou prazos de resposta e entregou subsídios diretamente aplicáveis à operação e à comunicação de risco em atrativos ecoturísticos.

PALAVRAS-CHAVE: Quedas rochosas, Ecoturismo, Ameaça, Mapeamento estrutural, Diagnósticos de riscos.

ABSTRACT: Brazilian ecotourism faces the challenge of providing safe experiences in the presence of hazards such as rockfalls and flash floods in waterfall settings. This study presents an integrated workflow for assessing and managing geological–geotechnical risks, applied to a representative case study in Central-West Brazil. The methodology comprised six sequential steps: (a) preliminary assessment (event history, tourism use, and geomorphological controls); (b) field inspection to identify unstable features, perform preliminary classification, and prioritize critical areas; (c) reality capture and in situ testing (georeferenced 2D/3D products, digital structural mapping, Schmidt hammer testing, and JRC–JCS joint condition assessment); (d) laboratory testing to characterize strength and calibrate field-derived parameters; (e) limit-equilibrium stability analyses to identify critical blocks; and (f) runout/reach estimation and risk evaluation. Results were consolidated into maps and reports, together with operational protocols combining structural and non-structural measures, monitoring routines, and closure triggers. Integrating reality capture, investigation, calibration, and modeling reduce uncertainty, shortened response time, and delivers decision-support outputs directly applicable to operations and risk communication in ecotourism attractions.

KEYWORDS: Rockfall, Ecotourism, Hazard, Structural mapping, Risk analysis.

1 INTRODUÇÃO

O turismo em áreas naturais — em especial o turismo de aventura e o ecoturismo — tem crescido no Brasil, impulsionado pela busca por experiências ao ar livre. Esse crescimento, contudo, traz como requisito central a gestão de segurança em ambientes dinâmicos e sujeitos a processos naturais. Nos últimos anos, eventos amplamente divulgados evidenciaram essa vulnerabilidade, como o tombamento flexural em Capitólio (MG), em 8 de janeiro de 2022, com vítimas (Figura 1a), desmoronamentos de rochas brandas em falésias como na Praia da Timbaú (RN) (Figura 1b) e quedas rochosas em atividades de escalada, como o caso da Pedra da Divisa (SP) (Correio Braziliense, 2021). Nesse contexto, ameaças geológicas devem ser avaliadas caso a caso, considerando condicionantes locais e adotando rotinas de avaliação de risco tecnicamente fundamentadas (DN 500, ABGE 2026). Entre as principais ameaças geológico-geotécnicas em atrativos naturais destacam-se movimentos gravitacionais de massa (p.ex., quedas, tombamentos, deslizamentos e corridas) e processos hidrológicos, como enxurradas em cachoeiras. Esses fenômenos abrangem desde ocorrências localizadas — como quedas controladas por descontinuidades — até eventos de maior magnitude e alcance, como deslizamentos e corridas, frequentemente associados a gatilhos pluviométricos, em especial chuvas rápidas e intensas (Hungr et al., 2014).

Nesse cenário, é primordial a realização de avaliações de risco em atrativos ecoturísticos por meio de métodos qualitativos (p.ex., matrizes de perigo–consequência) e/ou quantitativos (p.ex., probabilidade de ruptura, de alcance/atingimento e de exposição). Tanto em obras de infraestrutura quanto em empreendimentos turísticos, é comum combinar essas abordagens de forma progressiva: inicia-se com avaliações qualitativas para triagem e priorização de setores críticos e, quando viável, evolui-se para investigações mais detalhadas e análises quantitativas, amparadas por soluções analíticas e/ou por análises de estabilidade. Essa integração tende a reduzir incertezas e fortalecer a tomada de decisão, sobretudo em cenários com alta exposição do público e presença de infraestrutura (Ferrari et al., 2017; Mineo et al., 2018; San et al., 2020; Sarro et al., 2025; Monticelli, 2025).

Em nosso estudo apresentamos e discutimos um fluxo de trabalho para avaliação e gestão de riscos geológico-geotécnicos em um atrativo ecoturístico no Centro-Oeste do Brasil. A abordagem combina inspeções de campo, captura da realidade por VANT, mapeamento estrutural, caracterização geomecânica, análises de estabilidade e mapeamento de perigo/risco, com foco em quedas rochosas e enxurradas como processos ameaçadores prioritários. Essas atividades sustentaram um diagnóstico progressivo dos riscos na área de estudo, de modo a fornecer aos empreendedores e gestores turísticos uma base técnica para compreensão das condições de segurança do local, priorização de intervenções, técnicas de monitoramento, definição de medidas de mitigação e rotinas de gestão compatíveis com o uso recreativo do principal ativo natural deste empreendimento turístico.



Figura 1. Exemplos de casos de quedas rochosas no Brasil em áreas ecoturísticas: a) Capitólio-MG e Praia de Timbaú-RN.

2 CONTEXTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

A área de estudo, localizada no estado de Mato Grosso, situa-se na borda sul do Cráton Amazônico, no domínio da Faixa Paraguai Norte, cinturão orogênico associado à colisão entre os blocos Amazônico, São Francisco–Congo e Paranapanema durante a Orogenia Brasiliana/Pan-Africana (≈550–500 Ma). Essa evolução condicionou uma bacia de antepaís com sedimentação Neoproterozóica a cambriana, na qual se destaca o

Grupo Alto Paraguai, composto (da base para o topo) pelas formações Raizama, Sepotuba e Diamantino. Depósitos estes siliciclásticos com intercalações carbonáticas (Bandeira et al., 2007).

No ponto turístico analisado, afloram rochas da Formação Raizama, unidade Ediacarana–Cambriana que recobre discordantemente os carbonatos do Grupo Araras e registra deposição de um paleoambiente flúvio-costeira, com registros alternando entre meta-arenitos/pelitos. Os meta-arenitos são, em geral, claros, bem selecionados e com cimentação carbonática (Bandeira et al., 2007). Do ponto de vista geológico-estrutural, o setor é marcado por deformação compressiva Neoproterozóica, com dobras de alto ângulo, falhas inversas e fraturamento associado. As principais descontinuidades na Formação Raizama apresentam direção preferencial NE–SW, com mergulho para SE, e conjuntos secundários NW–SE com mergulhos variados.

3 METODOLOGIA

A metodologia consistiu em um fluxo de trabalho desenvolvido pela equipe MecRoc para integrar etapas de campo, aquisição e processamento de dados, mapeamento estrutural, caracterização geomecânica e análises de estabilidade e risco em maciços rochosos fraturados, aqui aplicado a um atrativo de turismo de aventura. Abordagens semelhantes têm sido empregadas em contextos ecoturísticos envolvendo falésias, parques, ilhas e sítios de escalada (Mineo et al., 2018; San et al., 2020; Sarro et al., 2025; Monticelli, 2025). O fluxo de atividades é sintetizado na Figura 2.

Inicialmente, foram realizadas inspeções de campo no atrativo e em áreas adjacentes para reconhecimento geológico-geotécnico, caracterização do uso turístico e identificação da infraestrutura associada. Nessa etapa, foram mapeadas litologias, zonas de alteração, evidências de instabilidade e padrões de descontinuidades, permitindo uma triagem qualitativa do perigo, a priorização de setores críticos e a definição de alvos para levantamentos remotos. Na ausência de dados prévios, a avaliação preliminar seguiu Ferrari et al. (2017), subsidiando a seleção de setores com potencial de instabilidade para investigações detalhadas.

Definidos os setores críticos, foram executados aerolevantamentos com drones para aquisição de imagens e geração de produtos georreferenciados, como ortomosaicos, modelos de superfície, nuvens de pontos e malhas 3D. Essa etapa permitiu obter dados com rapidez e alta densidade, reduzir a exposição da equipe em áreas instáveis e garantir base geométrica compatível com as análises geotécnicas. Foram utilizados DJI Matrice 300 RTK, com câmera Zenmuse P1 e sensor Zenmuse L1 em setores com cobertura vegetal, além de Mavic 3 RTK para levantamentos de detalhe.

Os dados foram processados para geração de modelos tridimensionais georreferenciados do talude. O mapeamento de descontinuidades, incluindo orientação, espaçamento e extensão de traços, foi realizado no ShapeMetriX 3D (3GSM®), seguido de tratamento estatístico e definição das famílias sistemáticas de juntas. Com base nesses resultados, foram conduzidas análises cinemáticas considerando a geometria do talude, as famílias de descontinuidades e o ângulo de atrito de pico estimado, de modo a verificar a possibilidade de rupturas planares, em cunha e por tombamento.



Figura 2. Fluxograma metodologico implementado pela equipe MecRoc Engenharia.

A caracterização geomecânica combinou ensaios de campo e laboratoriais para estimar a resistência ao cisalhamento ao longo das descontinuidades. Foram realizadas campanhas de esclerometria com esclerômetro tipo N em superfícies rochosas acessadas por corda pela equipe MecRoc, certificada para trabalhos em altura, além da coleta de amostras para ensaios de resistência à compressão uniaxial. A correlação entre os índices de rebote e a RCU subsidiou a calibração dos parâmetros adotados nas análises.

Por fim, as rupturas potenciais identificadas foram avaliadas por equilíbrio limite, com estimativa do fator de segurança. A resistência ao cisalhamento ao longo de descontinuidades rugosas foi estimada pelo critério de Barton e Choubey (1977), com parâmetros obtidos em campo e laboratório. O diagnóstico de risco considerou a probabilidade de desprendimento, a interação com o relevo e o potencial de atingimento das áreas

de visitação. Para a delimitação das zonas de perigo, foi empregada a metodologia GIDES (Pimentel e Santos, 2018), integrando critérios topográficos, dados de campo e informações de gabinete. Os produtos obtidos subsidiaram a proposição de medidas estruturais e não estruturais para mitigação e gestão do risco de quedas rochosas.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Inspeção e diagnóstico preliminar

As inspeções de campo no atrativo com queda d'água evidenciaram condicionantes geológico-estruturais favoráveis à instabilização do maciço rochoso e à ocorrência de quedas de blocos. A queda, com aproximadamente 60 m, está inserida em contexto deformacional associado ao flanco de uma sinclinal e a uma zona de falha, o que tende a intensificar o grau de fraturamento. No paredão e no entorno do poço foram observados blocos de diferentes dimensões, sugerindo episódios sucessivos de ruptura, além de blocos emergentes e submersos na base (Figura 3). Esse arranjo, combinado à altura do talude e ao fraturamento, é compatível com cenários de queda de blocos, sobretudo durante ou após chuvas intensas, quando a saturação das descontinuidades e o aumento de vazão podem atuar como gatilhos na movimentação de blocos.



Figura 3. Diagnóstico preliminar de perigo (sem dados prévios): a) area fonte e seu b) depósito de blocos.

Como diagnóstico preliminar e expedito, aplicou-se a abordagem de Ferrari et al. (2024), concebida para identificação rápida do perigo mesmo na ausência de dados prévios detalhados. Conforme esse método, a presença de blocos acumulados, blocos ainda "em posição" no maciço e cicatrizes de destacamento são indicadores diretos de magnitude e atividade de quedas rochosas. No local, a recorrência desses elementos e a evidência de desplacamentos em múltiplas escalas sustentam a classificação preliminar de perigo moderado a alto para quedas rochosas, justificando a priorização das etapas de captura da realidade, mapeamento estrutural e análises de estabilidade desse local prioritariamente em detrimento de outras áreas turísticas do empreendimento.

Do ponto de vista operacional, a visitação ocorre em grupos guiados, com permanência típica da ordem de dezenas de minutos no poço, concentrando usuários no espelho d'água e em margens próximas. O uso de coletes é obrigatório, e a segurança depende principalmente da condução dos guias e da delimitação efetiva das áreas de permanência, aspectos diretamente relevantes para reduzir a exposição em setores potencialmente atingíveis por blocos que podem se desprender do maciço rochoso.

4.2 Geração de modelos tridimensionais, mapeamento estrutural e análises cinemáticas

Com os modelos 3D georreferenciados consolidados (Figura 4a-c), realizou-se o mapeamento estrutural diretamente na superfície digital, extraindo orientações (direção/mergulho) das descontinuidades e agrupando-as em famílias, com registro de atributos quando observáveis (ex.: comprimento dos traços, espaçamento e atitude) (Figura 4d-e). Essa abordagem assegura consistência entre feições mapeadas e a trama estrutural do maciço rochoso onde cachoeira está situada, fornecendo a base para as análises cinemáticas e de estabilidade por equilíbrio limite.

O mapeamento estrutural e análise dos polos em estereogramas indicou três famílias principais de descontinuidades presentes no maciço rochoso, além de ocorrências aleatórias. As atitudes médias observadas foram, F1: 076°/85°, F2: 340°/40° e F3: 162°/56° (Figuras 4d-e). As famílias F1 e F2 correspondem a conjuntos de cisalhamento, moderadamente persistentes e rugosos, por vezes alterados, enquanto F3 representa o acamamento metassedimentar, basculado tectonicamente e em concordância com o contexto regional. Para a face do talude, apesar da geometria irregular, adotou-se uma orientação representativa média de 310°/75°, e um ângulo de atrito arrojado ($\varphi = 30°$) para a análise dos possíveis mecanismos de ruptura deste talude, como a ruptura planar, em cunha e por tombamento. Os resultados indicaram predominância de rupturas em cunha e tombamentos diretos, com ocorrência secundária de ruptura planar, enquanto o tombamento flexural mostrou-se cinematicamente improvável para o setor analisado.

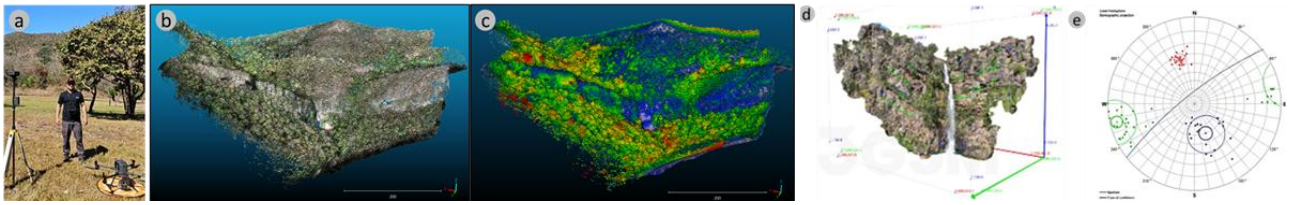


Figura 4. Captura da realidade geotécnica: a) equipamentos utilizados, b) nuvem de pontos, c) classificação dos pontos, d) mapeamento estrutural, e) estereograma das famílias de descontinuidades.

4.3 Ensaios geomecânicos de campo e de laboratório

Os ensaios de esclerometria apresentaram boa coerência conforme variabilidade geológica dos planos amostrados ao longo do talude rochoso. As superfícies investigadas em campo exibiram valores finais de repique entre 48 e 73. Em laboratório, os ensaios de resistência à compressão uniaxial (RCU) foram realizados com blocos coletados na base da cachoeira. Conforme sugestão da ISRM (1979), as RCU foram corrigidas para diâmetro equivalente de 50 mm (Hoek e Brown, 1980), permitindo calibrar a resistência de forma padronizada e reprodutível do litotipo analisado.

Os resultados de campo e laboratório foram integrados para estabelecer correlações físico-mecânicas (Figura 5d). O comportamento é típico de rocha intacta de alta resistência e baixa deformabilidade quando sã a levemente alterada, contudo é observada uma tendência de redução de resistência compatível com progressão de alteração nas amostras ensaiadas em laboratório bem como estimadas com dados de campo (Figura 5d). Por consequência, a degradação físico-mecânica da rocha e descontinuidades é esperada com o intemperismo. Essa tendência foi considerada de forma conservadora nas análises de estabilidade, com recomendação de ampliação amostral da condição de alteração dos blocos ensaiados para reduzir incertezas.

Entretanto, os parâmetros estimados dessas correlações foram utilizados para estimar atrito residual e a resistência das paredes das descontinuidades, alimentando o critério de Barton e Choubey (1977) nas análises de equilíbrio limite, em conjunto com o mapeamento das famílias de descontinuidades aflorantes do maciço rochoso. Essa abordagem manteve rastreável o encadeamento entre ensaios, calibração de parâmetros e adoção de critérios e fatores de segurança empregados na análise de estabilidade e identificação de blocos críticos (baixo fator de segurança).



Figura 5. Campanhas de ensaios geomecânicos: a-b) levantamento de campo por acesso vertical (Irata n°1 e 2 - MecRoc Engenharia) e c-d) análise laboratorial.

4.4 Análises de estabilidade por equilíbrio limite

A partir do aerolevantamento foi gerado um MDT/MDS de alta resolução (Figura 5b), empregado como base geométrica no RocSlope 3D para modelagem do talude rochoso e execução das verificações por equilíbrio limite (Figura 6a). A geometria tridimensional permitiu representar a irregularidade do paredão e sua relação com o pé do talude, reduzindo simplificações típicas de seções 2D. Sobre essa geometria, as famílias de descontinuidades foram incorporadas, com posição e tamanho definidas no mapeamento estrutural, de modo a compor os conjuntos de planos que delimitam blocos e controlam os mecanismos potenciais de ruptura (Figura 6b-c). As verificações por equilíbrio limite foram conduzidas utilizando o critério de resistência ao cisalhamento de Barton e Choubey (1977), por ser mais representativo para descontinuidades rugosas em vários graus de alteração. Os parâmetros JCS (resistência das paredes da junta) e atrito residual (φr) foram estimados com base nos valores e estado de alteração observado em campo. Adicionalmente, adotou-se postura conservadora ao tratar a anisotropia metassedimentar como uma descontinuidade potencialmente persistente e com coesão nula, passível de delimitar blocos de rocha

Com base no conjunto de evidências de alteração e heterogeneidade do maciço, foram definidos três cenários de propriedades geotécnicas para as descontinuidades: (i) condição favorável, representando rocha fresca a pouco alterada (φr ≈ 28°; JCS ≈ 300–500 MPa; JRC ≈ 12); (ii) condição intermediária, associada a descontinuidades moderadamente alteradas (φr ≈ 23,7°; JCS ≈ 100–300 MPa; JRC ≈ 12); e (iii) condição desfavorável, representando estado muito a completamente alterado (φr ≈ 19,4°; JCS < 100 MPa; JRC ≈ 12). Esses intervalos são compatíveis e representam a redução progressiva de resistência com o avanço do intemperismo, podem assim ser um dos mecanismos principais no desprendimento de blocos e cunhas do maciço rochosos da cachoeira. No cenário favorável, a maioria das geometrias de blocos identificadas não alcança condição crítica (FS acima do limiar de referência adotado), sugerindo relativa estabilidade quando as superfícies estão em melhor condição mecânica. Entretanto, essa resposta contrasta com a evidência de blocos acumulados na base do talude observada em campo, indicando que as condições atuais e/ou episódicas (p.ex., saturação, degradação localizada) tendem a se aproximar dos cenários intermediário e desfavorável.

Nos cenários intermediário e desfavorável, o modelo identificou diversos blocos críticos com FS frequentemente < 1,3 (Figura 6b-c), compatíveis com instabilidades controladas por descontinuidades sob redução de resistência. Os volumes estimados variaram de 0,1 a 1,5 m³, abrangendo desde desprendimentos localizados até blocos com potencial de maior impacto, sobretudo no cenário mais desfavorável. Em termos de mecanismo, os blocos críticos concentram-se em configurações coerentes com a cinemática previamente indicada (predominância de cunhas e tombamentos diretos, com ocorrência secundária de planar), reforçando a consistência entre triagem geométrica e verificação por equilíbrio limite.

Em síntese, a integração entre geometria 3D, mapeamento estrutural e parâmetros calibrados por ensaios sustenta a interpretação de que a degradação progressiva das descontinuidades é um fator-chave para explicar o padrão de instabilidade observado no setor da cachoeira (Figura 3). Além de qualificar os cenários de instabilidade, os resultados fornecem base técnica para: (i) hierarquizar setores e blocos com maior criticidade, (ii) orientar medidas de mitigação estruturais e não estruturais, e (iii) subsidiar o diagnóstico de perigo e risco integrado à operação do atrativo.



Figura 6. Analise de estabildiade por equilíbrio limite: a) geometria da cachoeira, b) fator de segurança e c) magnitude dos blocos criticos.

4.5 Diagnósticos de riscos qualitativos

As análises de estabilidade por equilíbrio limite, considerando os cenários adotados, identificaram vários blocos críticos no talude rochoso, com potencial de desprendimento na área-fonte e alcance até setores de visitação. Em função disso, procedeu-se ao diagnóstico de risco, integrando os resultados de estabilidade ao mapeamento espacial de perigo e exposição. Seguindo as diretrizes do GIDES, os produtos foram organizados em mapas e plantas georreferenciadas, incorporando o uso turístico e a infraestrutura existente como elementos expostos (Figura 7). A área-fonte de quedas rochosas foi delimitada a partir de critérios topográficos aplicados ao modelo de terreno de alta resolução (declividade e altura de afloramentos), combinados com inspeções de campo e com a evidência de escarpas ativas destacadas pelas análises de estabilidade (Figura 6). A área-fonte resultante estende-se por cerca de 500 m ao longo do talude em maciço rochoso fraturado.

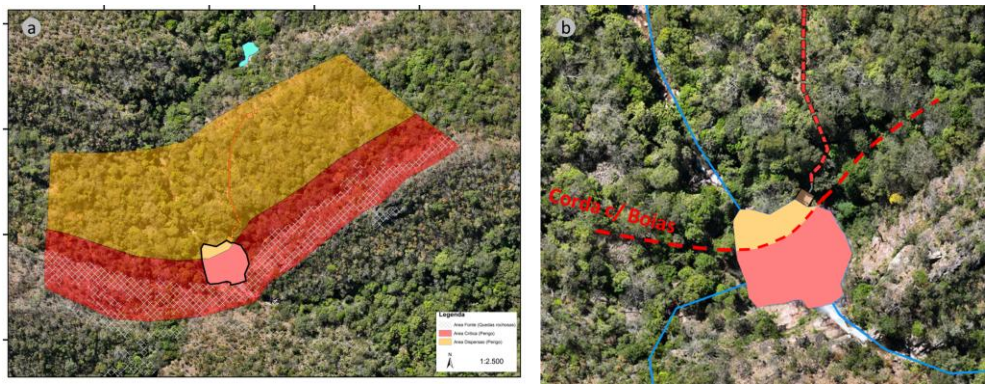


Figura 7. Diagnóstico de riscos: a) mapa de perigo para quedas rochosas e b) medidas estruturais indicadas.

A jusante da escarpa, definiu-se uma zona crítica de impactos imediatos até aproximadamente 30 m do pé do talude, seguida por uma zona de dispersão, representando o corredor de trânsito e deposição de blocos e permitindo estimar o alcance máximo das trajetórias (Figura 7). A integração entre o mapa de perigo e a exposição dos elementos antrópicos indicou predominância de perigo alto a muito alto e, consequentemente, risco alto a muito alto em setores onde áreas de banho e infraestruturas, uma vez que estas se sobrepõem às zonas crítica e de dispersão. De forma preliminar e imediata, um cordão com boiais foi recomendado como medida estrutural básica para evitar a exposição de elementos antrópicos na área crítica a quedas de blocos. Entretanto,

5 CONCLUSÃO

As ameaças principais ao uso turístico do local são quedas rochosas e enxurradas/cabeças d'água. A condição do maciço, mecanismos e estabilidade. Ensaios de campo e laboratório indicam rocha competente quando sã a pouco alterada, porém com tendência de degradação por intemperismo, o que reduz gradativamente a resistência das descontinuidades. O maciço fraturado permite rupturas planares, em cunha e tombamento, coerentes com observações de campo e análises em modelo 3D. No equilíbrio limite, com parâmetros calibrados e cenários favorável–desfavorável, foram identificados blocos críticos, com FS frequentemente < 1,3 no cenário mais desfavorável, compatíveis com a dinâmica regressiva e depósitos na base do talude.

O diagnóstico de risco geológico-geotécnico foi fundamental para delimitar a área-fonte e suas porções críticas para a estabilidade de blocos, bem como a zona de impactos imediatos e área de dispersão em casos de rupturas, indicando que parcela relevante da visitação pode estar exposta a trajetórias e alcance de blocos, isto é, com risco alto a muito alto. Enxurradas podem ainda agravar este cenário por aumento de energia hidráulica e remobilização de material do leito do rio, exigindo monitoramento conjugados (vazão-pluviometria) e protocolos de alerta/fechamento por gatilhos dos referentes variáveis.

O estabelecimento de estratégias para conviver com este risco e a implementação de plano de gestão e controle do terreno, combinando: (i) controle de exposição (delimitação e capacidade de carga), (ii)

comunicação e capacitação (guias e sinalização), (iii) manutenção preventiva (abatimentos periódicos) e (iv) monitoramento remoto com gatilhos operacionais; é inerente para os operadores turísticos.

AGRADECIMENTOS

A MecRoc agradece ao operador ecoturístico pelo apoio às atividades e aos parceiros e desenvolvedores dos programas ShapeMetriX 3D (3GSM®) e Rocscience Inc., utilizadas neste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Correio Braziliense, 2021. Pedra se solta e mata estudante durante escalada. https://www.correiobraziliense.com.br/brasil/2021/11/4960302-pedra-se-solta-e-mata-estudante-durante-escalada.html (accessed 3.9.25).

Hungr, O., Leroueil, S., Picarelli, L., 2014. The Varnes classification of landslide types, an update. Landslides 11, 167–194. https://doi.org/10.1007/s10346-013-0436-y

American Society for Testing and Materials. (2005). Standard test method for determination of rock hardness by rebound hammer method. ASTM International.

Aydin, A. ISRM Suggested Method for Determination of the Schmidt Hammer Rebound Hardness: Revised Version.International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, v. 46, n. 4, p. 627–634, 2009. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2008.01.020

Bandeira, J. B. C. da S. Jr., Nogueira, A. C. R., Petri, S., Riccomini, C., Trindade, R. I. F., Sial, A. N. (2007). Depósitos litorâneos neoproterozóicos do Grupo Alto Paraguai no sudoeste do Cráton Amazônico, região de Mirassol d'Oeste, Mato Grosso. Revista Brasileira de Geociências, 37(3), 595–606.

Barton, N., Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock mechanics, 10(1), 1-54.

Hoek, E., E. T. Brown (1980). Underground Excavations in Rock. London: IMM. The Institution of Mining and Metallurgy, 527 p.

Pimentel, J., Santos, T.D., 2018. Manual de Mapeamento de Perigo e Risco a Movimentos Gravitacionais de Massa - Projeto de Fortalecimento da Estratégia Nacional de Gestão Integrada de Desastres Naturais - Projeto Gides. CPRM/SGB.

Norma ABGE 500/ no prelo: Inspeção geológico-geotécnica em áreas de ecoturismo. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental, ABGE. Série 500 Ecoturismo /Turismo de aventura.

Monticelli, J. P. (2025). A geotechnical methodology for risk assessment in adventure tourism: the case of climbing. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. doi:10.11606/T.18.2025.tde-10122025-161116.

San, N.E., Topal, T., Akin, M.K., 2020. Rockfall Hazard Assessment Around Ankara Citadel (Turkey) Using Rockfall Analyses and Hazard Rating System. Geotech Geol Eng 38, 3831–3851. https://doi.org/10.1007/s10706-020-01261-1

Mineo, S., Pappalardo, G., Mangiameli, M., Campolo, S., Mussumeci, G., 2018. Rockfall Analysis for Preliminary Hazard Assessment of the Cliff of Taormina Saracen Castle (Sicily). Sustainability 10, 417. https://doi.org/10.3390/su10020417

Sarro, R., Rossi, M., Reichenbach, P., Mateos, R.M., 2025. From rockfall source area identification to susceptibility zonation: a proposed workflow tested on El Hierro (Canary Islands, Spain). Nat. Hazards Earth Syst. Sci. 25, 1459–1479. https://doi.org/10.5194/nhess-25-1459-2025

Ferrari, F., Giacomini, A., Thoeni, K., Lambert, C., 2017. Qualitative evolving rockfall hazard assessment for highwalls. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 98, 88–101. https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2017.07.013

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/40

Avaliação Geotécnica e Soluções para Taludes Instáveis na BR-393/RJ: Inspeção Extraordinária em Atuação com o PROARTE/DNIT

Alexandre Gil Batista Medeiros
Analista em Infraestrutura de Transportes, DNIT, Brasília, Brasil, alexandre.medeiros@dnit.gov.br

Alexandre Menezes Resque de Oliveira
Engenheiro Civil Sênior, DNIT, Brasília, Brasil, alexandre.menezes@dnit.gov.br

Francesca Emmanuelle Leite Viana Abreu
Analista em Infraestrutura de Transportes, DNIT, Londrina, Brasil, francesca.abreu@dnit.gov.br

José Bruno Primo do Nascimento
Engenheiro Civil, DNIT, Brasília, Brasil, jose.primo@dnit.gov.br

RESUMO: Este trabalho apresenta um estudo de caso referente à inspeção extraordinária realizada no trecho entre os km 105+300 e 288+60 da BR-393/RJ, no âmbito das ações da Coordenação de Manutenção de Estruturas e Contenções - COMEC/DNIT, no qual foram avaliados sete pontos com instabilidades geotécnicas previamente identificadas em relatório técnico da supervisora contratada, abrangendo manifestações patológicas como erosões progressivas, trincas de tração, recalques diferenciais, instabilidade ativa de aterros, deficiência de drenagem superficial e profunda e risco de queda de blocos em maciços rochosos; com base nos levantamentos de campo, na análise geotécnica dos mecanismos de ruptura e nas diretrizes do PROARTE, foram propostas soluções preliminares e definitivas, incluindo readequação e implantação de sistemas de drenagem, solo grampeado, cortinas atirantadas, telas metálicas de alta resistência e contenções em gabião, contribuindo para a sistematização técnica de inspeções extraordinárias em rodovias federais e para o aprimoramento da gestão de risco geotécnico na infraestrutura rodoviária.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de Taludes; PROARTE; Inspeção Extraordinária; Contenções; Manutenção Rodoviária.

ABSTRACT: This paper presents a case study on the extraordinary inspection carried out on the stretch between km 105+300 and km 288.60 of the BR-393/RJ highway, within the scope of actions by the Coordination of Maintenance of Structures and Retaining Works (COMEC/DNIT). Seven sites with geotechnical instabilities previously identified in a technical report by the contracted supervisor were evaluated, encompassing pathological manifestations such as progressive erosion, tensile cracks, differential settlements, active instability of embankments, deficient surface and deep drainage, and risk of rockfalls. Based on field surveys, geotechnical analysis of failure mechanisms, and the PROARTE guidelines, preliminary and definitive solutions were proposed, including the improvement and implementation of drainage systems, soil nailing, tied-back retaining walls, high-strength steel meshes, and gabion retaining structures. This study contributes to the technical systematization of extraordinary inspections on federal highways and to the improvement of geotechnical risk management in road infrastructure.

KEYWORDS: Slope Stability; PROARTE; Extraordinary Inspection; Retaining Structures; Road Maintenance.

1 INTRODUÇÃO

A estabilidade de taludes rodoviários é fator essencial para a segurança e a operação da infraestrutura de transportes, especialmente em regiões suscetíveis a processos erosivos e movimentos de massa. Instabilidades em cortes e aterros podem provocar deformações na pista, interrupções no tráfego e riscos aos usuários, exigindo diagnóstico e intervenções técnicas adequadas. Nesse contexto, a inspeção extraordinária, prevista na Norma DNIT 010/2024 – PRO (DNIT, 2024), constitui importante instrumento de avaliação em situações que possam comprometer a estabilidade de estruturas e taludes. No âmbito do PROARTE, foram identificadas manifestações geotécnicas relevantes no trecho da BR-393/RJ entre os km 105+300 e 288+60, incluindo erosões, deslizamentos superficiais e risco de queda de blocos. Assim, este trabalho apresenta um estudo de caso dessa inspeção extraordinária, sistematizando os diagnósticos geotécnicos, os mecanismos de instabilidade observados e as diretrizes preliminares e definitivas de intervenção.

2 CARACTERIZAÇÃO DOS PONTOS DE INSTABILIDADE

Esta seção apresenta a caracterização geral do trecho da rodovia objeto da inspeção extraordinária, incluindo sua localização, extensão e contextualização geográfica. Também são descritos os pontos específicos onde foram identificadas manifestações de instabilidade geotécnica, com base em levantamentos de campo e registros técnicos. A caracterização do trecho e dos pontos críticos permite compreender o contexto físico e operacional da rodovia, servindo de base para a análise dos mecanismos de instabilidade e definição das diretrizes de intervenção.

2.1 Dados do Trecho da Rodovia Inspecionada

O trecho analisado corresponde ao segmento da BR-393/RJ localizado entre os municípios de Vassouras/RJ e Além Paraíba/MG, compreendendo aproximadamente 183,30 km de extensão, entre os km 105,30 e 288,60. Trata-se de um corredor rodoviário importante para a integração regional e o transporte de cargas no estado do Rio de Janeiro, atravessando áreas com relevo ondulado a montanhoso e presença significativa de cortes e aterros rodoviários. A caracterização geral do trecho, apresentada na Tabela 1, sintetiza as principais informações operacionais e geográficas consideradas para a análise das condições geotécnicas observadas durante a inspeção.

Tabela 1. Dados do trecho da rodovia inspecionada.

Rodovia:	BR-393/RJ
Trecho:	Entre os Municípios de Vassouras/RJ e Além Paraíba/MG.
Segmento:	km 105,30 a 288,60
Extensão:	183,30 km
UL:	Rio de Janeiro

2.2 Localização dos Pontos

A Figura 1 apresenta a localização dos pontos de instabilidade identificados ao longo do trecho inspecionado da BR-393/RJ. Os pontos foram georreferenciados com base nos marcos quilométricos da rodovia e distribuídos ao longo do segmento analisado, concentrando-se principalmente em áreas com presença de taludes de corte, aterros rodoviários e maciços rochosos. A representação espacial desses pontos permite visualizar sua distribuição ao longo do corredor rodoviário e compreender o contexto geomorfológico em que se inserem, facilitando a análise integrada dos processos de instabilidade observados.

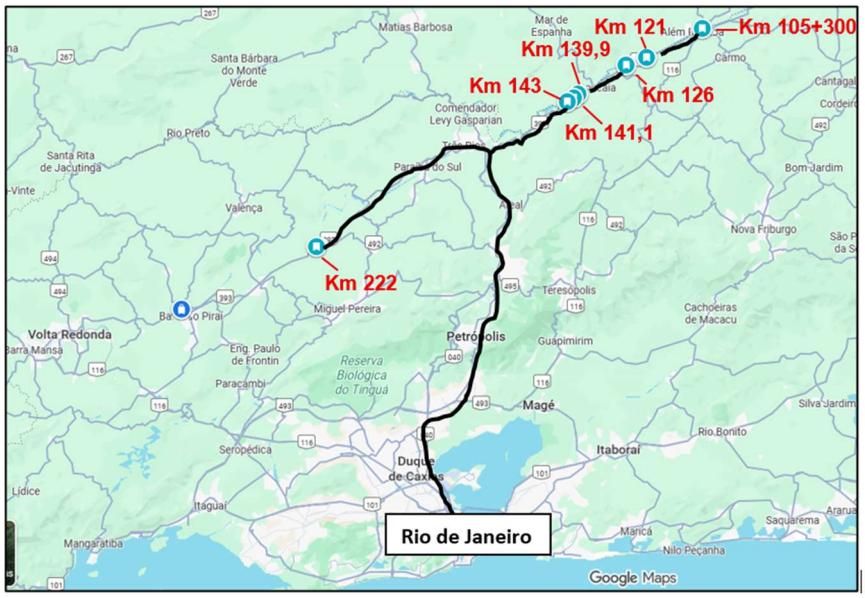


Figura 1 – Localização dos pontos de inspeção no trecho da BR-393/RJ – Fonte Google Maps.

2.3 Identificação dos Pontos de Instabilidade

Foram identificados sete pontos com manifestações de instabilidade ao longo do trecho inspecionado da BR-393/RJ, abrangendo diferentes tipologias geotécnicas, como taludes de corte em solo residual, taludes mistos solo-rocha, aterros rodoviários e maciços rochosos. As ocorrências incluem processos erosivos progressivos, fissuração e recalques em aterros, deslizamentos superficiais e queda potencial de blocos rochosos, associados principalmente à deficiência de drenagem superficial e subsuperficial, infiltração de águas pluviais e processos de intemperismo. A identificação e caracterização desses pontos resultaram de inspeções de campo e análise dos registros técnicos disponíveis, permitindo a avaliação preliminar dos mecanismos de instabilidade, do nível de risco associado e da priorização das intervenções de estabilização e manutenção necessárias para garantir a segurança operacional da rodovia. Fundamentada no Relatório de Inspeção Técnica Extraordinária de Contenções - RIT 006/2025, elaborado pelo Consórcio Infragestão Rodoviária (2025), foi extraída a Tabela 2, que apresenta os pontos inspecionados com suas características.

Tabela 2. Resumo dos pontos inspecionados.

Ponto	Km	Patologia principal	Causa provável	Mecanismo de ruptura provável	Risco	Prioridade
1	105+300	Erosão em taludes de encontro	Ausência de drenagem	Erosão laminar	Médio	Alta
2	121	Erosão severa em talude misto	Fluxo de águas pluviais descontrolado	Erosão	Médio	Alta
3	126	Ruptura de aterro	Infiltração + carregamento	Ruptura progressiva	Alto	Emergência
4	139,9	Erosão e fissuras	Drenagem deficiente	Instabilidade superficial	Médio	Alta
5	141,1	Fissuras e desplacamento	Drenagem deficiente	Desplacamento	Alto	Emergência
6	143	Deslizamento	Saturação do maciço	Ruptura planar	Médio	Alta
7	222	Queda de blocos	Intemperismo + drenagem deficiente	Tombamento	Alto	Emergência

2.3.1 Ponto 1 - Km 105+300

Os taludes de encontro da ponte apresentam erosão superficial, ausência de proteção vegetal e ineficiência do revestimento em rip-rap na porção superior do talude sentido Minas Gerais. O sistema encontra-se deformado e incapaz de conter o escoamento concentrado. No sentido Rio de Janeiro, a inexistência de drenagem superficial adequada favorece processos erosivos regressivos, de acordo com a Figura 2.



Figura 2 – Talude de encontro de ponte sem proteção superficial.

2.3.2 Ponto 2 - Km 121

Talude misto de rocha residual e solo intemperizado apresenta erosão significativa no topo, associada à ausência de drenagem. A porção superior é formada por solo residual maduro suscetível à erosão. Altura estimada de 35 m e 200 m de extensão, conforme visto na Figura 3:



Figura 3 – Vista frontal do talude com processo erosivo.

2.3.3 Ponto 3 - Km 126

Trata-se de talude de aterro com aproximadamente 10 m de altura e 200 m de extensão, apresentando trincas de tração de grande abertura e profundidade, associadas ao colapso parcial do acostamento e da terceira faixa de rolamento. Observa-se movimentação ativa do maciço a jusante, com fissuras longitudinais indicativas da formação de superfície de ruptura e evolução das trincas no pavimento em relação ao registro do relatório preliminar. A cravação de defensas metálicas foi adotada como medida paliativa, porém mostrou-se ineficaz, configurando situação de emergência geotécnica. O conjunto de evidências indica processo de ruptura progressiva do aterro, agravado por erosão acelerada e falhas no sistema de drenagem superficial, possivelmente relacionadas ao intenso fluxo de águas pluviais, conforme ilustrado na Figura 4.



Figura 4 – Extensão e profundidade das trincas devido à movimentação do aterro rodoviário.

2.3.4 Ponto 4 - Km 139,9

O ponto analisado corresponde a um talude de corte em solo residual localizado a montante da rodovia, com altura aproximada de 10 m em relação à pista e extensão estimada de 50 m, apresentando cicatrizes de erosão e fissuras transversais ao longo do maciço. Durante a vistoria constatou-se a ausência de cobertura vegetal em toda a superfície do talude, condição que favorece o escoamento superficial e o desenvolvimento de processos erosivos. Adicionalmente, foram identificadas deformações no pavimento próximo ao bordo jusante da rodovia, nas proximidades de um bueiro existente, possivelmente relacionadas a problemas de estabilidade ou recalques no corpo de aterro, conforme apresentado na Figura 5 a seguir.



Figura 5 – Vista superior do talude sem cobertura vegetal e com processos erosivos presentes.

2.3.5 Ponto 5 - Km 141,1

O talude apresenta grandes dimensões e é constituído predominantemente por solo residual associado a rochas em processo de decomposição (saprólito). Embora existam canaletas implantadas na crista, foram observadas evidências de baixa eficiência do sistema de drenagem, favorecendo o escoamento superficial ao longo da face do talude e contribuindo para o desenvolvimento de processos erosivos. Adicionalmente, verificou-se a presença de vegetação que se desenvolve no interior de fissuras do maciço, condição que pode intensificar o processo de intemperismo e favorecer o desplacamento de blocos intemperizados, de acordo com a Figura 6.



Figura 6 – Talude fraturado com crescimento da vegetação.

2.3.6 Ponto 6 - Km 143

O talude, constituído por solo residual maduro, apresenta cicatriz de deslizamento e focos de erosão superficial e linear associados ao escoamento de águas pluviais, indicando deficiência no sistema de drenagem na crista. A encosta possui cerca de 4 m de altura em relação ao greide da pista e aproximadamente 60 m de extensão (Figura 7). A análise geotécnica sugere ocorrência de ruptura planar superficial relacionada à infiltração e à drenagem ineficiente, condição que pode reduzir significativamente a resistência do solo residual quando saturado.



Figura 7 – Vista frontal do talude com cicatrizes do processo erosivo.

2.3.7 Ponto 7 - Km 222

O talude corresponde a um corte em maciço rochoso com presença localizada de solo e rocha intemperizada, apresentando cerca de 100 m de extensão e altura elevada. Observa-se ausência de sistema de drenagem eficiente, favorecendo a percolação superficial e o avanço do intemperismo, o que contribui para a instabilidade do maciço. Além disso, foi identificado plano de descontinuidade com mergulho em direção à rodovia, condição desfavorável à estabilidade e associada ao risco de tombamento e queda de blocos (Figura 8). A análise geotécnica indica mecanismo de ruptura compatível com desplacamento e tombamento de blocos, potencializado pela presença de fraturas abertas e intemperizadas.



Figura 8 – Talude com evidência de desplacamentos de blocos intemperizados.

3 ANÁLISE GEOTÉCNICA DOS MECANISMOS DE RUPTURA

A análise geotécnica dos pontos inspecionados indica que as instabilidades observadas estão principalmente associadas à deficiência de drenagem superficial e subsuperficial, à infiltração de águas pluviais e ao desenvolvimento de processos erosivos. Os mecanismos predominantes incluem erosão laminar evoluindo para ravinamento, ruptura progressiva de aterros com formação de trincas de tração, instabilidade superficial em taludes de solo residual saturado e desplacamento ou tombamento de blocos em maciços rochosos fraturados, conforme descrito na literatura geotécnica aplicada à estabilidade de taludes rodoviários (IPT, 1991; ABNT, 2009). Como medidas de estabilização, foram propostas intervenções como readequação dos

sistemas de drenagem, aplicação de solo grampeado, execução de cortinas atirantadas, instalação de telas metálicas de alta resistência, construção de muros em gabião e implantação de instrumentação geotécnica em pontos críticos, visando aumentar a estabilidade dos taludes e reduzir os riscos à operação da rodovia.

De acordo com o Relatório de Vistoria Técnica – BR-393/RJ – Km 105+300 ao 288+60 (DNIT, 2025) foi produzida a Tabela 3, onde são apresentados os diagnósticos prováveis acerca da situação atual dos referidos pontos, bem como recomendações preliminares e intervenções definitivas.

Tabela 3. Resumo dos diagnósticos, análises e recomendações dos pontos inspecionados.

Ponto	Km	Diagnóstico Técnico	Análise Geotécnica	Recomendações Preliminares	Intervenções Recomendadas
1	105+300	Erosão em taludes de encontro da ponte; rip-rap deformado e ausência de drenagem superficial.	Erosão laminar evoluindo para ravinas devido à ausência de proteção hidráulica e vegetação.	Canaletas laterais; recomposição do rip-rap com geotêxtil; hidrossemeadura.	Drenagem superficial e profunda completa; concreto projetado; inspeção dos encontros.
2	121	Talude misto solo/rocha com erosão no topo por fluxo pluvial concentrado.	Erosão regressiva em solo residual de baixa coesão e alta plasticidade.	Canaletas dimensionadas; proteção vegetal; remoção de material solto.	Drenos horizontais profundos (DHP); gabiões ou solo envelopado; biomantas.
3	126	Talude de aterro com trincas profundas e colapso parcial do acostamento; emergência geotécnica.	Ruptura progressiva do maciço associada a infiltração e falha de drenagem.	Interdição; drenagem provisória; identificação do fluxo hidráulico; bermas emergenciais.	Reconstrução do aterro; drenagem profunda; cortina atirantada; instrumentação geotécnica.
4	139,9	Talude em solo residual com erosão, fissuras e deformação do pavimento próximo.	Erosão laminar e possível instabilidade superficial associada à falha de drenagem.	Inspeção e reparo de bueiro; regularização do talude; proteção vegetal emergencial.	Revestimento vegetal; solo grampeado ou tela metálica; drenagem superficial.
5	141,1	Talude em solo residual e saprólito com erosão e blocos soltos.	Instabilidade superficial com risco de desplacamento devido à drenagem ineficiente.	Readequação de canaletas; limpeza de blocos e vegetação.	Tela metálica contra queda de blocos; drenagem subsuperficial.
6	143	Talude em solo residual com erosão superficial e focos lineares.	Ruptura planar superficial causada por infiltração e saturação.	Melhoria da drenagem na crista; suavização geométrica; proteção superficial.	Rebaixamento do talude; reconstituição da drenagem; revegetação.
7	222	Talude rochoso com fraturas e queda de blocos relacionado ao intemperismo.	Tombamento e desplacamento de blocos em planos de descontinuidade.	Limpeza de blocos soltos; sinalização de segurança.	Remoção de blocos; tela metálica; chumbadores; barreiras dinâmicas.

4 CONCLUSÕES

A inspeção extraordinária realizada no trecho da BR-393/RJ permitiu identificar diferentes processos de instabilidade geotécnica associados principalmente à deficiência de drenagem superficial e subsuperficial, infiltração de águas pluviais e processos de intemperismo em solos residuais e maciços rochosos.

Entre os pontos analisados, destaca-se o km 126, onde foi identificada situação de emergência geotécnica caracterizada por ruptura progressiva de aterro, com trincas de tração e movimentação ativa do maciço. Tal condição demanda intervenção estrutural definitiva, incluindo reconfiguração do sistema de drenagem e adoção de soluções de estabilização mais robustas.

De forma geral, os resultados demonstram que a integração entre inspeções extraordinárias, diagnóstico geotécnico e planejamento de intervenções constitui ferramenta essencial para a gestão de risco em infraestrutura rodoviária. A sistematização das informações obtidas neste estudo contribui para o aprimoramento das práticas de manutenção preventiva e corretiva no âmbito do PROARTE, reforçando a importância da abordagem geotécnica na preservação da segurança e da funcionalidade da rede rodoviária federal.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), em especial à CGMRR e COMEC, além da Superintendência Regional do Rio de Janeiro, pelo apoio institucional e pela disponibilização das informações técnicas que subsidiaram o presente estudo. Agradecem também às equipes técnicas responsáveis pelas inspeções de campo e pela elaboração dos relatórios de vistoria, cuja contribuição foi fundamental para a análise geotécnica e sistematização dos resultados apresentados neste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de Encosta*. Rio de Janeiro.

Consórcio Infragestão Rodoviária (2025). *RIT 006/2025 – Relatório de Inspeção Técnica Extraordinária de Contenções.*

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (2024). Norma DNIT 010/2024 – PRO. *Inspeção Extraordinária*.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (2025). *Relatório de Vistoria Técnica – BR-393/RJ – Km 105+300 ao 288+60.*

Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT (1991). *Manual de Geotecnia – Taludes de Rodovias: Orientação para Diagnóstico e Soluções de seus Problemas*. São Paulo.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/41

Avaliação Preliminar de Estabilidade e Definição de Soluções Provisórias para Escavações em Faixa de Dutos Sujeita à Movimentação de Rastejo

Brunella Casagrande
Engenheira Geotécnica Jr. III, ALTA Geotecnia Ambiental, Cachoeiro de Itapemirim, Brasil, brunella.casagrande@altageotecnia.com

Caio Duque Estrada Amendola
Líder da Célula de Infraestrutura Civil e Energia, ALTA Geotecnia Ambiental, Rio de Janeiro, Brasil, caio.amendola@altageotecnia.com

Alvaro Viana
Diretor-Executivo, ALTA Geotecnia Ambiental, Rio de Janeiro, Brasil, alvaro.viana@altageotecnia.com

Tácio Mauro Pereira de Campos
Líder Técnico, ALTA Geotecnia Ambiental, Rio de Janeiro, Brasil, tacio.campos@altageotecnia.com

Luis Guilherme Faria Alves
Engenheiro Civil, ALTA Geotecnia Ambiental, Rio de Janeiro, Brasil, luis.farias@altageotecnia.com

RESUMO: O presente artigo apresenta um caso de movimentação lenta do tipo rastejo afetando uma faixa de dutos enterrados. As análises foram fundamentadas em levantamento planialtimétrico detalhado, inspeções de campo, sondagens de simples reconhecimento com SPT, interpretação de dados de deformação do duto e modelagem numérica. O maciço é caracterizado por horizonte superficial de baixa resistência sobre camadas mais competentes, configurando condição suscetível a deformações progressivas. As análises de estabilidade e de contenção mostraram que a execução da vala de acesso ao duto exige controle rigoroso de deslocamentos laterais para que não haja agravamento no quadro de movimentação. Para isso, foi concebido um sistema de escoramento provisório constituído por cortina de estacas-prancha metálicas, escoradas por estroncas e longarinas, dimensionado para diferentes cenários de escavação e assimetria de carregamentos. Foram também avaliados os riscos de ruptura de fundo e ruptura hidráulica, recomendando-se o rebaixamento do nível d'água por sistema de ponteiras a vácuo e a implantação de drenagem superficial para redirecionamento de escoamentos concentrados. Definiu-se, ainda, um plano de monitoramento com inclinômetros, piezômetros, marcos superficiais e marcos de referência, destinado a acompanhar a evolução das deformações e a verificar a efetividade da medida de estabilização da contenção adotada.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade geotécnica, Movimento de massa, Rastejo, Escavação provisória.

ABSTRACT: This paper documents a case of slow, creep-driven slope deformation inducing bending strains in a buried pipeline corridor. The analyses were based on detailed topographic surveys, field inspections, standard penetration tests (SPT), interpretation of pipeline deformation data, and numerical modeling. The soil mass is characterized by a low-strength superficial stratum overlying more competent layers, resulting in a geotechnical setting prone to progressive deformations. Stability and retaining analyses indicated that excavation works for pipeline access require strict control of lateral displacements to prevent aggravation of the ongoing ground movement. Accordingly, a temporary support system was designed, consisting of a steel sheet-pile wall braced with struts and wales, designed for different excavation stages and asymmetric loading conditions. The potential for basal heave and hydraulic instability was also evaluated, leading to the recommendation of groundwater drawdown using a vacuum wellpoint system and the implementation of surface drainage. In addition, a monitoring plan was established, including inclinometers, piezometers, surface

markers, and reference benchmarks, aimed at tracking deformation development and verifying the performance of the adopted temporary stabilization measure.

KEYWORDS: Geotechnical Stability; Mass movement; Bending Strain; Temporary excavation.

1 INTRODUÇÃO

Faixas de dutos enterrados podem atravessar áreas com condicionantes geológico-geotécnicos desfavoráveis, onde processos de instabilidade podem evoluir de forma lenta e contínua (Cruden; Varnes, 1996; Hungr; Leroueil; Picarelli, 2014). O rastejo caracteriza-se por deslocamentos progressivos de pequena magnitude, porém cumulativos, capazes de induzir deformações significativas em estruturas enterradas ao longo do tempo (Varnes, 1978; Leroueil, 2001). Em termos de classificação e terminologia de movimentos de massa, o enquadramento do rastejo como processo de baixa velocidade e evolução prolongada é amplamente consolidado na literatura de referência (Cruden; Varnes, 1996; Hungr; Leroueil; Picarelli, 2014), inclusive em sínteses técnicas institucionais (USGS, 2004).

Intervenções necessárias para inspeção, reparo ou instrumentação dos dutos envolvem escavações que promovem alívio de tensões no maciço e alterações nas condições de contorno, podendo intensificar processos de instabilidade existentes e induzir deslocamentos adicionais (Clough; O'Rourke, 1990; Moormann, 2004). Nesse contexto, torna-se essencial a realização de avaliações preliminares de estabilidade e a definição de soluções provisórias de contenção que garantam a segurança operacional durante a execução das obras.

O artigo apresenta um estudo conceitual para abertura de uma vala provisória destinada à manutenção em faixa de dutos, com extensão aproximada de 160 m e profundidade máxima da ordem de 4 m, inserida em maciço com nível d'água elevado. O trecho encontra-se sujeito à movimentação lenta do tipo rastejo, o que demanda controle de deformações durante a intervenção (Varnes, 1978; Leroueil, 2001). Assim, este trabalho descreve a metodologia adotada para avaliação da estabilidade geotécnica e para a definição de soluções provisórias de contenção utilizando-se estacas-prancha, incluindo análises de estabilidade para distintos cenários de escavação e a consideração do rebaixamento do nível d'água como condição essencial para viabilizar a execução e a operação segura da vala (Cashman; Preene, 2001; Preene et al., 2000), além de consolidar os principais resultados e diretrizes técnicas associadas.

2 DESCRIÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DO TRECHO

O contexto regional indica a ocorrência de rochas ígneas intrusivas com preservação de texturas e mineralogia característica, em geral associadas a materiais de elevada coesão e resistência, baixa porosidade e boa durabilidade frente ao intemperismo.

O trecho em estudo apresentou deformação acumulada no duto da ordem de 2,1 m, identificada a partir de inspeções realizadas em setembro de 2021 e outubro de 2024, indicando que o deslocamento ocorreu no intervalo entre essas campanhas. A análise dos vetores de deslocamento evidenciou que, no plano horizontal, a deformação se desenvolveu no mesmo sentido da movimentação observada em uma cicatriz localizada a montante da faixa, enquanto, no plano vertical, as deformações se manifestaram predominantemente como elevação do gasoduto.

A proximidade espacial entre a cicatriz de movimento de massa e o segmento do duto onde se concentram as maiores deformações, aliada à tipologia da movimentação identificada, sugere relação direta entre os fenômenos, apontando para a influência de processo de instabilidade do terreno sobre o comportamento do duto (Figura *1*). Adicionalmente, observou-se que o trecho deformado recebe aportes hídricos relevantes provenientes do entorno, condicionados pela topografia local, o que pode contribuir para a redução da resistência do maciço e para a evolução de deformações progressivas ao longo do tempo. A Figura *1* evidencia as declividades, distâncias e a configuração geométrica do evento.

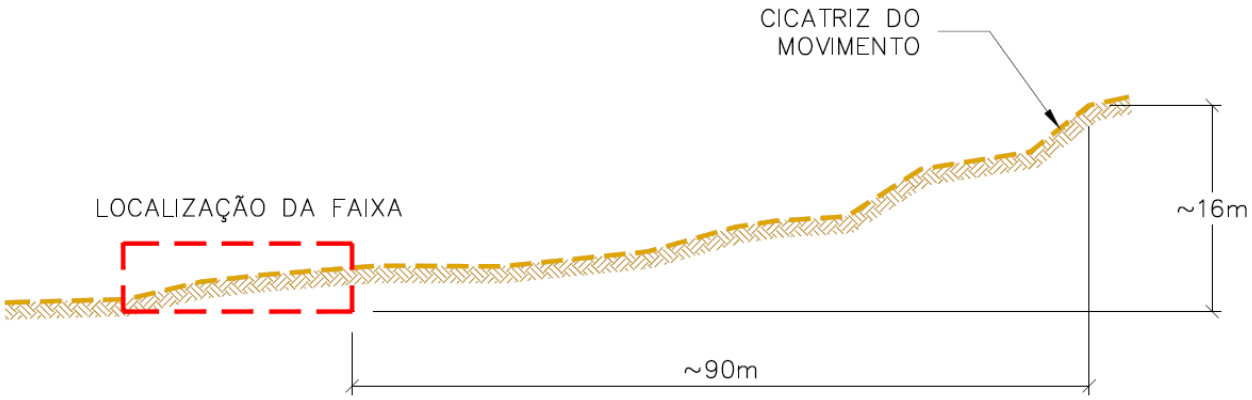


Figura 1 – Seção esquemática do terreno entre a cicatriz de movimento e a faixa de dutos.

3 DADOS GEOTÉCNICOS

Considerando o caráter conceitual do estudo e a necessidade de reconhecimento das características do solo, foi realizada campanha de investigações de campo, contemplando sondagens à percussão com SPT, com o objetivo de subsidiar a interpretação estratigráfica, a estimativa de parâmetros geotécnicos e a avaliação preliminar dos condicionantes hidrogeológicos do trecho. Os dados geotécnicos também se fundamentaram em inspeção de campo e em informações disponíveis sobre a deformação do duto, as quais permitiram identificar deslocamentos acumulados, avaliar sua evolução temporal e delimitar o trecho crítico a ser restaurado.

A caracterização geométrica do terreno foi apoiada em levantamento planialtimétrico previamente disponibilizado, utilizado para representar o relevo, estimar declividades e avaliar a relação espacial entre a faixa de dutos e feições geomorfológicas relevantes. Essas informações subsidiaram a definição dos cenários de escavação e contribuíram para a interpretação das condições de drenagem superficial e dos aportes hídricos incidentes no trecho.

De forma geral, os resultados da investigação geotécnica indicaram a presença de um horizonte superficial constituído por solos argilosos e siltosos de baixa resistência, com valores de NSPT reduzidos, sobrejacente a camadas progressivamente mais competentes em profundidade, formadas por solos de consistência rija a dura e materiais arenosos muito compactos, interpretados como transição para material residual ou alteração de rocha. Observou-se, ainda, nível d'água com profundidade típica em torno de 2 a 3 m.

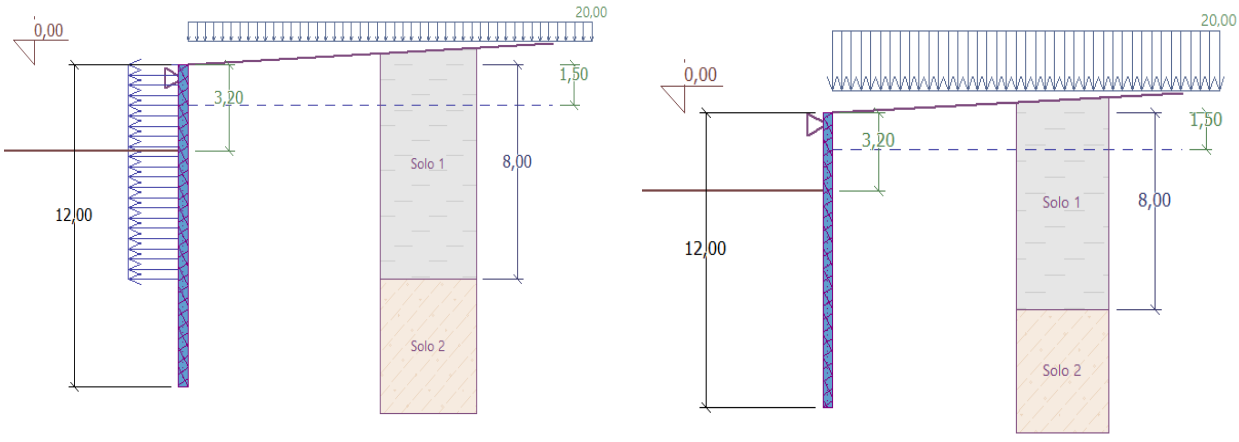
Os parâmetros geotécnicos utilizados nas análises foram estimados por meio de correlações com os valores de NSPT, adotando-se critérios conservadores, conforme prática consagrada para estimativas preliminares (Schnaid; Odebrecht, 2012). A partir dessas informações, foram definidos diferentes cenários de escavação para acesso ao duto, considerando variações de largura de vala, profundidade e assimetria de carregamentos induzida pelo processo de rastejo.

4 MODELAGEM GEOTÉCNICA E VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE

A modelagem geotécnica da contenção provisória da vala foi desenvolvida com base nas condições locais de estratigrafia, nível d'água e restrições operacionais do entorno. A interpretação das sondagens permitiu subdividir o maciço em dois horizontes geotécnicos, sendo o primeiro correspondente aos 8 m iniciais de menor capacidade de suporte e o segundo às camadas subjacentes mais competentes, além da definição do nível d'água representativo para as análises.

A estabilidade da escavação foi avaliada a partir da determinação dos empuxos atuantes e do equilíbrio global da parede da vala, com definição do comprimento de ficha necessário e de deslocamentos compatíveis com as condições de serviço.

Foram modelados cenários de escavação contemplando carregamentos assimétricos entre as faces da vala. Nos modelos foram consideradas sobrecargas de tráfego de equipamentos na borda e uma ação adicional representativa dos efeitos de rastejo no lado mais solicitado (Figura *2*).



a) b)

Figura 2 – Modelagem da solução no software Geo5. a) Lado com incidência do rastejo; b)Lado sem a incidência do rastejo.

As análises foram conduzidas no software GEO5, com etapa de pré-dimensionamento para estimativa de empuxos, equilíbrio, comprimento de ficha, forças internas e esforços nos apoios, seguida de etapa de verificação com abordagem elasto-plástica não linear para avaliação de deformações, tensões atuantes e compatibilidade dos deslocamentos com os limites operacionais e com interferências adjacentes.

Complementarmente, foram realizadas verificações específicas de estabilidade do fundo da escavação. Avaliou-se a ruptura de fundo por assimetria de carregamentos laterais com base no critério de Terzaghi (1943), evidenciando a importância do comprimento de ficha para deslocar potenciais superfícies de ruptura para camadas mais profundas e melhorar o desempenho da contenção provisória. Também foi verificado o risco de ruptura hidráulica, associado à possibilidade de condição artesiana em camadas permeáveis subjacentes quando o nível d'água externo se mantém elevado; como mitigação, previu-se rebaixamento do nível d'água no entorno e esgotamento controlado no interior da cava, reduzindo gradientes hidráulicos e aumentando a segurança durante a execução.

5 RESULTADOS DAS ANÁLISES E SOLUÇÃO

As análises conduzidas indicaram que uma alternativa adequada para o escoramento provisório das valas de acesso destinada a reparos da tubulação, é o uso de estacas-pranchas metálicas provisórias, por serem modulares, de rápida instalação e remoção, com elevada capacidade resistente e por proporcionarem melhor controle da estabilidade das paredes da escavação durante a execução (USACE, 1994; CIRIA, 2017). Foram analisadas alternativas com emprego exclusivo de estaca-prancha; contudo, devido à presença de uma camada inicial significativa de solo de baixa capacidade de suporte, esse arranjo demandaria perfis muito robustos e ficha excessivamente profunda para garantir estabilidade, ainda assim podendo resultar em deformações incompatíveis com a segurança operacional e com a preservação de estruturas e interferências adjacentes.

Como forma de reduzir deslocamentos, viabilizar perfis mais leves, diminuir comprimentos e custos e evitar energias elevadas de cravação, minimizando vibrações no entorno, recomendou-se a adoção de estroncas de apoio e longarinas na região superior da cava, aumentando a rigidez global do sistema e restringindo deformações excessivas. As soluções foram concebidas com comprimento padrão de 12 m para as estacas-pranchas, considerando empuxos assimétricos, limites de deslocamento e compatibilidade com interferências adjacentes.

As estroncas foram dimensionadas para uma mesma solicitação axial de projeto, ajustando-se diâmetro e vão em função da largura útil da vala e dos requisitos de rigidez global do conjunto (Figura *3*).

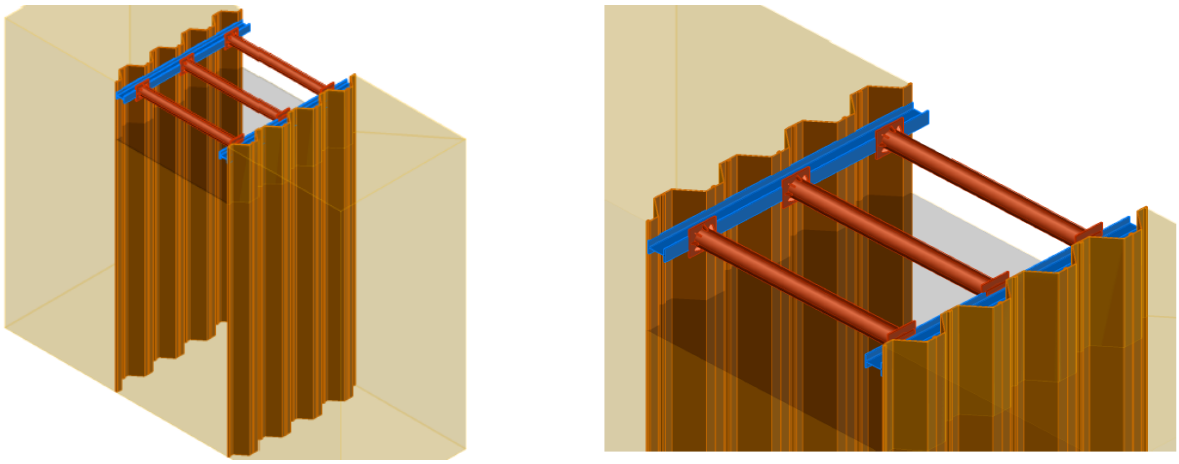


Figura 3 – Pespectiva isométrica da solução.

A estabilidade da escavação foi analisada a partir da estimativa dos empuxos mobilizados e o dimensionamento estrutural baseou-se na identificação do momento fletor máximo, associado à seção em que o esforço cortante é nulo, adotando-se o perfil de estaca-prancha de modo a atender a esse estado crítico e aos limites de resistência e deformabilidade (Figuras 4 e 5).

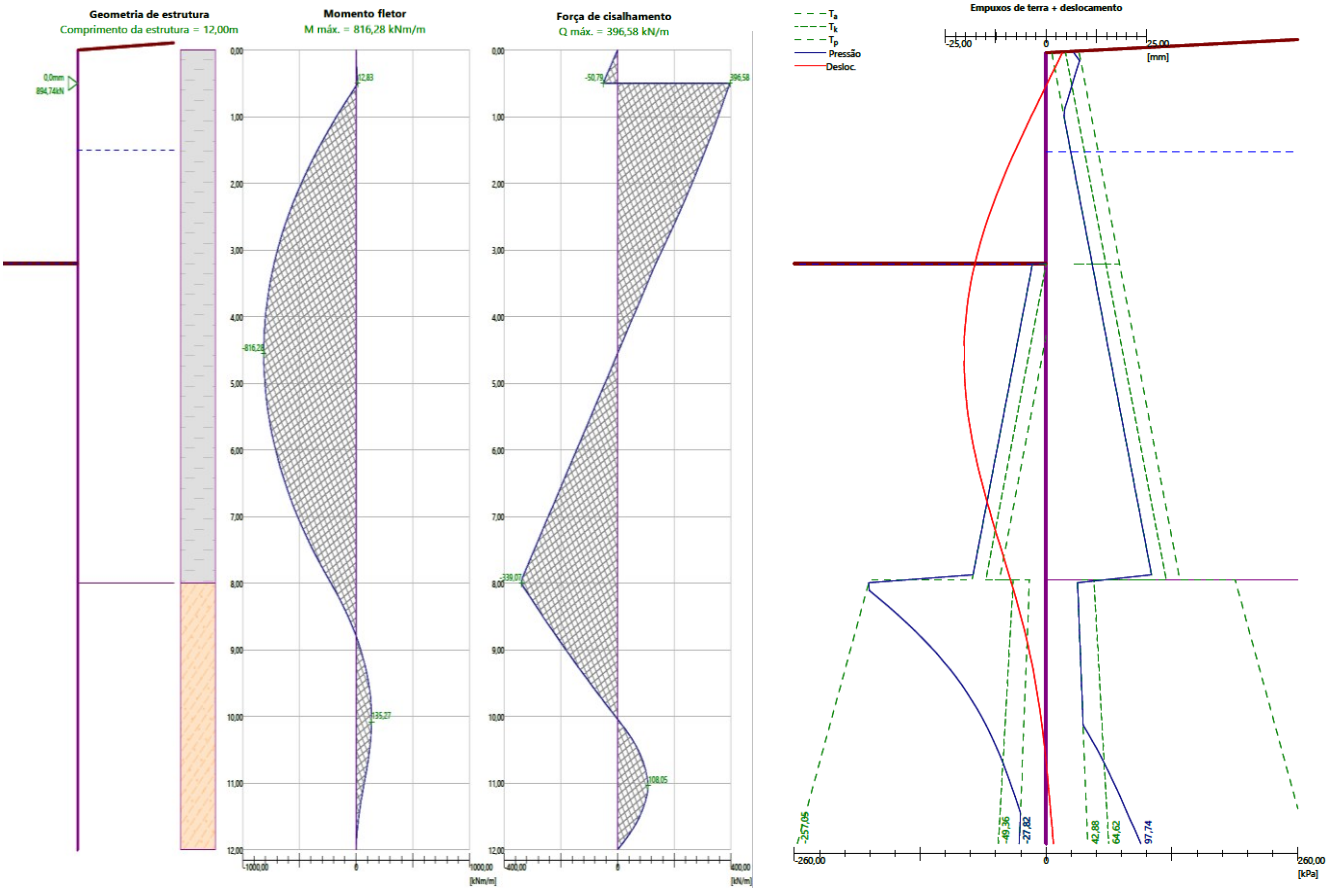


Figura 4 – Resultado das análises contemplando a incidência do rastejo.

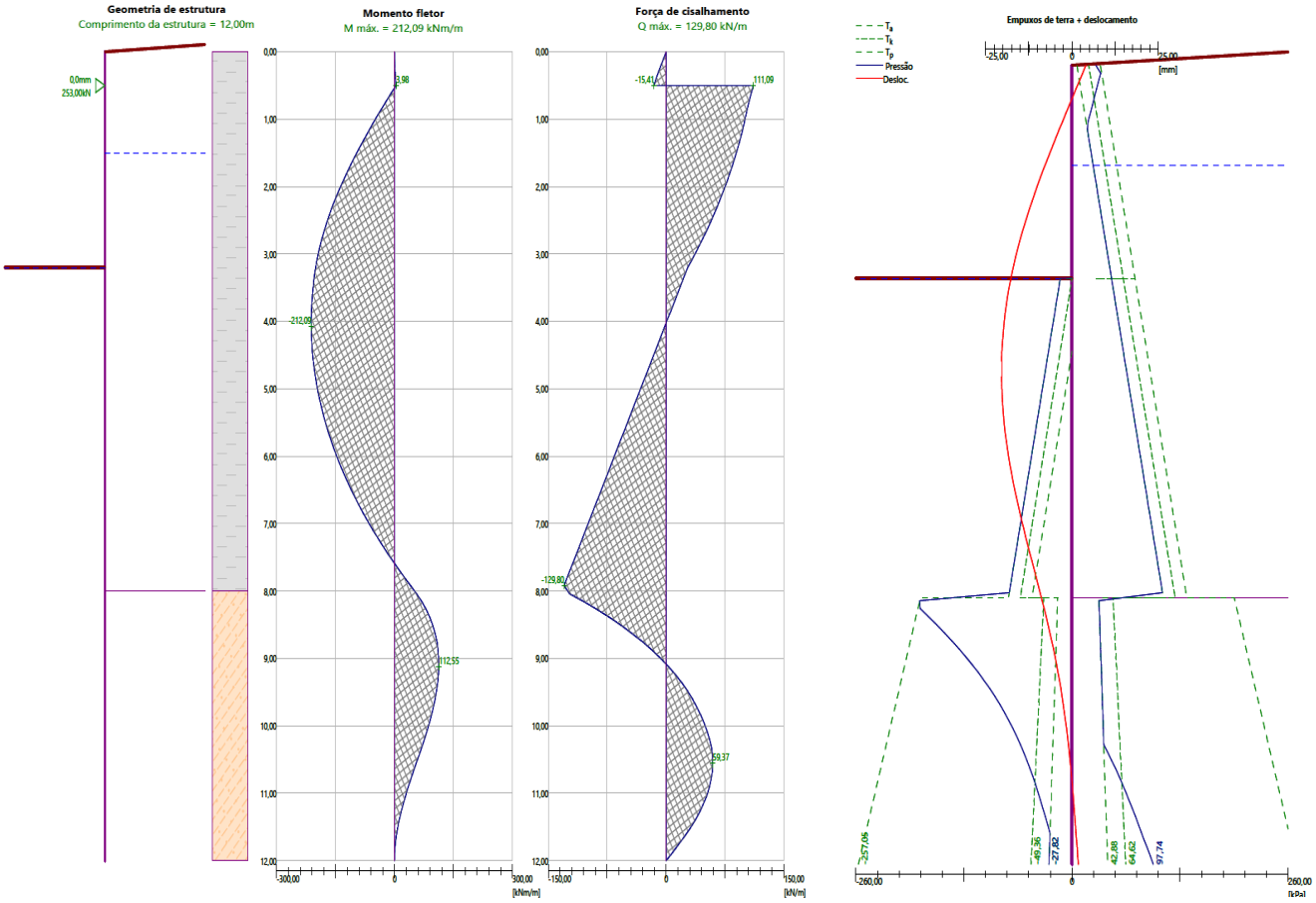


Figura 5 – Resultado das análises sem a incidência do rastejo.

A configuração final da solução, definida a partir das análises, é apresentada na Figura 6. Com base nos resultados obtidos no software GEO5, apresentados nas Figuras 4 e 5, adotou-se, para o trecho com incidência de rastejo, estaca-prancha com módulo de resistência elástico ≥ 2600 cm³/m e, para o trecho sem incidência de rastejo, estaca-prancha com módulo de resistência elástico ≥ 1730 cm³/m. As estroncas, por sua vez, foram dimensionadas para carga axial ≥ 90 tf. A configuração final adotada é apresentada abaixo.

Adotou-se ainda o rebaixamento do lençol freático por ponteiras a vácuo, a fim de manter a vala em condições de trabalho adequada. O bombeamento para esgotamento e manutenção de áreas ensecadas para permitir a correta execução dos trabalhos será constituído por ponteiras filtrantes conectadas a uma linha coletora acoplada a bomba de vácuo. A aplicação de pressão negativa induz o fluxo ascendente da água intersticial, permitindo sua captação e condução para descarte controlado. As ponteiras, executadas em PVC fendado com elemento filtrante, serão instaladas ao longo da escavação com espaçamento de 1,0 m e interligadas por mangueiras ao coletor principal. A água bombeada é transportada por linha de recalque até reservatório ou ponto de lançamento, assegurando o rebaixamento contínuo na zona escavada.

Adicionalmente, foram previstros instrumentos para monitoramento geotécnico no pós-obra, objetivando registrar a cinemática do maciço associada ao rastejo e avaliar seus impactos na integridade e estabilidade operacional dos dutos. Em função da sensibilidade do fenômeno a variações do regime de umidade e do nível d'água, prevê-se a instalação de inclinômetros para obtenção de perfis de deslocamento horizontal em profundidade, marcos superficiais e marcos de referência (benchmarks) para controle topográfico de deslocamentos, bem como piezômetros e medidores de nível d'água para acompanhamento de pressões neutras e flutuações do lençol freático. A interpretação integrada dessas séries permite identificar mudanças de tendência, estimar taxas de deformação e subsidiar a definição de medidas preventivas e corretivas.

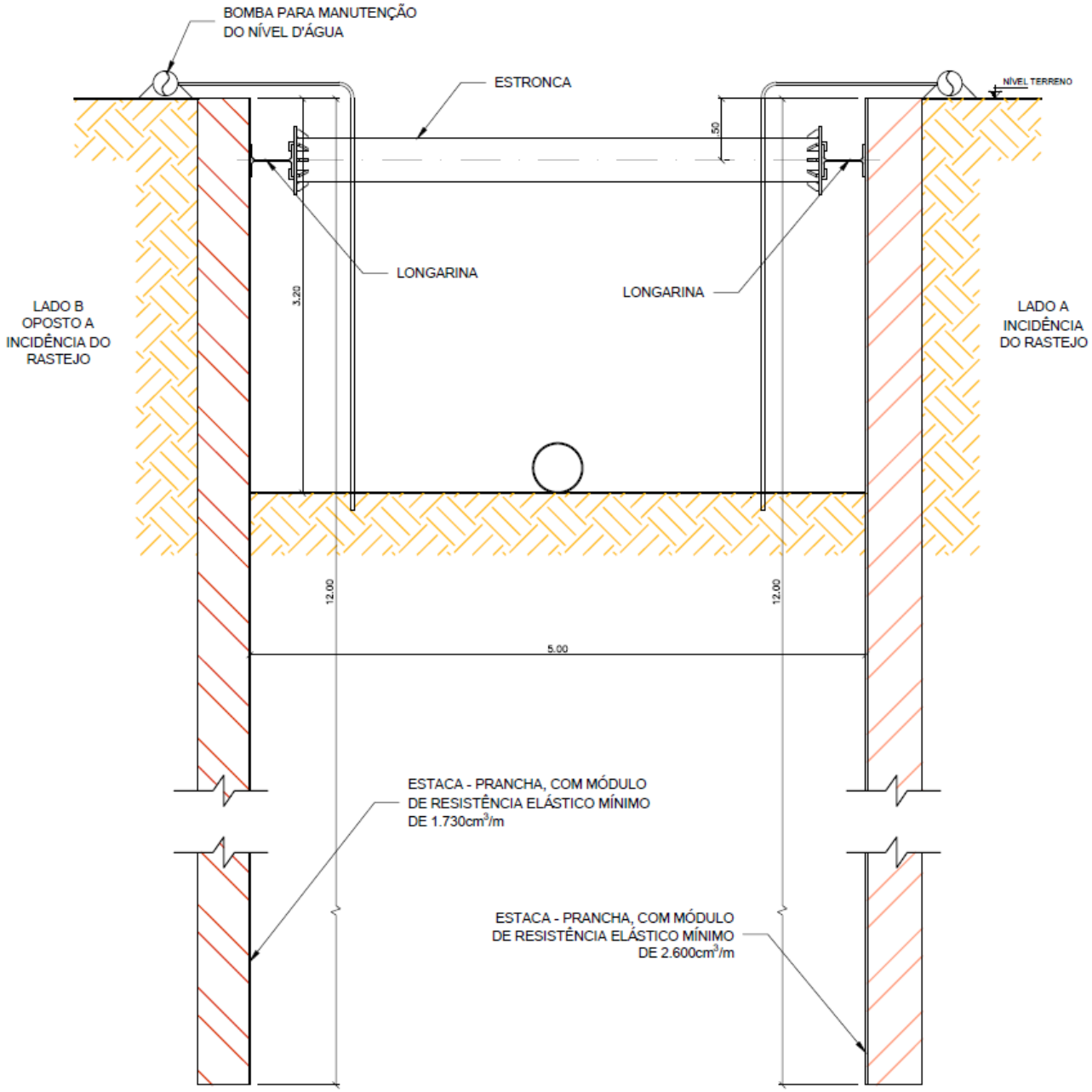


Figura 6 – Esquema de solução provisória final proposta.

6 CONCLUSÕES

As análises realizadas indicaram que o uso de estacas-pranchas metálicas provisórias constitui alternativa tecnicamente adequada para o escoramento temporário de valas de acesso destinadas a reparos em tubulações. Essa solução se mostrou vantajosa por seu caráter modular, pela rapidez de instalação e remoção, pela elevada capacidade resistente e por permitir maior controle da estabilidade das paredes de escavação ao longo da execução.

Adicionalmente, em situações com nível d'água elevado, o rebaixamento do lençol freático torna-se necessário. Nesse contexto, a utilização de ponteiras a vácuo configura alternativa adequada para manter a vala em condições satisfatórias de trabalho. O sistema de bombeamento para esgotamento e manutenção de áreas ensecadas, viabilizando a correta execução dos serviços, pode ser constituído por ponteiras filtrantes conectadas a uma linha coletora, acoplada a uma bomba de vácuo.

Por fim, a instrumentação e o monitoramento no pós-obra são fundamentais para o acompanhamento da

cinemática do maciço associada ao rastejo e de seus efeitos na integridade e estabilidade operacional dos dutos, integrando medições de deslocamentos e de pressões neutras para identificação de tendências, estimativa de taxas de deformação e suporte à definição de medidas preventivas e corretivas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à ALTA Geotecnia Ambiental pela confiança depositada e pela disponibilização dos recursos necessários para a elaboração deste artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Cashman, P. M.; Preene, M. J. Groundwater lowering in construction: a practical guide to dewatering. London: Spon Press, 2001.

Ciria. *C760: Guidance on embedded retaining wall design*. London: Construction Industry Research and Information Association, 2017.

Clough, G. W.; O'rourke, T. D. Construction Induced Movements in Situ Walls. in: Design and Performance of Earth Retaining Structures. New York: ASCE, 1990.

Cruden, D. M.; Varnes, D. J. Landslide types and processes. In: Turner, A. K.; Schuster, R. L. (ed.). *Landslides:* investigation and mitigation. Washington, DC: Transportation Research Board, National Research Council, 1996. (Special Report 247).

Hungr, O.; Leroueil, S.; Picarelli, L. The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, v. 11, p. 167–194, 2014.

Leroueil, S. Natural slopes and cuts: movement and failure mechanisms. *Géotechnique*, v. 51, n. 3, p. 197–243, 2001.

Moormann, C. Analysis of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on a new worldwide database. *Soils and Foundations*, v. 44, n. 1, p. 87–98, 2004.

Preene, M.; Roberts, T. O. L.; Powrie, W.; Dyer, M. R. *Groundwater control: design and practice*. London: Ciria, 2000. (Ciria C515).

Schnaid, F.; Odebrecht, E. *Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

USACE. *EM 1110-2-2504: Engineering and Design. Design of Sheet Pile Walls*. Washington, DC: U.S. Army Corps of Engineers, 1994.

USGS. *Landslide types and processes*. U.S. Geological Survey, 2004. (Fact Sheet 2004 3072).

Varnes, D. J. Slope movement types and processes. In: Schuster, R. L.; Krizek, R. J. (ed.). *Landslides: analysis and control*. Washington, DC: Transportation Research Board, 1978. (Special Report 176).

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/42

Busca da Superfície Crítica em Análises Probabilísticas de Estabilidade de Taludes: Impacto das Abordagens Fixa e Dinâmica na Confiabilidade Geotécnica

Caio Farias Benetti
Engenheiro Civil, STE Serviços Técnicos de Engenharia, Vitória-ES, Brasil, caiofbbenetti@gmail.com

Katia Vanessa Bicalho
Professora, Universidade Federal do Espírito Santo - UFES, Vitória-ES, Brasil, kvbicalho@gmail.com

Rômulo Castello Henriques Ribeiro
Professor, Universidade Federal do Espírito Santo - UFES, Vitória-ES, Brasil, romulocastello@yahoo.com.br

RESUMO: As análises tradicionais de estabilidade de taludes fundamentam-se em métodos determinísticos que expressam o nível de segurança por um Fator de Segurança único calculado a partir de parâmetros médios de resistência. O atual cenário geotécnico demanda avaliações mais robustas, o que impulsiona o uso de análises probabilísticas para incorporar incertezas inerentes à variabilidade dos parâmetros. Dentre as perspectivas probabilísticas distinguem-se as abordagens de análise de componente e de análise de sistema em série. A análise de uma componente fixa, seja a geometria determinística ou a crítica probabilística pode subestimar riscos significativos em casos complexos onde múltiplos mecanismos de falha competem exibindo comportamento multimodal. No âmbito das simulações de Monte Carlo implementadas em softwares comerciais essa dicotomia manifesta-se na escolha entre a busca em superfície fixa ou dinâmica. Enquanto a abordagem fixa assume que a geometria crítica permanece inalterada para todas as amostragens a abordagem dinâmica realiza uma nova busca exaustiva a cada iteração permitindo que a superfície de ruptura migre conforme a variabilidade espacial das propriedades do solo. Este artigo avalia como a simplificação por busca fixa afeta a confiabilidade de estruturas em meios homogêneos e estratificadas. Os resultados mostram que, no cenário homogêneo, o desvio de probabilidade de falha (Pf) entre as metodologias foi de 37,10%, mantendo os riscos na mesma ordem de grandeza (Índice de Confiabilidade β de 2,29 para 2,26). Contudo, no talude estratificado com camada fraca, a $P_{f,sis}$ (2,59%) apresentou um incremento de 133,94% em relação à análise de componente (1,11%), concluindo que a análise dinâmica é necessária para capturar a multimodalidade em meios heterogêneos.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de Taludes; Análises Probabilísticas; Confiabilidade Geotécnica.

Traditional slope stability analyses are based on deterministic methods that express safety levels through a single Factor of Safety calculated from mean strength parameters. The current geotechnical landscape demands more robust evaluations, driving the use of probabilistic analyses to incorporate uncertainties inherent in parameter variability. Within probabilistic perspectives, component and series system analyses are distinguished. A fixed component analysis, whether using deterministic or critical probabilistic geometry, may underestimate significant risks in complex cases where multiple failure mechanisms compete, exhibiting multimodal behavior. In Monte Carlo simulations implemented in commercial software, this dichotomy is manifested in the choice between fixed or dynamic surface searches. While the fixed approach assumes that the critical geometry remains unchanged for all samples, the dynamic approach performs a new exhaustive search at each iteration, allowing the slip surface to migrate according to the spatial variability of soil properties. This paper evaluates how simplification through fixed search affects the reliability of structures in homogeneous and stratified media. Results show that in the homogeneous scenario, the probability of failure (Pf) deviation between methodologies was 37,10%, maintaining risks within the same order of magnitude (Reliability Index β from 2.29 to 2.26). However, in the stratified slope with a weak layer, the systemic probability of failure $P_{f,sis}$ (2.59%) showed a 133.94% increase compared to component analysis (1.11%), concluding that dynamic analysis is necessary to capture multimodality in heterogeneous media.

KEYWORDS: Slope Stability; Probabilistics Analysis; Geotechnical Reliability.

1 INTRODUÇÃO

As análises de estabilidade de taludes têm sido historicamente conduzidas sob uma perspectiva determinística, na qual a segurança é quantificada por um único Fator de Segurança (FS) calculado a partir de valores médios dos parâmetros de resistência do solo. No entanto, a ocorrência de colapsos catastróficos em estruturas geotécnicas complexas evidenciou as limitações desta abordagem, impulsionando a adoção de métodos probabilísticos. Estas ferramentas permitem a incorporação sistemática das incertezas inerentes à variabilidade geológica e aos modelos de cálculo, complementando o FS convencional com métricas como o Índice de Confiabilidade (β) e a Probabilidade de Falha (Pf).

Neste contexto, a definição do domínio de falha assume um papel fundamental na precisão das avaliações de risco. A fundamentação teórica da confiabilidade de taludes estabelece que o maciço não deve ser avaliado como um elemento isolado, mas sim como um sistema complexo. Oka e Wu (1990) definiram formalmente o talude como um sistema em série, composto por inúmeras superfícies potenciais de deslizamento, no qual o colapso de qualquer um desses componentes individuais acarreta a falha global da estrutura. Esta visão sistêmica reconhece que o risco real de um talude é o resultado da união probabilística de todos os mecanismos de ruptura cinematicamente viáveis.

A distinção entre a análise de confiabilidade de componente e de sistema é crucial para evitar avaliações não conservadoras. Corroborando a visão sistêmica, Zeng et al. (2015) categorizam a estabilidade de taludes como um problema de sistema intrínseco e alertam que a probabilidade de falha total do sistema Pf_{sis} é invariavelmente superior à confiabilidade de qualquer superfície individual Pf_i. Frequentemente, as análises de engenharia focam-se exclusivamente na superfície crítica determinística, ignorando que outros modos de falha competitivos podem contribuir significativamente para o risco total, especialmente em solos com estratigrafia heterogênea.

Nas ferramentas computacionais de equilíbrio limite, essa dicotomia manifesta-se na escolha entre estratégias de busca de superfície fixa ou dinâmica durante as simulações de Monte Carlo. A abordagem de superfície fixa assume que a geometria crítica identificada na análise determinística permanece inalterada para todas as amostragens probabilísticas, simplificando o problema ao nível de componente. Em contrapartida, a busca dinâmica realiza uma nova otimização global a cada nova combinação de variáveis, permitindo que a superfície de ruptura migre espacialmente conforme a variabilidade das propriedades do solo, capturando o comportamento de sistema do maciço.

O presente artigo objetiva comparar essas duas metodologias, avaliando em que medida a simplificação por busca fixa pode mascarar riscos latentes e comprometer a confiabilidade final. O foco reside no perigo da subestimação em cenários de multimodalidade, onde a presença de camadas de baixa resistência ou contrastes de rigidez induz a coexistência de diferentes mecanismos competitivos de falha. Por meio da análise de casos homogêneos e estratificados, busca-se demonstrar que a transição para a análise de sistema é indispensável para uma gestão de riscos geotécnicos condizente com a complexidade das análises geotécnicas contemporâneas.

2 MÉTRICAS DE PROBABILIDADE E FORMULAÇÃO SISTÊMICA

A fundamentação teórica da confiabilidade de taludes exige a distinção rigorosa entre diferentes métricas de probabilidade para que a avaliação de risco não seja comprometida por simplificações geométricas. O tratamento da estabilidade sob a ótica da confiabilidade de sistemas fundamenta-se na premissa de que a segurança global do maciço é governada pela união de múltiplos modos potenciais de falha. Conforme estabelecido pioneiramente por Oka e Wu em 1990, um talude pode ser idealizado como um sistema em série no qual cada superfície de deslizamento representa um componente individual e a ocorrência de falha em qualquer um desses elementos implica o colapso do sistema integral.

A formulação matemática da confiabilidade de sistema baseia-se na teoria dos conjuntos e na probabilidade da união de eventos de falha individuais representados por $E_i = E(FS_i < 1{,}0)$. Esta conceituação indica que o maciço possui três níveis principais de probabilidade de falha (comumente confundidos) que descrevem o comportamento de segurança sob diferentes perspectivas:

1) **Índice de Confiabilidade (β):** Representa a distância padronizada entre o valor esperado do fator de segurança e o estado limite de falha (FS = 1), expressa em número de desvios-padrão:

$$\beta_i = \frac{\mu_{FS,i} - 1}{\sigma_{FS,i}}$$

onde $\mu_{FS,i}$ e $\sigma_{FS,i}$ são, respectivamente, a média e o desvio-padrão do fator de segurança da superfície i. Quanto maior o valor de β_i, maior o afastamento em relação à condição de falha e, consequentemente, maior o nível de confiabilidade da superfície analisada.

2) **Probabilidade de Falha da Superfície Crítica Determinística ($P_{f,CDSS}$):** Representa a probabilidade de falha associada exclusivamente aos eventos com geometria de menor fator de segurança na análise determinística.

$$P_{f,CDSS} = P_{f,FSmín}$$

3) **Probabilidade de Falha da Superfície Crítica Probabilística ($P_{f,crit}$):** Representa a probabilidade associada à superfície de deslizamento que possui o menor índice de confiabilidade (β) entre todas as superfícies amostradas.

$$P_{f,crit} = máx(P_{f,i})$$

4) **Probabilidade de Falha do Sistema ($P_{f,sis}$):** Constitui a medida de risco total do talude sendo definida pela união estatística de todos os modos de falha potenciais e cinematicamente admissíveis. Sob a premissa de mecanismos independentes, a probabilidade do sistema pode ser aproximada pelo somatório das probabilidades individuais.

$$P_{f,sis} \approx \sum_{i=1}^{n} P_{f,i}$$

Como apresentado, a probabilidade de falha do sistema é expressa pela união de todos os componentes. Em decorrência dessa natureza sistêmica estabelece-se a inequação fundamental na qual a probabilidade do sistema é necessariamente superior ou igual à probabilidade de qualquer superfície individual resultando na condição:

$$P_{f,sis} \geq P(E_i) \;\therefore\; P_{f,sis} \geq P_{f,crit} \geq P_{f,CDSS}$$

A magnitude da diferença entre a probabilidade do sistema e a da superfície crítica é governada pelo coeficiente de correlação entre os modos de falha. Oka e Wu (1990) explicam que em cenários onde os fatores de segurança das diversas superfícies são altamente correlacionados, o que é típico em taludes homogêneos, a $P_{f,sis}$ aproxima-se numericamente da $P_{f,crit}$.

Entretanto, em casos que apresentam múltiplos mecanismos distintos e pouco correlacionados a probabilidade do sistema podem atingir valores significativamente superior. Este problema assume relevância crítica em taludes estratificados que exibem comportamento multimodal, característica atribuída geralmente à variabilidade espacial dos parâmetros de resistência, que, segundo Huang et al. (2013), cria múltiplos mecanismos de falha competitivos dentro do mesmo maciço, alternando a superfície crítica entre camadas superficiais e profundas.

Nesse contexto, a análise de sistema é fundamental para integrar mecanismos de falha independentes que a prática determinística convencional costuma mascarar. Conforme Jiang et al. (2015), restringir a avaliação à superfície crítica determinística ($P_{f,CDSS}$) subestima severamente o risco real, visto que a variabilidade espacial permite rupturas em zonas anteriormente ignoradas, elevando significativamente a probabilidade de falha sistêmica ($P_{f,sis}$).

3 ESTUDOS DE CASO

A investigação fundamenta-se na análise comparativa de dois cenários geotécnicos distintos destinados a evidenciar o comportamento da probabilidade de falha sistêmica frente à complexidade geológica. O primeiro estudo de caso aborda o talude homogêneo da Mina do Cauê composto por saprólito de quartzito ferrífero conforme investigado por Sayão et al. (1992, 2012). O segundo cenário considera um talude estratificado adaptado da configuração proposta por Zeng et al. (2015) no qual a inserção de uma camada de baixa resistência permite observar o fenômeno da multimodalidade e a consequente discrepância entre as análises de componente e de sistema**.**

3.1 Talude homogêneo e alta correlação

O primeiro cenário de análise fundamenta-se no caso histórico de um talude de mineração a céu aberto, da Mina do Cauê, originalmente investigado por Sandroni et al. (1992) e posteriormente reexaminado por Sayão et al. (2012). O maciço de 200m de altura e 34° de ângulo médio, é constituído predominantemente por saprolito de quartzito ferrífero, com parâmetros de resistência obtidos a partir de um conjunto de 50 ensaios de cisalhamento direto realizados em amostras não perturbadas de solo residual. As condições hidrogeológicas do local foram monitoradas por piezômetros, que situaram o nível freático em uma profundidade de aproximadamente 80,0 metros abaixo da crista do talude. A figura 1 apresenta a seção típica do talude.

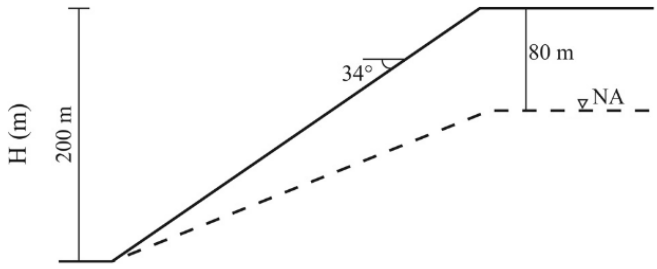


Figura 1. Seção típica de talude da Mina do Cauê, adaptado de Sayão et al (2012).

A caracterização das incertezas neste estudo demonstrou que os pesos unitários natural e saturado possuem uma contribuição reduzida para a variabilidade do fator de segurança, o que permite o tratamento destas grandezas como variáveis determinísticas sem comprometer a acurácia dos valores calculados para a probabilidade de falha.

A tabela 01 sintetiza os parâmetros geotécnicos e estatísticos aplicados para o estudo.

Tabela 1. Parâmetros e Variâncias: Caso homogêneo

Material	Solo saprolítico - Quartzito ferrífero	
Parâmetros	Média	Desvio Padrão
ϕ' (°)	38,00	3,00
c' (kPa)	25,00	24,00
N.A (m)	80,00	20,00
γ (kN/m^3)	28,30	-
γ_{sat}(kN/m^3)	29,00	-

Com o objetivo de avaliar as implicações das metodologias de superfície fixa e dinâmica no contexto do talude homogêneo, realizou-se uma nova análise de estabilidade utilizando o software Slide2 sob o método de equilíbrio limite de Morgenstern-Price com busca por superfície circular. A simulação contemplou 20.000 iterações de Monte Carlo adotando-se os parâmetros de resistência e variâncias originais, citada numa distribuição Lognormal (LN).

A adoção de distribuições Lognormal (LN) ou Normal Truncada (NT) para as variáveis de resistência assegura que o modelo respeite a natureza física dos solos. Conforme Siacara et al. (2020), embora a distribuição Normal (N) facilite soluções analíticas, o emprego de modelos estritamente positivos evita inconsistências teóricas e instabilidades numéricas. Assim, a distribuição LN assegura a integridade das iterações ao manter a consistência física dos parâmetros em todo o domínio da simulação.

A investigação probabilística utilizou os métodos Global Minimum e Overall Slope para confrontar as estratégias de superfície fixa e dinâmica, visando quantificar a discrepância entre o risco de componente e o sistêmico. O método Global Minimum opera sob a premissa de superfície fixa, restringindo o cálculo probabilístico exclusivamente à geometria que apresentou o menor fator de segurança na etapa determinística, o que define a probabilidade de falha da componente crítica determinística ($P_{f,CDSS}$). Em contrapartida, o método Overall Slope adota uma abordagem dinâmica ao realizar uma nova busca exaustiva por superfícies críticas em cada iteração estocástica, permitindo a migração da ruptura conforme a variabilidade dos parâmetros e fornecendo, consequentemente, a probabilidade de falha do sistema ($P_{f,sis}$).

O contraste entre as abordagens de busca para o talude homogêneo é apresentado na Figura 2, confrontando a análise de componente por superfície fixa (2.a) e a análise de sistema via busca dinâmica (2.b).

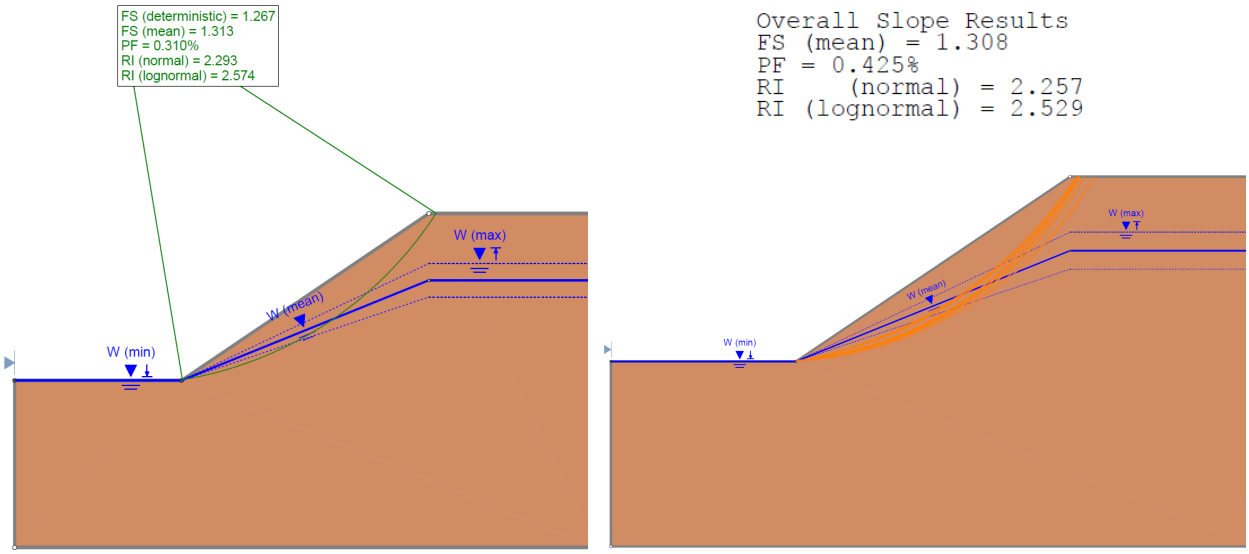


Figura 2. a) Análise fixa b) Análise dinâmica.

Os dados sintetizados na Tabela 02, abaixo, demonstram que a variação entre os métodos é marginal para os principais indicadores de segurança. O Fator de Segurança Médio apresentou um desvio aproximadamente nulo, enquanto o Índice de Confiabilidade (β) sofreu uma redução de 1,57% (2,29 para 2,26).

Tabela 2. Resultado das análises: Caso homogêneo

Parâmetros	Análise Fixa	Análise Dinâmica	Desvio (%)
FS det.	1,267	1,267	0,00%
FS méd.	1,313	1,308	0,38%
β	2,293	2,257	1,57%
Pf	0,310%	0,425%	37,10%

No que tange à Probabilidade de Falha, observou-se um incremento de 0,31% para 0,43%, resultando em um desvio relativo de 37,10%. Embora o percentual de variação pareça elevado, em termos de magnitude de probabilidade, os valores permanecem na mesma ordem de grandeza e dentro da mesma classe de desempenho geotécnico, verificado pelo desvio ínfimo do β como supracitado.

Este comportamento reafirma as conclusões citadas anteriormente sobre a influência da alta correlação em terrenos sem contrastes estratigráficos. A similaridade geométrica entre as superfícies potenciais em solos homogêneos faz com que a probabilidade da componente crítica seja uma métrica representativa da segurança

global, uma vez que a contribuição de riscos independentes é minimizada pela forte correlação entre os fatores de segurança, indicando que nesses casos, a busca exaustiva por novas superfícies críticas a cada iteração de Monte Carlo não identifica mecanismos de ruptura substancialmente distintos da geometria determinística original. Para esses casos simplórios, o uso de uma superfície fixa pode ser considerada representativa, indicando que a rapidez operacional do método não compromete significativamente a obtenção de resultados coerentes e seguros para o projeto.

3.2 Talude estratificado e multimodalidade

O segundo cenário de análise fundamenta-se no caso teórico adaptado de Zeng et al. (2015), representando um talude fictício com 8,5 metros de altura e inclinação de 27°. Diferente do modelo homogêneo, este maciço apresenta uma estratigrafia complexa, composta por quatro camadas de solo com ângulos de atrito reduzidos em todos os horizontes, variando entre 10° e 18°. Os baixos ângulos de atrito sugerem comportamento análogo ao de solos micáceos, cujas partículas placoides reduzem a resistência ao cisalhamento em toda a estratigrafia. Tal cenário amplia a complexidade do modelo, pois a baixa resistência aliada à variabilidade dos desvios-padrão favorece mecanismos de ruptura competitivos. Essa interação cria condições variadas de criticidade disseminadas em toda a estratigrafia, cujas propriedades estatísticas são sintetizadas na Tabela 03.

Tabela 3. Parâmetros: Caso homogêneo

Material		ϕ' (°)		c' (kPa)	
		Média	σ	Média	σ
Solo 1		16,0	4,8	18,0	9,0
Solo 2		14,0	4,2	20,0	10,0
Solo 3		10,0	2,0	12,0	3,6
Solo 4		18,0	5,4	20,0	10,0

Novamente, a investigação probabilística utilizou os métodos Global Minimum e Overall Slope para confrontar as estratégias de superfície fixa e dinâmica, quantificando a discrepância entre o risco de componente e sistêmico. O contraste entre abordagens de busca para o talude estratificado é apresentado na Figura 3, confrontando a análise de componente por superfície fixa (3.a) e de sistema via busca dinâmica (3.b).

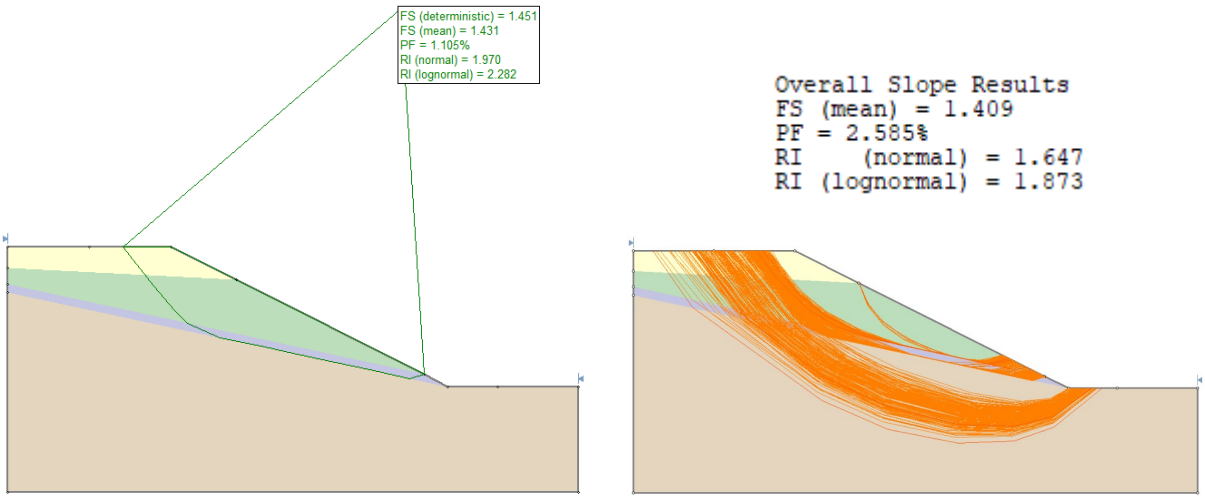


Figura 3. a) Análise fixa b) Análise dinâmica.

A tabela 04 sintetiza os resultados obtidos, computando o desvio entre os métodos de busca para os principais indicadores de segurança e confiabilidade, e o tempo computacional gasto.

Tabela 4. Resultado das análises: Caso estratificado

Parâmetros	Análise Fixa	Análise Dinâmica	Desvio
FS det.	1,45		-
FS méd.	1,43	1,41	1,40%
β_{LN}	2,28	1,87	17,85%
P_f	1,11%	2,59%	133,94%
Tempo (s)	10	36000	3600x

Os resultados obtidos para o talude estratificado demonstram um comportamento oposto ao cenário homogêneo e evidenciam as limitações da análise de componente em meios heterogêneos.

Os dados da Tabela 04 revelam que a probabilidade de falha aumentou de 1,11% na abordagem fixa para 2,59% na busca dinâmica, o que configura um desvio de 133,94%. No mesmo sentido, o índice de confiabilidade apresentou uma queda de 17,85%, reduzindo de 2,28 para 1,87 à medida que a metodologia dinâmica identificou caminhos de ruptura alternativos , evidenciando que o esforço de processamento é justificado pela necessidade de mapear mecanismos concorrentes que a análise simplificada negligencia totalmente em meios heterogêneos.

A divergência é acentuada pela presença do Solo 3, de baixa resistência média (φ = 10°, c = 12 kPa), enquanto os demais estratos, apesar de propriedades superiores, apresentam elevados desvios padrão, ampliando a ocorrência de cenários críticos sob a ótica probabilística. Como discutido por Zeng et al. (2015) e Jiang et al. (2015), restringir a avaliação à geometria determinística oculta riscos independentes que se tornam cinematicamente possíveis sob condições de incerteza.

A análise visual das superfícies críticas, consolidada na Figura 4, revela a natureza multimodal do problema: observa-se a distribuição das superfícies de falha obtidas via Simulação de Monte Carlo, com três regiões modais de concentração de rupturas concorrentes no processo estocástico.

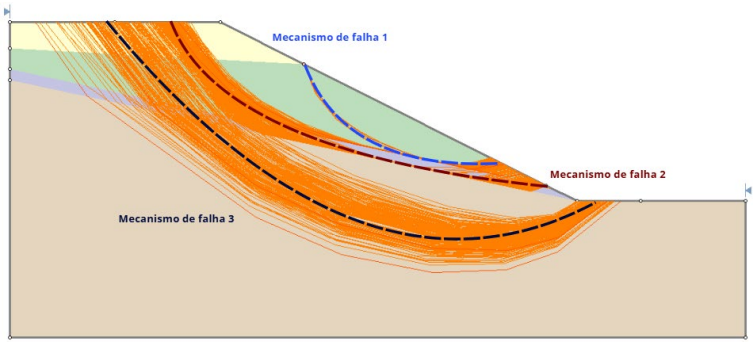


Figura 4. Ampliação esquemática dos diferentes mecanismos de falha do talude estratificado.

Observa-se que o modo de falha identificado na etapa determinística se assemelha ao Mecanismo 2, que tangencia a zona de baixa resistência da camada 3, que é a mais fraca na análise de valores médios. Ao restringir a avaliação probabilística exclusivamente a essa superfície fixa, a análise de componente ($P_{f,CDSS}$) ignora a contribuição de risco proveniente dos outros dois mecanismos independentes.

O Mecanismo 1 manifesta-se como um modo local e superficial, surgindo especificamente em cenários que Solo 2 apresenta suas piores combinações de parâmetros de resistência enquanto o solo 3 apresenta melhorias de resistência. Ao observar as trajetórias de ruptura na Figura 4, nota-se que este mecanismo detém a menor contribuição de superfícies críticas durante a Simulação de Monte Carlo, indicando uma probabilidade de ocorrência inferior em relação a outros modos profundos.

O Mecanismo 3 configura-se como uma ruptura profunda, deflagrada quando o solo inferior assume uma configuração estocástica crítica. Este modo é o mais severo sob a ótica das consequências, visto que a profundidade da superfície de deslizamento mobiliza um volume de solo significativamente maior. A análise das superfícies críticas marcadas na Figura 4 demonstra que esta região concentra a maior densidade de rupturas, o que torna o Mecanismo 3 o modo mais dominante para a confiabilidade global da estrutura. Porém, sendo geometricamente distinto da solução determinística, este risco é omitido pela análise de superfície fixa.

Segundo os critérios de El-Ramly et al. (2002), uma probabilidade de falha de 2% e β = 2,0 definem o limite de desempenho satisfatório para taludes. A análise de superfície fixa (1,11%; β = 2,28) indicaria uma estrutura dentro dos padrões de aceitabilidade. Contudo, a abordagem dinâmica de sistemas revela um risco real de 2,59% (β = 1,87), excedendo a fronteira de confiabilidade e expondo a fragilidade de simplificações que ignoram mecanismos concorrentes de ruptura. Esses resultados reforçam a necessidade de buscas dinâmicas em solos heterogêneos, garantindo que modos de falha independentes sejam integrados à avaliação probabilística.

4 CONCLUSÕES

Os resultados evidenciam que a análise dinâmica de sistemas é fundamental para a avaliação confiável de maciços geologicamente complexos. No caso homogêneo, a paridade entre os métodos validou a análise de componente, pois a alta correlação entre as superfícies potenciais permite que a geometria determinística represente o risco global, no caso o desvio na probabilidade de falha foi de 37,10%, variando de 0,31% para 0,43%, dentro de uma mesma ordem de magnitude.

No cenário estratificado, a adoção de superfície fixa mostrou-se contrária à segurança ao negligenciar modos concorrentes de falha. A probabilidade de falha sistêmica mais que dobrou em relação à análise de componente, elevando-se de 1,11% para 2,59%, incremento de 133,94%, acompanhado de redução no índice de confiabilidade β de 2,28 para 1,87. O custo computacional de 10 horas observado não deve, contudo, desencorajar o uso de métodos sistêmicos, visto que estratégias como Latin Hypercube Sampling (LHS) e redução de parâmetros de busca permitem reduzir o tempo de execução sem comprometer a integridade estatística do mapeamento de riscos.

Ressalta-se que a determinação da superfície crítica probabilística não integrou o escopo deste trabalho. Os softwares comerciais empregam algoritmos de busca global meta-heurísticos, como Auto Refine e Cuckoo Search, que identificam claramente as regiões de concentração de rupturas, mas não isolam com rigor estatístico a superfície que maximiza a probabilidade de falha individual. Para tal, recomenda-se a adoção de metodologias específicas como as propostas por Siacara et al. (2020), que conciliam praticidade computacional e rigor técnico.

5 REFERÊNCIAS

El-Ramly, H., Morgenstern, N. R., & Cruden, D. M. (2002). *Probabilistic slope stability analysis for practice.* Canadian Geotechnical Journal, v. 39, n. 3, p. 665-683, 2002

Huang, J; Griffithis, D. V.; Fenton, G.A. *A benchmark slope for system reliability analysis.*Geo-Congress 2013: Stability and Performance of Slopes and Embankments *III*. 2013. p. 962-971.

Jiang, S. H., Li, D. Q., Cao, Z. J., Zhou, C. B., & Phoon, K. K. *Efficient system reliability analysis of slope stability in spatially variable soils using Monte Carlo simulation.* Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, v. 141, n. 2, p. 04014096, 2015.

Oka, Y; Wu, T H. *System reliability of slope stability.* Journal of Geotechnical Engineering, v. 116, n. 8, p. 1185-1189, 1990.

Sandroni, S. S., Santana, F. C., Ramos, J. M. S. e Sayão, A. S. F. J. (1992). *Talude Rompido em Solo Saprolítico de Micaxisto na Mina do Cauê*. 1ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Taludes, Rio de Janeiro, ABMS, vol. 1, pp. 285-292.

Sayão, A. S. F. J., Sandroni, S. S., Fontoura, S. A., & Ribeiro, R. C. (2012). *Considerations on the probability of failure of mine slopes.* Soils and Rocks, v. 35, n. 1, p. 31-37, 2012.

Siacara, A. T. et al. *Análise de confiabilidade de primeira ordem (FORM) aplicada à engenharia de barragens.* Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 20., 2020, Campinas, São Paulo. 2020.

Zeng, P.; Jimenez, R; Jurado-Pinã, R. *System reliability analysis of layered soil slopes using fully specified slip surfaces and genetic algorithms.* Engineering Geology, v. 193, p. 106-117, 2015.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/43

Caracterização geotécnica e soluções de contenção para dois trechos da encosta da Comunidade do Jacó - Natal/RN

Olavo Francisco dos Santos Júnior
Professor, UFRN, Natal, Brasil, olavo@ct.ufrn.br

Osvaldo de Freitas Neto
Professor, UFRN, Natal, Brasil, osvaldocivil@ct.ufrn.br

Ricardo Nascimento Flores Severo
Professor, IFRN, Natal, Brasil, ricardo.severo@ifrn.edu.br

Allan Benicio Silva de Medeiros
Doutorando, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, allan.benicio@coc.ufrj.br

Matheus Nathan Ferreira Alves de Sousa
Doutorando, UFRN, Natal, Brasil, matheusnatancivil@gmail.com

Romário Stéffano Amaro da Silva
Doutorando, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, romario.amaro@coc.ufrj.br

RESUMO: A Comunidade do Jacó, localizada em Natal/RN, Brasil, ocupa uma área de aproximadamente 32.000 m², na qual cerca de 240 edificações estão inseridas em um contexto de alto risco geotécnico. Nesse sentido, o trabalho objetivou realizar um estudo geotécnico da área, com vistas a caracterizar as encostas da comunidade e apresentar soluções de contenção adequadas à comunidade, a nível de anteprojeto. Tais soluções são integradas a um projeto de urbanização. A campanha de investigação geotécnica indicou que o perfil estratigráfico representativo da área é composto por camadas da ordem de 10 a 15 m de sedimentos eólicos com compacidade muito fofa a fofa, com NSPT da ordem de 2 a 4 golpes. Subjacente a essas, observou-se camadas de solos arenosos concrecionados, típicos da Formação Barreiras. As análises de estabilidade resultaram em fatores de segurança próximos à unidade, nas condições de aumento do nível d'água durante períodos chuvosos. Por esse motivo, foi proposta uma solução de contenção baseada na implantação de linhas de estacas, combinadas com a instalação de drenos sub-horizontais profundos. A adoção dessa solução resultou em fatores de segurança considerados adequados.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de Encostas, Estabilização, Equilíbrio Limite, Formação Barreiras.

ABSTRACT: The Jacó Community, based in Natal, Brazil, extends over an area of approximately 32,000 m², comprising around 240 buildings that are exposed to significant geotechnical risk. Within this context, the aim of this study was to conduct a geotechnical investigation of the area to propose suitable retaining solutions at a preliminary design stage. These solutions are integrated into a broader urbanization project. The geotechnical investigation campaign indicated that the typical stratigraphic profile of the area is composed of 10 to 15 m layers of very loose aeolian sediments, presenting NSPT of 2 to 4 blows. Underlying these, sandy concretionary soils layers, typical of the Barreiras Formation, were also observed. Slope stability analyses resulted in factors of safety close to unity under conditions of increased water levels during rainy periods. Therefore, a retaining solution was proposed based on pile walls, combined with the installation of deep sub-horizontal drains, which resulted in satisfactory factors of safety.

KEYWORDS: Slope Stability, Stabilization, Limit Equilibrium, Barreiras Formation.

1 INTRODUÇÃO

Movimentos de massa estão entre os desastres naturais mais frequentes e mortais no Brasil, causando graves prejuízos socioambientais e econômicos em elementos de infraestrutura e em cidades (Coutinho et al., 2025). Na cidade de Natal, capital do Rio Grande do Norte, as condições de risco e suscetibilidade a movimentos de massa em encostas são resultados da interação entre processos naturais e a ocupação desordenada do solo urbano. O município está situado em uma área de relevante valor ambiental, caracterizada por dunas, praias e lagoas interdunares, e marcada por significativa variação de relevo. Além disso, possui um regime de chuvas sazonais, com pluviosidade relevante em diversos períodos do ano. A interação complexa desses elementos representa uma base para o surgimento de áreas vulneráveis a movimento de massa (Ribeiro et al., 2021).

De acordo com o mapa de caracterização climática brasileira elaborado por Alvares *et al*. (2013), com base no modelo de Köppen-Geiger, o município de Natal está inserido em uma região de clima "As". Ou seja, está em uma região de clima tropical com estação seca no verão, caracterizada por temperaturas médias elevadas e sazonalidade pluviométrica, na qual as chuvas se concentram no período de outono-inverno, com uma estação seca acentuada na outra parte do ano. Esse cenário influencia diretamente na estabilidade das encostas da cidade, uma vez que, durante as estações secas, os solos tendem a apresentar uma parcela de resistência ao cisalhamento adicional, devida à sucção (Fredlund e Rahardjo, 1993). De forma distinta, em períodos de pluviosidade concentrada, os solos tendem a apresentar maiores graus de saturação, o que reduz ou elimina a parcela de resistência devida à sucção. Consequentemente, as encostas formadas por esses solos se apresentam mais suscetíveis a processos de desestabilização.

Nesse contexto, se localiza a comunidade do Jacó (Figura 1), com uma área de aproximadamente 32.000 m², na qual cerca de 240 edificações estão inseridas em uma condição de alto risco geotécnico (NATAL, 2025).

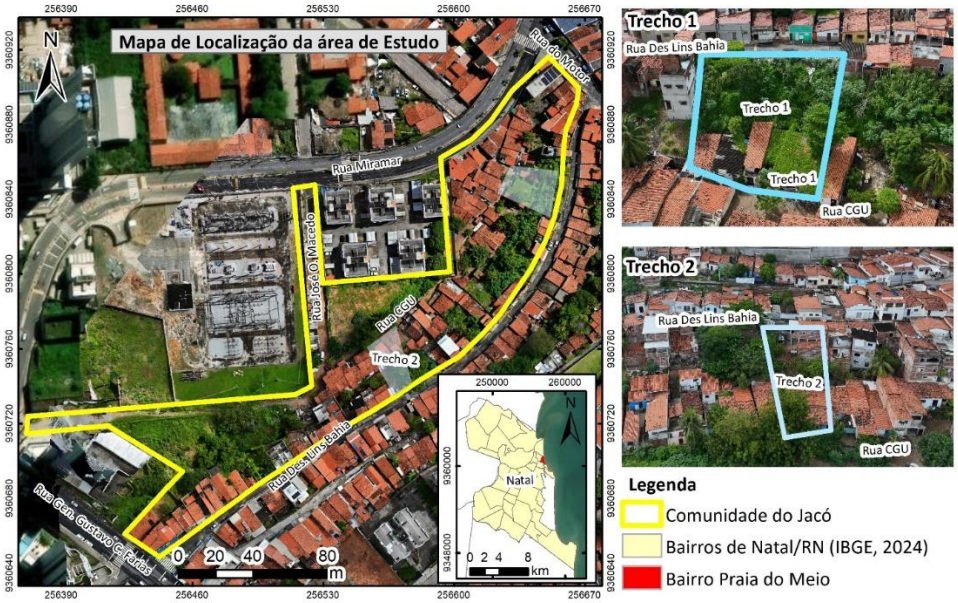


Figura 1. Mapa de localização da comunidade do Jacó, Natal/RN, Brasil.

Do ponto de vista geológico e geomorfológico, a comunidade do Jacó se insere sobre depósitos eólicos litorâneos vegetados, os quais se constituem como camadas de dunas descaracterizadas (Bezerra, 2016). Na região do município de Natal-RN, esses depósitos se caracterizam por fácies areníticas, mal graduados, de cor avermelhada, submetidos a lixiviação intensa e com presença de materiais residuais (Moreira *et al*., 2018).

Os depósitos eólicos da área do Jacó estão assentes sobre os tabuleiros costeiros. Tais tabuleiros são compostos pela Formação Barreiras, uma unidade geológica formada entre o Mioceno e o Plioceno. Ela se estende desde o estado do Amapá, por toda a região costeira, até o Rio de Janeiro (Bezerra, Melo e Suguio, 2006). Essa formação consiste em uma cobertura sedimentar, com camadas intercaladas de argilitos, siltitos e arenitos, apresentando em sua composição diferentes teores de silte, argila e arenitos conglomeráticos. Nesses sedimentos ocorre com frequência a presença de camadas enrijecidas com cimentação ferruginosa. (Santos Jr, Coutinho e Severo, 2015). No âmbito do Rio Grande do Norte, diversos estudos foram realizados em materiais

dessa formação, com ênfase em suas características geotécnicas (Santos JR., Coutinho e Severo, 2015; Morais, Santos Jr e Freitas Neto, 2020).

A ausência de planejamento ocupacional e de dispositivos de estabilização e drenagem das encostas, associada à falta de saneamento básico e à presença de acúmulos de resíduos sólidos, faz com que as encostas se encontrem em uma situação precária de estabilidade (Bezerra et al., 2020). Dada a concentração populacional na área, o desencadeamento de movimentos de massa pode ocasionar perdas humanas, ambientais e financeiras de grande magnitude. Nesse contexto, por meio do presente trabalho objetiva-se estudar as condicionantes e o contexto geológico-geotécnico de dois trechos da encosta localizada na Comunidade do Jacó (denominados Trecho 1 e Trecho 2, Figura 1), avaliar a sua condição de estabilidade e apresentar uma solução técnica para a estabilização dos referidos trechos, em nível de anteprojeto.

2 CAMPANHA DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA E PERFIS REPRESENTATIVOS

A fim de subsidiar a avaliação geotécnica das encostas e a solução técnica de estabilização, foram realizados mapeamento aerofotogramétrico, levantamento planialtimétrico e sondagens a percussão com medida de N_{SPT} na região de interesse para os estudos.

O mapeamento da área baseou-se em levantamento aerofotogramétrico com drone DJI Mavic 3 Classic (câmera 20 MP). O voo foi executado a 120 m de altitude com sobreposição de 70%, resultando em resoluções de 2 cm/pixel (horizontal) e 15 cm/pixel (altimétrica). O processamento no software Agisoft Metashape permitiu a geração do Modelo Digital de Elevação (MDE) e do Terreno (MDT), posteriormente integrados em ambiente SIG (ArcGIS 10.8) sob o sistema UTM, fuso 25S e Datum SIRGAS 2000, para a modelagem geométrica detalhada.

O levantamento planialtimétrico abrangeu os taludes situados nos Trecho 01 e Trecho 02. De forma geral, as encostas apresentam declividades médias entre 17° e 22° (30-40%). Essa geometria, associada à natureza do solo e intervenções antrópicas, indica elevada suscetibilidade a instabilidades geotécnicas.

2.1 Sondagens a percussão, perfis e parâmetros geotécnicos das encostas

A estratigrafia da área de interesse foi caracterizada a partir de quatro sondagens a percussão com medida de N_{SPT}, duas realizadas na área do topo e duas na área da base dessas encostas. O local de realização dessas sondagens está ilustrado na Figura 2. As sondagens SPT-01 e SPT-02 se referem ao perfil estratigráfico do talude do Trecho 1, enquanto as sondagens SPT-05 e SPT-06 indicam o perfil estratigráfico do talude do Trecho 2.

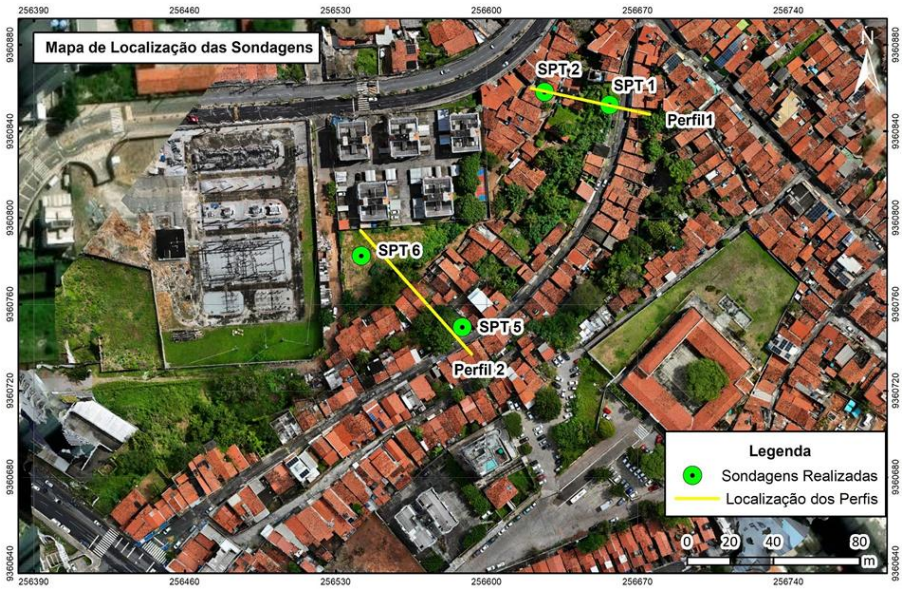


Figura 2. Mapa de localização das sondagens SPT.

De modo geral, a investigação geotécnica revelou que o subsolo da área é composto por material majoritariamente arenoso. As sondagens realizadas no topo da encosta indicaram um perfil formado por uma camada de 10 m a 12 m de profundidade de areia fina, com compacidade muito fofa a fofa, e coloração variável. Abaixo dessa, camadas de areia fina siltosa, medianamente compacta a compacta, com presença de pedregulhos e concreções. Nas sondagens realizadas na base da encosta, observaram-se camadas de areia fina de compacidade e coloração variáveis, com evidências de material de aterro. Abaixo, areia fina compacta, com coloração variável e presença de pedregulhos e concreções.

A sondagem SPT-01 avançou ao longo de 17,0 m e indicou um nível d'água a 15,0 m de profundidade. Na sondagem SPT-02, que avançou apenas 14,0 m, não se identificou nível d'água. Na base da encosta, a sondagem SPT-05 avançou por 13,0 m e indicou um nível d'água a 4,0 m de profundidade. A sondagem SPT-06 perfurou apenas 6,0 m e indicou a presença de nível d'água a 5,0 m de profundidade e uma camada de solo com matéria orgânica a partir dos 4,0 m. É importante destacar que essas sondagens foram realizadas no mês de outubro, característico como período de clima seco.

À luz do contexto geológico local, pode-se classificar o pacote de areia fina muito fofa a fofa, referente aos trechos iniciais das sondagens SPT-01 e SPT-05, como material componente dos depósitos eólicos litorâneos. As camadas inferiores, em função da maior compacidade e da presença de pedregulhos e concreções, sugerem um material componente da Formação Barreiras, a qual se encontra subjacente a esses depósitos eólicos. A presença de material de aterro nas sondagens SPT-02 e SPT-06 pode ser atribuída ao processo de ocupação da área, a qual era anteriormente uma lagoa. A camada de matéria orgânica identificada no SPT-06 pode indicar um local no qual anteriormente se depositavam resíduos sólidos urbanos.

A partir dos resultados das sondagens a percussão e da topografia, foram traçados perfis estratigráficos representativos dos dois trechos da encosta, voltados para a realização de análises de estabilidade e a concepção do projeto de estabilização. Por esse motivo, a estratigrafia foi simplificada, na forma de agrupamentos em camadas de solo com características similares e possíveis de serem representadas pelos mesmos parâmetros geotécnicos. O resultado dessa simplificação está apresentado nas Figuras 4 e 5, relativas aos Trecho 1 e Trecho 2, respectivamente.

O perfil estratigráfico distingue o Solo 1, caracterizado como uma camada superficial de areia fina de baixa compacidade, do Solo 2, composto por areia fina mais compacta com pedregulhos e concreções, típica da Formação Barreiras. A análise das sondagens no Solo 1 indicou valores médios de resistência à penetração (NSPT) de 2,7 no perfil SPT-01 (camada de 0 a 10 m) e de 4,7 no perfil SPT-05 (camada de 0 a 9 m).

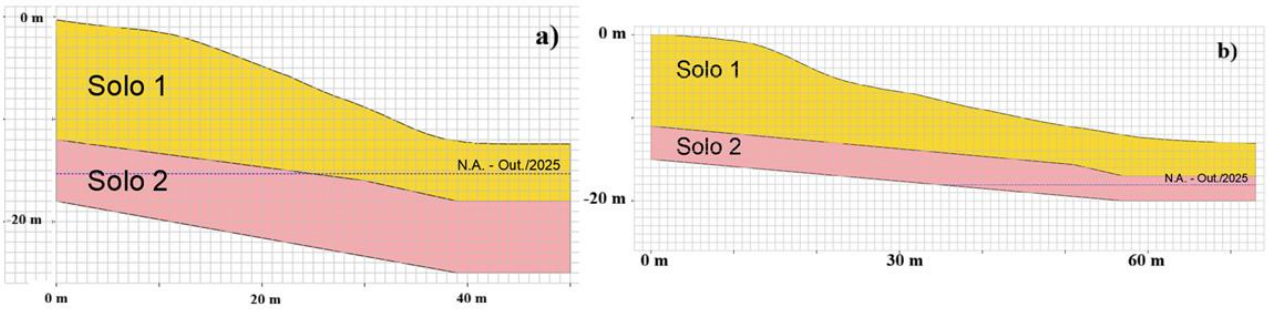


Figura 4. Perfil estratigráfico representativo dos Trechos 1 (a) e 2 (b).

A definição dos parâmetros físicos e de resistência baseou-se nos valores representativos de N_{SPT} e na natureza dos materiais identificados. Para o Solo 1, adotou-se a proposição de Godoy (1972) para a estimativa dos pesos específicos, resultando em peso específico natural (γ_n) igual a 16 kN/m³ e peso específico saturado (γ_{sat}) igual a 19 kN/m³. Quanto à resistência ao cisalhamento, definiu-se um ângulo de atrito efetivo (ϕ') de 26°, obtido através das correlações de Peck *et al*. (1974) e Cintra e Aoki (2010), com correção de energia para N_{60}. O valor proposto é compatível com a compacidade fofa do sedimento. Ainda para esta camada, adotou-se um intercepto coesivo (c') de 2 kPa, visando mitigar inconsistências numéricas nas análises de estabilidade (como superfícies críticas muito superficiais), dado o caráter granular do material.

Para o Solo 2, as características típicas da Formação Barreiras, como a presença de concreções e maior compacidade, justificaram a adoção de parâmetros de resistência ao cisalhamento superiores. Dessa forma, foram adotados c' = 20 kPa, ϕ'= 30°, γ_n = 19 kN/m³ e γ_{sat} = 21 kN/m³. Esses parâmetros são coerentes com dados reportados na literatura (Santos Jr. *et al.,* 2015). Por fim, para eventuais serviços de aterro, estabeleceram-se pesos específicos idênticos aos do Solo 2, com parâmetros de resistência ao cisalhamento iguais a c' = 5 kPa e ϕ'= 32°.

3 ANÁLISES DE ESTABILIDADE E SOLUÇÕES PROPOSTAS

A partir dos parâmetros geotécnicos estimados para os materiais componentes dos perfis estratigráficos, foi possível conduzir análises de estabilidade das encostas estudadas.

As análises foram realizadas por métodos baseados no conceito de equilíbrio-limite, com a inclusão das condições de poropressão a partir da adição de superfície piezométrica, a fim de calcular o fator de segurança associado à superfície potencial de ruptura crítica. Para o caso atual, de um talude composto por uma camada espessa de solo homogêneo, considerou-se o uso dos métodos de cálculo de fator de segurança propostos por Bishop (1955), Spencer (1967) e Morgenstern e Price (1965).

Utilizou-se método de busca de superfícies de ruptura baseado em Cuckoo Search, algoritmo capaz de otimizar o processo, ao não necessitar da especificação de superfícies de entrada e saída ou de grades e raios (Seequent, 2022).

As análises de estabilidade consideraram um cenário inicial, com o nível d'água observados nas sondagens executadas em outubro de 2025, período de clima seco. Em sequência, consideraram uma condição de elevação do nível d'água, a partir da especificação de uma superfície piezométrica 9,0 m mais elevada do que a original. Essa condição visa refletir a variação do nível d'água em períodos de chuva intensa e de longa duração. Por fim, avaliou-se uma solução de estabilização, com vistas a garantir um fator de segurança adequado para o fim proposto. No topo de cada trecho da encosta, foi aplicada uma sobrecarga uniformemente distribuída, com magnitude de 30 kN/m²/m, em todos os cenários. Essa sobrecarga visa representar a ocupação no topo da encosta. A Tabela 1 sintetiza os FS obtidos para cada condição.

Dado o contexto urbano da encosta, a qual requer alto nível de segurança contra danos materiais, ambientais e à vida, especificou-se um fator de segurança (FS) mínimo igual a 1,5, de acordo com as diretrizes da ABNT NBR 11682:2009 — Estabilidade de Encostas.

Tabela 1. Fatores de segurança do trecho 1 e trecho 2 da encosta para os cenários analisados.

Cenário	Método de cálculo		
	Bishop (1955)	Spencer (1967)	Morgenstern e Price (1965)
Trecho 1 – Nível d'água observado nas sondagens	1,42	1,42	1,42
Trecho 1 – Nível d'água elevado	1,15	1,15	1,15
Trecho 2 – Nível d'água observado nas sondagens	1,48	1,48	1,48
Trecho 2 – Nível d'água elevado	1,48	1,48	1,48

Quanto à condição de nível d'água atual, observa-se que os fatores de segurança estão um pouco abaixo do valor mínimo, igual a 1,50. Além disso, observa-se que os três métodos utilizados resultaram em valores de fator de segurança similares.

A Figura 5 ilustra as superfícies de ruptura críticas observadas para os trechos 1 e 2 da encosta, obtidas para o nível d'água encontrado nas sondagens e para a simulação de níveis d'água 9,0 m mais elevados. Essa condição visa representar cenários de períodos de pluviosidade elevada, combinados com a alta capacidade de infiltração do solo arenoso de baixa compacidade que forma o trecho superior da encosta, o qual favorece uma rápida elevação do nível d'água.

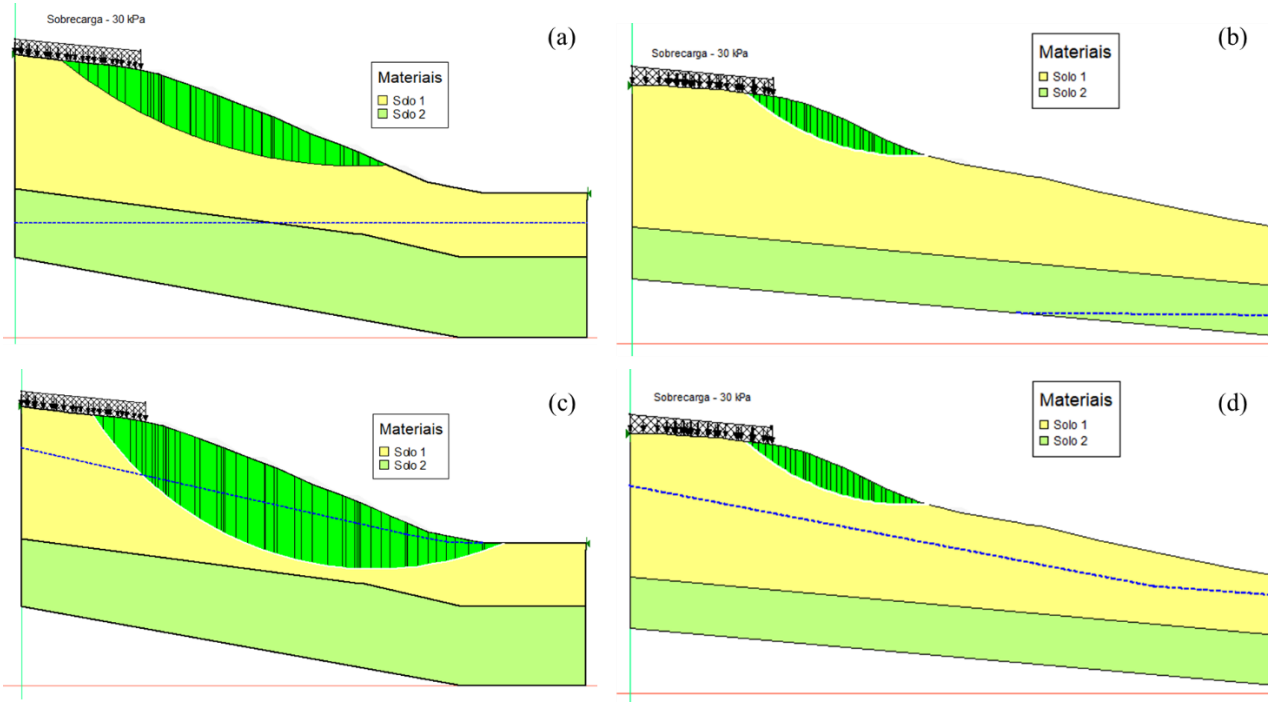


Figura 5. Superfícies de ruptura críticas para os (a) trecho 1 e (b) trecho 2 da encosta na condição de nível d'água encontrado nas sondagens e (c) trecho 1 e (d) trecho 2 da encosta na condição de nível d'água elevado.

A redução no valor do fator de segurança para o trecho 1 da encosta ilustra o efeito desestabilizador do aumento do nível d'água, e destaca o mecanismo de ruptura mais provável associado à condição na qual o talude se encontra. Nesse trecho, o aumento do nível d'água é determinante para a redução da condição de estabilidade da encosta, cuja ruptura tende a mobilizar uma massa com elevada profundidade. No caso do trecho 2, é possível perceber uma superfície de ruptura de menor dimensão, localizada no topo da encosta, a qual não é afetada pelo aumento do nível d'água. Por essa razão, o FS relativo ao nível d'água das sondagens permanece igual ao FS calculado para a condição de nível d'água elevado.

Com base nas análises de estabilidade, considerou-se a necessidade da inclusão de reforços, a fim de assegurar um valor de fator de segurança que atenda ao mínimo recomendado. Dadas as características do material, de baixa compacidade, descartou-se a possibilidade de utilizar uma solução baseada em solo grampeado.

Nesse contexto, o projeto optou pelo uso de reforços baseados na execução de linhas de estacas, aliadas à implantação de dispositivos de drenagem profunda. Além disso, devido à baixa compacidade do material e a presença de lixo e matéria orgânica na superfície, o projeto propõe a substituição da camada superficial da face da encosta, com cerca de 1,50 m de profundidade, por reaterro ou por solo proveniente de empréstimo. Essa última medida visa assegurar que não haverá patologias ao longo das escadas e da rampa, as quais estarão assentes diretamente sobre o talude, devido à ocorrência de recalques elevados, em vista da baixa compacidade do solo.

Estabeleceu-se o uso de estacas de concreto com seção circular, com 300 mm de diâmetro, integralmente armadas. Essa armadura garante a integridade estrutural do elemento, em face das solicitações impostas. Prevê-se que o topo das estacas seja interligado por uma viga de coroamento com seção retangular. A partir de análises de estabilidade, foi possível determinar o comprimento e a distribuição necessária dessas estacas ao longo de cada trecho da encosta.

A Figura 6 ilustra as superfícies de ruptura críticas relacionadas às soluções de contenção adotadas, para os dois trechos, ao considerar a condição de nível d'água elevado.

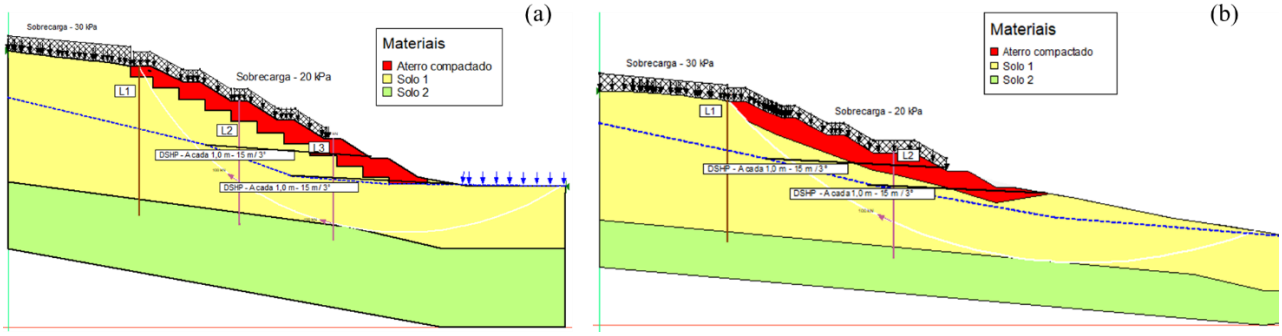


Figura 6. Superfícies de ruptura críticas para os (a) trecho 1 e (b) trecho 2 da encosta na condição de nível d'água elevado e com reforços e reaterro.

No caso do trecho 1, as estacas da linha L1 foram estimadas com comprimento igual a 13 m. As estacas da linha L2, com comprimento de 11 m. Para as estacas da linha L3, especificou-se um comprimento de 9 m. Adotou-se como premissa prolongar as estacas até a camada de Solo 02, a qual é um material de maior resistência, a fim de garantir a segurança e a funcionalidade da contenção. Com isso, foi possível obter um FS igual a 1,50.

No trecho 2, foi necessária uma solução menos robusta do que a referente ao trecho 1. Observou-se que a substituição da camada de 1,5 m superficial da encosta por material compactado e a inclusão de duas linhas de estacas resultou em um fator de segurança satisfatório. Estimou-se uma linha L1 composta por estacas com espaçamento igual a 0,50 m (eixo a eixo) no topo da encosta. Além disso, uma linha L2 na seção intermediária da encosta, com espaçamento entre estacas (eixo a eixo) igual a 1,0 m. Essa combinação resultou em um FS igual a 1,59.

Por fim, destaca-se a inclusão de DSHPs (drenos sub-horizontais profundos), como medida contra a elevação do nível d'água diretamente na região do talude. A inclusão de drenagem profunda é fundamental, bem como a sua manutenção, como garantia da funcionalidade da solução. A solução sugere duas linhas de DSHPs, espaçados a cada 1,0 m, com 15,0 m de comprimento e inclinação mínima de 3°.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho, avaliou-se a condição de estabilidade de dois trechos de uma encosta na comunidade do Jacó, em Natal – RN. A encosta é formada por uma camada superior de areia fina eólica, de baixa compacidade, e por uma camada inferior composta por material concrecionado, similar ao observado em solos da Formação Barreiras. Com base nessas informações, os valores de parâmetros geotécnicos representativos foram estimados, com vistas a seu uso em análises de estabilidade.

As análises de estabilidade dos trechos de encosta na condição atual demonstram que esses taludes estão associados a fatores de segurança menores do que os recomendáveis. Nesse contexto, foi proposta uma contenção, em nível de anteprojeto, baseada na instalação de linhas de estacas de concreto e de drenos sub-horizontais profundos, a fim de elevar a condição de estabilidade dos trechos estudados. No Trecho 1, a solução contou com três linhas de estacas. No Trecho 2, foi necessário especificar apenas duas linhas. Além dos elementos estruturais, o estudo ressaltou a importância da instalação e da manutenção da drenagem profunda, tendo em vista os efeitos potencialmente desestabilizadores do aumento do nível d'água na região, cuja ocorrência se dá em períodos chuvosos. Ademais, ressalta-se a importância de prever soluções para a proteção superficial da encosta, a fim de mitigar os efeitos de processos erosivos. Em fase de projeto básico ou executivo, devem ser previstos dispositivos de drenagem superficial, tais como valetas no topo e na base da encosta, bem como o correto encaminhamento das águas coletadas por esses dispositivos. Por fim, salienta-se a necessidade da proteção da face do talude, a partir do plantio de vegetação gramínea adequada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2009). NBR 11682: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro: ABNT.

Alvares, C.A., Stape, J.L., Sentelhas, P.C., Gonçalves, J.L.M., Sparovek, G. (2013) Köppen's climate classification map for Brazil. *Meteorologische Zeitschrift*, 22 (6), p. 711-728.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro.

Bezerra, F.H.R., Mello, C.L., Suguio, K. (2006) A Formação Barreiras: recentes avanços e antigas questões. *Geologia USP, Série Científica*, 6 (2), p. III–VI.

Bezerra, L.T.V. (2016) *Mapeamento de risco/perigo de movimentos de massa e avaliação da estabilidade das encostas na comunidade São José do Jacó, em Natal/RN*. Trabalho de Conclusão de Curso, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal.

Bezerra, L., Neto, O. D. F., Santos Jr, O., & Mickovski, S. (2020). Landslide risk mapping in an urban area of the city of Natal, Brazil. *Sustainability*, 12(22), 9601.

Cintra, J.C.A., Aoki, N. (2010) *Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais e profundas*. Oficina de Textos, São Paulo.

Coutinho, R. Q., Ehrlich, M., Futai, M. M., Bressani, L. A., Lacerda, W. A., & Morais, B. D. D. (2025). Gravitational mass movements in Brazil: causes, consequences, and solutions. *Soils and Rocks*, 48(3), e2025001625.

Fredlund, D.G., Rahardjo, H. (1993) *Soil mechanics for unsaturated soils*. Wiley, New York.

Morais, A.D., Santos Júnior, O.F., Freitas Neto, O. (2020) Propriedades geotécnicas de sedimentos da Formação Barreiras nas falésias de Barra de Tabatinga, litoral oriental do Rio Grande do Norte (Brasil). *Holos*.

Moreira, M.M. et al. (2018) Caracterização Geotécnica dos Materiais Inconsolidados do Município de Natal – RN: Suscetibilidade e Risco Potencial de Deslizamentos e Inundações. In: *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, 19., Salvador. Anais...

Morgenstern, N.R., Price, V.E. (1965) The analysis of the stability of general slip surfaces. *Géotechnique*, 15 (1), p. 79-93.

Peck, R.B., Hanson, W.E., Thornburn, T.H. (1974) *Foundation engineering*. 2nd ed., John Wiley and Sons, New York.

Ribeiro, M. S. M., Spyrides, M. H. C., Andrade, L. D. M. B., Lima, K. C., Amaro, V. E., Pinheiro, L. R. D. S. G., ... & Alves, J. E. D. C. A. (2021). Intense precipitation and area of risk: a case study of mass movement in the city of natal, brazil. *Water*, 13(23), 3346.

Santos Júnior, O.F., Coutinho, R.Q., Severo, R.N.F. (2015) Propriedades geotécnicas dos sedimentos da Formação Barreiras no litoral do Rio Grande do Norte. *Geotecnia*, 134, p. 87-108.

Seequent. (2022). Stability Modeling with GeoStudio. Seequent Limited, The Bentley Subsurface Company. https://files.seequent.com/PDFs/Geostudio-Stability%20Modeling-Oct2022.pdf. Acesso em: 09/02/2016.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/44

Classificação RMR em maciços rochosos no município de São Paulo através de Modelagem Aerofogramétrica

Fábio Augusto Martins
Engenheiro Geólogo, Egis Engenharia e Consultoria Ltda., São Paulo, Brasil, fabio.martins@egis-group.com

Manolo Morales Melo
Geólogo, Egis Engenharia e Consultoria Ltda., São Paulo, Brasil, manolo.melo@egis-group.com

Sérgio da Silveira
Engenheiro Civil, Egis Engenharia e Consultoria Ltda., São Paulo, Brasil, sergio.silveira@egis-group.com

Laura Selvati do Patrocínio Justiniano
Geóloga, Egis Engenharia e Consultoria Ltda., São Paulo, Brasil, laura.justiniano@egis-group.com

Denner Perina Silva
Engenheiro Civil, Egis Engenharia e Consultoria Ltda., São Paulo, Brasil, denner.silva@egis-group.com

RESUMO: Este estudo avalia a estabilidade de maciços rochosos em ambiente urbano na Avenida Dr. Assis Ribeiro, no município de São Paulo por meio da integração entre modelagem aerofotogramétrica e classificação geomecânica Rock Mass Rating (RMR), destacando como diferencial a caracterização estrutural em 3D realizada no escritório para reduzir exposição ao risco geológico. A aquisição foi feita com drone FIMI X8 2020 Pro, garantindo sobreposição frontal ≥80%, e processada no WebODM para geração de ortomosaico e modelo 3D. O resultado apresentou resolução espacial de 0,22 cm a 4 m de altura, com uso de pontos de controle para ajuste geométrico. A interpretação estrutural identificou 7 famílias a partir de 25 fraturas mapeadas; os parâmetros mais sensíveis no RMR foram persistência, espaçamento, alteração e condições de água, pois controlam a continuidade/atrito das descontinuidades e influenciam diretamente os ajustes no RMR. Em termos de qualidade de maciço, obteve-se RMR = 42 (Classe III — Regular), com predominância de Classe II (Boa, 61–80) em parte dos setores e ocorrências pontuais de Classes IV–V indicando trechos críticos. No contexto de risco, a área é altamente urbanizada, com edificações na crista, o que eleva as cargas sobre o maciço e aumenta o potencial de impacto sobre população e infraestrutura. A geometria observada sugere susceptibilidade a ruptura planar e em cunha. Conclui-se que a modelagem 3D do talude poupa tempo de campo e aumenta a segurança operacional, oferecendo base robusta para priorização de reforços localizados.

PALAVRAS-CHAVE: Modelagem Aerofotogramétrica, RMR, Maciços Rochosos

ABSTRACT: This study evaluates the stability of rock masses in an urban environment on Avenida Dr. Assis Ribeiro, in the municipality of São Paulo, through the integration between aerophotogrammetric modeling and geomechanical classification Rock Mass Rating (RMR), highlighting as a differential the 3D structural modeling done in the office to reduce exposure to geological risk. The data acquisition was carried out with a FIMI X8 2020 Pro drone, ensuring frontal overlap ≥80%, and processed in WebODM for the generation of an orthomosaic and 3D model. The result presented a spatial resolution of 0.22 cm at a height of 4 m, with the use of control points for geometric adjustment. Structural interpretation identified 7 families from 25 mapped fractures; the most sensitive parameters in the RMR were persistence, spacing, alteration, and water conditions, as they control the continuity/friction of discontinuities and directly influence the adjustments in RMR. In terms of rock mass quality, RMR = 42 (Class III — Fair) was obtained, with a predominance of Class II (Good, 61–80) in part of the sectors and occasional occurrences of Classes IV–V indicating critical sections. In the risk context, the area is highly urbanized, with buildings on the crest, which increases loads on the rock mass and the potential impact on the population and infrastructure. The observed geometry suggests susceptibility to planar and wedge failure. It is concluded that 3D modeling of the slope saves field time and increases operational safety, providing a solid basis for prioritizing localized reinforcements.

KEYWORDS: Aerophotogrammetric Modeling, RMR, Rock Mass

1 INTRODUÇÃO

A estabilidade de maciços rochosos depende da interação entre agentes naturais e antrópicos que podem desencadear instabilidades gravitacionais. A adequada compreensão desses processos exige a caracterização das famílias de descontinuidades e de seus parâmetros geomecânicos — como orientação, persistência, abertura, rugosidade e grau de alteração — conforme diretrizes da ISRM (1981). O estudo foi aplicado a um talude de corte associado à ampliação viária da Avenida Dr. Assis Ribeiro, em São Paulo, mapeado na folha geológica SF.23-Y-C-III-4 (Guarulhos), com cerca de 40 m de extensão e 8 m de altura, onde a geometria do talude e a configuração estrutural do maciço controlam os modos potenciais de ruptura.

A área estudada encontra-se em ambiente altamente urbanizado (Figura 1), com edificações na crista do talude, aumentando cargas e podendo reduzir o fator de segurança. O talude é composto por maciços rochosos exposto, com evidências de desmonte prévio e fraturas sub-horizontais preenchidas por material saprolítico, indicando zonas preferenciais de intemperismo e possíveis superfícies críticas de ruptura. No topo ocorre uma fina camada de solo residual silte arenoso, com minerais de quartzo e feldspato potássico.

Os dados estruturais das descontinuidades e do talude realizado no mapeamento de campo, foram previamente obtidos e publicados por Martins et al. (2025), sendo neste trabalho empregados como referência para a aplicação da classificação geomecânica RMR através da modelagem 3D. A abordagem do presente estudo consiste na avaliação quantitativa e classificatória da qualidade dos maciços rochosos, por meio da aplicação de ferramentas de análise e mensuração no ambiente Civil 3D, visando caracterizar as descontinuidades e analisar a confiabilidade e as potencialidades dessa abordagem digital na engenharia geotécnica.



Figura 1. Vista geral do talude analisado (MARTINS et al. 2025).

2 CONTEXTO GEOLÓGICO DA ÁREA ESTUDADA

O município de São Paulo assenta-se sobre a Bacia de São Paulo, composta por sedimentos paleógenos, limitada ao norte pela Serra da Mantiqueira, onde afloram metassedimentos e granitos proterozóicos, e ao sul pela Serra do Mar, dominada por gnaisses de alto grau; depósitos fluviais quaternários associados aos rios Tietê, Pinheiros e Tamanduateí completam a cobertura superficial (FIGUEIRA, 2007). Geotectonicamente, a área integra a Província Mantiqueira, formada por cinturões neoproterozóicos resultantes da Orogênese Brasiliana (HEILBRON, 2004). No Cinturão Ribeira, destaca-se o Domínio Embu, marcado por intrusões graníticas neoproterozóicas (JANASI & ULBRICH, 1992), entre as quais o Granito Itaquera, biotita monzogranito pré- a sintectônico de 650–590 Ma, com textura inequigranular e leve orientação estrutural, figura 3 (DEL LAMA et al., 2008).

3 CARACTERIZAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS

Segundo a ISRM (1981), a caracterização das descontinuidades em maciços rochosos deve ser realizada por meio da análise de suas feições geológicas, incluindo especialmente fraturas e demais planos de fraqueza. A Figura 2 apresenta, de maneira sintetizada, os principais atributos das descontinuidades geológicas relevantes para este estudo. Conforme estabelecido pela ISRM (1981), tais atributos correspondem aos parâmetros fundamentais que descrevem o comportamento estrutural e geomecânico dessas descontinuidades.

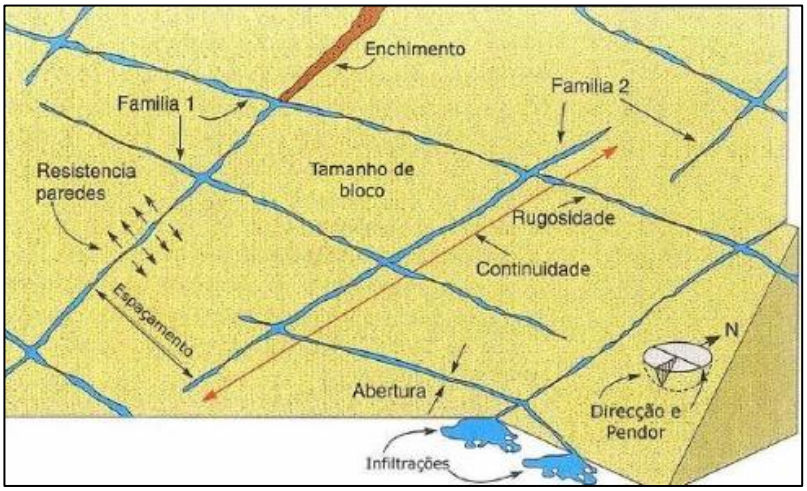


Figura 2. Representação esquemática das principais feições estruturais associadas às descontinuidades. (MONTEIRO, 2008).

Segundo Bieniawski (1989), a determinação do índice RMR inicia-se pela avaliação de cinco parâmetros principais, somados com 3 fatores geométricos da relação entre descontinuidade e talude, com o fator do método de escavação. A soma dos valores atribuídos a esses parâmetros — conforme as características observadas nos maciços rochosos — permite enquadrar o maciço em cinco categorias distintas, com pontuações variando de 0 a 100.

4 METODOLOGIA

4.1 Aerolevantamento com drone

A etapa de campo referente ao aerolevantamento foi executada no dia 19 de julho de 2025. Para a aquisição das imagens utilizou-se uma aeronave remotamente pilotada (RPA) do modelo FIMI x8 2020 PRO. O levantamento fotogramétrico foi realizado manualmente, de modo a realizar sobreposição frontal mínima de 80%, assegurando a geração de produtos fotogramétricos com representatividade geométrica.

4.2 Processamento das imagens

As imagens foram processadas no WebODM para correção geométrica, utilizando pontos de controle obtidos por GPS de celular. O objetivo foi obter um ortomosaico adequado e uma nuvem de pontos filtrada, permitindo a interpretação do maciço sem interferências superficiais. O processamento resultou em resolução espacial de 0,22 cm, com altura de voo de 4 m.

4.3 Extração de variáveis

4.3.1 Caracterização de maciços rochoso

A caracterização das descontinuidades foi realizada por amostragem linear (scanline) e observação direta, considerando suas características físicas e geométricas. Conforme Priest & Hudson (1981), o método

de scanline utiliza uma linha de referência na qual todas as descontinuidades interceptadas são registradas de forma sistemática. As orientações das descontinuidades e do talude foram realizadas através da bússola geológica do tipo Bruton e as características de cada descontinuidade com a função régua do Civil 3D. Foi realizado o agrupamento das descontinuidades em famílias de descontinuidade e considerado as características geomecânicas mais críticas. Todo o procedimento seguiu as recomendações da ISRM (1981), assegurando padronização e confiabilidade dos dados.

4.3.1.1 Atitude do talude e descontinuidade

Conforme Martins et al. (2025), as observações realizadas em campo permitiram caracterizar as descontinuidades, por meio da análise de densidade de polos e da construção de diagramas de contorno, e foi individualizado sete famílias estruturais distintas, que agrupam as 25 fraturas mapeadas, conforme apresentado na Figura 3.

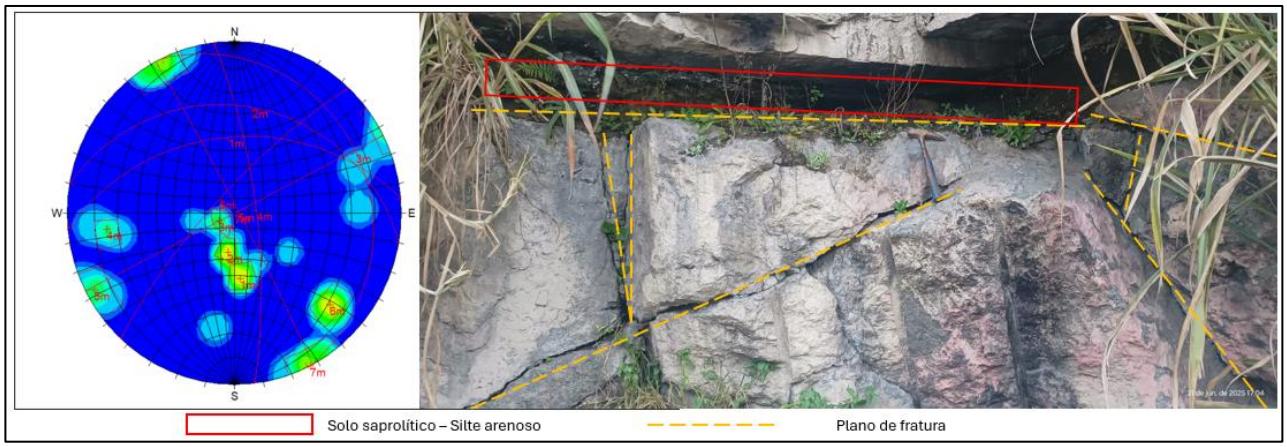


Figura 3. Diagrama de contorno: Identificação da família de descontinuidade, através da maior densidade de concentração de polos (MARTINS et al. 2025).

4.3.1.2 Persistência

A persistência é mensurada pela extensão linear visível do plano de fratura ao longo de sua projeção aparente no afloramento. Sua determinação é registrada pelo comprimento contínuo da descontinuidade até o ponto onde ela deixa de ser observável por interrupção natural, alteração intensa ou cobertura superficial.

4.3.1.3 Rugosidade

A rugosidade é avaliação pelo grau de irregularidade de sua superfície ao longo do plano de fratura e comparada com a classificação JRC (*Joint Roughness Coefficient*), sugerido por Barton & Choubey (1977). A mensuração consiste em registrar a amplitude das ondulações pela aspereza do plano de descontinuidade.

4.3.1.4 Índice de alteração

O índice de alteração consiste no grau de intemperismo presente no plano de fratura e nos minerais que o compõem. A determinação é feita em campo por meio de inspeção visual direta, observando coloração, coesão, presença de minerais argilosos, grau de decomposição dos cristais e tipo de preenchimento.

4.3.1.5 Resistência dos maciços rochosos

A resistência dos maciços rochosos é estimada na observação do plano de descontinuidade com testes simples como martelo geológico para verificar dureza.

4.3.1.6 Abertura

A abertura é verificada através da distância perpendicular entre as paredes do plano de fratura.

4.3.1.7 Preenchimento

A mensuração do preenchimento de uma descontinuidade consiste em identificar e quantificar o material presente entre as paredes do plano de fratura através de observação direta. Martins et al. (2025) descreve que as descontinuidades permitiram caracterizá-las com solo saprolítico, silte arenoso, em espessura centimétricas nos planos sub-horizontais.

4.3.1.8 Espaçamento

A mensuração do espaçamento consiste em determinar a distância perpendicular entre planos sucessivos de fratura ao longo de uma linha de medição orientada.

4.3.1.9 Percolação d'água

A percolação d'água em uma descontinuidade é mensurada avaliando-se o fluxo hidráulico que atravessa o plano de fratura e seu comportamento sob diferentes condições de saturação.

4.3.1.10 Determinação do RQD (Rock Quality Designation)

Segundo a ISRM (1981), o *Rock Quality Designation* (RQD) pode ser determinado a partir da análise de testemunhos de sondagem rotativa, mediante a medição dos comprimentos recuperados de fragmentos íntegros de rocha. Alternativamente, o RQD pode ser estimado em afloramentos, utilizando-se expressões matemáticas desenvolvidas para situações em que não há testemunhos disponíveis (Equação 1):

$$RQD = 115 - 3{,}3 \cdot J_v \tag{1}$$

Em que:
Jv – Densidade volumétrica das fraturas, pode ser calculada pela equação (Equação 2):

$$J_v = \frac{\text{Nº de fraturas } F_1}{l \text{ scanline}} + \frac{\text{Nº de fraturas } F_2}{l \text{ scanline}} + \cdots + \frac{\text{Nº de fraturas } F_n}{l \text{ scanline}} \tag{2}$$

Em que:

F: Família de descontinuidade;
l: Comprimento da scanline em metros.

4.3.1.11 Determinação dos fatores de RMR

A etapa de ajuste da classificação geomecânica em função da orientação das descontinuidades constitui procedimento fundamental na determinação do RMR, uma vez que a estabilidade de taludes rochosos é fortemente condicionada pela relação geométrica entre a face do talude e as estruturas de fraqueza do maciço. Bieniawski (1989) apresenta que os fatores de correção, aplicados para taludes, são determinados em:

- F1 depende do paralelismo entre as descontinuidades e a direção do talude, de acordo com a equação $F1 = (1 - \text{sen } A)^2$, sendo A o ângulo entre a direção do talude e as descontinuidades;
- F2 representa o ângulo de mergulho da descontinuidade no modo de ruptura planar, segundo a equação $F2 = tg^{-2}B_j$, onde B_j é o ângulo de mergulho da descontinuidade. Para rupturas do tipo tombamento, o valor de F2 é constante, igual a 1,00.

- F3 reflete a relação entre a face do talude e o mergulho da descontinuidade. Neste caso, os pesos apresentados pela classificação RMR são mantidos. No caso de rupturas planares, este valor reflete a probabilidade de a junta aflorar na face livre.
- F4 é o fator de ajuste para o método de escavação, determinado empiricamente

5 RESULTADOS

O talude apresentado na figura 4, exibe os maciços rochosos fortemente fraturado, com múltiplas famílias de descontinuidades mapeadas. As fraturas sub-horizontais destacam-se como elementos estruturais dominantes, atuando como potenciais planos de ruptura planar devido à sua continuidade e alinhamento parcial com a face do talude.

Além delas, observam-se fraturas oblíquas, que ao se intersectarem com os planos das fraturas sub-horizontais, favorecem a formação de cunhas. A geometria registrada não indica a formação de colunas rochosas nem a orientação necessária para mecanismos de tombamento.

O conjunto de fraturas mapeadas revela um maciço compartimentado em blocos, influenciado por intemperismo e possível infiltração, condições que reduzem a resistência ao cisalhamento e aumentam a suscetibilidade a instabilidades planares e em cunha.

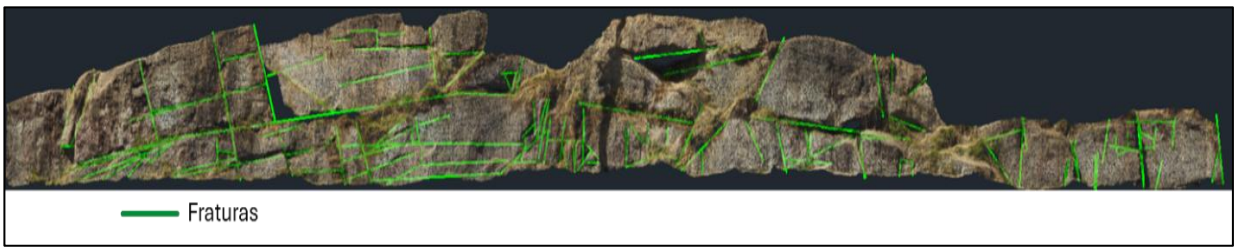


Figura 4. Identificação das famílias de descontinuidade.

A figura 5, indica que a classificação segundo os intervalos estabelecidos por Bieniawski (1989) permite uma interpretação direta da qualidade do maciço em termos de comportamento esperado. A distribuição por classes, indica predominância marcante da Classe II — Boa (61–80), que corresponde a 55,6% das observações. Este predomínio sugere que, de modo geral, o maciço apresenta propriedades estruturais e mecânicas adequadas, compatíveis com condições de estabilidade satisfatórias.

Entretanto, a presença de valores pertencentes às classes de menor qualidade — Classe IV (21–40) e Classe V (≤20) — revela a existência de setores pontuais com maior suscetibilidade a mecanismos de ruptura. A ocorrência desses pontos destaca regiões em que descontinuidades mais abertas, persistentes ou alteradas, combinadas com condições estruturais desfavoráveis, exercem controle direto sobre modos de instabilidade planar e em cunha.

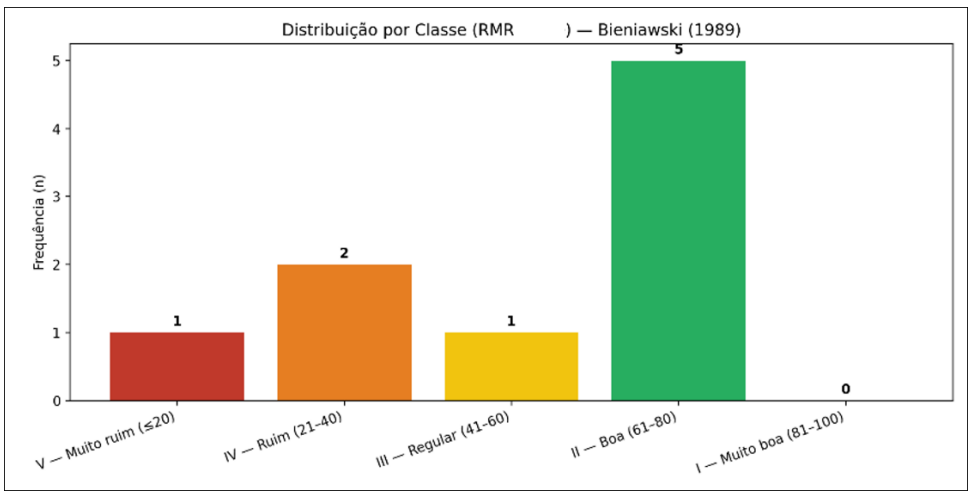


Figura 5. Distribuição das classes por família de descontinuidade analisado.

A figura 6 evidencia que a presença marcante de fraturas sub-horizontais (Famílias 1 e 2) ao longo de grande parte da face funciona como superfícies potenciais de ruptura planar. Essas fraturas, frequentemente bem delineadas na porção superior e central do talude, indicam zonas de fraqueza onde a qualidade do maciço é reduzida, especialmente associadas a processos intempéricos. Assim, mesmo em trechos onde o maciço aparenta maior integridade, a continuidade desses planos atua como elemento desencadeador de instabilidade, com ruptura controlada pela relação angular entre o mergulho das fraturas e a inclinação do talude.

Além das fraturas sub-horizontais, observa-se a ocorrência de fraturas oblíquas, distribuídas no talude. A interseção entre essas fraturas inclinadas favorece a formação de cunhas (I1-I4 e I4-I6). Esse arranjo geométrico cria blocos com tendência a deslocamento ao longo de linhas de interseção de forma localizada e compõem as piores condições do maciço.

Nome Família	Atitude da Descontinuidade		Atitude do talude		Características das descontinuidades						Talude				
	Direção mergulho	Mergulho	Direção mergulho	Mergulho	RMRbásico	Persistência (M)	Abertura (mm)	Rugosidade	Preenchimento (mm)	Alteração	Resistencia do material rochoso	RQD (%)	Espaçamento das descontinuidades (m)	Presença de água	RMR
1	355	42	5	80		7	200	suave	Mole > 5	Moderadamente alterada	255	90,25	1	Ligeiramente umido	29
					65	2	0	0	0	3	15	20	15	10	Classe 4
2	10	26	5	80		13	100	suave	Mole > 5	Moderadamente alterada	255	90,25	1	Ligeiramente umido	44
					64	1	0	0	0	3	15	20	15	10	Classe 3
3	64	12	5	80		2,25	2	suave	Nenhuma	Moderadamente alterada	255	90,25	1	Ligeiramente umido	73
					74	4	1	0	6	3	15	20	15	10	Classe 2
4	83	75	5	80		1,8	1	suave	Nenhuma	Moderadamente alterada	255	90,25	1	Ligeiramente umido	66
					74	4	1	0	6	3	15	20	15	10	Classe 3
5	62	87	5	80		2	2	suave	Nenhuma	Moderadamente alterada	255	90,25	1	Ligeiramente umido	73
					74	4	1	0	6	3	15	20	15	10	Classe 2
6	313	76	5	80		2,5	2	suave	Nenhuma	Moderadamente alterada	255	90,25	1	Ligeiramente umido	66
					74	4	1	0	6	3	15	20	15	10	Classe 3
7	333	90	5	80		2	2	suave	Nenhuma	Moderadamente alterada	255	90,25	1	Ligeiramente umido	73
					74	4	1	0	6	3	15	20	15	10	Classe 2
I1-I4	6,7	41,4	5	80		7	200	suave	Mole > 5	Moderadamente alterada	255	90,25	1	Ligeiramente umido	14
					65	2	0	0	0	3	15	20	15	10	Classe 5
I4-I6	19	58,5	5	80		2,5	2	suave	Nenhuma	Moderadamente alterada	255	90,25	1	Ligeiramente umido	32
					74	4	1	0	6	3	15	20	15	10	Classe 4

Figura 6. Resultados dos parâmetros obtidos em cada família de descontinuidade.

5 CONCLUSÃO

Os resultados evidenciam que a integração entre análise cinemática e produtos fotogramétricos 3D constitui um fluxo metodológico confiável para avaliar a estabilidade de taludes rochosos. O uso combinado de ortomosaico e modelo tridimensional permitiu identificar e quantificar parâmetros geomecânicos relevantes, como persistência, espaçamento, abertura, rugosidade e grau de alteração, além de reconhecer arranjos geométricos favoráveis a rupturas planares e em cunha. Observou-se predominância de condições Classe II (Boa), com ocorrências localizadas de Classes IV e V, indicando um comportamento heterogêneo do maciço e a necessidade de intervenções pontuais nas áreas mais críticas.

Do ponto de vista operacional, a utilização de modelos 3D em ambiente de escritório mostrou-se eficiente ao aumentar a segurança e reduzir o tempo de campo. A realização de inspeções virtuais e medições controladas diminui a exposição a áreas de risco e direciona as atividades presenciais para pontos estratégicos. Além disso, a modelagem tridimensional amplia a cobertura de análise, incluindo regiões de difícil acesso, como a crista do talude, reduzindo o viés amostral e aumentando a confiabilidade dos parâmetros obtidos.

Para trabalhos futuros, recomenda-se a incorporação de sensores LiDAR, que permitem melhor definição das descontinuidades em áreas com cobertura vegetal. Também se sugere a aplicação de fatores de correção mais refinados, a fim de reduzir o conservadorismo das avaliações tradicionais descritas em 1989. Nesse contexto, a integração entre modelagem digital e análise geomecânica tende a aprimorar a precisão e a confiabilidade na avaliação de estabilidade de taludes rochosos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Egis Engenharia e Consultoria Ltda pelo compromisso contínuo com a pesquisa e inovação na área de engenharia geotécnica. Este trabalho é um reflexo do esforço em conjunto e esperamos que os resultados contribuam significativamente para o avanço do conhecimento e para a segurança das infraestruturas na região metropolitana de São Paulo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Barton, N.; Choubey, V. *The shear strength of rock joints in theory and practice*. Rock Mechanics, Vienna: Springer, p. 1–54, 1977.

Bieniawski, Z. T**.** The geomechanics classification in rock engineering application. *Proceedings of the 4th International Congress on Rock Mechanics*, Montreux, v. 2, p. 41-48, 2–8 sept. 1979.

Bieniawski, Z. T. *Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*. John Wiley & Sons, 1989.

Del Lama, E. A.; Szabó, G. A. J.; Dehira, L. K.; Kihara, Y. *Impacto do intemperismo no arenito de revestimento do Teatro Municipal de São Paulo*. Revista do Instituto de Geociências USP (Geologia USP – Série Científica), v. 8, n. 1, p. 75–86, 2008.

Figueira, R. M. *Evolução dos sistemas tecnogênicos no município de São Paulo*. 2007. 127 f. Dissertação (Mestrado em Geologia Sedimentar) – Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

Heilbron, M. et al. *A evolução tectônica da Província Mantiqueira*. In: ALMEIDA, F. F. M. (org.). Tectônica do Pré-Cambriano do Brasil. São Paulo: Sociedade Brasileira de Geologia, 2004. Cap. XIII, p. 203–234.

ISRM - International Society for Rock Mechanics. *Rock and Soil Description for Engineering Geological Mapping.* Bulletin of the International Association of Engineering Geology, n. 24, 1981, p. 235–274.

Janasi, V. A.; Ulbrich, H. H. G. J. *Inventário bibliográfico de granitos do Estado de São Paulo*. São Paulo: Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, 1992. (Boletim IG – Publicação Especial, 11).

Martins, F. A., Melo, M. M., Justiniano, L. S. P., & Silva, D. P. (2025). *Análise cinemática em talude rochoso no município de São Paulo*. In IX Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE) & XIV GEOSUL, Bento Gonçalves, RS.

Priest, S. D. & Hudson, J. A. *Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline surveys*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. 1981. Vol. 18, p. 183-197.

Monteiro, R. I. M. R. *Estudo geológico e geotécnico de taludes rochosos em S. Pedro da Afurada (Vila Nova de Gaia): contributos para a avaliação da estabilidade estrutural*. 2008. Tese (Doutorado) – Instituto Politécnico do Porto, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto, 2008.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/45

COMPARAÇÃO DAS ABORDAGENS DE PROJETO PARA ANÁLISES DE CONEXÃO GRAMPO-FACE EM ESTRUTURAS DE SOLO GRAMPEADO

Yan de Souza Ascoli
Mestrando, Universidade Federal de São Carlos - SP, Brasil, yansouzaascoli08@gmail.com

Pabst, Eugênio
INTERACT Engenharia, eugenio@interact.eng.br

Fernando H. M. Portelinha
Professor Doutor, Universidade Federal de São Carlos - SP, Brasil, fportelinha@ufscar.br

RESUMO: O dimensionamento da interface grampo–face constitui um aspecto fundamental no desempenho estrutural e no custo de contenções em solo grampeado. Apesar de sua relevância, não há consenso na prática da engenharia quanto à metodologia de cálculo mais adequada. No Brasil, o dimensionamento estrutural do paramento é usualmente conduzido com base nos critérios da NBR 6118. Contudo, diretrizes internacionais, como as da FHWA, propõem uma metodologia específica. Neste contexto, o presente trabalho realiza uma análise comparativa entre essas abordagens por meio da avaliação de um estudo de caso da literatura nacional originalmente dimensionado segundo a NBR 6118. A partir dos parâmetros geométricos e mecânicos do projeto, foram estimadas as resistências estruturais à flexão e à punção de acordo com a metodologia da FHWA. Os resultados indicam que, para a condição de carregamento de serviço, o dimensionamento adotado atende às verificações de resistência à flexão e à punção. Entretanto, no cenário excepcional, embora a resistência à flexão permaneça satisfatória, observa-se insuficiência quanto à resistência à punção na região da ligação grampo–face. Esses resultados evidenciam a importância da verificação específica desse mecanismo de ruptura e ressaltam a necessidade de estudos adicionais que quantifiquem a resistência dessa interface para diferentes configurações de ligação utilizadas na prática construtiva.

PALAVRAS-CHAVE: Solo Grampeado, Interface Grampo–Face, Encostas e Muros de contenção, Paramento, Dimensionamento Estrutural.

ABSTRACT: The design of the nail–facing interface is a key aspect influencing both the structural performance and the cost of soil nail wall systems. Despite its relevance, there is still no consensus in engineering practice regarding the most appropriate design methodology. In Brazil, the structural design of the facing is commonly performed according to the criteria of ABNT NBR 6118. However, international guidelines, such as those issued by the Federal Highway Administration, propose specific methodologies for this verification. In this context, the present study performs a comparative analysis between these approaches through the evaluation of a case study from the Brazilian literature originally designed according to NBR 6118. Based on the geometric and mechanical parameters of the project, the flexural and punching resistances were estimated according to the FHWA methodology. The results indicate that, under service loading conditions, the adopted design satisfies both flexural and punching resistance requirements. However, under an exceptional scenario, although the flexural resistance remains adequate, insufficient punching resistance is observed at the nail–facing connection. These findings highlight the importance of explicitly verifying this failure mechanism and emphasize the need for additional studies aimed at quantifying the resistance of this interface for different connection configurations used in construction practice.

KEYWORDS: Soil nailing; Nail–facing interface; Slopes and retaining walls; Facing; Structural design.

1 INTRODUÇÃO

A técnica de solo grampeado consolidou-se como uma das soluções mais versáteis e eficientes para a estabilização de taludes e escavações. O embasamento científico moderno da técnica deve muito a projetos pioneiros como o francês (CLOUTERRE, 1991), que através de ensaios em escala real estabeleceu diretrizes fundamentais para a compreensão da interação solo-reforço, mas também às normativas como o manual da FHWA (2015) e o código britânico BS 8006-2 (2011), fundamentais por terem estruturado as metodologias de cálculo. No Brasil, a técnica tem sido largamente utilizada, principalmente nas últimas décadas, em escavações com paramento vertical em áreas densamente povoadas, desafiando limites de deslocamentos e exigindo um rigoroso controle executivo (Mucheti e Albuquerque, 2024).

Embora o comportamento global do solo grampeado seja amplamente estudado na literatura, as rupturas nestas estruturas ainda ocorrem, expondo deficiências de projeto e execução (Mucheti et al., 2021). Destacam-se algumas incertezas nas análises de estabilidade envolvendo o mecanismo de arrancamento dos grampos e na segurança global, bem como no papel cumprido pelo grampo (tração, flexão e cisalhamento). No entanto, o paramento frontal (face), responsável por conter o solo e transferir os esforços para a cabeça dos grampos, é um elemento crítico cuja ruptura estrutural pode levar a um colapso progressivo da contenção além de afetar na interação solo-estrutura.

No contexto normativo brasileiro, a publicação da NBR 16920-2:2021 representou um avanço significativo para a padronização da técnica. No que se refere ao dimensionamento estrutural do paramento, a norma brasileira utiliza-se de verificações contidas na NBR 6118, que é concebida para estruturas prediais e não contabiliza os efeitos da interação solo-estrutura, como o efeito de arqueamento do solo, além de não prever metodologias específicas para diferentes ligações grampo-face presentes na prática construtiva nacional. Alguns exemplos de diferentes tipos de ligação são mostrados na Figura 1.

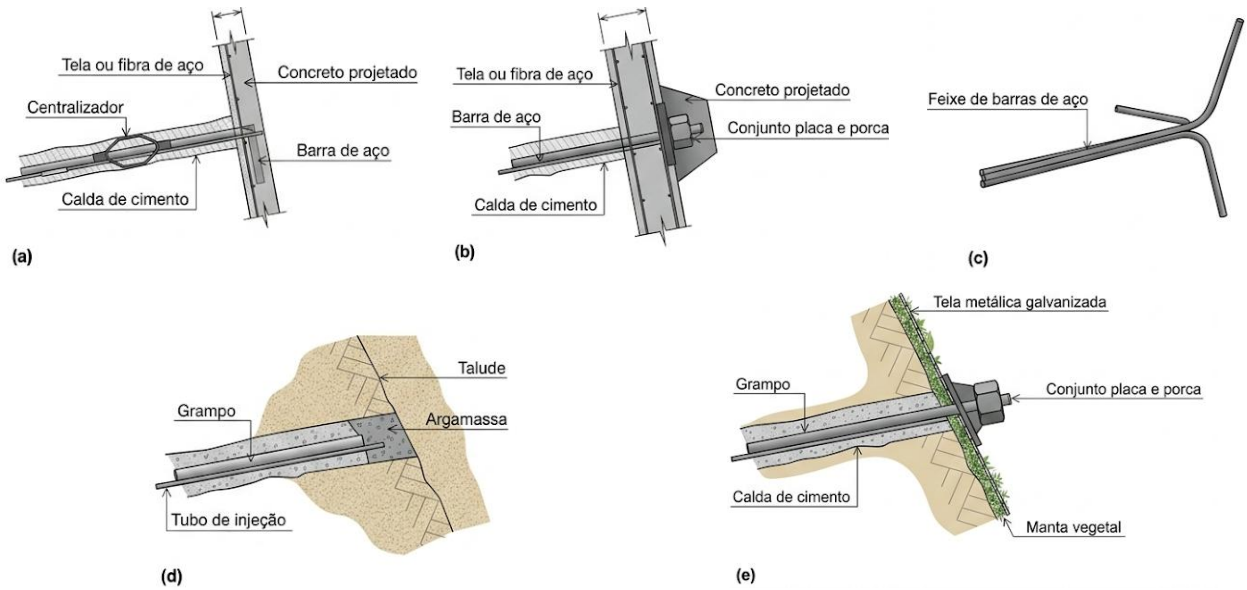


Figura 1. Tipos de cabeças para grampos: (a) embutida na face por meio de dobra no aço; (b) fixada por placa metálica, rosca e porca; (c) feixe de barras embutido na face por dobra; (d) sem cabeça; e (e) com manta vegetal, tela placa e porca. Fonte: Adaptado de GeoRio (2014).

Em contrapartida, manuais internacionais consagrados, como o *Geotechnical Engineering Circular No. 7* da *Federal Highway Administration* (FHWA, 2003; FHWA, 2015), estabelecem formulações próprias para o dimensionamento do paramento contra rupturas por flexão e punção. A FHWA considera ativamente o confinamento do solo e estabelece fatores de redução de esforço que otimizam o dimensionamento, ao mesmo tempo em que impõe critérios rigorosos de segurança LRFD (*Load and Resistance Factor Design*) para a região crítica da cabeça do grampo.

Diante da carência de estudos que avaliam as diferenças de segurança entre estas abordagens, o presente trabalho tem como objetivo realizar uma análise comparativa do dimensionamento estrutural de

um paramento em concreto armado. Para tal, confrontam-se os resultados de um estudo de caso da literatura nacional (Pabst *et al*., 2023), projetado segundo as premissas gerais da NBR 6118, com a metodologia específica da FHWA (2015). O foco da avaliação recai sobre a capacidade resistente à flexão e à punção na região da ligação sob um cenário de carga normal e extraordinária (falha de um grampo).

2 MECÂNICA DA INTERAÇÃO GRAMPO-FACE E MODOS DE RUPTURA

O avanço progressivo da escavação em estruturas de solo grampeado promove o alívio de tensões no maciço, resultando na expansão da zona ativa potencial de ruptura. Em decorrência dessa dinâmica, as maiores movimentações horizontais e verticais tendem a concentrar-se na região superior da escavação, particularmente em estruturas com face verticalizada. De acordo com Lazarte *et al*. (2015), o aprofundamento da superfície crítica implica a redução do comprimento ancorado dos grampos superiores, diminuindo sua contribuição relativa para a estabilidade global do sistema.

Paralelamente, as deformações progressivas do maciço promovem a redistribuição e a transferência contínua de esforços para o paramento. Nesse contexto, a força de tração mobilizada na cabeça do grampo (T_0) passa a ser diretamente condicionada pela sequência executiva da escavação (Figura 2), exigindo que a face de contenção resista a solicitações localizadas de elevada intensidade, acumuladas ao longo das etapas construtivas.

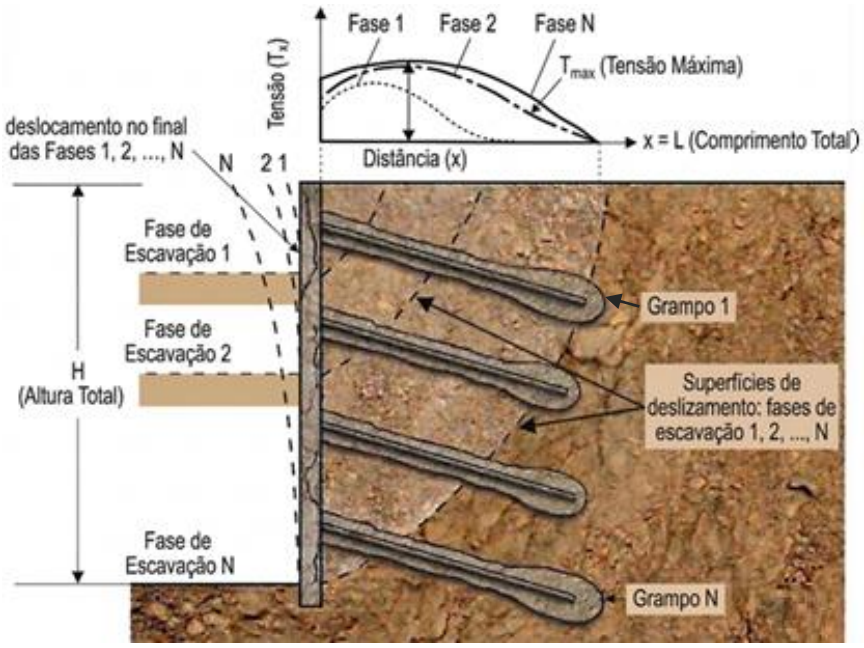


Figura 2. Efeito da escavação no comportamento do grampo. Fonte: Adaptado de Lazarte *et al*. (2015).

Conforme estabelecido em Clouterre (1991), os valores da razão T_0/T_{max} são condicionados por diversos parâmetros, dentre os quais se destacam a rigidez do solo, a rigidez do paramento, a rigidez axial dos grampos, a profundidade de instalação e o espaçamento entre eles. Entre esses fatores, o espaçamento dos grampos exerce influência preponderante, uma vez que controla a distribuição de deformações no maciço e, consequentemente, o nível de esforço transferido à face.

Baseado em resultados de monitorações de campo, Clouterre (1991) propõe que a força de tração nas cabeças dos grampos (T_0), para condições de trabalho, seja estimada como apresentado na Equação 1.

$$T_0 = T_{max} \cdot \left[0{,}5 + \frac{S-0{,}5}{5}\right] \quad \text{, quando } 1 \leq S \leq 3\ m$$
$$T_0 = 0{,}6 \cdot T_{max} \quad \text{, quando } S \leq 1\ m$$
$$T_0 = T_{max} \quad \text{, quando } S \geq 3\ m \qquad (1)$$

Onde:

S = espaçamento máximo da malha de grampos (adotando-se o maior valor entre o espaçamento vertical S_v e o horizontal S_h), e

T_{max} = força de tração máxima mobilizada ao longo do grampo (frequentemente localizada na interseção com a com a superfície potencial de ruptura).

Para garantir a estabilidade do sistema frente aos esforços solicitantes, as verificações estruturais do paramento concentram-se em dois mecanismos principais de colapso: a ruptura por flexão da face e a falha por punção na região de conexão com a cabeça do grampo.

3 ESTUDO DE CASO

Para a realização da análise comparativa, este trabalho adota como referência os parâmetros de projeto documentados no estudo de caso de Pabst et al. (2023). O projeto descreve o dimensionamento de um paramento definitivo em concreto armado com espessura de 12 cm, fck = 30 MPa, aço CA50 e CA60, fator parcial de segurança do aço $\gamma_s = 1{,}15$ (normal), $\gamma_s = 1{,}00$ (excepcionais), fator parcial de segurança do concreto $\gamma_c = 1{,}40$ (normal e excepcionais), uma vez que este material tem menor grau de controle em relação ao aço, com uma carga normal de $T_0 = 40$ kN e uma carga excepcional de T_0 = 59 kN, suportado por grampos dispostos em uma malha quadrada, com espaçamentos vertical e horizontal de 1,25 m.

3.3 Estimativa da Capacidade Resistente à Flexão e ao Puncionamento Segundo a FHWA (2015)

Segundo a metodologia da FHWA, a resistência nominal à flexão da face (R_{FF}) corresponde à força na cabeça do grampo mobilizada no instante em que o paramento atinge sua capacidade limite de flexão. Esse esforço é quantificado a partir da contribuição conjunta das capacidades resistentes na região de apoio (ao redor das ancoragens) e no meio do vão (cabeça dos grampos), modelando-se o paramento de forma análoga ao comportamento de uma laje bidirecional equivalente.

Devido ao efeito de arqueamento, a pressão exercida contra a face não é uniforme. Logo, ocorre um alívio de tensões no meio do vão em virtude dos maiores deslocamentos da estrutura, o que concentra as pressões na região de maior confinamento, situada imediatamente atrás da cabeça dos grampos (Figura 3).

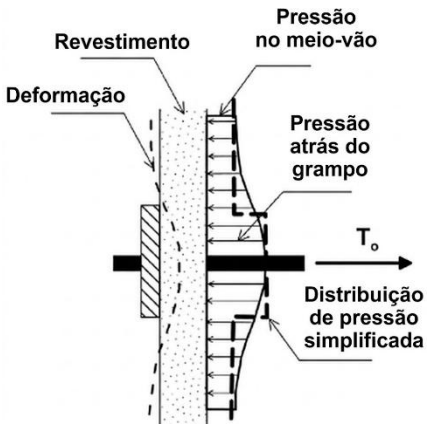


Figura 3. Distribuição das pressões de solo atrás do revestimento. Fonte: Lazarte *et al*. (2015).

3.3.1 Capacidade Resistente à flexão

O dimensionamento à flexão preconizado pela FHWA (2015), faz a verificação analítica de dois elementos estruturais distintos: o revestimento provisório (fase construtiva) e o definitivo (fase final de obra).

Ambas as estruturas devem ser projetadas para suportar integralmente à força de tração de cálculo na cabeça do grampo (T_0). A distinção entre as verificações estruturais dessas duas fases está associada ao coeficiente C_F, que considera o efeito das pressões não uniformes do solo atuando na fase posterior do revestimento. Esse coeficiente empírico tem por finalidade, contabilizar o efeito da distribuição não uniforme das tensões transmitidas pelo maciço, sendo influenciada pela magnitude dos deslocamentos da parede, pelas características geotécnicas do solo e pela rigidez e espessura do revestimento.

Estabelecidas essas premissas de interação solo-estrutura, o fator de resistência à flexão R_{FF} é determinado pela formulação a seguir.

$$T_0 \leq R_{FF} = \frac{C_F}{265} \cdot (a_{vn} + a_{vm})[mm^2/m] \cdot \left(\frac{S_h \cdot h_i}{S_v}\right)[m] \cdot f_{y,w}[MPa] \qquad 2$$

Onde:

a_{vn} é a área de aço adotada no meio do vão, a_{vm} é a área de aço adotada na cabeça do grampo e $f_{y,w}$ é a tensão de escoamento do aço.

3.3.2 Capacidade Resistente à Punção

O dimensionamento à punção preconizada pela FHWA (2015), impõe que o mecanismo de ruptura por cisalhamento seja rigorosamente avaliado nas duas etapas executivas da contenção. A distinção entre as verificações estruturais dessas duas fases está associada ao coeficiente C_P, que considera a contribuição do suporte do solo sob a cabeça do grampo. O presente trabalho, contudo, concentra-se no caso "a" apresentado na Figura 4, visto que é o modelo que mais se aproxima da prática construtiva brasileira.

Estabelecidas essas premissas de interação solo-estrutura, o fator de resistência à punção R_{FP} é determinado pela formulação a seguir.

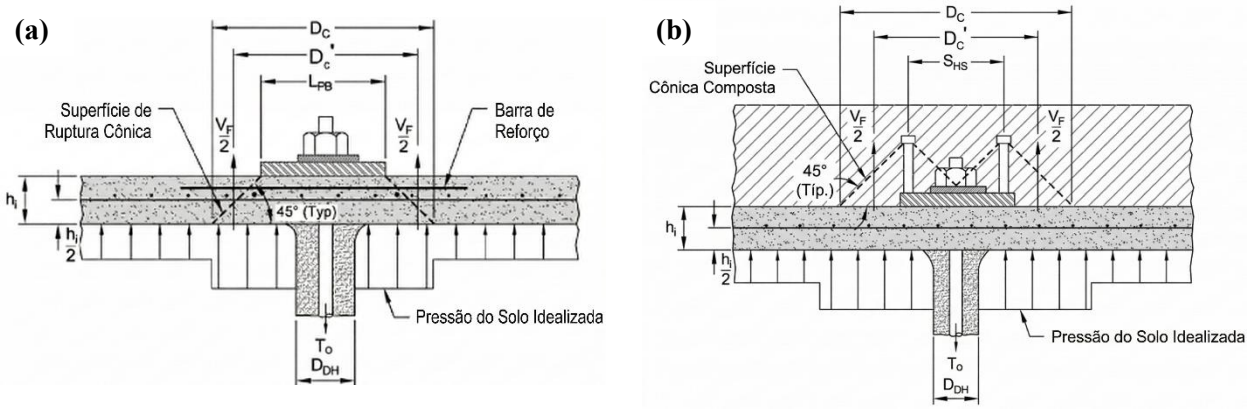


Figura 4. Estados-limites para o cisalhamento por punção em revestimentos: (a) conexão da placa de apoio, (b) conexão de Pino com cabeça. Fonte: Lazarte *et al.* (2015).

$$T_0 \leq R_{FP} = C_P \cdot V_F = C_P \cdot 330 \cdot \sqrt{f'_c[MPa]} \cdot \pi \cdot D'_c[m] \cdot h_c[m] \qquad 3$$

Onde:

D'_c = diâmetro efetivo da superfície de falha cônica no centro da seção;

h_c = profundidade efetiva da superfície cônica, e

f'_c = Resistência a compressão do concreto.

$$D'_c[m] = L_{BP} + h_i \quad (4)$$

$$h_c = h_i \quad (5)$$

Onde:

L_{BP} = dimensão da placa de apoio, e

h_i = espessura útil do revestimento.

Ressalta-se que os coeficientes 265 e 330, presentes nas formulações da FHWA (2015) para o Sistema Internacional, atuam como fatores de conversão embutidos que aglutinam, respectivamente, os preceitos da teoria das linhas de ruptura e as constantes de resistência ao cisalhamento do ACI 318, permitindo a determinação direta das capacidades resistentes em kN. A dedução completa das formulações apresentadas pode ser encontrada em Lazarte et al. (2015).

3.4 Resultados e Discussões

A análise comparativa consistiu em submeter o paramento, originalmente dimensionado pelos critérios da NBR 6118 no estudo de Pabst et al. (2023), conforme as diretrizes internacionais da FHWA (2015). Foi mantido as variáveis de projeto rigorosamente: utilizando a área de aço (As) calculada conforme a norma brasileira como entrada direta nas equações da FHWA. Ao manter constantes a espessura, o concreto e as mesmas solicitações de carga, permitindo isolar o desempenho estrutural intrínseco de cada método de cálculo.

No cenário de carregamento padrão, a armadura adotada para combater o momento fletor negativo foi a tela Q246, enquanto para o momento positivo utilizou-se a tela Q138.

Cálculo da resistência à flexão:

$$40\ kN \leq 91\ kN = \frac{1}{265} \cdot (138 + 246)[mm^2/m] \cdot (0{,}12)[m] \cdot \frac{600}{1{,}15}[MPa] \quad (6)$$

Para o cálculo da resistência à punção, foram feitas as seguintes considerações:

$$L_{BP}[mm] = 20(barra\ principal) + 2 \cdot 12{,}5(Barras\ de\ ancoragem) = 45mm \quad (7)$$

$$h_i[mm] = 90mm\ (comprimento\ de\ ancoragem, \text{Figura 5}) \quad (8)$$

$$40\ kN \leq 58{,}31kN = 1 \cdot 330 \cdot \sqrt{\frac{30}{1{,}4}[MPa]} \cdot \pi \cdot (0{,}045 + 0{,}085)[m] \cdot 0{,}085[m] \quad (9)$$

Por fim, apresenta-se na Tabela 1 um resumo dos resultados obtidos nos cálculos realizados para o cenário de carregamento normal e para o cenário de colapso progressivo, avaliados conforme as recomendações da FHWA (2015).

Tabela 1. Resultados das análises a luz da FHWA (2015).

Cenário	T_0 (kN)	$*A_{vn}$ (mm^2/m)	$*A_{vm}$ (mm^2/m)	$C_F = C_P$	R_{FF} (kN)	R_{FP} (kN)	Status	Observação
Normal	40	138	246	1	91	58	Atende	A NBR 6118 é mais rigorosa na flexão.
Colapso progressivo	59	138	246 + 138	1	142	58	Não atende	FHWA é mais rigorosa na punção.

Nota: * Área de aço obtida nos cálculos da NBR 6118.

Os dados apresentados na Tabela 1 demonstram que, sob condições normais, a armadura dimensionada conforme a NBR 6118 mostra-se significativamente mais conservadora em relação à requerida pela FHWA para resistência à flexão (R_{FF}), ultrapassando o esforço solicitante de 40 kN. No caso de colapso progressivo, observa-se que a verificação à flexão permanece adequada e ainda mais conservadora, porém a resistência à punção pela FHWA (58 kN) revela-se insuficiente, mas muito próximo do valor limite. O estudo original de Pabst et al. (2023), baseado na NBR 6118, identificou deficiência na flexão nesse cenário excepcional, recomendando reforço de aço, mas não reportou colapso por punção. Tal diferença evidencia que a armadura complementar, embora aumente substancialmente a capacidade à flexão, não modifica o diâmetro da superfície de ruptura cônica, mantendo o elemento suscetível ao puncionamento conforme os critérios rigorosos da metodologia internacional.

A Figura 5 ilustra a influência do posicionamento da ligação grampo-face na superfície cônica composta de punção.

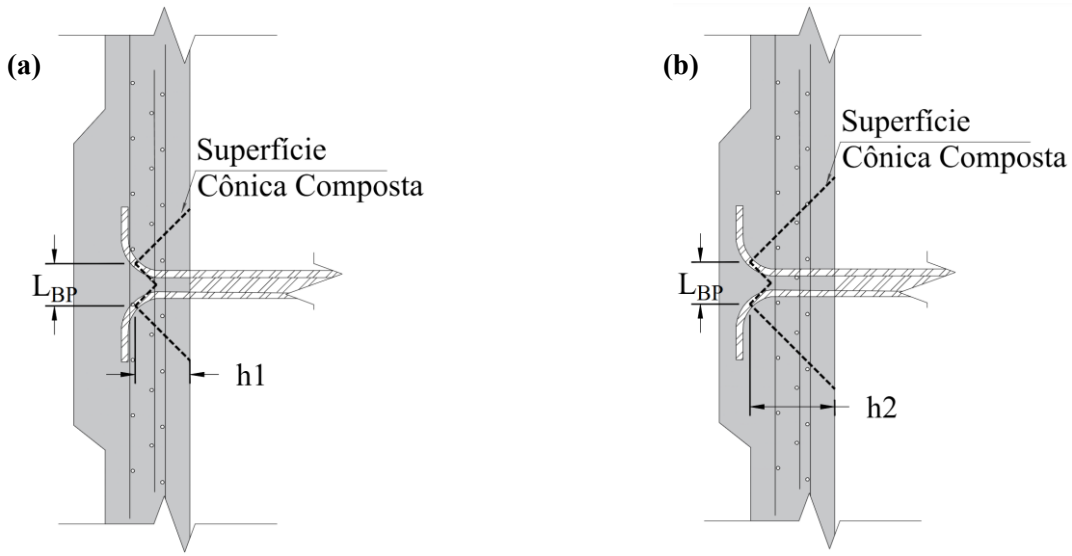


Figura 5. Influência do posicionamento da ligação grampo-face na superfície cônica composta de punção: (a) ligação com comprimento de ancoragem h1, (b) ligação com comprimento de ancoragem h2.

Cabe ressaltar que, embora o manual da FHWA (2015) fundamente o dimensionamento estrutural nas premissas do método LRFD, onde fatores de majoração incidem sobre a carga T_0 e fatores de minoração sobre as capacidades nominais (R_{FF}, R_{FP}), optou-se por uma adaptação metodológica neste trabalho. Para viabilizar o comparativo direto, a força T_0 foi mantida em seu valor nominal, enquanto os coeficientes de minoração foram aplicados diretamente às resistências dos materiais (γ_c e γ_s), alinhado aos preceitos da NBR 6118. A equiparação dos fatores de segurança foi fundamental para garantir que apenas as diferenças inerentes às formulações analíticas de cada norma fossem consideradas, evitando a influência de diferentes abordagens de segurança.

4 CONCLUSÃO

A análise comparativa desenvolvida neste trabalho evidencia diferenças entre os resultados obtidos no dimensionamento adotadas pela ABNT NBR 6118 e pela FHWA, tanto no contexto da resistência à flexão quanto da resistência à punção do paramento. Ao analisar a flexão, observa-se que o procedimento baseado na NBR 6118 se apresenta significativamente mais conservador, resultando em uma resistência à flexão (R_{FF}) mais que o dobro do valor requerido pelo esforço solicitante. Essa diferença sugere que, sob as condições normais de dimensionamento, a solução nacional proporciona maior margem de segurança frente à ruptura por flexão.

Por outro lado, a avaliação da punção revela um cenário oposto: a metodologia FHWA se mostra mais rigorosa, já que a resistência à punção estimada (R_{FP}), não depende do reforço adicional e não atende ao esforço solicitante, evidenciando a necessidade de ajustes no dimensionamento, como o aumento da espessura útil do paramento.

Desse modo, a análise comparativa evidencia que, enquanto a NBR 6118 proporciona maior segurança em relação à flexão, a FHWA estabelece critérios mais rigorosos para punção, além de implementar uma metodologia específica para esse dimensionamento. Diante disso, é fundamental considerar ambos os mecanismos de ruptura durante a avaliação. Essa abordagem integrada permite identificar possíveis deficiências, resultando em projetos estruturais robustos e alinhados com as melhores práticas internacionais.

Os resultados demonstram que a análise da punção na interface grampo-face altera significativamente o dimensionamento do paramento, reforçando a necessidade de estudos experimentais que quantifiquem essa resistência para as diversas ligações da prática construtiva. Essa preocupação converge com as diretrizes do Clouterre (1991), que recomenda o uso da tração máxima (T_{max}) no dimensionamento da face, evidenciando que negligenciar mecanismos de ruptura localizados pode comprometer a resiliência estrutural da contenção.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO. LRFD Bridge Design Specifications. 10th Edition. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2024.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.
NBR 16920-2: Muros e taludes em solos reforçados – Parte 2: Solos grampeados. Rio de Janeiro, 2021.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.
NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2023.

BSI. BS 8006-2:2011: Code of practice for strengthened/reinforced soils – Part 2: Soil nail design. Londres: British Standards Institution, 2011.

GEORIO. Manual Técnico de Encostas. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro: GEO-RIO, 2014.

LAZARTE, C. A.; ROBINSON, H.; GÓMEZ, J. E.; BAXTER, A.; CADDEN, A.; BERG, R. Geotechnical Engineering Circular No. 7: Soil Nail Walls - Reference Manual. Publication No. FHWA-NHI-14-007 (FHWA GEC 007). Washington, DC: National Highway Institute, Federal Highway Administration, 2015.

MUCHETI, A. S.; ALBUQUERQUE, P. J. R. de; FALCONI, F. F. Rupturas de solo grampeado: reflexões do contexto anterior à Norma Brasileira ABNT-NBR 16920/2021. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS (COBRAE), 2021.

MUCHETI, A. S.; ALBUQUERQUE, P. J. R. de. Estimation of the displacement of soil nailing vertical face structures intended for building undergrounds. International Journal of Geotechnical Engineering, [S. l.], 2024. DOI: 10.1080/19386362.2024.2419654.

PABST, E.; LUDEMANN, S. M.; FRANÇA, D. C. de; FERNANDES, L. P. G. Solo grampeado: dimensionamento estrutural do paramento em concreto armado pela norma ABNT NBR6118:2014. São Paulo: ABMS - Núcleo Regional São Paulo / Instituto de Engenharia, 2023.

SCHLOSSER, M et al (1991) Project Clouterre: French National Research (Recommendations Couterre for the English version; ISBN 2-85978-170-6).

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/46

Comparação entre Métodos de Busca para Superfícies de Ruptura Não Circulares em Análises de Estabilidade Um Estudo Aplicado Utilizando o Slide2

Fabiana Aparecida Blanco
Engenheira Geotécnica, WALM BH Engenharia, Belo Horizonte - MG, Brasil,
fabiana.blanco@walmengenharia.com.br

Fernando Carolino da Silva
Engenheiro Geotécnico, The Mosaic Company, Catalão - GO, Brasil,
fernando.silva2@mosaicco.com

Gilson Gabriel Teixeira Varela
Engenheiro Geotécnico, WALM BH Engenharia, Belo Horizonte - MG, Brasil,
gilson.varela@walmengenharia.com.br

RESUMO: A avaliação precisa da estabilidade de taludes é um requisito fundamental em projetos geotécnicos, especialmente em obras de infraestrutura linear, atividades de mineração e sistemas de disposição de rejeitos. A identificação da superfície crítica de ruptura exerce influência direta no fator de segurança calculado, constituindo um dos principais parâmetros de verificação conforme a ABNT NBR 11682:2009, bem como diretrizes internacionais, como o *US Army Corps of Engineers* (2003) e o Boletim 121 da ICOLD (2001). Em cenários caracterizados por estratigrafia heterogênea, anisotropia de resistência ou presença de estruturas geológicas, a adoção de superfícies de ruptura circulares pode resultar na superestimação das condições de estabilidade. Nesse contexto, o emprego de superfícies de ruptura não circulares, associado a algoritmos de busca capazes de explorar eficientemente o espaço de soluções, torna-se indispensável. Este estudo compara três métodos disponíveis no software *Slide2*: o algoritmo determinístico *Auto Refine Search* e os métodos heurísticos *Cuckoo Search* (Yang & Deb, 2009) e *Particle Swarm Optimization* – PSO (*Kennedy & Eberhart*, 1995), aplicados à análise de estabilidade de um talude constituído por múltiplas unidades geotécnicas. Os resultados indicam que os algoritmos heurísticos foram mais eficazes na identificação de mecanismos de ruptura complexos, reconhecendo superfícies profundas e compostas, associadas a fatores de segurança mais conservadores, além de convergirem entre si com a superfície muito próxima. Já a superfície gerada pelo Auto Refine Search corroborou um formato mais circular e diferentes dos outros métodos. Os achados corroboram tendências previamente descritas na literatura *(Duncan*, 1996; *Fredlund & Krahn*, 1977) e reforçam a importância da adoção de métodos compatíveis com a complexidade geológica do maciço analisado. A pesquisa contribui para o aprimoramento das práticas de modelagem avançada em análises de estabilidade de taludes e recomenda o uso criterioso de técnicas heurísticas em consonância com manuais técnicos e literatura especializada.

PALAVRAS-CHAVE: estabilidade de taludes, superfícies de ruptura não circulares, algoritmos heurísticos, fator de segurança, modelagem geotécnica.

1 INTRODUÇÃO

A estabilidade de taludes e aterros é tradicionalmente avaliada na engenharia geotécnica por meio de métodos clássicos de equilíbrio limite (*Limit Equilibrium Methods – LEM*), cuja precisão depende de forma decisiva da adequada representação da superfície potencial de ruptura (*Bishop*, 1955; *Janbu*, 1967). Embora a adoção de superfícies circulares apresente elevada eficiência computacional e seja apropriada para solos homogêneos e geometrias simples, as condições geotécnicas observadas em campo frequentemente envolvem heterogeneidades litológicas, interfaces inclinadas ou discordantes, presença de reforços, bem como estruturas

de contenção rígidas, tornando indispensável o emprego de superfícies de ruptura não circulares (*Zhang et al*., 2005; *Schuster*, 2010).

O software Slide2, desenvolvido pela Rocscience Inc., constitui uma plataforma consolidada para análises bidimensionais de estabilidade, permitindo a modelagem de geometrias complexas, a definição de zonas com distintos parâmetros de resistência e a aplicação de diversos algoritmos de busca para a identificação das superfícies críticas de ruptura (*Rocscience*, 2021). Dentre essas técnicas, o algoritmo determinístico *Auto Refine Search* é amplamente utilizado em função de sua eficiência computacional e simplicidade de implementação. Por outro lado, algoritmos bioinspirados, como o *Cuckoo Search* (CS) (Yang & Deb, 2009) e o *Particle Swarm Optimization* (PSO) (Kennedy & Eberhart, 1995), foram desenvolvidos com o objetivo de ampliar a capacidade de exploração do espaço de soluções, possibilitando a identificação de mecanismos de ruptura mais complexos e potencialmente mais críticos.

Nesse contexto, o presente trabalho tem como objetivo realizar uma comparação técnica entre esses métodos de busca, avaliando suas vantagens, limitações e aplicabilidade em cenários geotécnicos realistas caracterizados por estratigrafia complexa e propriedades mecânicas heterogêneas, conforme discutido por Lima et al. (2018) e Zhang et al. (2007).

2 METODOLOGIA

O software *Slide2* permite a definição de superfícies de ruptura não circulares por meio de *splines* cúbicas, polígonos multissegmentados ou curvas definidas por pontos de controle, possibilitando a representação de conformações mais realistas e compatíveis com os mecanismos de ruptura esperados. Essas superfícies podem atravessar zonas constituídas por materiais regidos por diferentes envoltórias de resistência, como os critérios de Mohr-Coulomb, modelos anisotrópicos e modelos não lineares, o que amplia significativamente a complexidade do domínio de busca (Rocscience, 2021).

Dessa forma, a seleção de algoritmos capazes de localizar com precisão a superfície crítica de ruptura, definida como aquela associada ao menor fator de segurança possível, torna-se um aspecto central da análise, especialmente em razão da elevada dimensionalidade e da natureza não convexa do espaço de soluções envolvido (Lima et al., 2018).

2.1 Algoritmos de Busca para Identificação das Superfícies Críticas de Ruptura

A identificação da superfície crítica de ruptura pode ser formulada, do ponto de vista computacional, como um problema de otimização não linear com restrições, no qual as variáveis independentes correspondem às coordenadas geométricas dos pontos que definem cada superfície candidata. O objetivo do processo consiste na minimização do fator de segurança, sujeito às restrições geométricas e mecânicas impostas pelo modelo geotécnico adotado. Em virtude da elevada dimensionalidade do problema e da possível existência de múltiplos mínimos locais, a escolha do algoritmo de busca exerce influência direta sobre a confiabilidade dos resultados obtidos.

O software *Slide2* disponibiliza diferentes estratégias para a resolução desse problema, as quais podem ser classificadas em métodos determinísticos clássicos, como o *Auto Refine Search*, e algoritmos heurísticos ou metaheurísticos, como o *Cuckoo Search* e o *Particle Swarm Optimization* (PSO). A seguir, são apresentados os fundamentos conceituais e as principais características de cada abordagem.

2.1.1 Auto Refine Search

O *Auto Refine Search* é um algoritmo determinístico baseado em refinamentos sucessivos locais, amplamente empregado em análises de estabilidade por métodos de equilíbrio limite em razão de sua elevada eficiência computacional. O procedimento inicia-se com a geração de um conjunto discreto de superfícies potenciais, obtidas a partir da variação sistemática de parâmetros geométricos previamente definidos, como a profundidade da superfície de ruptura, a posição dos pontos de entrada e saída e a configuração intermediária da geometria analisada. Cada superfície candidata é avaliada quanto ao fator de segurança, sendo identificada aquela associada ao menor valor obtido na malha inicial de busca.

A partir dessa etapa, o algoritmo promove o refinamento progressivo da malha em torno da superfície considerada mais crítica, reduzindo gradativamente o domínio de busca e aumentando a resolução geométrica da superfície por meio de interpolações, usualmente baseadas em *splines*. Esse processo iterativo visa

aprimorar a definição da geometria da superfície crítica, concentrando os esforços computacionais em regiões previamente identificadas como potencialmente desfavoráveis.

Apesar de apresentar bom desempenho em modelos com geometrias simples e comportamento relativamente homogêneo, a eficácia do *Auto Refine Search* depende fortemente da discretização inicial adotada e da adequada definição dos limites do domínio de busca. Em cenários geotécnicos mais complexos, caracterizados por heterogeneidade de materiais, presença de descontinuidades ou múltiplos mínimos locais do fator de segurança, o método pode convergir para soluções subótimas, especialmente quando a malha inicial é grosseira ou inadequadamente posicionada, conforme discutido por Lima et al. (2018). Nessas condições, a natureza essencialmente local do algoritmo limita sua capacidade de explorar superfícies de ruptura mais profundas ou geometricamente não convencionais.

2.1.2 Cuckoo Search (CS)

O algoritmo *Cuckoo Search*, proposto por Yang e Deb (2009), é uma técnica metaheurística inspirada no comportamento de parasitismo reprodutivo observado em determinadas espécies de cucos, sendo fundamentado em mecanismos de busca estocástica com forte capacidade de exploração global. O método utiliza os denominados *Lévy flights*, caracterizados por deslocamentos aleatórios de grande amplitude governados por distribuições de probabilidade de cauda pesada, o que possibilita a realização de saltos longos no espaço de soluções e reduz significativamente a probabilidade de aprisionamento em mínimos locais.

No contexto das análises de estabilidade de taludes no software Slide2, o Cuckoo Search é implementado como um método estocástico populacional, no qual múltiplas superfícies candidatas são avaliadas simultaneamente a cada geração. Superfícies com desempenho inferior são progressivamente abandonadas, sendo substituídas por novas soluções geradas a partir dos mecanismos de exploração global do algoritmo. Esse processo permite uma investigação mais abrangente do domínio de busca, especialmente em modelos com elevado número de variáveis geométricas e forte não linearidade do problema.

Essa abordagem torna o *Cuckoo Search* particularmente adequado para análises envolvendo elevada heterogeneidade de materiais, interfaces inclinadas ou discordantes e geometrias irregulares, nas quais a superfície crítica pode assumir conformações profundas, compostas e não circulares. Estudos como os de Zhang et al. (2007) indicam que esse tipo de algoritmo apresenta desempenho superior na identificação de mecanismos de ruptura associados a zonas de fraqueza e contrastes significativos de resistência ao cisalhamento.

2.1.3 Particle Swarm Optimization (PSO)

O *Particle Swarm Optimization* é um algoritmo de otimização global baseado em população, inspirado nos princípios de inteligência coletiva observados em sistemas naturais, como o movimento coordenado de bandos de aves ou cardumes, originalmente proposto por Kennedy e Eberhart (1995). No contexto da modelagem da estabilidade de taludes, cada partícula representa uma superfície de ruptura candidata, definida por um conjunto de pontos de controle que descrevem sua geometria no espaço bidimensional.

Ao longo do processo iterativo, as partículas ajustam suas posições no espaço de busca com base em dois componentes principais: a melhor solução individual previamente encontrada (memória cognitiva) e a melhor solução global identificada pelo conjunto de partículas (componente social). A combinação desses mecanismos permite um equilíbrio eficiente entre a exploração global do domínio de soluções e o refinamento local das regiões mais promissoras.

Em aplicações geotécnicas, o PSO tem se mostrado particularmente eficaz na identificação de superfícies críticas em modelos caracterizados por domínios não convexos, estratigrafia complexa e contrastes acentuados de propriedades mecânicas entre unidades geotécnicas. Sua capacidade de adaptação dinâmica ao espaço de busca e de incorporação de informações globais torna o método robusto para a investigação de mecanismos de ruptura extensos e geometricamente complexos, ainda que, em geral, com maior custo computacional quando comparado a métodos determinísticos.

3 ESTUDO DE CASO

3.1.1 Configuração do Modelo Numérico

O modelo numérico foi desenvolvido no software *Slide2* com base em um perfil representativo de talude típico de barragens de rejeitos de mineração, caracterizado por elevada complexidade geométrica, presença de múltiplas unidades geotécnicas e descontinuidades estratigráficas. A geometria do talude foi definida com inclinações variáveis e incluiu a incorporação de uma berma de estabilidade, resultando em uma altura total aproximada de 25 m.

As unidades litológicas e as propriedades dos materiais foram atribuídas conforme apresentado na Figura 1, sendo os parâmetros mecânicos definidos a partir de valores típicos obtidos por ensaios triaxiais e por meio de correlações empíricas amplamente empregadas na prática geotécnica. Para todas as unidades modeladas, foram adotados os critérios de resistência de Mohr-Coulomb e Hoek-Brown.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)	UCS (intact) (kPa)	Parameters vary with depth	GSI	mi	D	Vertical Stress Ratio	Minimum Shear Strength (kPa)
Taillings - Drained		20	Mohr-Coulomb	1	35							
Embankment		20	Mohr-Coulomb	5	27							
Filter		19	Mohr-Coulomb	0	30							
Started Dam		18	Mohr-Coulomb	7	25							
Raise		18	Mohr-Coulomb	13	28							
Residual Soil from Basalt		19	Mohr-Coulomb	20	28							
Granite Saprolite		18.5	Mohr-Coulomb	10	29							
Weathered Quartzite Rock		20	Generalized Hoek-Brown			22000	No	30	9	0		
Reinforcement Berm		19.5	Mohr-Coulomb	25	30							
Taillings - Undrained		20	Vertical Stress Ratio								0.23	0

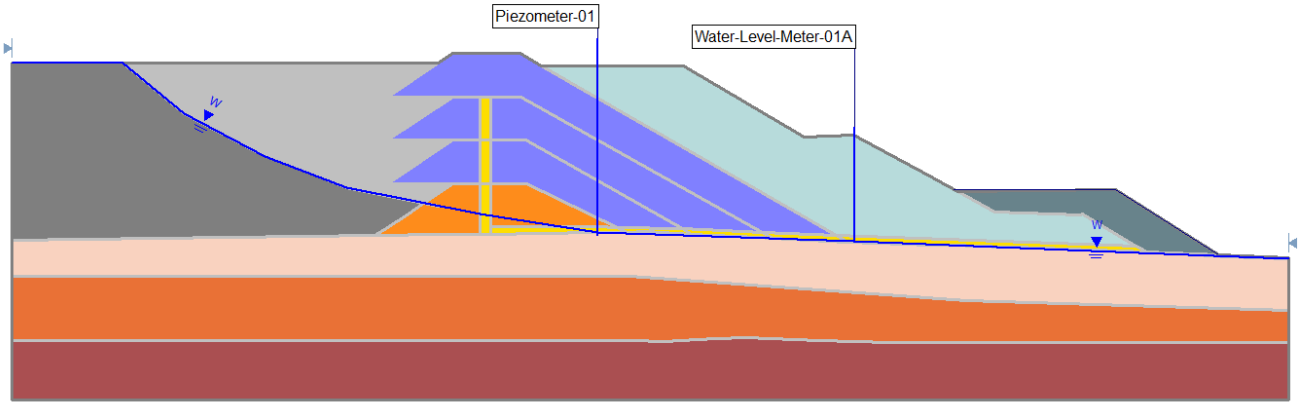


Figure 1 Modelo Geotécnico Utilizado

3.1.2 Algoritmos de Busca para Identificação de Superfícies Críticas de Ruptura

Neste estudo, foram aplicados três métodos distintos de busca por superfícies críticas de ruptura. No método *Auto Refine Search*, foi interpretado um conjunto inicial de 600 superfícies potenciais, sendo realizados cinco ciclos de refinamento local. A geometria das superfícies foi ajustada por meio de interpolação por *splines* cúbicas, permitindo maior suavidade e representatividade dos mecanismos de ruptura.

Para o algoritmo *Cuckoo Search*, adotou-se uma população de 50 ninhos, com um número máximo de 100 gerações. O parâmetro da distribuição de voo de Lévy (λ) foi definido como 1,5, e a probabilidade de abandono dos ninhos foi fixada em 0,25, conforme recomendações usuais da literatura para problemas de otimização não linear.

No método de Otimização por Enxame de Partículas (*Particle Swarm Optimization* – PSO), foram utilizadas 100 partículas, com um limite máximo de 200 iterações. O peso de inércia foi estabelecido em 0,7, enquanto os coeficientes de atração cognitiva e social foram ambos fixados em 1,5, de modo a equilibrar a exploração do espaço de busca e a convergência das soluções.

Para os métodos de natureza estocástica, cada simulação foi repetida cinco vezes, utilizando diferentes sementes aleatórias, com o objetivo de avaliar a variabilidade de desempenho e a tendência de convergência em direção a soluções globais.

Os parâmetros de cada algoritmo foram definidos de modo a garantir uma exploração adequada e representativa do espaço de busca, respeitando as particularidades operacionais de cada método. Ressalta-se que o objetivo da comparação não foi igualar numericamente o esforço computacional entre os algoritmos,

mas avaliar sua capacidade relativa de identificar superfícies críticas de ruptura sob as mesmas condições geotécnicas e geométricas de modelagem.

3.1.3 Comparação e Critérios de Avaliação

As análises comparativas entre os métodos de busca foram conduzidas com base nos seguintes critérios técnicos:

- menor fator de segurança obtido (FS crítico);
- geometria da superfície crítica e sua coerência com os mecanismos de ruptura esperados;
- comportamento de convergência, avaliado a partir do número de iterações necessárias para a estabilização da solução;
- tempo de processamento computacional; e
- capacidade do algoritmo em evitar a convergência prematura para mínimos locais.

Os resultados foram analisados de forma integrada, considerando simultaneamente a eficiência numérica dos algoritmos, a robustez do processo de busca e a consistência geotécnica das superfícies críticas identificadas. Ressalta-se que o fator de segurança foi interpretado em conjunto com a geometria das superfícies críticas, evitando conclusões baseadas exclusivamente em valores numéricos isolados.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Fatores de Segurança e Geometrias Obtidas

Os resultados apresentados na Figura 2 evidenciam diferenças significativas nos fatores de segurança determinados por cada método de busca. A avaliação contemplou não apenas os valores dos fatores de segurança, mas também a geometria das superfícies críticas de ruptura, o comportamento de convergência, a eficiência computacional e a interpretação geotécnica das soluções obtidas.

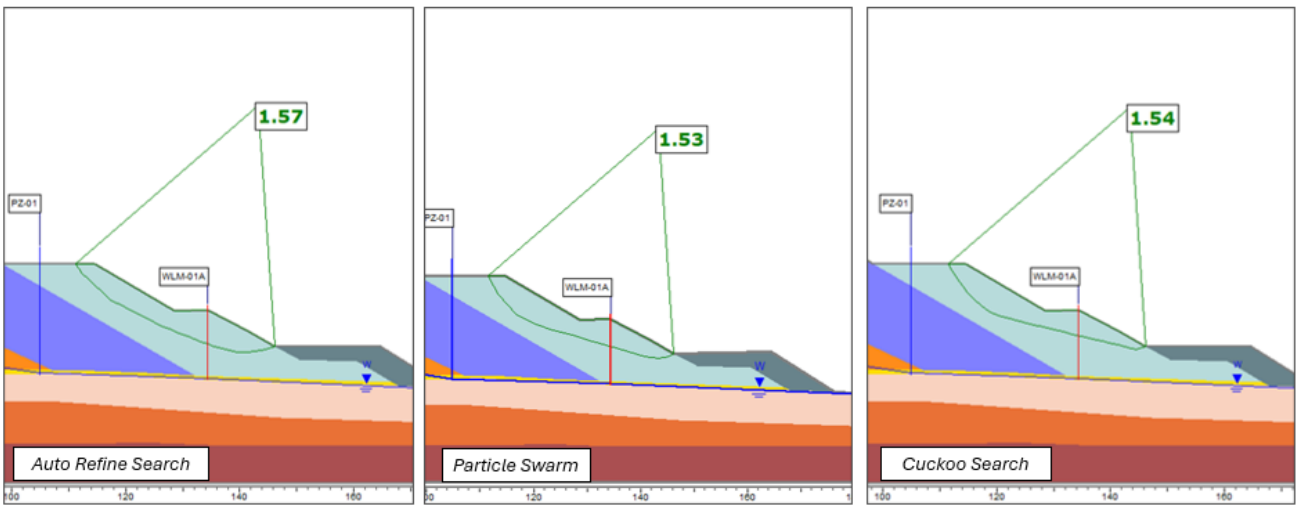


Figure 2 Fatores de Segurança Obtidos

Os resultados evidenciam diferenças significativas entre os algoritmos de busca, tanto nos fatores de segurança obtidos quanto na geometria das superfícies críticas. O método *Auto Refine Search* apresentou fatores de segurança mais elevados, associados a superfícies de ruptura geometricamente simplificadas, com tendência a conformações mais circulares. Esse comportamento decorre de sua natureza determinística e da forte dependência da malha inicial de busca, o que limita a exploração do espaço de soluções em modelos com maior complexidade geotécnica. Como consequência, o método tende a convergir para mínimos locais, resultando em uma possível superestimação da estabilidade global do talude.

Em contrapartida, os métodos estocásticos, *Cuckoo Search* e *Particle Swarm Optimization*, produziram fatores de segurança mais baixos e próximos, convergindo e também superfícies críticas com geometrias não

circulares e maior adaptação às variações geométricas e mecânicas do modelo. Embora as superfícies identificadas permaneçam predominantemente concentradas em uma mesma unidade geotécnica, sua conformação reflete maior sensibilidade às descontinuidades internas e aos contrastes locais de resistência, resultando em mecanismos de ruptura mais representativos.

Do ponto de vista computacional, o *Auto Refine Search* apresentou rápida convergência e menor tempo de processamento, porém com menor capacidade de investigação global do domínio de busca. Já o *Cuckoo Search* e o *Particle Swarm Optimization* demandaram maior esforço computacional, mas demonstraram maior robustez na exploração do espaço de soluções e maior capacidade de evitar a convergência prematura para mínimos locais. Entre os métodos estocásticos, o *Cuckoo Search* mostrou maior sensibilidade a variações locais de resistência, enquanto o *Particle Swarm Optimization* apresentou superfícies mais amplas, refletindo variações globais da geometria do talude.

De forma geral, os resultados indicam que, embora métodos determinísticos sejam computacionalmente eficientes, algoritmos de busca global são mais adequados para análises de estabilidade em modelos geotécnicos complexos, nos quais a correta representação geométrica da superfície crítica é determinante para uma avaliação consistente do fator de segurança.

5 CONCLUSÕES

Os resultados demonstram que os métodos metaheurísticos, *Particle Swarm Optimization* (PSO) e *Cuckoo Search*, foram mais eficazes na identificação de superfícies de ruptura com geometrias não circulares e maior complexidade geométrica, associadas a fatores de segurança mais baixos e potencialmente mais representativos do comportamento mecânico do modelo analisado. Ainda que as superfícies críticas identificadas permaneçam predominantemente concentradas em uma mesma unidade geotécnica, os métodos estocásticos mostraram maior sensibilidade às variações locais de resistência e às descontinuidades internas do maciço, quando comparados ao método determinístico.

Sob a ótica prática, o método *Auto Refine Search* mostra-se adequado para análises preliminares ou para modelos com geometrias simplificadas, especialmente em situações nas quais a eficiência computacional é um fator determinante. No entanto, em modelos com maior complexidade geométrica ou com potencial desenvolvimento de mecanismos de ruptura não circulares, sua limitação na exploração global do espaço de soluções pode resultar na identificação de superfícies menos críticas, exigindo uma avaliação criteriosa dos resultados sob o ponto de vista geotécnico.

Para análises que demandem maior robustez na identificação da superfície crítica, recomenda-se a adoção de métodos de busca global, como PSO ou *Cuckoo Search*, mesmo diante de maior custo computacional, em função da maior capacidade desses algoritmos de evitar a convergência prematura para mínimos locais e de representar mecanismos de instabilidade mais compatíveis com a configuração do modelo.

Dessa forma, a escolha do algoritmo de busca deve ser tratada como uma etapa crítica no processo de modelagem geotécnica, uma vez que influencia diretamente a definição dos mecanismos potenciais de instabilidade e, consequentemente, a tomada de decisão em projetos de taludes, barragens e escavações. Os resultados reforçam que análises baseadas exclusivamente em métodos determinísticos podem conduzir a avaliações excessivamente conservadoras ou pouco representativas do comportamento estrutural esperado.

Por fim, o software *Slide2* demonstrou ser uma plataforma consistente e versátil para a integração entre métodos rigorosos de equilíbrio limite e algoritmos avançados de busca. A adequada parametrização dessas ferramentas, aliada ao conhecimento geotécnico do modelo e à interpretação crítica dos resultados, constitui um fator determinante para a qualidade, a confiabilidade e a segurança das análises de estabilidade. Estudos futuros podem explorar a aplicação combinada de diferentes técnicas de otimização, bem como a validação dos resultados numéricos por meio de dados de campo, ampliando a aplicabilidade e a robustez das metodologias avaliadas

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à WALM BH Engenharia e a The Mosaic Company pelo incentivo e apoio no desenvolvimento técnico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BISHOP, A.W. (1955) 'The use of the slip circle in the stability analysis of slopes', Geotechnique, 5(1), pp. 7–17.

JANBU, N. (1967) 'Stabilität von Erdkörpern', Geoteknikk, 1, pp. 19–48.

ZHANG, L., CHEN, H., LI, Q. and WANG, Z. (2005) 'Numerical analysis of slope stability using different failure mechanisms', Engineering Geology, 77(2), pp. 1–17.

SCHUSTER, R.L. (2010) 'Slope stability and design', Rock Mechanics and Rock Engineering, 43(1), pp. 1–17.

ROCSCIENCE INC. (2021) Slide2: A 2D slope stability analysis program, viewed 29 April 2025, https://www.rocscience.com/.

YANG, X. and DEB, S. (2009) 'Cuckoo search via Lévy flights', Proceedings of the World Congress on Nature & Biologically Inspired Computing (NaBIC), IEEE, pp. 210–214.

KENNEDY, J. and EBERHART, R. (1995) 'Particle swarm optimization', Proceedings of the IEEE International Conference on Neural Networks, IEEE, Perth, Australia, pp. 1942–1948.

FREDLUND, D.G. and KRAHN, J. (1977) 'Comparison of slope stability methods of analysis', Canadian Geotechnical Journal, 14(3), pp. 429–439.

DUNCAN, J.M. (1996) 'Limit equilibrium and finite-element analysis of slopes', Journal of Geotechnical Engineering, 122(7), pp. 577–596.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2009) NBR 11682: Estabilidade de taludes – Procedimento, ABNT, Rio de Janeiro.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. (2001) Guidelines for Selecting and Designing Geotechnical Instrumentation for Dams and Their Foundations, Bulletin 121, ICOLD, Paris.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/47

Comparação entre Métodos de Dimensionamento Estrutural à Flexão de Painéis de Cortina Atirantada

Marina Benevides Carvalho Chaves
Engenheira Civil, Universidade Federal Fluminense, Niterói, Brasil, marinabenevides@coc.ufrj.br

Robson Palhas Saramago
Professor Associado, Universidade Federal Fluminense, Niterói, Brasil, robsonsaramago@id.uff.br

Carolina Cury Saramago
Engenheira Civil, Terrae Projetos e Consultoria Ltda, Niterói, Brasil, carolinasaramago@id.uff.br

Antonio Alves do Couto Junior
Engenheiro Civil, Terrae Projetos e Consultoria Ltda, Niterói, Brasil, antoniocoutojr2@gmail.com

RESUMO: O trabalho apresenta uma comparação de formas de dimensionamento estrutural à flexão de painéis de cortinas atirantadas. A comparação é realizada por meio de diferentes metodologias: método simplificado da ABNT NBR 6118 (2023), método baseado na Hipótese de Winkler associado à tabela de valores típicos de ensaio de placa e método baseado na Hipótese de Winkler associado ao módulo de elasticidade estimado do solo em função do N_{SPT}. Os resultados do dimensionamento estrutural, obtidos com auxílio do programa Ftool para o método simplificado e de programa computacional de dimensionamento de estruturas em concreto armado (Cypecad) para os métodos baseados na Hipótese de Winkler, foram comparados entre si, levando em consideração o efeito da homogeneidade ou heterogeneidade do solo. A aplicação prática dos conceitos é realizada por intermédio de estudo de caso numa obra na Rodovia RJ-148, no Município de Sumidouro - RJ.

PALAVRAS-CHAVE: cortina atirantada; dimensionamento estrutural; hipótese de Winkler; interação solo-estrutura.

ABSTRACT: This paper presents a comparison of different structural design approaches for anchored retaining wall panels. The comparison is carried out using distinct methodologies: the simplified method prescribed by ABNT NBR 6118 (2023), a method based on the Winkler Hypothesis associated with typical plate load test values, and a method based on the Winkler Hypothesis associated with the soil elastic modulus estimated as a function of the N_{SPT} value. The structural design results, obtained using the Ftool software for the simplified method and reinforced concrete structural design software (Cypecad) for the Winkler-based methods, are compared considering the effects of soil homogeneity and heterogeneity. The practical application of the concepts is performed through a case study of a project located on highway RJ-148, in the municipality of Sumidouro, Rio de Janeiro, Brazil.

KEYWORDS: anchored retaining wall; structural design; Winkler hypothesis; soil-structure interaction.

1 INTRODUÇÃO

O crescimento acelerado das áreas urbanas, frequentemente associado à ocupação de encostas e regiões com relevo acidentado, tem contribuído de forma significativa para a ocorrência de movimentos de massa, resultando em danos sociais, econômicos e ambientais relevantes. A ocorrência de chuvas intensas, a execução de cortes em encostas naturais e a introdução de sobrecargas na crista dos taludes figuram entre os principais fatores desencadeantes desses processos em áreas urbanizadas.

Nesse contexto, o estudo da estabilidade de taludes e o desenvolvimento de soluções de contenção adequadas tornam-se fundamentais para a mitigação de riscos geotécnicos. Entre as soluções empregadas, as cortinas atirantadas destacam-se pela eficiência no controle de deslocamentos e pela possibilidade de aplicação em situações com restrições geométricas e geotécnicas.

As cortinas atirantadas são classificadas como estruturas de contenção ativas, sendo constituídas por um paramento de concreto armado associado a tirantes protendidos ancorados em camadas resistentes do terreno. O desempenho global desses sistemas depende da interação entre os elementos estruturais e o maciço de solo contido, bem como da adequada definição dos parâmetros geotécnicos e estruturais envolvidos no projeto.

O método simplificado da NBR 6118 (2014) para lajes-cogumelo, que modela o painel com a definição de pórticos múltiplos submetidos às cargas dos tirantes, é um método tradicionalmente conhecido no dimensionamento estrutural dos painéis de cortinas atirantadas. Embora apresente simplicidade e praticidade, ele desconsidera, em muitos casos, a interação solo-estrutura, podendo levar à subestimação das solicitações estruturais, sobretudo em solos estratificados.

Dessa forma, métodos baseados na Hipótese de Winkler podem ser empregados com o objetivo de incorporar a influência da rigidez do solo no comportamento estrutural dos painéis. A estimativa do coeficiente de mola do solo pode ser feita tanto por ensaios experimentais, quanto por correlações empíricas baseadas no índice N_{SPT}.No entanto, ambas metodologias envolvem um certo grau de incerteza.

Nesse cenário, o presente trabalho tem como objetivo comparar diferentes metodologias de dimensionamento estrutural à flexão de painéis de cortinas atirantadas, avaliando a influência da consideração da interação solo-estrutura e da homogeneidade ou heterogeneidade do solo nos resultados de armadura obtidos, contribuindo para o aprimoramento dos critérios de projeto desse tipo de estrutura.

2 MÉTODO SIMPLIFICADO DA NBR 6118 (2023)

Os painéis da cortina atirantada podem ser dimensionados como lajes-cogumelo, metodologia na qual os tirantes podem ser considerados como apoios indeslocáveis. As diretrizes da ABNT NBR 6118 (2023) para dimensionamento de lajes-cogumelo podem ser tomadas para nortear a metodologia do cálculo para os painéis de concreto armado, desde que os tirantes estejam dispostos de maneira regular e com vãos pouco diferentes.

A metodologia baseia-se no cálculo das solicitações por processo elástico aproximado, com redistribuição, a partir da definição de pórticos múltiplos em cada direção. A carga total é considerada em cada pórtico, e a distribuição dos momentos é realizada conforme as faixas indicadas na Figura 1. Para as faixas internas, adotam-se 45% dos momentos fletores positivos e 25% dos momentos fletores negativos; para as faixas externas, os percentuais são de 27,5% e 37,5%, respectivamente.

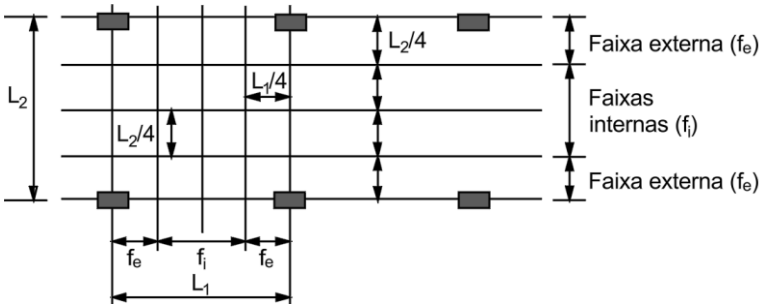


Figura 1. Faixas de laje para distribuição das solicitações nos pórticos múltiplos.
Fonte: ABNT NBR 6118 (2023)

3 MÉTODO DE WINKLER

A interação solo-estrutura é fundamental no comportamento de estruturas de contenção, pois a deformabilidade do maciço influencia diretamente a distribuição de tensões e deslocamentos (MORAES, 1976). Entre as abordagens disponíveis, destaca-se a Hipótese de Winkler, que representa o solo como um meio elástico discreto, composto por molas independentes cuja rigidez é proporcional à deformação local.

Segundo essa hipótese, as pressões de contato são proporcionais aos recalques, assumindo-se que o comportamento do solo é análogo ao de uma mola. A relação fundamental da hipótese pode ser expressa conforme a Equação (1), em que q é a pressão de contato solo–estrutura, k_v é o coeficiente de mola vertical do solo e w é o deslocamento vertical do elemento estrutural:

$$q = k_v \cdot w \tag{1}$$

Em situações em que não existam dados de ensaios do solo in loco, podem ser utilizados os valores de referência listados na Tabela 1 (Moraes, 1976; apud Souza e Reis, 2008), obtidos por meio de ensaios de placa. No entanto, tais valores não apresentam correspondência direta com as classificações de solo preconizadas pela ABNT, além de terem sido obtidos em solos estrangeiros, o que pode comprometer sua representatividade para solos brasileiros. Dessa forma, recomenda-se a adoção de faixas de valores, de modo a abranger as incertezas inerentes aos valores tabelados.

Tabela 1. Valores de k_v em kN/m³. Fonte: Moraes (1976, apud Souza e Reis, 2008).

Tipo de Solo	k_v **(kN/m³) 10³**
Turfa leve – solo pantanoso	5 a 10
Turfa pesada – solo pantanoso	10 a 15
Areia fina de praia	10 a 15
Aterro de silte, de areia e cascalho	10 a 20
Argila molhada	20 a 30
Argila úmida	40 a 50
Argila seca	60 a 80
Argila seca endurecida	100
Silte compactado com areia e pedra	80 a 100
Silte compactado com areia e muita pedra	100 a 120
Cascalho miúdo com areia fina	80 a 120
Cascalho médio com areia fina	100 a 120
Cascalho grosso com areia fina	80 a 120
Cascalho grosso com areia grossa	120 a 150
Cascalho grosso com pouca areia	150 a 200
Cascalho grosso com pouca areia compactada	200 a 250

O coeficiente de mola também depende da geometria do elemento estrutural, sendo necessária a correção dos valores tabelados em função das dimensões e dos fatores de forma da placa do ensaio e do painel a ser dimensionado. Para solos homogêneos, essa correção pode ser realizada pela Equação (2), derivada da Teoria da Elasticidade. Já para solos cuja rigidez cresce linearmente com a profundidade, recomenda-se o uso da Equação (3), proposta por Terzaghi e Peck (1967):

$$k_v = k_{v,b} \cdot \frac{b}{B} \cdot \frac{I_{s,b}}{I_{s,B}} \tag{2}$$

$$k_v = k_{v,b} \cdot \left(\frac{B+b}{2 \cdot B}\right)^2 \tag{3}$$

Em que $I_{s,b}$ e $I_{s,B}$ representam os fatores de forma da placa de ensaio e da estrutura real, respectivamente; b e B correspondem às menores dimensões da placa e do elemento analisado; $k_{v,b}$ é o coeficiente de mola da placa, e k_v, o coeficiente de mola corrigido para o elemento.

O coeficiente de mola também pode ser relacionado diretamente ao módulo de elasticidade do solo, conforme expressão proposta por Perloff (1975), em que E é o módulo de elasticidade do solo, ν o coeficiente de Poisson e I_s o fator de forma:

$$k_v = \frac{E}{1-\nu^2} \cdot \frac{I_s}{B} \tag{4}$$

Na ausência de ensaios, o módulo de elasticidade pode ser estimado por correlação empírica com o índice N_{SPT} proposta por Teixeira e Godoy (1996). É apresentada na Equação (6), em que α e K são coeficientes dependentes da classificação do solo:

$$E_s = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT,médio} \tag{5}$$

4 APLICAÇÃO PRÁTICA EM ESTUDO DE CASO – RODOVIA RJ-148

Com o objetivo de avaliar o desempenho de diferentes métodos de dimensionamento estrutural de painéis de cortina atirantada em uma situação real de obra, foi analisado um estudo de caso referente a uma contenção projetada para a Rodovia RJ-148, no município de Sumidouro/RJ.

O painel típico da cortina possui altura de 11,5 m e espessura de 30 cm. Os tirantes possuem 510 kN de carga de trabalho, com os espaçamentos indicados na Figura 2.

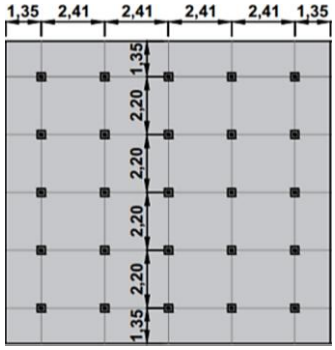
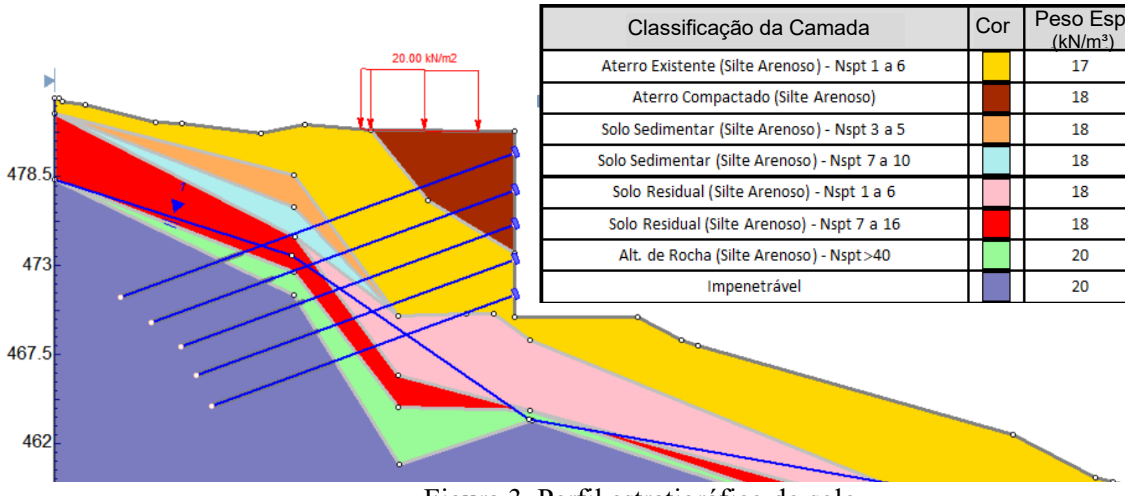


Figura 2. Geometria do painel regular adotado (dimensões em m).

O projeto prevê a execução da cortina atirantada pelo método parcialmente descendente e ascendente, no qual o painel seria executado de forma a manter o aterro de silte arenoso existente e preencher até a cota de topo com aterro compactado silto-arenoso. Dessa forma, o painel estaria arrimando um solo heterogêneo, composto pelas duas camadas bem definidas, cada uma ocupando aproximadamente metade da altura da contenção, representadas em amarelo e vinho pela Figura 3.

Alternativamente, no método ascendente, o painel seria executado com aterro compactado ao longo de toda a sua altura. Assim, ambos os métodos executivos são utilizados para a comparação das metodologias de dimensionamento, avaliando-se a convergência dos resultados para o caso de solo homogêneo e heterogêneo.



Classificação da Camada	Cor	Peso Esp. (kN/m³)	Coesão (kPa)	Phi (°)
Aterro Existente (Silte Arenoso) - Nspt 1 a 6		17	3	30
Aterro Compactado (Silte Arenoso)		18	10	30
Solo Sedimentar (Silte Arenoso) - Nspt 3 a 5		18	0	25
Solo Sedimentar (Silte Arenoso) - Nspt 7 a 10		18	5	27
Solo Residual (Silte Arenoso) - Nspt 1 a 6		18	5	25
Solo Residual (Silte Arenoso) - Nspt 7 a 16		18	10	30
Alt. de Rocha (Silte Arenoso) - Nspt>40		20	20	35
Impenetrável		20	30	40

Figura 3. Perfil estratigráfico do solo.

4.1 Método Simplificado

A aplicação do método simplificado foi feita a partir da modelagem de elementos de barra, com o auxílio do programa Ftool. O esquema estrutural é formado por apoios que representam os tirantes e por vigas que representam os painéis, adotadas com dimensões equivalentes à área de influência dos tirantes (Figura 4).

As faixas de laje para distribuição das solicitações em cada viga foram subdivididas conforme indicação da ABNT NBR 6118 (2023). Os vãos internos da laje foram divididos em quatro faixas e para a região dos balanços, foram adotadas duas faixas, já que os balanços têm dimensões de aproximadamente metade do vão.

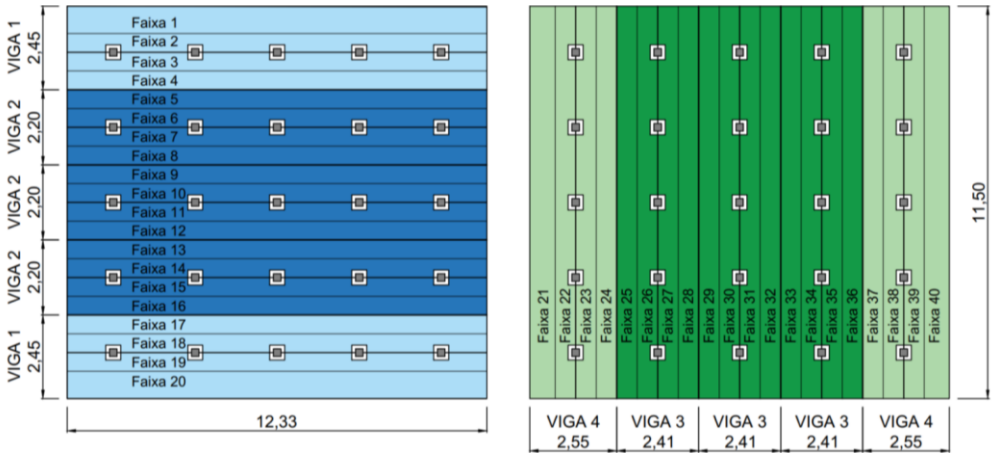
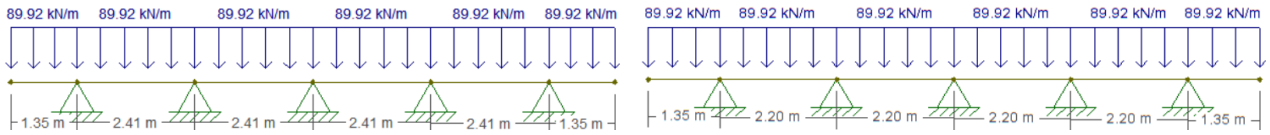


Figura 4. Vigas e faixas de dimensionamento do painel (dimensões em m).

Os modelos estruturais das vigas estão apresentados na Figura 5. As forças concentradas dos tirantes foram convertidas em carregamento linear equivalente, resultando em 89,92 kN/m.m. Os momentos fletores positivos e negativos máximos, obtidos por metro de faixa, foram redistribuídos conforme os critérios normativos e multiplicados pela largura de cada faixa para o cálculo da área de armadura necessária.



(a) Horizontal (b) Vertical

Figura 5. Modelo estrutural das vigas com carregamento por metro de faixa.

4.2 Método baseado na Hipótese de Winkler associado ao Módulo de Elasticidade Estimado do Solo

Os módulos de elasticidade para as camadas de solo foram estimados por meio da eq. (5) e para a determinação dos coeficientes de mola vertical, pela equação (4). A tabela apresenta os parametros adotados.

Tabela 2. Valores de k_v estimados para as camadas de solo.

Camada	E (MPa)	ν	B (m)	Is,B	k_v (kN/m³)
Aterro compactado	24,75	0,35	11,5	0,95	2.582
Aterro existente	9,00	0,30	11,5	0,95	905

Os coeficientes de mola foram utilizados diretamente nas modelagens, considerando o painel como um radier sobre meio elástico, tanto no caso de aterro compactado quanto no caso de metade do painel em aterro compactado e a outra metade em aterro existente. A partir dos modelos, os valores dos momentos fletores máximos em cada faixa do painel foram adotados para o cálculo das armaduras necessárias.

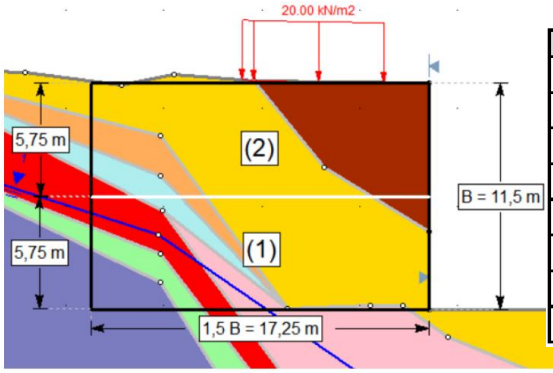
4.3 Método baseado na Hipótese de Winkler associado a Valores Típicos

Adotou-se o coeficiente de mola do solo entre 10.000 e 20.000 kN/m³ para a camada existente de aterro de compacidade variando de fofo a pouco compacto, correspondente ao tipo de solo descrito como “aterro de silte, de areia e cascalho” pela Tabela 1. Enquanto para o aterro compactado, foi adotada a faixa de 80.000 a 100.000 kN/m³, correspondente a um solo classificado como “silte compactado com areia e pedra”.

Para corrigir o coeficiente de mola, é necessário prever o comportamento do solo ao longo da profundidade para selecionar a expressão adequada dentre a (2) e (3). Como os painéis de cortina atirantada são dispostos verticalmente, a profundidade onde o solo será solicitado devido à carga dos tirantes é na direção horizontal.

A distância horizontal afetada por acréscimo de tensões que podem levar à ocorrência de deslocamentos relevantes pode ser estimada a partir da analogia com o bulbo de tensões de uma placa quadrada uniformemente carregada, já que o painel tem formato aproximadamente quadrado.

No bulbo de tensões tem-se que numa profundidade 1,5B, sendo B a dimensão da placa quadrada, o solo é solicitado por um acréscimo de tensão vertical menor que 20% da pressão atuante da placa. Portanto, o k_v do solo solicitado pelo carregamento imposto pela cortina atirantada foi estimado considerando o solo existente desde a face do painel até a distância horizontal de 1,5B da face (Figura 6).



Classificação da Camada	Cor	Peso Esp.(kN/m³)	Coesão(kPa)	Phi(°)
Aterro (Silte Arenoso) - Nspt 1 a 6		17	3	30
Aterro Compactado (Silte Arenoso)		18	10	30
Solo Sedimentar (Silte Arenoso) - Nspt 3 a 5		18	0	25
Solo Sedimentar (Silte Arenoso) - Nspt 7 a 10		18	5	27
Solo Residual (Silte Arenoso) - Nspt 1 a 6		18	5	25
Solo Residual (Silte Arenoso) - Nspt 7 a 16		18	10	30
Alt. de Rocha (Silte Arenoso) - Nspt>40		20	20	35
Impenetrável		20	30	40

Figura 6. Região de influência para coeficiente de mola.

Na camada (1) de aterro existente junto à face do painel, são atingidas camadas de solo residual caracterizado por silte arenoso com N_{SPT} de 7 a 16 golpes, por alteração de rocha silto arenosa com N_{SPT} maior que 40 golpes e por camada impenetrável à percussão. Portanto, existe acréscimo de resistência das camadas de solo ao longo da distância horizontal de 1,5B e o kv foi obtido pela equação (3), que considera aumento do módulo de elasticidade ao longo da distância horizontal do solo solicitado.

A camada (2) de aterro compactado junto à face do painel atinge camadas de solo sedimentar com N_{SPT} entre 3 e 10 golpes. Assim, não há incremento considerável de resistência do solo e o kv foi obtido pela equação (2), que considera o módulo de elasticidade aproximadamente constante.

Para o método ascendente, em que o aterro compactado é executado ao longo de todo o painel, o módulo de elasticidade também foi considerado constante para obtenção do kv. Isso porque apenas a camada de solo residual caracterizado por alteração de rocha e a camada impenetrável à percussão possuem parâmetros de resistência (c' e ø) superiores ao aterro compactado, e estas representam parcela ínfima do solo solicitado considerando a distância de 1,5B do painel.

A partir desses valores-base, procedeu-se à conversão para os coeficientes de mola do painel estrutural, considerando b = 30 cm, B = 11,5 m e fatores de forma $I_{s,b} = I_{s,B} = 0{,}95$ (Tabela 3).

Tabela 3. Valores de k_v estimados para as camadas de solo.

Solo	kv,b (kN/m³)	b (cm)	B (m)	Is,b	Is,B	kv (kN/m³)
Aterro existente	10.000	30	11,5	0,95	0,95	2.632
Aterro existente	20.000	30	11,5	0,95	0,95	5.264
Aterro compactado	80.000	30	11,5	0,95	0,95	2.087
Aterro compactado	100.000	30	11,5	0,95	0,95	2.609

O método dos valores típicos estima uma faixa de valores plausíveis para os coeficientes de mola das camadas de solo. Desse modo, tanto para o solo homogêneo quanto para o solo heterogêneo, foram feitas duas modelagens para obter as solicitações mais críticas no painel por meio de uma envoltória (Modelos 1 e 2).

Na modelagem do solo homogêneo, foi considerado o menor coeficiente de mola obtido para o aterro compactado (2087 kN/m³) no Modelo 1, enquanto o Modelo 2 considerou o maior coeficiente (2609 kN/m³). Na modelagem do solo heterogêneo, o Modelo 1 considerou o conjunto do menor coeficiente de mola obtido para o aterro compactado (2087 kN/m³) simultaneamente ao maior do aterro existente (5264 kN/m³). No Modelo 2, foi feito o oposto, maior coeficiente para o aterro compactado (2609 kN/m³) e o menor para o existente (2632 kN/m³).

Para selecionar a envoltória correspondente ao cenário crítico, as solicitações obtidas para cada modelo foram comparadas entre si, para cada caso de perfil estratigráfico. A partir dos momentos fletores de maior magnitude, foram calculadas as áreas de aço necessárias para cada faixa do painel.

5 RESULTADOS E CONCLUSÃO

Os valores de armadura de flexão calculados para cada cenário de análise foram registrados na Tabela 4. O método simplificado se aproximou dos métodos de Winkler quando o solo é homogêneo, com uma diferença de cerca de 10% de área total de aço. No caso do solo heterogêneo, as armaduras totais calculadas pelo método simplificado foram aproximadamente 25% inferiores ao método associado à tabela de valores típicos e 30% inferiores ao associado ao módulo de elasticidade estimado do solo.

As armaduras que mais impactaram nessa diferença de resultados entre o método simplificado e os métodos de Winkler, em solo heterogêneo, são as armaduras verticais. O método associado à tabela de valores típicos, em relação ao simplificado, obteve armadura negativa vertical 25% superior e positiva vertical 330% superior. Para o método associado ao módulo de elasticidade estimado, as armaduras negativas e positivas verticais foram superiores em 31% e 440% em relação ao método simplificado, respectivamente.

Tabela 4. Comparação entre os Métodos de Dimensionamento Estrutural à flexão.

Hipótese de modelagem do solo	Método de Dimensionamento	Armadura Calculada Negativa (cm²)		Armadura Calculada Positiva (cm²)		Total (cm²)
		Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical	
Homogêneo/ heterogêneo	Simplificado	121,36	129,98	36,58	32,55	318,47
Homogêneo	Tabela de Valores Típicos	136,03	124,90	18,73	6,14	285,81
	Módulo de Elasticidade Estimado	135,70	124,26	18,17	5,96	284,08
Heterogêneo	Tabela de Valores Típicos	128,79	164,24	24,46	107,72	425,20
	Módulo de Elasticidade Estimado	130,53	170,46	9,93	144,25	455,17

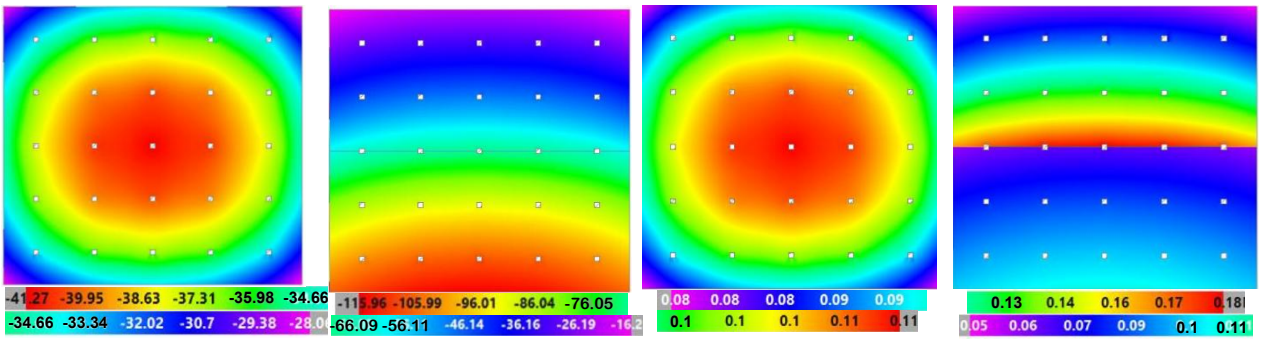
A diferença entre os coeficientes de mola das camadas de solo levou à distribuição de deslocamentos diferenciais de maiores magnitudes ao longo do painel, em relação ao solo homogêneo. As Figuras 7a e 7b, referentes ao método baseado na Hipótese de Winkler associado à elasticidade estimada com a consideração do solo homogêneo e heterogêneo, respectivamente, ilustram tal comportamento.

Os deslocamentos interferem nas pressões de contato com o solo (Figuras 7c e 7d), levando à redistribuição das solicitações ao longo do painel. A uniformidade na distribuição das tensões no solo promove a distribuição de momentos fletores negativos nos tirantes com valores próximos entre si (Figura 8a).

A concentração de tensões mais elevadas na transição das camadas causa a redução do momento fletor negativo vertical no local do pico de tensões, onde o k_v é maior (Figura 8b). Consequentemente, ocorre o aumento da magnitude dos momentos fletores negativos verticais na região onde o k_v é menor (Figura 8b). Em função da redução dos momentos fletores negativos verticais onde existe o pico de tensões no solo, a redistribuição das solicitações promove o aumento dos momentos fletores positivos verticais na região do maior k_v (Figura 8d), o que não ocorre para o solo homogêneo (Figura 8c).

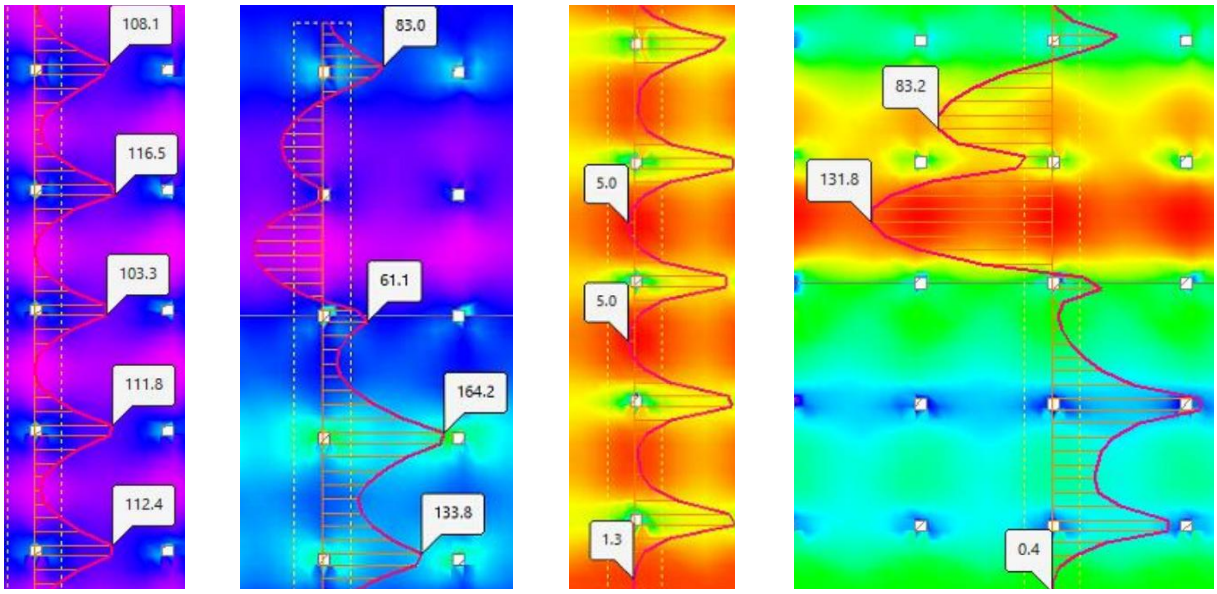
Diante dos resultados obtidos, nota-se que os métodos de dimensionamento obtém diferenças significativas na área de aço obtida, tanto em função dos valores de k_v adotados quanto em função da variação entre diferentes k_v pelo efeito de heterogeneidade do solo. Portanto, destaca-se a importância da realização de ensaios, como o triaxial e o pressiométrico, para que possa haver uma maior confiabilidade no módulo de elasticidade adotado ou no ensaio de placa correlacionado, uma vez que ambos os métodos de Winkler apresentam suas incertezas associadas.

Por fim, este trabalho evidencia a importância da adoção de métodos que considerem a interação solo-estrutura no dimensionamento à flexão de cortinas atirantadas, contribuindo para o aprimoramento dos projetos geotécnicos. Tais metodologias reduzem o risco de subestimação das solicitações atuantes nos painéis e proporcionam maior segurança e confiabilidade às estruturas de contenção.



(a) (b) (c) (d)

Figura 7. Modelos pelo Módulo de Elasticidade Estimado: Deslocamentos (mm) para (a) solo homogêneo e (b) solo heterogêneo; tensões (MPa) para (c) solo homogêneo e (d) solo heterogêneo.



(a) (b) (c) (d)

Figura 8. Momentos fletores (kN.m/m) – Módulo de elasticidade estimado: negativos para (a) solo homogêneo e (b) solo heterogêneo; positivos para (c) solo homogêneo e (d) solo heterogêneo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118. *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

CHAVES, M. B. C. *Dimensionamento geotécnico e estrutural de cortina atirantada: estudo de caso e comparação de métodos de dimensionamento estrutural*. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal Fluminense, Niterói, 2024.

HACHICH et al. *Fundações: teoria e prática*, 2. Ed. São Paulo, SP. Pini, 1998. ISBN 85- 7266-098-4, 1998.

MORAES, M.C. *Estruturas de fundações*. São Paulo: McGraw-Hill, 1976.

PERLOFF, W.H. (1975). *Pressure distribution and settlement. In: WINTERKORN, H.F.; FANG, H.Y. Foundation engineering handbook*. New York: Van Nostrand Reinhold; apud Souza e Reis (2008).

Terzaghi, K., Peck, R.B. (1967) *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd ed., McGraw Hill, New York, NY, USA, 685 p.

TEIXEIRA, A. T.; GODOY, N. S. *Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas. Fundação: Teoria e Prática*. São Paulo, SP, PINI, 1996.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/48

Comparação entre Métodos Pseudo-Estáticos de Equilíbrio Limite e por Elementos Finitos para Barragens de Rejeito

Daniel Marangon Mendes do Nascimento
Engenheiro Civil, UFMG, Belo Horizonte, Brasil, danielmarangon0@gmail.com

Ingrid Belcavello Rigatto
Engenheira Civil, UFMG, Belo Horizonte, Brasil, ingridbrigatto@gmail.com

Talita Caroline Miranda
Professora do Departamento de Engenharia de Transportes e Geotecnia, UFMG, Belo Horizonte, Brasil, talita@etg.ufmg.br

RESUMO: A norma ABNT NBR 13.028-2:2025 solicita estudos sísmicos sobre o projeto de uma barragem de rejeitos e resíduos e consolida fator de segurança mínimo associado à análise de estabilidade que considera os tremores de terra sobre a estrutura. Para obtenção desses parâmetros, alguns autores referenciam valores de acelerações sísmica para o território Brasileiro. Nesse artigo, comparou-se a estimativa de aceleração sísmica obtida pelo método de Cruz *et al*. (2022), pelos mapas de Assumpção *et al.* (2016) e do Manual da Eletrobrás (2003) em uma barragem hipotética localizada no Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais. Para extrapolar os valores encontrados para um tempo de retorno de 10.000 anos, referente a barragens com Dano Potencial Associado classificado como extremo, utilizou-se dos critérios de estimativa do Eurocode 8. Análises de equilíbrio limite pseudo-estáticas no software Slide2 realizaram a comparação entre fatores de segurança alcançados pelas três metodologias de estimativa de aceleração sísmica. Além dessas, foi executada uma análise complementar também pseudo-estática, mas por método dos elementos finitos (MEF) no software Plaxis 3D. Os resultados destacaram como a escolha do método de estimativa de aceleração sísmica e a metodologia para análise com influência sísmica afetaram o atestado de segurança e estabilidade da barragem.

PALAVRAS-CHAVE: Aceleração sísmica, Pseudo-estática, Equilíbrio Limite, Método dos Elementos Finitos, Sismo, Barragens.

ABSTRACT: The ABNT NBR 13.028-2:2025 standard requires seismic studies for tailings and waste dam designs, establishing a minimum factor of safety associated with stability analyses that account for earthquake effects on the structure. To determine these parameters, several authors reference seismic acceleration values for the Brazilian territory. This paper compares the seismic acceleration estimates obtained through the method of Cruz et al. (2022), the hazard maps of Assumpção et al. (2016), and the Eletrobrás Manual (2003) for a hypothetical dam located in the Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais. To extrapolate the obtained values to a 10,000-year return period corresponding to dams with an 'Extreme' Associated Potential Damage classification estimation criteria from Eurocode 8 were utilized. Pseudo-static limit equilibrium analyses performed in Slide2 software compared the factors of safety achieved by the three seismic acceleration estimation methodologies. Additionally, a complementary pseudo-static analysis was conducted using the finite element method (FEM) in Plaxis 3D software. The results highlight how the choice of both the seismic acceleration estimation method and the seismic analysis methodology impact the safety and stability certification of the dam.

KEYWORDS: Seismic acceleration, Pseudo-static, Limit equilibrium, Finite element method, Seismic loading, Dams.

1 INTRODUÇÃO

As barragens de rejeito desempenham papel fundamental na atividade minerária brasileira, porém configuram estruturas de elevado potencial de dano em caso de falha. Após os eventos de Mariana em 2015 e Brumadinho em 2019, houve intensificação do rigor regulatório e revisão dos critérios de segurança aplicáveis a essas estruturas, incluindo a obrigatoriedade de avaliação da estabilidade sob ações sísmicas.

Embora o território brasileiro seja caracterizado por baixa sismicidade intraplaca, a ocorrência de eventos sísmicos não é nula (Assumpção *et al*., 2016). Assim, a Agência Nacional de Mineração (ANM), por meio da Resolução nº 95/2022, estabelece que estudos sísmicos devem ser conduzidos conforme a ABNT NBR 13.028-2:2025, a qual, por sua vez, recomenda a adoção dos critérios da Canadian Dam Association (CDA, 2007) para definição do tempo de retorno do evento sísmico de projeto.

Para barragens classificadas com Dano Potencial Associado (DPA) extremo, a CDA recomenda a consideração de eventos com tempo de retorno da ordem de 10.000 anos ou o Máximo Sismo Credível (MCE). Contudo, a normativa brasileira não define explicitamente qual metodologia probabilística deve ser adotada para estimativa da aceleração sísmica associada a esse tempo de retorno. Como consequência, diferentes abordagens podem ser utilizadas para determinação do Pico de Aceleração do Solo (Peak Ground Acceleration – PGA), resultando em valores distintos de coeficientes sísmicos horizontais (K_h) e verticais (K_v).

No contexto brasileiro, destacam-se três abordagens frequentemente utilizadas:

(i) os valores fixos recomendados no Manual da Eletrobrás (2003);

(ii) os mapas probabilísticos de ameaça sísmica propostos por Assumpção *et al.* (2016);

(iii) a metodologia de correção proposta por Cruz *et al.* (2022), baseada em ajustes aos mapas de Assumpção *et al.* (2016).

Além da variabilidade associada à estimativa do PGA, a interpretação da estabilidade estrutural também depende do método numérico empregado. As análises pseudo-estáticas tradicionalmente utilizam métodos de equilíbrio limite (LEM), que impõem condições de equilíbrio global à massa potencialmente instável. Por outro lado, o Método dos Elementos Finitos (MEF) permite avaliar redistribuições progressivas de tensões e deformações, podendo resultar em interpretações distintas da condição de segurança.

Dessa forma, duas fontes principais de variabilidade emergem na avaliação sísmica de barragens de rejeito no Brasil:

1. A metodologia probabilística adotada para estimativa do PGA;
2. O método numérico utilizado para cálculo do fator de segurança.

Essa dupla variabilidade pode conduzir a conclusões distintas quanto à estabilidade de uma mesma estrutura, mesmo quando analisada sob idêntico enquadramento normativo e tempo de retorno.

O presente trabalho tem como objetivo comparar, para uma barragem hipotética localizada no Quadrilátero Ferrífero (MG), os fatores de segurança obtidos a partir de diferentes metodologias de estimativa de PGA — Manual da Eletrobrás (2003), Assumpção *et al.* (2016) e Cruz *et al.* (2022) — aplicadas em análises pseudo-estáticas conduzidas tanto pelo método do equilíbrio limite - software Slide2 (Rocscience, 2023) - quanto pelo método dos elementos finitos - software Plaxis 3D (Bentley, 2023).

O estudo não tem por objetivo estabelecer qual metodologia é mais adequada, mas evidenciar a sensibilidade dos resultados às hipóteses probabilísticas e ao método numérico empregado. Ao explicitar essa variabilidade, pretende-se contribuir para a discussão sobre consistência metodológica na aplicação da ABNT NBR 13.028-2:2025 e dos critérios da CDA em barragens de rejeito brasileiras.

2 METODOLOGIA

Para definição dos coeficientes sísmicos adotados nas análises pseudo-estáticas, foi estimado o PGA correspondente ao tempo de retorno de 10.000 anos, conforme critérios da CDA (2007) para barragens classificadas como DPA extremo.

De acordo com a CDA (2007), o dano potencial associado (DPA) à estrutura é utilizado como critério para definição do tempo de retorno adotado na estimativa do PGA. Dessa forma, barragens classificadas como de categoria “Extrema” devem ser avaliadas considerando um PGA associado a um período de retorno de 10.000 anos, ou ao evento MCE, conforme apresentado na Tabela 1.

Ressalta-se que a extrapolação para tempos de retorno superiores aos disponibilizados nos mapas probabilísticos envolve incertezas inerentes ao ajuste da curva de ameaça sísmica. Entretanto, a utilização da formulação do Eurocode 8 é prática consolidada em estudos de engenharia quando inexistem mapas regionais específicos para o tempo de retorno requerido. Neste estudo, o procedimento foi adotado com o objetivo de manter coerência metodológica e permitir a comparação entre abordagens sob o mesmo critério normativo.

Tabela 1. Níveis de risco de abalos sísmicos e seus respectivos tempos de retorno.

Classificação (nota 1)	**Probabilidade de excedência anual - Cheias (nota 2)**	**Probabilidade de Excedência anual - Sismos (nota 3)**
Baixa	1/100	1/100
Significativa	Entre 1/100 e 1/1.000 (nota 4)	Entre 1/100 e 1/1.000
Alta	1/3 entre 1/1.000 e PMF* (nota 5)	1/2.475 (nota 6)
Muito Alta	2/3 entre 1/1.000 e PMF* (nota 5)	1/2 entre 1/2.475 e 1/10.000 ou MCE* (nota 5)
Extrema	**PMF* (nota 5)**	**1/10.000 ou MCE* (Nota 5)**

*PMF – máxima cheia provável; MCE – maior sismo credível; AEP – probabilidade de excedência anual.
1 - Como definido na tabela de Classificação de Barragem;
2 - Simples extrapolação das estatísticas de cheias além de 10-3 AEP não é aceitável;
3 - Valores médios do intervalo estimado nos níveis de AEP para terremotos devem ser usados;
4 - Selecionado com base na análise incremental de cheias, exposição, e consequência de falha;
5 - PMF e MCE não tem AEP associados;
6 - Esse nível foi escolhido para garantir compatibilidade com o estabelecido nas normas de construção canadenses.

Fonte: *Canadian Dam Association* (2007)

2.1 Métodos de estimativa de PGA utilizados

Com o objetivo de estimar o valor do PGA correspondente ao período de retorno de 10.000 anos indicado na Tabela 1, foram empregadas três metodologias distintas, permitindo a comparação entre diferentes abordagens de avaliação do perigo sísmico. As estimativas foram realizadas com base nos procedimentos propostos pela Eletrobrás (2003), na metodologia apresentada por Cruz *et al.* (2022) e no modelo desenvolvido por Assumpção *et al.* (2016), os quais utilizam diferentes bases de dados sismológicas, relações de atenuação e critérios de regionalização sísmica. A adoção de múltiplos métodos possibilita uma análise mais abrangente das incertezas associadas à determinação do PGA.

O Manual da Eletrobrás (2003) define um par ordenado de aceleração de pico fixa, ou seja, uma aceleração horizontal (K_h) e uma aceleração vertical (K_v), com valores de 0,05g e 0,03g, respectivamente. Ressalta-se que o valor de K_v corresponde a 2/3 de K_h segundo Shannon e Wilson (1979), relação que será adotada para definir a aceleração vertical para as demais metodologias. Como este manual já indica as acelerações horizontais e verticais, pode-se estimar o valor PGA associado a estas acelerações por retroanálise. Sabe-se, pelo método de Hynes-Griffin e Franklin (1984), que o coeficiente K_h consiste na metade do PGA. Assim, estima-se que o PGA utilizado na lista da Eletrobrás (2003) seja de 0,10g.

Assumpção *et al.* (2016) elaboraram mapas probabilísticos de ameaça sísmica para o território brasileiro com base na relação magnitude-frequência de Gutenberg-Richter e em leis de atenuação empíricas. Os mapas apresentam estimativas de PGA em rocha para tempos de retorno de 475 e 2.475 anos, sendo necessária extrapolação para 10.000 anos.

Cruz *et al.* (2022) propuseram correção dos valores obtidos nos mapas de Assumpção *et al*. (2016), a partir de comparação com registros sísmicos monitorados, resultando em equação de ajuste aplicada neste estudo.

2.2 Hipóteses e Justificativas Metodológicas

A metodologia adotada neste estudo envolve simplificações e decisões técnicas que visam garantir coerência comparativa entre as diferentes abordagens analisadas. Essas escolhas não têm como objetivo reproduzir integralmente o comportamento real de uma barragem específica, mas permitir avaliação

consistente da influência da metodologia de estimativa da aceleração sísmica e do método numérico de análise sobre o fator de segurança obtido.

A extrapolação dos valores de PGA para o tempo de retorno de 10.000 anos foi realizada com base na formulação proposta pelo Eurocode 8 (Comité Européen de Normalisation, 2004), uma vez que os mapas probabilísticos de Assumpção *et al.* (2016) contemplam apenas tempos de retorno de 475 e 2.475 anos. Reconhece-se que extrapolações para períodos elevados envolvem incertezas associadas ao ajuste da curva de ameaça sísmica; contudo, na ausência de mapas regionais específicos para o tempo de retorno requerido, a aplicação da relação recomendada pelo Eurocode constitui prática consolidada em estudos de engenharia. O valor do coeficiente de ponderação k=0,4 foi adotado dentro do intervalo recomendado ($0,3 \leq k \leq 0,4$), representando a condição mais conservadora para eventos de alta recorrência, compatível com o enquadramento da barragem como DPA extremo.

A fundação foi modelada com resistência infinita (*Infinite Strength*) com o propósito de concentrar a análise no comportamento do maciço do barramento sob ação sísmica. A inclusão de parâmetros geotécnicos da fundação introduziria variáveis adicionais que poderiam influenciar a superfície crítica de ruptura, desviando o foco do estudo, que consiste na comparação entre metodologias de estimativa de PGA e métodos numéricos de análise. Dessa forma, a simplificação adotada permitiu isolar a influência da ação sísmica no corpo da barragem.

O modelo constitutivo de Mohr-Coulomb (Terzaghi e Peck, 1962) foi selecionado por sua ampla aplicação em análises de estabilidade e por permitir compatibilidade direta com os parâmetros utilizados no método do equilíbrio limite. Modelos constitutivos avançados, como Hardening Soil (Shanz *et al*., 1999), incorporam dependência da rigidez em função do estado de tensões e poderiam alterar a redistribuição interna de esforços; entretanto, sua adoção introduziria variáveis adicionais não essenciais ao objetivo comparativo do presente trabalho.

As análises foram conduzidas sob abordagem pseudo-estática, não sendo realizada análise dinâmica no domínio do tempo. A modelagem dinâmica requer registros acelerográficos representativos da região, bem como parâmetros dinâmicos específicos dos materiais, tais como curvas de degradação de módulo e amortecimento, os quais não estavam disponíveis para o caso analisado. A abordagem pseudo-estática é amplamente empregada em avaliações preliminares de estabilidade sísmica de barragens e permite comparação direta entre métodos numéricos distintos sob um mesmo conjunto de coeficientes inerciais equivalentes.

Por fim, ressalta-se que as hipóteses adotadas foram estabelecidas de modo a manter consistência entre os cenários analisados, permitindo avaliar a sensibilidade do fator de segurança à escolha da metodologia de estimativa de PGA e ao método de cálculo da estabilidade, sem introdução de variáveis externas que comprometessem a comparabilidade dos resultados.

3 APLICAÇÃO E ESTUDO DE CASO

Para avaliação comparativa das metodologias de estimativa de aceleração sísmica e dos métodos numéricos de análise de estabilidade, foi considerada uma barragem hipotética localizada no Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais. A estrutura foi enquadrada na condição de Dano Potencial Associado (DPA) extremo, adotando-se, conforme critérios da Canadian Dam Association (CDA, 2007) e da ABNT NBR 13.028-2:2025, tempo de retorno de 10.000 anos para o evento sísmico de projeto.

A barragem analisada possui aproximadamente 41,5 m de altura entre a crista e o contato com a fundação. O talude de jusante apresenta inclinação de 2H:1V, com quatro bermas intermediárias. O reservatório de rejeito foi considerado com nível 1,0 m abaixo da crista, mantendo borda livre, e o nível d'água foi definido a 4,0 m abaixo da crista da barragem. A estratigrafia foi simplificada em três domínios materiais: maciço de aterro, rejeito e fundação. Conforme estabelecido na metodologia, a fundação foi modelada com resistência infinita (*Infinite Strength*), de modo a concentrar a análise no comportamento do corpo do barramento sob ação sísmica. A seção geotécnica representativa utilizada nas análises é apresentada na Figura 1.

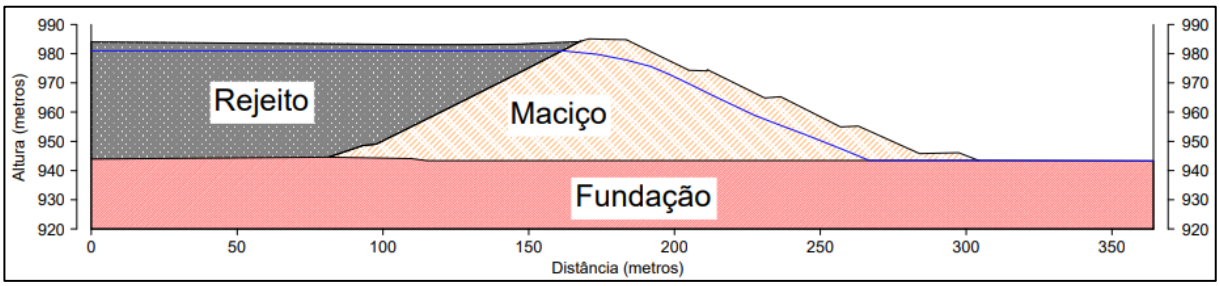


Figura 1. Seção da barragem analisada.

Os materiais foram modelados segundo o critério de Mohr-Coulomb, adotando-se parâmetros compatíveis com barragens de rejeito da região de estudo. Os valores utilizados nas análises estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Parâmetros adotados dos materiais.

Material	**Cor**	**Método de análise**	**γ_{nat} (kN/m³)**	**c' (kN/m²)**	**ϕ' (º)**	**E (kPa)**	**υ**
Maciço		Mohr-Coulomb	18	5	29	22.000	0,30
Rejeito		Mohr-Coulomb	20	2	30	1.000	0,40
Fundação		Infinite Strength	20	-	-	100.000	0,35

A adoção de parâmetros homogêneos para cada domínio material teve como finalidade manter consistência entre os diferentes cenários sísmicos analisados, evitando a introdução de variáveis adicionais que comprometessem a comparação entre metodologias.

Os coeficientes pseudo-estáticos horizontais (K_h) e verticais (K_v) foram obtidos conforme descrito na seção anterior, a partir das três abordagens consideradas: Manual da Eletrobrás (2003), Assumpção *et al.* (2016) e Cruz *et al.* (2022). Após extrapolação do PGA para o tempo de retorno de 10.000 anos, quando aplicável, e conversão para coeficientes inerciais equivalentes, foram adotados os valores apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Estimativa de PGA para TR de 10.000 anos e os respectivos coeficientes verticais e horizontais.

Metodologia	**PGA (TR 10.000 anos)**	**K_h**	**K_v**
Eletrobrás (2003)	-	0,05 g	0,03 g
Assumpção *et al*. (2016)	0,21 g	0,11 g	0,07 g
Cruz *et al*. (2022)	0,15 g	0,08 g	0,05 g

Observa-se que a metodologia baseada nos mapas de Assumpção *et al.* (2016), após extrapolação para 10.000 anos, resultou no maior valor de aceleração, enquanto o método de Cruz *et al.* (2022) apresentou valor intermediário e o Manual da Eletrobrás (2003) manteve valores fixos inferiores.

As análises por equilíbrio limite foram conduzidas no software Slide2, utilizando o método de Morgenstern-Price (GLE) com busca automática de superfícies de ruptura não circulares. O fator de segurança foi definido como a razão entre forças resistentes e forças solicitantes, considerando a aplicação direta dos coeficientes pseudo-estáticos como forças inerciais equivalentes.

As análises por método dos elementos finitos foram realizadas no software Plaxis 3D, , empregando uma geometria extrudada representativa de uma seção bidimensional. O fator de segurança foi obtido por meio do método de redução progressiva da resistência (∑Msf), no qual os parâmetros de resistência são reduzidos até a ocorrência de instabilidade global.

Em todos os cenários analisados, manteve-se a mesma geometria, os mesmos parâmetros geotécnicos e as mesmas condições de contorno, variando-se exclusivamente os coeficientes sísmicos adotados e o método numérico empregado. Essa abordagem permitiu avaliar, de forma isolada, a influência da metodologia de estimativa de aceleração sísmica e da técnica de modelagem na determinação do fator de segurança da estrutura.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

As análises de estabilidade foram conduzidas para os três conjuntos de coeficientes pseudo-estáticos apresentados anteriormente, utilizando tanto o método do equilíbrio limite (LEM) quanto o método dos elementos finitos (MEF). Os fatores de segurança obtidos são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4. Fatores de segurança obtidos das análises de estabilidade de acordo com a metodologia adotada.

Metodologia	**K_h**	**K_v**	**Fator de Segurança mínimo ABNT NBR 13.028-2:2025**	**Fator de Segurança (equilíbrio limite)**	**Fator de Segurança (MEF)**
Eletrobrás (2003)	0,05 g	0,03 g	1,10	1,20	1,07
Assumpção *et al*. (2016)	0,11 g	0,07 g	1,10	1,05	Ruptura
Cruz *et al*. (2022)	0,08 g	0,05 g	1,10	1,12	Ruptura

Observa-se, inicialmente, que os resultados são sensíveis à metodologia adotada para estimativa da aceleração sísmica. A aplicação dos coeficientes recomendados pelo Manual da Eletrobrás (2003) resultou nos maiores fatores de segurança em ambas as abordagens numéricas. Já a metodologia baseada nos mapas de Assumpção *et al.* (2016), após extrapolação para o tempo de retorno de 10.000 anos, conduziu ao cenário mais crítico.

No método do equilíbrio limite, apenas o cenário associado a Assumpção *et al.* (2016) apresentou fator de segurança inferior ao mínimo exigido pela ABNT NBR 13.028-2:2025 (FS ≥ 1,10). A metodologia de Cruz *et al.* (2022) resultou em valor ligeiramente superior ao limite normativo, enquanto o Manual da Eletrobrás (2003) indicou margem de segurança mais elevada.

Entretanto, ao se analisar os resultados obtidos pelo método dos elementos finitos, verifica-se comportamento mais conservador. Para os coeficientes derivados das metodologias de Assumpção *et al.* (2016) e Cruz *et al*. (2022), o modelo indicou ruptura da estrutura durante o processo de redução de resistência (∑Msf), não sendo possível obter fator de segurança superior à unidade. Mesmo no cenário da Eletrobrás (2003), o fator de segurança obtido pelo MEF foi inferior ao mínimo normativo, embora acima de 1,0.

A divergência entre os resultados obtidos por LEM e MEF decorre das diferenças conceituais entre os métodos. O equilíbrio limite impõe condições de equilíbrio global à massa potencialmente instável, avaliando a relação entre forças resistentes e solicitantes ao longo de uma superfície de ruptura previamente definida. Já o método dos elementos finitos permite redistribuição progressiva de tensões e deformações no interior do maciço, capturando o desenvolvimento de zonas plásticas antes da formação de um mecanismo de ruptura global. Dessa forma, o MEF tende a indicar instabilidade em situações nas quais o LEM ainda apresenta fator de segurança ligeiramente superior ao limite normativo.

A partir dos resultados obtidos, verificou-se que tanto a abordagem probabilística utilizada para definição do PGA quanto o método de modelagem numérica adotado exercem influência direta na interpretação da condição de segurança da estrutura.

Os resultados evidenciam que a interpretação da condição de segurança da barragem não depende exclusivamente do valor do PGA estimado, mas também do método numérico empregado na avaliação da estabilidade. Para um mesmo conjunto de coeficientes sísmicos, a escolha entre equilíbrio limite e elementos finitos pode conduzir a conclusões distintas quanto ao atendimento do critério normativo. Essa variabilidade metodológica torna-se particularmente relevante em estruturas classificadas como DPA extremo, nas quais pequenas diferenças nos coeficientes sísmicos ou na abordagem de modelagem podem alterar o enquadramento da estrutura quanto à necessidade de intervenções ou reavaliações complementares.

A extrapolação dos mapas probabilísticos de Assumpção *et al.* (2016) para o tempo de retorno de 10.000 anos, conforme recomendado pela CDA (2007) para estruturas de alto dano potencial, resultou nos maiores valores de aceleração e, consequentemente, nos cenários mais críticos de estabilidade. A metodologia de Cruz *et al*. (2022), ao propor correção dos valores estimados pelos mapas nacionais, apresentou condição intermediária, enquanto o Manual da Eletrobrás (2003), com valores prescritivos fixos, conduziu aos maiores fatores de segurança dentre os cenários analisados.

Esses resultados estão em consonância com a natureza probabilística da avaliação de ameaça sísmica, na qual incertezas associadas à frequência, magnitude e atenuação dos eventos influenciam diretamente os valores estimados de aceleração. Considerando as dimensões continentais do território brasileiro e a amplitude das zonas sísmicas definidas nos mapas nacionais, é esperado que existam incertezas inerentes à regionalização da ameaça sísmica, particularmente quando se realizam extrapolações para tempos de retorno elevados, como 10.000 anos.

Além da variabilidade associada ao PGA, observou-se diferença sistemática entre os fatores de segurança obtidos pelo método do equilíbrio limite e pelo método dos elementos finitos. O equilíbrio limite, fundamentado no balanço global entre forças resistentes e solicitantes ao longo de uma superfície potencial de ruptura, apresentou fatores de segurança superiores aos obtidos pelo método dos elementos finitos em todos os cenários avaliados. O método dos elementos finitos, por meio da redução progressiva da resistência (∑Msf), capturou redistribuições internas de tensões e indicou ruptura da estrutura em dois dos três conjuntos de coeficientes sísmicos analisados. Esse comportamento é compatível com a literatura clássica de estabilidade de taludes, que reconhece diferenças conceituais entre métodos baseados em equilíbrio global e métodos que consideram plastificação progressiva do maciço.

Os resultados demonstram que, para um mesmo enquadramento normativo e mesmo tempo de retorno, a interpretação da condição de segurança pode variar conforme a metodologia de estimativa do PGA e o método numérico empregado na análise. Em termos práticos, verificou-se que a combinação da metodologia de Cruz *et al.* (2022) com análise por equilíbrio limite resultou em fator de segurança superior ao mínimo exigido pela ABNT NBR 13.028-2:2025, enquanto a aplicação do mesmo conjunto de coeficientes em análise por elementos finitos indicou ruptura da estrutura. Tal constatação evidencia a sensibilidade do atestado de segurança às premissas adotadas.

A ABNT NBR 13.028-2:2025 recomenda a utilização dos critérios da CDA para definição do tempo de retorno do evento sísmico de projeto, porém não estabelece diretrizes específicas quanto à metodologia de estimativa do PGA nem quanto ao método numérico a ser empregado na análise pseudo-estática. Como consequência, diferentes profissionais podem adotar abordagens distintas para uma mesma estrutura, obtendo resultados divergentes mesmo sob o mesmo enquadramento regulatório.

Dessa forma, o estudo evidencia a importância de maior consistência metodológica na aplicação dos critérios sísmicos para barragens de rejeito no Brasil, especialmente em estruturas classificadas com elevado dano potencial associado. Tal consistência não implica uniformidade absoluta de resultados entre métodos distintos, mas requer transparência na definição das hipóteses adotadas e coerência entre o nível de risco da estrutura e os critérios de análise empregados.

Por fim, ressalta-se que as simplificações adotadas (como modelagem da fundação com resistência infinita, utilização do modelo constitutivo de Mohr-Coulomb e abordagem pseudo-estática) foram deliberadamente estabelecidas para permitir comparação controlada entre metodologias, não tendo como objetivo reproduzir integralmente o comportamento de uma barragem específica. Ainda assim, os resultados obtidos demonstram que, mesmo sob hipóteses simplificadas, a escolha da metodologia de estimativa da aceleração sísmica e do método numérico de análise pode alterar substancialmente a interpretação da segurança estrutural frente a eventos sísmicos.

5 CONCLUSÃO

Portanto, os resultados obtidos indicam que, além da definição do tempo de retorno e da metodologia probabilística de estimativa do PGA, a consistência entre critérios de modelagem numérica assume papel decisivo na avaliação da estabilidade sísmica de barragens de rejeito. A ausência de diretrizes normativas específicas quanto à escolha do método de análise pode resultar em interpretações distintas da condição de segurança para uma mesma estrutura, ainda que sob o mesmo enquadramento regulatório.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a UFMG pelo incentivo à produção científica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13028-2: Mineração - Elaboração, apresentação de projeto e avaliação de segurança de estruturas para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água. Parte 2: Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2025.

ASSUMPÇÃO, M. S.; DIAS, F. L.; ZEVALLOS, I.; NALIBOFF, J. B. Intraplate stress field in South America from earthquake focal mechanisms. Journal of South American Earth Sciences, v. 71, p. 278-295, 2016. DOI: https://doi.org/10.1016/j.jsames.2016.07.005.

BENTLEY SYSTEMS. Plaxis 3D Manual. Versão 2023. Disponível em: https://www.bentley.com/en/products/brands/plaxis. Acesso em: 20 fev. 2026.

CANADIAN DAM ASSOCIATION. Dam Safety Guidelines. Edmonton: Canadian Dam Association, 2007.

CENTRAIS ELÉTRICAS BRASILEIRAS S.A. (ELETROBRÁS). Critérios de projeto civil de usinas hidrelétricas. Rio de Janeiro: Eletrobrás, 2003.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. EN 1998-1: Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: CEN, 2004.

CRUZ, F. V. A. S.; FARIA, L. G.; MATARAZO, F. Y.; REIS, C. J.; SOUZA FILHO, M. J. Estimativa de pico de aceleração sísmica para barragens brasileiras, com extrapolação conforme Eurocode 8. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 8., 2022, Ipojuca. COBRAE, 2022.

HYNES-GRIFFIN, M. E.; FRANKLIN, A. G. Rationalizing the seismic coefficient method. Vicksburg: U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, 1984. (Miscellaneous Paper GL-84-13).

ROCSCIENCE. Slide2: 2D limit equilibrium slope stability software. Versão 9.038. Toronto: Rocscience Inc., 2023. Disponível em: https://www.rocscience.com. Acesso em: 20 fev. 2026.

SCHANZ, T.; VERMEER, P. A.; BONNIER, P. G. The hardening soil model: Formulation and verification. In: Beyond 2000 in Computational Geotechnics. Rotterdam: Balkema, 1999.

SHANNON AND WILSON, INC.; AGBABIAN ASSOCIATES. Statistical analysis of earthquake ground motion parameters. Washington, D.C.: U.S. Nuclear Regulatory Commission, 1979.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. Mecânica dos solos na prática da engenharia. Tradução de Antonio José da Costa Nunes e Maria de Lourdes Campos Campello. Rio de Janeiro: Ao Livro Técnico, 1962.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/49

Comparativo técnico de obras de estabilização para taludes rodoviários: Estudo de caso da BR-476

Tatiana Thaiza Koerner
Engenheira Civil de Infraestrutura, Blatt Engenharia, Joinville, Brasil, tatiana.koerner@gmail.com

Julián Asdrubal Buriticá García
Professor, Universidade Federal de Santa Catarina UFSC, Joinville, Brasil, julianburitica@gmail.com

Eduardo Montoya Botero
Engenheiro Civil, Ministério das Cidades, Brasília, Brasil, embotero@gmail.com

RESUMO: O modal rodoviário é o principal sistema de transporte no Brasil; no entanto, a instabilidade de taludes em rodovias tem causado prejuízos significativos tanto aos usuários quanto à administração pública. Em razão disso, estudos sobre as causas dessas instabilidades e sobre métodos de estabilização, incluindo o uso de estruturas de contenção, tornaram-se essenciais. Este trabalho apresenta alternativas de estruturas de contenção para uma instabilidade de talude localizada no quilômetro 12,5 da rodovia BR-476/PR. A rodovia sofreu diversas rupturas ao longo de um trecho de 18 km, durante um período de precipitações acima da média da região. Foram realizadas análises de estabilidade determinísticas para diferentes soluções geotécnicas. A partir dos resultados obtidos, conclui-se que as alternativas 2 (cortina atirantada), 3 (solo grampeado) e 4 (solução mista cortina atirantada/solo grampeado) atendem aos fatores de segurança exigidos pela NBR 11682:2009. No entanto, observou-se que a solução com solo grampeado, em comparação às soluções mistas, é geralmente mais econômica. Além disso, variáveis como custo, prazos, disponibilidade de equipamentos, limitações geométricas da faixa de domínio, recursos disponíveis, condições ambientais, como a supressão vegetal, e a disponibilidade de áreas para bota-fora e empréstimos devem ser devidamente avaliadas

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de taludes, Solo grampeado, Cortina atirantada, Estruturas de Contenção.

ABSTRACT: Road transportation is the primary mode of transportation in Brazil; however, the occurrence of slope instabilities on highways has caused significant losses to both users and the public administration. As a result, studies on the causes of these instabilities and methods for slope stabilization using retaining structures have become essential. This paper presents alternative containment structures for a slope instability located at kilometer 12.5 of the BR-476/PR highway. The highway experienced several ruptures along an 18 km stretch during a period with precipitation levels above the region's average. Deterministic stability analyses were performed for different geotechnical solutions. Based on the results obtained, it is concluded that alternatives 2 (anchored walls), 3 (soil nailing), and 4 (mixed solution: anchored walls/soil nailing) meet the safety factors required by NBR 11682:2009. However, it was found that the soil nailing solution is generally more cost-effective when compared to mixed solutions. Additionally, variables such as cost, timelines, equipment availability, geometric limitations of the right-of-way, available resources, environmental conditions (including vegetation clearance), and the availability of spoil disposal and borrow areas should be carefully evaluated.

KEYWORDS: Slope stability, Soil nailing, Anchored walls, Retaining walls.

1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento econômico do Brasil está fortemente relacionado ao sistema de transporte rodoviário, uma vez que a matriz de transportes Brasileira é bastante desequilibrada. Segundo a Confederação Nacional de Transportes (CNT, 2021), em 2021, o modal rodoviário foi responsável por 64,9% da matriz nacional de transporte de carga e mais de 90,0% do segmento de circulação de passageiros. Além disso, o setor garante o emprego de 1,5 milhão de pessoas e representa entre 6% e 7% do Produto Interno Bruto (PIB) (Souza,

2021). Tendo em vista o papel primordial que o sistema rodoviário exerce no país, o funcionamento e o estado de conservação das rodovias são fundamentais para garantir a segurança e conforto dos usuários, bem como para promover um transporte com eficiência e qualidade.

Todo ano no Brasil, especialmente nas rodovias em regiões de serra, apresentam-se diversas ocorrências relacionadas a processos de instabilidade de taludes que geram perdas econômicas, perdas de vidas humanas e problemas ambientais.

As ocorrências de instabilidade de taludes podem ser minimizadas ou evitadas por meio da implementação de soluções técnicas, como obras de retaludamento, revestimento superficial, drenagem e diversos tipos de estruturas de contenção.

Considerando a relevância do tema, neste trabalho foi realizada uma avaliação técnica de alternativas de contenção para uma ocorrência de instabilidade de talude ocorridas na rodovia BR-476/PR depois de um período com precipitações intensas. Foram realizadas análises comparativas entre a técnica de retaludamento já existente, com alternativas de contenção, como solo grampeado e cortina atirantada. Posteriormente, foi analisada a solução conjunta com solo grampeado e cortina atirantada. Para isso, foram definidos parâmetros geotécnicos, foi criado um modelo geotécnico representativo da ocorrência e realizadas análises de estabilidade global das soluções propostas, permitindo, a partir dos resultados obtidos, a escolha da solução mais adequada.

2 METODOLOGIA

Neste trabalho foi realizado um estudo de caso onde foram analisadas várias alternativas de estruturas de contenção para uma ocorrência de instabilidade num talude rodoviário da BR 476-PR. Devido à exigência de altos níveis de segurança nas condições de projeto, as análises de estabilidade de taludes foram feitas por meio de simulações no programa Slope/W, pacote do software Geostudio 2023, utilizando o método rigoroso de Morgenstern e Price (1965).

2.1 Área de estudo

O local de estudo está situado na BR-476/PR, rodovia que possui cerca de 370 km de extensão, iniciando-se na divisa SP/PR, na Cabeceira Norte da ponte sobre o Rio Ribeira, e passando pelos municípios de Adrianópolis, Tunas do Paraná, Bocaiúva do Sul, Curitiba, Araucária, Contenda, Lapa e São Mateus do Sul, estendendo-se até o entroncamento com a BR-466(B), na divisa PR/SC, entre União da Vitória e Porto União. O trecho onde ocorreram as instabilidades é popularmente conhecido como “Rastro da Serpente”, devido à sinuosidade da estrada. A ocorrência estudada neste trabalho situa-se no km 12,5 e refere-se à instabilidade de um talude de corte, conforme mostrado na Figura 1.



Figura 1. Ocorrências analisada do km 12,5

2.2 Modelo geotécnico das ocorrências e condições iniciais

Para a obtenção dos parâmetros geotécnicos representativos, foram utilizados os resultados de um ensaio de cisalhamento direto realizado em uma amostra superficial, bem como correlações empíricas com base em quatro sondagens mistas executadas nas proximidades da ocorrência do km 12,5. O ângulo de atrito foi obtido por meio da média dos valores estimados pelas correlações empíricas utilizadas: Alonso (1983) e Teixeira

(1996) e Godoy (1983) Apud Cintra (2011). As sondagens mistas indicaram a presença de um solo superficial composto por silte argiloso marrom, de consistência mole, até 3,0 m de profundidade, com NSPT médio de 6 golpes. Em seguida, até 7,0 m de profundidade, foi identificado um silte argiloso marrom-avermelhado, de consistência média, com NSPT médio de 8 golpes. A partir dessa profundidade, até o final das sondagens, foi observado um silte argiloso marrom-escuro, com NSPT médio de 31 golpes. Em alguns casos, as sondagens indicaram a presença de saprólito de filito alterado. Mais detalhes sobre a justificativa dos parâmetros podem ser encontrados em Koerner (2024). O fator de segurança da condição inicial após os movimentos de massa, o perfil geotécnico e os parâmetros representativos dos materiais são apresentados na Figura 2.

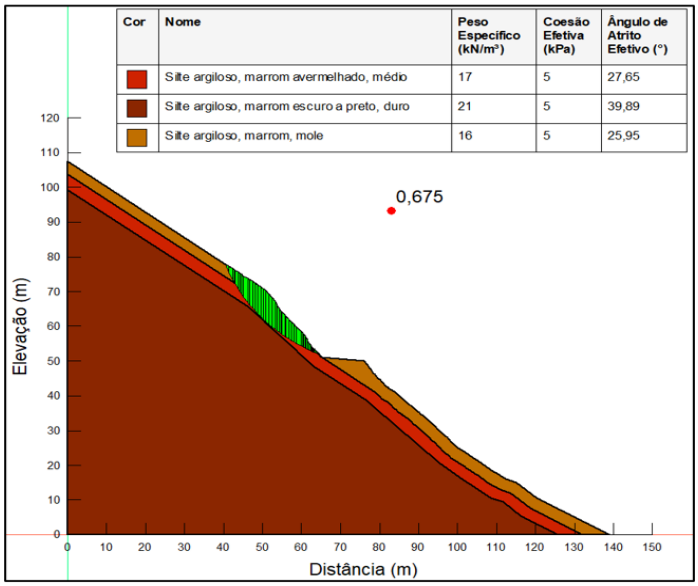


Figura 2. Fator de segurança na condição inicial e parâmetros dos materiais

Com base nos resultados obtidos, constata-se que o fator de segurança calculado não atende ao mínimo de 1,0, o que mostra que é um processo superficial ativo que representa uma situação de instabilidade. Assim, é necessário projetar uma solução de modo a tornar o talude seguro ao tráfego.

3 ANÁLISE DE ALTERNATIVAS DE CONTENÇÃO

A solução adotada pela empresa responsável da solução emergencial da ocorrência foi um retaludamento de 1H:1V com banquetas de 4 m de largura a cada 8 m de altura. A partir dessas informações, foi realizada uma nova avaliação de fator de segurança correspondente (Figura 3).

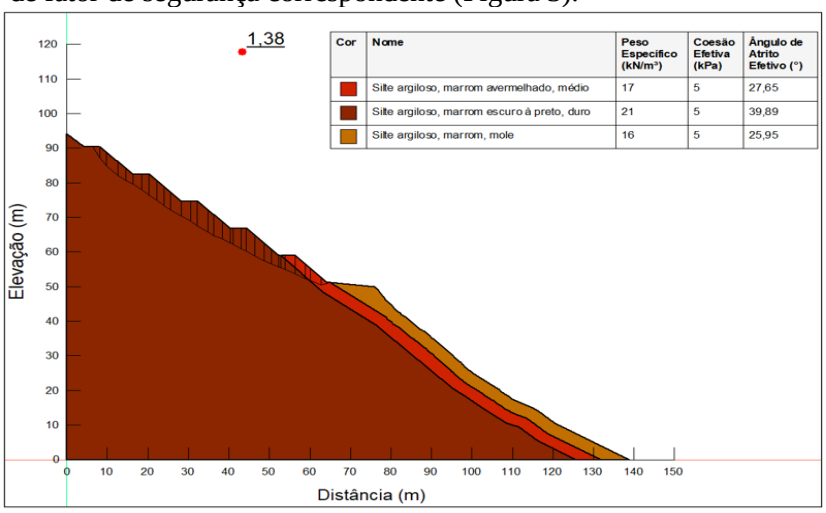


Figura 3. Fator de segurança para o retaludamento

O fator de segurança obtido para o retaludamento foi de 1,38 o que mostra que a solução é estável, mas apresenta um fator de segurança abaixo de 1,50 que é o recomendado para taludes rodoviários com essas características.

Para atender o fator de segurança mínimo de 1,5, neste trabalho foram realizadas análises comparativas de quatro possíveis soluções para a ocorrência em questão, considerando como possibilidades de solução a técnica de retaludamento, solo grampeado, cortina atirantada e soluções mistas.

A primeira alternativa consiste numa cortina atirantada de 10 metros de altura com espaçamento vertical e horizontal entre tirantes de 2m, seguido de um retaludamento de 1H:1V com a criação de banquetas de 4m. Para pré-dimensionamento dos tirantes foi utilizado o método de Bustamante e Doix (1985), considerando a ancoragem na camada de silte argiloso duro, com Nspt igual a 31 golpes.

Para o dimensionamento dos tirantes foi considerado tirante monobarra Dywidag ST 85/105 de Ø32mm com carga de trabalho de 350kN diâmetro e bulbo de 22,5 cm de diâmetro.

De acordo com CFEM (2006) e Gerscovich (2016), a profundidade do tirante é determinada pela distância do bulbo em relação à linha de ruptura, neste caso, (0,15).H, onde H representa a altura do corte. Como o corte do terreno apresenta uma altura de 10 metros, a distância entre o bulbo e a linha de ruptura é de 1,5 metros. Respeitando essa profundidade e o comprimento ancorado fixado em 5m, os comprimentos totais e o resultado da análise de estabilidade apresentam-se respectivamente na Figura 4.

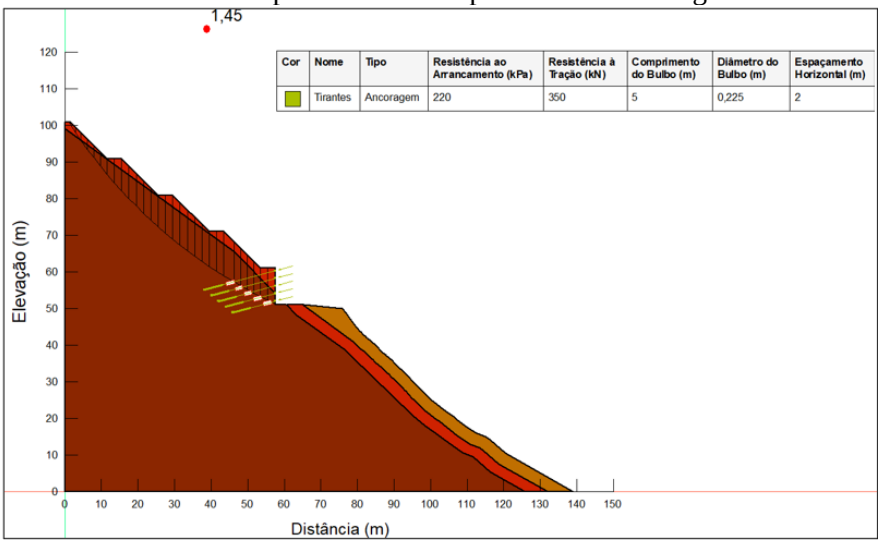


Figura 4. Alternativa 1 Cortina atirantada com tirantes Ø32mm, Sv=Sh=2,0m

A alternativa 2 (Figura 5) apresenta a mesma solução de cortina atirantada e retaludamento, com espaçamento vertical de 2,0 m e espaçamento horizontal de 1,75 m com a finalidade de atingir um fator de segurança mínimo de 1,50.

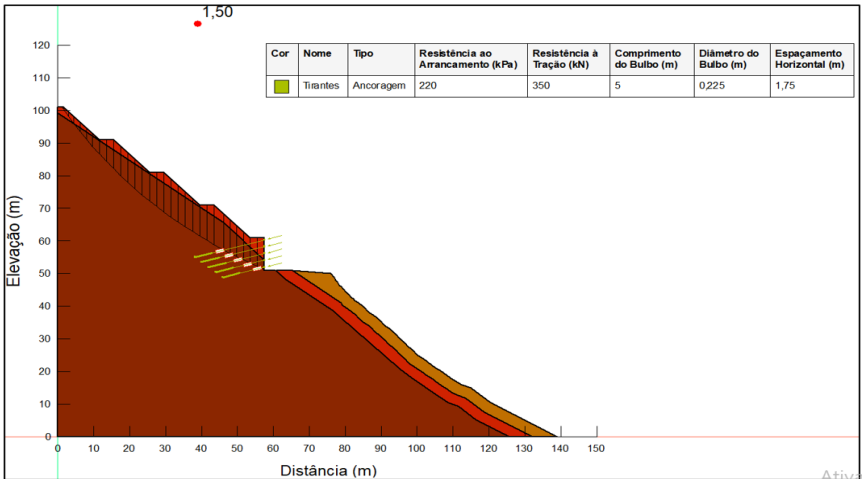


Figura 5. Alternativa 2 Cortina atirantada com tirantes Ø32mm, Sv=Sh=1,75m

A Figura 6 apresenta um detalhamento da distribuição dos tirantes e os seus respectivos comprimentos para a alternativa 1 e alternativa 2. Nestas duas soluções a única diferença é o espaçamento horizontal. Para a alternativa 1 o espaçamento horizontal é de 2,0 m e para a alternativa 2 o espaçamento horizontal é de 1,75.

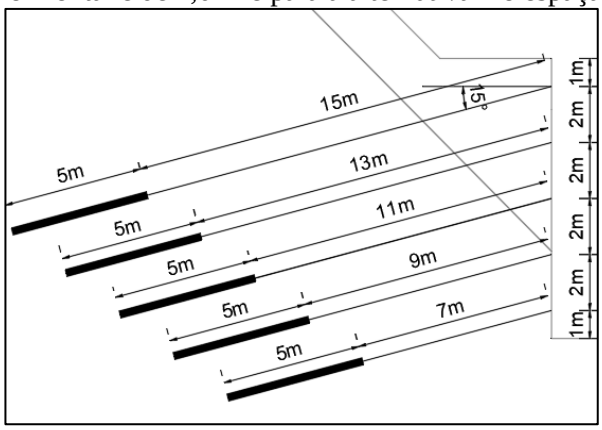


Figura 6. Detalhes dos tirantes para a alternativa 1 e alternativa 2.

A alternativa 3, é uma solução de solo grampeado e retaludamento com ângulo de 60º, face de 8m com duas bermas de 4m. A resistência a tração dos grampos CA-50 de Ø32mm, com carga de trabalho de 200kN e diâmetro de perfuração de 10 cm.

O espaçamento vertical e horizontal é de 1,25m, com 6 linhas de grampos em cada face de inclinação do talude; O espaçamento do topo do talude até a primeira fileira de grampos é de 0,95m. O espaçamento entre a última fileira de grampos e o pé do talude é de 0,80m. A inclinação dos grampos adotado é de 15º em relação a horizontal com comprimento dos grampos limitado em 15m.

Se deve garantir uma aderência entre o grampo e o solo de no mínimo 76,40kPa, e como calculado anteriormente, conforme literatura, se pode conferir que para solo de silte argiloso mole com no Nspt de 6 golpes, a aderência é de 99,72kPa, ou seja, é satisfatório para o grampo utilizado. Á seguir, apresenta-se o resultado da análise de estabilidade para essa proposta (Figura 7).

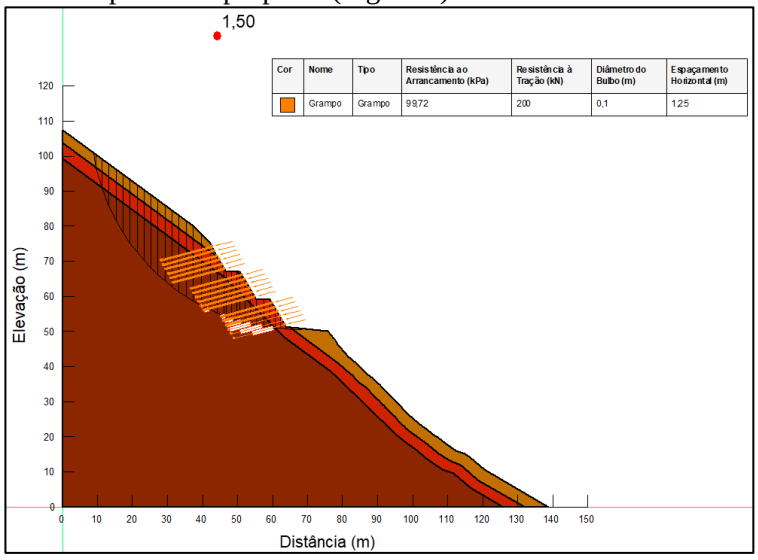


Figura 7. Alternativa 3. Solo grampeado CA-50 Ø32mm

A alternativa 4 é uma solução mista de cortina atirantada e solo grampeado. A altura da cortina atirantada foi mantida em 10m e o pré-dimensionamento dos tirantes da alternativa 1 foi mantido, com tirantes permanentes do tipo Dywidag ST 85/105 de Ø32mm com carga de trabalho de 350kN, espaçados a 1,75m horizontalmente e a cada 2,00m verticalmente com comprimento de ancoragem definido em 5m.

Após banqueta de 4m, terá a aplicação de grampos na região retaludada com inclinação de face em 60º, o pré-dimensionamento dos grampos será mantido o apresentado na alternativa 3, sendo do tipo CA-50 de Ø32mm, com carga de trabalho de 200kN, espaçamento horizontal e vertical de 1,25m e comprimento total de

20m. Como houve aumento no comprimento dos grampos, a aderência necessária entre o grampo e o solo permanece sendo menor do que a aderência que o solo apresenta. A solução proposta pode ser observada na Figura 8.

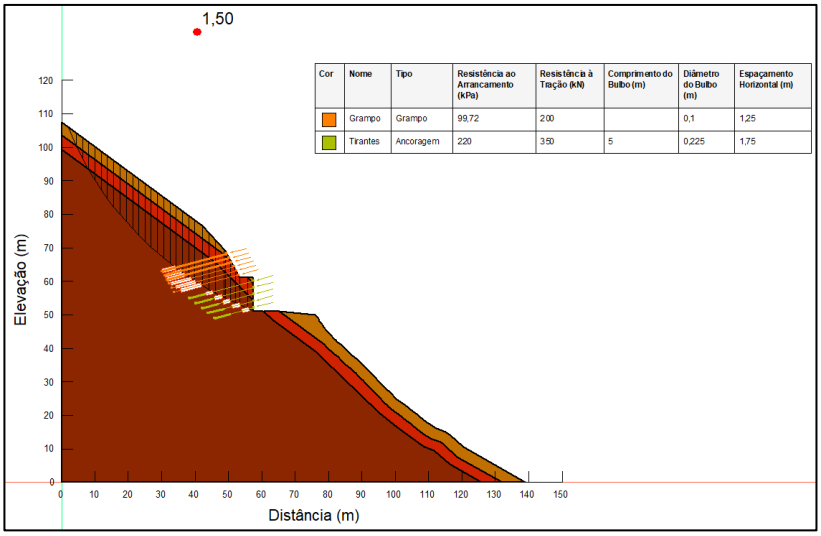


Figura 8. Alternativa 4 Cortina atirantada com solo grampeado

4 ANÁLISE DE RESULTADOS

Após as análises, observa-se que as alternativas 2, 3 e 4 alcançaram o fator de segurança mínimo de 1,50 exigido pela norma. A alternativa 1, embora próxima desse valor, não atingiu o fator de segurança mínimo e, em comparação às demais propostas, foi a que apresentou o fator de segurança mais próximo daquele obtido na análise da técnica de retaludamento executada. Isso evidencia que nem sempre a solução mais robusta é, necessariamente, a melhor opção. Entretanto, outras variáveis, como custo, prazo, recursos disponíveis e a importância da segurança para o projeto em questão, também devem ser avaliadas. O Quadro 1 apresenta um resumo comparativo das soluções propostas neste trabalho acadêmico.

Quadro 1 - Resumo das alternativas para km 12.5

Solução	**Especificação técnica**	**Alternativa**	**FS calculado**	**FS mín.**
Retaludamento (Executado)	1H:1V e a cada 8m a criação de bermas de 4m	-	1,37	1,50
Cortina atirantada + retaludamento	Tirantes: Dywidag ST 85/105 Ø32mm Sv = Sh = 2,0m Retaludamento: 1H:1V e a cada 10m a criação de bermas de 4m	1	1,45	
Cortina atirantada + retaludamento	Tirantes: Dywidag ST 85/105 Ø32mm Sv = 2,0m Sh = 1,75m Retaludamento: 1H:1V e a cada 10m a criação de bermas de 4m	2	1,50	
Solo grampeado	Grampos: CA-50 Ø32mm Sv = Sh = 1,25m	3	1,50	
Cortina + Solo grampeado	Tirantes: Dywidag ST 85/105 Ø32mm Sv = 2,0m Sh = 1,75m Grampos: CA-50 Ø32mm Sv = Sh = 1,25m	4	1,50	

Fonte: Autora (2024).

Quanto ao retaludamento executado, entende-se que um fator de segurança de 1,37 pode ser considerado aceitável, dependendo do contexto do projeto e das tolerâncias de risco envolvidas. No entanto, a presença de rupturas locais indica que, mesmo com um fator de segurança aparentemente aceitável, ainda existem áreas do talude sujeitas à instabilidade. Isso fica evidenciado na Figura 9, por meio de imagens capturadas por drone alguns meses após a execução do retaludamento na ocorrência em questão.

Analisando as alternativas que atingiram o fator de segurança mínimo, observa-se que a alternativa 2 combina cortina atirantada e retaludamento; a alternativa 3 propõe solo grampeado; e a alternativa 4 contempla

uma solução mista com cortina atirantada e solo grampeado. Todas são opções viáveis de contenção, cuja implementação deve considerar segurança estrutural, otimização de custos, durabilidade ao longo da vida útil da obra e menor impacto ambiental possível.



Figura 9. Solução de retaludamento executada com rupturas parciais

Embora o retaludamento seja uma técnica simples, de fácil implantação, que utiliza equipamentos comuns e não requer mão de obra especializada, sua aplicação implica a movimentação de grande volume de terra. Além disso, demanda áreas licenciadas para bota-fora, que podem ser limitadas em regiões montanhosas e ambientalmente sensíveis, além de gerar impactos sobre a biodiversidade e a paisagem. Assim, caso o retaludamento represente uma limitação para o projeto, as alternativas 1 e 2 podem não ser as mais adequadas.

Na alternativa 3, a estabilização é garantida pela técnica de solo grampeado, que envolve, basicamente, escavação, instalação de grampos CA-50 de Ø32 mm e jateamento de concreto. Diferentemente do retaludamento executado, essa solução não demanda grandes alterações na topografia existente e apresenta boa adaptação a diferentes inclinações do maciço, com uso de equipamentos leves e de fácil transporte. Suas principais desvantagens são o impacto visual e o custo associado à quantidade de grampos necessários.

Na alternativa 4, foi proposta uma solução mista com cortina atirantada e solo grampeado. Assim como a alternativa 3, essa solução preserva a área útil do terreno e evita grandes alterações topográficas. Entretanto, a combinação de duas técnicas distintas aumenta a complexidade executiva, por envolver diferentes materiais, mão de obra especializada e maior controle tecnológico. A utilização de tirantes requer equipe treinada, equipamentos específicos, protensão e ensaios de controle, o que contribui para o maior custo dessa alternativa em comparação às demais propostas.

5 CONCLUSÕES

Por se tratar de uma obra emergencial, foram realizadas apenas sondagens mistas, sem uma quantidade suficiente de ensaios de laboratório para definir com precisão os parâmetros de resistência do solo. Assim, esses parâmetros foram estimados por meio de correlações empíricas, adotando-se condições conservadoras. Embora essa abordagem seja útil em situações com dados limitados, ela pode não representar integralmente a condição real do talude, influenciando os fatores de segurança calculados e conduzindo a uma avaliação potencialmente conservadora da estabilidade.

A partir dos resultados das análises de estabilidade, conclui-se que as estruturas de contenção propostas nas alternativas 2, 3 e 4 atendem aos fatores de segurança estabelecidos pela NBR 11682:2009. No entanto, observa-se que a solução em solo grampeado, quando comparada à solução mista, tende a ser mais econômica e menos complexa. Dessa forma, do ponto de vista técnico, a alternativa 3 pode ser considerada a opção mais adequada para o reforço do maciço.

Em comparação com o retaludamento executado, o solo grampeado apresenta custo mais elevado. Entretanto, o retaludamento envolve grande movimentação de terra, necessidade de transporte e disposição do material escavado, além de impactos ambientais mais significativos. Em regiões serranas, esses fatores podem representar limitações importantes, especialmente em razão da distância até áreas de bota-fora e da maior suscetibilidade à erosão após a modificação geométrica do talude. Assim, embora mais oneroso, o solo grampeado pode apresentar vantagens em termos logísticos, ambientais e de manutenção a longo prazo.

Este estudo evidenciou que a escolha da solução de contenção envolve diversas variáveis, como localização da obra, características geotécnicas do solo, parâmetros de resistência, custo, condições construtivas e impactos ambientais. Portanto, o custo inicial não deve ser o único fator de decisão, sendo necessária uma análise técnico-econômica mais abrangente. Ressalta-se que este trabalho possui finalidade acadêmica, sendo recomendada a realização de estudos complementares e orçamentos detalhados para a escolha da solução mais eficiente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, U.R. (1983). Exercícios de fundações. São Paulo, Editora Edgard Blucher Ltda.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas. 2. ed*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 5629. *Tirantes ancorados no terreno – projeto e execução. 3. ed*. Rio de Janeiro.

Bustamante, M., Doix, B. (1985). *Une méthode pour le calcul des tyrants et des micropieux injectées*. Bulletin des Liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées, nº 140.

Cintra, J., Aoki, N., Albiero, J.H. (2011). Fundações diretas: projeot geotécnico. São Paulo, Oficina de textos.

CFEM. 2006. Canadian Foundation Engineering Manual. 4 th Edition. Canadian Geotechnical Society, Technical Committee on Foundations, BiTech Publishers Ltd., Richmond, B.C

CNT (2021). Pesquisa CNT de rodovias 2021 – Brasília : CNT : SEST SENAT.

Das, B.M. (2011). *Fundamento de engenharia geotécnica. 7. ed*. Cengage Learning, 2011.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2016). *Diagnóstico final das soluções de contenção e estabilização de taludes na rodovia BR-476/PR*.

Koerner, T. T. (2024) *Comparativo Técnico-Econôimico de Obras de Estabilização Para Taludes Rodoviários: Estudo de caso da BR-476.* Trabalho de Conclusão de Curso, Departamento de Engenharias da Mobilidade, Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina, Campus Joinville / UFSC, 137 p.

Morgenstern, N.R., Price, V.E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. *Géotechnique*, 15(1): 79-93.

Gerscovich, D. M. S. (2016). Estabilidade de taludes. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos.

Ortigão, J. A. R.; Palmeira, E. M. (1997). Optimised design for soil nailed walls. In: 3rd Int. Conf. on Ground Improvement Geosystems.

Ortigão, J. A. R.; Zirlis, A. C.; Palmeira, E. M. (1993). Experiência com solo grampeado no Brasil – 1970-1993. *Solos e Rochas*, v. 25, n. 4, p. 291-304.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/50

Contenção em Jet Grouting para Escavação de Virador de Vagões

Akira Koshima
Gerente Técnico, Novatecna S.A, São Paulo, Brasil, akira@novatecna.com.br

Alfredo D. de Moraes Filho
Gerente Obras, Novatecna S.A, São Paulo, Brasil, alfredomoraes@novatecna.com.br

Alberto Ortigão, PhD, FICE, CEng (UK), PE (US)
Consultor Geotécnico, Rio de Janeiro, Brasil, ortigão@terratekinc.com

Miriano R. Pieroni
Diretor Presidente, Novatecna S.A, São Paulo, Brasil, pieroni@novatecna.com.br

Luis Augusto S. Moreira
Geólogo, Novatecna S.A, São Paulo, Brasil, luis.augusto@novatecna.com.br

RESUMO: A implantação de um virador de vagões no Porto de Itaguaí (RJ), em ambiente com sedimentos quaternários saturados com topo rochoso gnáissico altamente irregular, exigiu escavação com até 20 m de profundidade em maciço misto solo–rocha, sob nível d'água raso. A profundidade do topo rochoso variou entre 2 e mais de 20 m ao longo de cerca de 200 m de extensão, condicionando soluções distintas de contenção. Para viabilizar a escavação vertical em solo e o posterior desmonte com explosivos na rocha sã, adotou-se contenção provisória em colunas secantes de Jet Grouting (JG, diâmetro 1,20 m), engastadas na rocha e, nos trechos críticos, pinadas com barras de aço. O dimensionamento foi realizado por modelagem numérica em elementos finitos (Plaxis 2D) e verificação por equilíbrio limite, adotando fatores de segurança mínimos de 1,30 em condição estática e 1,10 sob aceleração horizontal equivalente a 0,1g. Os deslocamentos horizontais previstos variaram entre 8 mm e 68 mm. A instrumentação por inclinômetros indicou deslocamentos máximos da ordem de ±20 mm, inferiores aos limites de segurança estabelecidos. O desempenho observado confirmou a estabilidade do bloco de JG e da interface solo–rocha durante as escavações profundas e as detonações controladas.

PALAVRAS-CHAVE: Jet Grouting, Escavação Profunda, Interface Solo–Rocha, Modelagem Numérica, Instrumentação Geotécnica

ABSTRACT: The construction of a wagon tippler at the Port of Itaguaí (RJ), located in a recent coastal–estuarine environment characterised by saturated Quaternary sediments and a highly irregular gneissic rockhead, required excavation depths of up to 20 m in a mixed soil–rock mass under shallow groundwater conditions. The rockhead varied from 2 m to more than 20 m along approximately 200 m of alignment, leading to distinct retaining solutions. To enable vertical excavation in soil followed by controlled blasting in sound rock, a temporary retaining system composed of secant Jet Grouting columns (1.20 m diameter) was adopted, socketed into the rock and, in critical sections, pinned with steel bars. The design was carried out using finite element numerical modelling (Plaxis 2D) and verified by limit equilibrium analyses, adopting minimum safety factors of 1.30 under static conditions and 1.10 under a horizontal acceleration equivalent to 0.1g. Predicted horizontal displacements ranged from 8 mm to 68 mm. Inclinometer monitoring indicated maximum displacements of approximately ±20 mm, below the established safety limits. The observed performance confirmed the stability of the Jet Grouting block and the soil–rock interface during deep excavations and controlled blasting operations.

KEYWORDS: Jet Grouting, Deep Excavation, Soil–Rock Interface, Numerical Modelling, Geotechnical Instrumentation.

1 INTRODUÇÃO

A implantação de estruturas portuárias em ambientes costeiro-estuarinos impõe desafios geotécnicos relevantes, decorrentes da presença de sedimentos quaternários saturados, elevada variabilidade estratigráfica e nível d'água raso. No Porto de Itaguaí (RJ), na Baía de Sepetiba, essas condições são associadas à proximidade dos maciços cristalinos da Serra do Mar, compostos predominantemente por gnaisses e granitoides, cujo topo rochoso apresenta geometria altamente irregular.

O perfil típico da área é constituído por aterros superficiais sobre depósitos flúvio-marinhos heterogêneos — areias médias a grossas, siltes e argilas marinhas — que recobrem solos residuais de pequena espessura e, em profundidade variável, o embasamento cristalino. A transição solo–rocha ocorre de forma abrupta, com o topo rochoso variando entre aproximadamente 2 m e mais de 20 m ao longo de cerca de 200 m de extensão. Essa variabilidade condiciona o comportamento das escavações e exige soluções que acomodem mudanças significativas de rigidez e resistência ao longo do traçado.

Nesse contexto a projetista desenvolveu a implantação de um virador de vagões, demandando escavação com até 20 m de profundidade em maciço misto solo–rocha, parte em solo saturado e parte em rocha sã com uso de explosivos. A proximidade de edificações operacionais, infraestrutura ferroviária ativa e interferências enterradas (Figura 1) impôs restrições quanto as deformações admissíveis e estabilidade global.

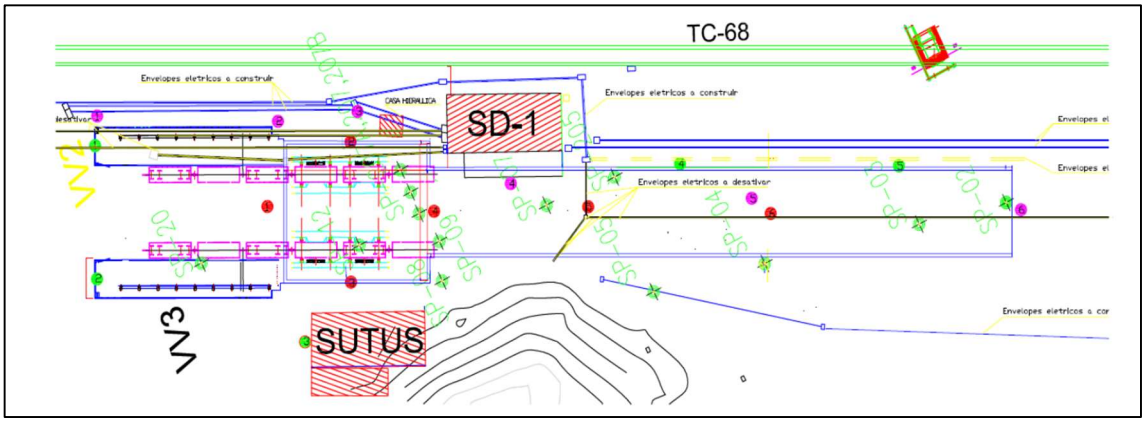


Figura 1. Planta do Virador, Interferencias e Sondagens

Diante dessas condicionantes, adotou-se solução de contenção provisória em colunas secantes de Jet Grouting (JG) engastadas na rocha, complementadas por pinagem em trechos críticos. O dimensionamento foi conduzido por modelagem numérica em elementos finitos e verificação por métodos de equilíbrio limite, sendo o desempenho avaliado por instrumentação geotécnica.

O presente trabalho apresenta a caracterização geotécnica do sítio, os critérios de projeto adotados, os resultados das análises e a comparação entre deslocamentos previstos e medidos, discutindo o comportamento da interface solo–rocha durante escavações profundas com detonações controladas.

2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA

O empreendimento está localizado no Porto de Itaguaí (RJ), inserido na Baía de Sepetiba, em ambiente costeiro-estuarino de sedimentação recente. Regionalmente, a área é limitada por maciços cristalinos da Serra do Mar, compostos predominantemente por gnaisses e granitoides, que constituem o embasamento rochoso da região.

2.1 Contexto Geológico e Estratigráfico

O perfil geotécnico foi definido com base em sondagens à percussão e mistas, ensaios de perda d'água, levantamentos geofísicos e ensaios de piezocone (CPTU) – ver Figura 2. De modo geral, a estratigrafia típica compreende:

- Aterro superficial de regularização, heterogêneo e com controle de compactação variável;
- Depósitos quaternários flúvio-marinhos saturados, compostos predominantemente por areias médias a grossas, intercaladas com siltes e argilas marinhas de consistência variável;
- Solo residual de pequena espessura;
- Embasamento cristalino gnáissico, de elevada resistência.

O nível d'água foi identificado próximo à superfície, em torno de 1 m de profundidade, caracterizando condição permanentemente saturada nos depósitos superficiais.

A transição entre solo e rocha ocorre de forma abrupta, com reduzida espessura de solo residual, resultando em mudança significativa de rigidez e resistência ao longo do perfil.

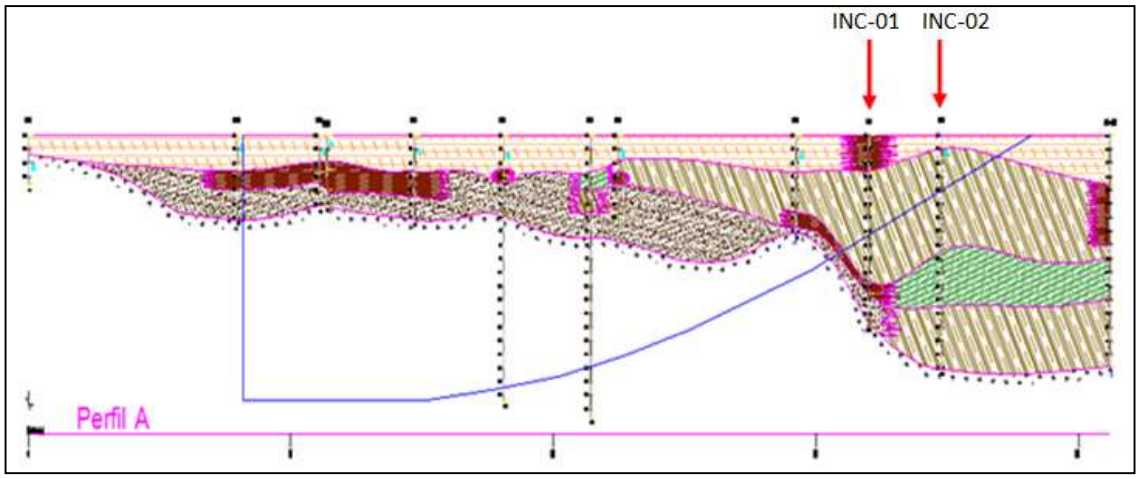


Figura 2. Perfil Geotécnico Longitudinal (Perfil "A" Sul, com a Indicação de Inclinômetros).

2.2 Geometria do Topo Rochoso

O topo rochoso apresenta geometria altamente irregular, com variação entre 2 m a mais de 20 m de profundidade ao longo de cerca de 200 m de extensão da obra. Essa configuração é atribuída a processos erosivos associados à dinâmica fluvial e marinha pretérita, que originaram reentrâncias e paleocanais no embasamento.

Essa variabilidade espacial condicionou a ocorrência de trechos com escavação predominantemente em solo, enquanto em outros a rocha aflorava próxima ao nível final da escavação. Consequentemente, as soluções de contenção precisaram acomodar mudanças significativas de comportamento do maciço ao longo do traçado.

2.3 Caracterização Geotécnica para o Projeto

Os parâmetros geotécnicos utilizados nas análises foram definidos a partir da interpretação dos ensaios CPTU e da correlação com dados de sondagens. Os depósitos superficiais apresentaram comportamento predominantemente granular arenoso a silto-argiloso e material antrópico, com variabilidade lateral relevante.

Nas análises numéricas, os solos foram modelados por meio de modelo constitutivo dependente do nível de deformação, compatível com a rigidez não linear observada em solos granulares e finos saturados. O embasamento rochoso foi considerado como material de elevada rigidez, servindo como base de engaste para as colunas de JG.

2.4 Implicações para a Escavação

A combinação de nível d'água raso, heterogeneidade dos sedimentos e geometria irregular do topo rochoso impôs condições críticas para escavações profundas, especialmente nos trechos onde o contato solo–

rocha ocorria próximo ao fundo da escavação. A mudança abrupta de rigidez entre solo tratado e rocha sã demandou atenção específica quanto à estabilidade global, ao controle de deformações horizontais e ao comportamento da interface.

Essas características foram determinantes na definição da solução de contenção adotada, descrita nos itens seguintes.

3 CONCEITO, CRITÉRIOS DE PROJETO E MODELAGEM NUMÉRICA

3.1 Conceito Estrutural da Contenção

A contenção provisória foi concebida por meio de colunas secantes de JG, com diâmetro nominal de 1,20 m (Figura 3.), executadas até o engaste no embasamento rochoso.

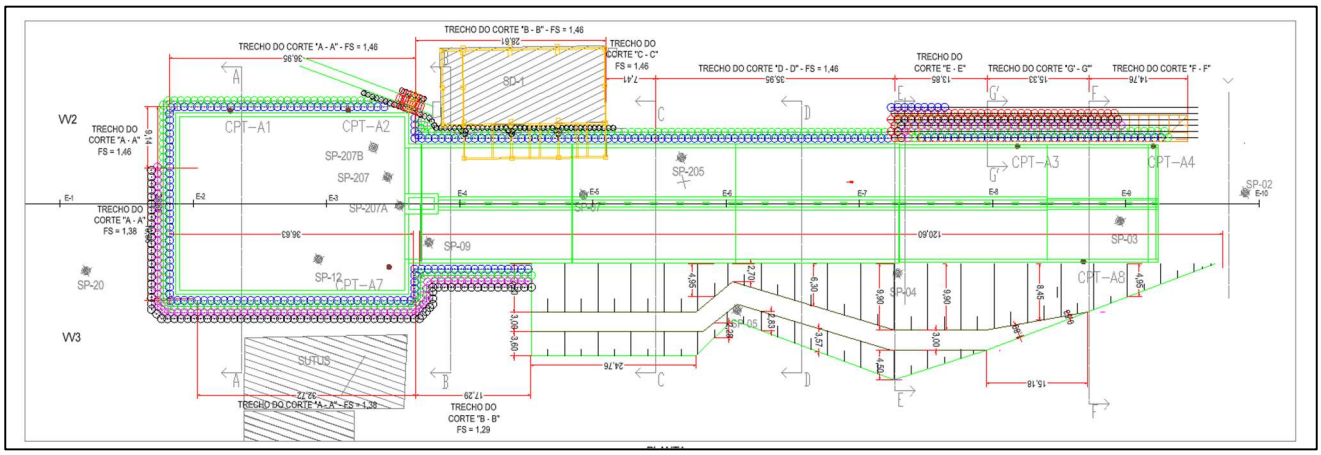


Figura 3. Planta Geral com Locação das Colunas JG.

Nos trechos com maior espessura de solo (até aproximadamente 8 m), o projeto adotou quatro fileiras de colunas (Figura 4.), espaçadas 1 m entre eixos na mesma fileira e 0,9 m entre fileiras, em arranjo alternado quincôncio, formando bloco com comportamento equivalente a muro de gravidade engastado na rocha.

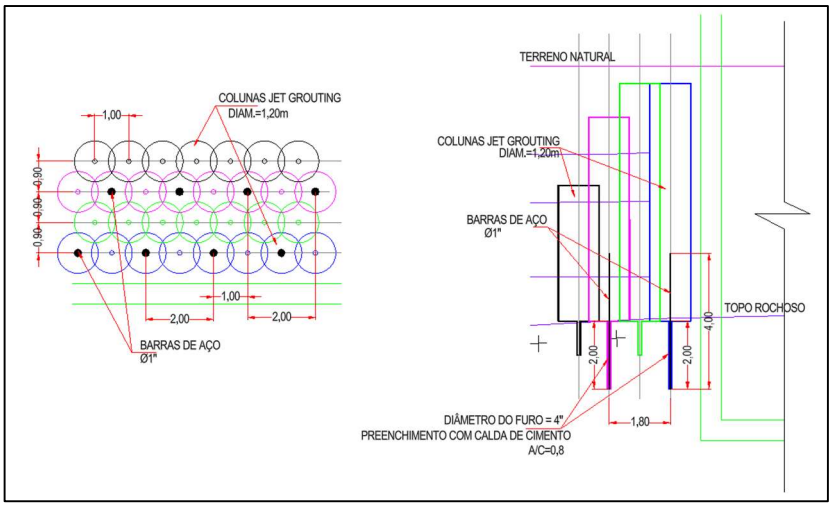


Figura 4. Arranjo das Colunas JG em Trecho com Maior Espessura de Solo (Planta e Seção).

Nos segmentos com menor altura de solo, o projeto empregou duas fileiras de colunas, mantendo-se o conceito estrutural.

Em regiões submetidas a maiores solicitações, especialmente próximas à interface solo–rocha e às áreas

de detonação, o projeto empregou pinagem das colunas por meio de barras de aço engastadas na rocha, mínimo de 2m, e posteriormente injetadas com calda de cimento.

3.2 Critérios de Projeto

O dimensionamento geotécnico empregou análises numéricas em elementos finitos (MEF) e verificação por métodos de equilíbrio limite (MEL). A Tabela 1 sumariza os critérios de projeto

As análises empregaram uma aceleração horizontal de 0.1g para representar o efeito das escavações a fogo em rocha.

Tabela 1. Critérios de Projeto Adotados.

Critério	Valor Adotado
Fator de Segurança (estático)	FS ≥ 1,30
Fator de Segurança pseudo-estático (a = 0,1g)	FS ≥ 1,10
Deformação horizontal máxima	1% da altura escavada
Tensão de tração admissível no JG	≤ 10 kPa

3.3 Modelagem Numérica

As análises tensão-deformação realizadas com Plaxis 2D, empregando o modelo constitutivo Hardening Soil Small (HSM Small) para os solos. Com parâmetros extraídos de ensaios CPTU, metodologia essas que têm se mostrado assertiva e confiável em análises semelhantes (Ortigão et al, 2025). As simulações contemplaram:

- Estratigrafias representativas das seções críticas;
- Fases construtivas sequenciais de escavação;
- Aplicação de carregamentos superficiais conforme restrições operacionais;
- Introdução de aceleração horizontal equivalente a 0,1g nas análises pelo MEL

As colunas de JG foram modeladas com propriedades conforme Tabela 2, abaixo.

Tabela 2. Parâmetros Adotados para as Colunas de JG

Parâmetro	Valor
Coesão (c)	400 kPa
Ângulo de atrito (φ)	35°
Módulo de Young (E)	800 MPa
Módulo de corte (G)	300 MPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,3

As análises Plaxis 2D iniciavam com um muro com grandes dimensões que eram reduzidas pari passu no modelo até que a deformação horizontal máxima atingisse cerca de 1% da altura do muro.

3.4 Resultados das Análises

Os fatores de segurança obtidos variaram entre 1,30 e 1,77 nas condições estáticas avaliadas, mantendo-se superiores a 1,10 quando considerada aceleração horizontal equivalente.

Os deslocamentos horizontais máximos previstos variaram conforme profundidade e seção analisada, atingindo valores máximos da ordem de 66 mm nos trechos mais solicitados. As tensões de tração no JG permaneceram inferiores ao limite admissível de 10 kPa.

Os resultados forneceram base técnica para a execução da solução adotada, sendo posteriormente confrontados com os dados de instrumentação de campo.

4 EXECUÇÃO DA SOLUÇÃO E MONITORAMENTO

4.1 Execução da Contenção

As colunas de JG tiveram diâmetro nominal de 1,20 m, dispostas conforme geometria definida em projeto. A perfuração foi realizada até o engaste no embasamento rochoso, definido pelo avanço impenetrável do tricone ou pela confirmação geológica do contato solo–rocha (Koshima, 2016).

Nos trechos com quatro fileiras, as colunas foram executadas em arranjo alternado quincôncio, garantindo formação de bloco monolítico contínuo. Em regiões críticas, as colunas de JG eram pinadas por meio de furos executados por roto-percussão com martelo de fundo, com engaste mínimo na rocha de 2m e posterior instalação de barras de aço (ø 25,4 mm, CA 50) injetadas com calda de cimento. Após a execução do tratamento em solo, a escavação prosseguiu de forma vertical nas colunas de JG até a interface com a rocha. A partir desse nível, a escavação foi realizada por desmonte controlado com explosivos, empregando técnica de pré-splitting para acabamento da parede rochosa e redução de vibrações (Figura 5.).



Figura 5. Detalhe da escavação vertical (8 m) expondo a junta entre o JG e a rocha.

O bloco de JG permaneceu exposto durante as fases subsequentes de escavação em rocha, sem aplicação de revestimento provisório adicional (Figura 6).

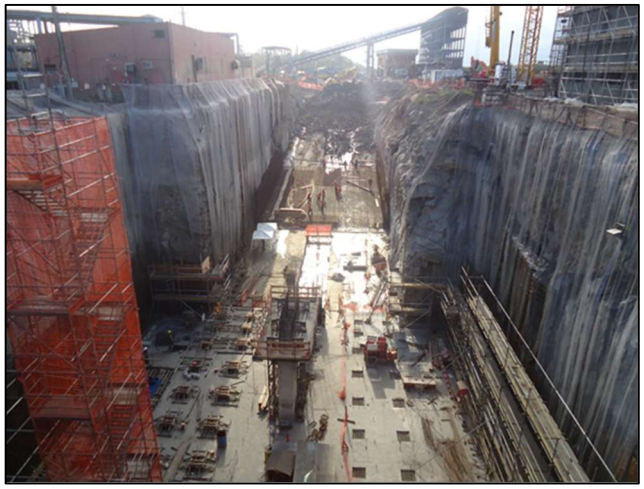


Figura 6. Vista da obra com a escavação concluída.

4.2 Instrumentação e Monitoramento

O projeto de instrumentação incluiu dois inclinômetros em trechos mais críticos e medição de vibrações através de um registrador com acelerômetros. Com base na deformação máxima nas análises numéricas de 1% da altura, os projetistas definiram os seguintes limites:

- 80 mm para escavação de 8 m (INC-01);
- 40 mm para escavação de 4 m (INC-02).

Os resultados medidos indicaram (Figura 7):

- INC-01: deslocamentos da ordem de ±3,8 mm, dentro do cone de acurácia do equipamento e significativamente inferiores ao limite de segurança (80 mm) e ao valor previsto em análise numérica (68 mm);
- INC-02: deslocamentos máximos da ordem de ±20 mm no topo, inferiores ao limite de segurança (40 mm) e ao deslocamento máximo previsto em projeto (≈35 mm)

O projeto adotou os critérios da norma DIN 4150 para controle de vibrações. Na maioria das detonações, os valores de velocidade medidos estiveram aceitáveis. Entretanto ocorreu somente um caso de erro grave nas detonações que que a velocidade medida chegou a 80 mm/s. Isso acendeu um alarme, mas a inspeção de campo realizada em seguida detectou deslocamento de um bloco de rocha. Este foi estabilizado com ancoragens. A partir deste evento, a Fiscalização tomou maiores cuidados nas detonações e a obra prosseguiu sem problemas.

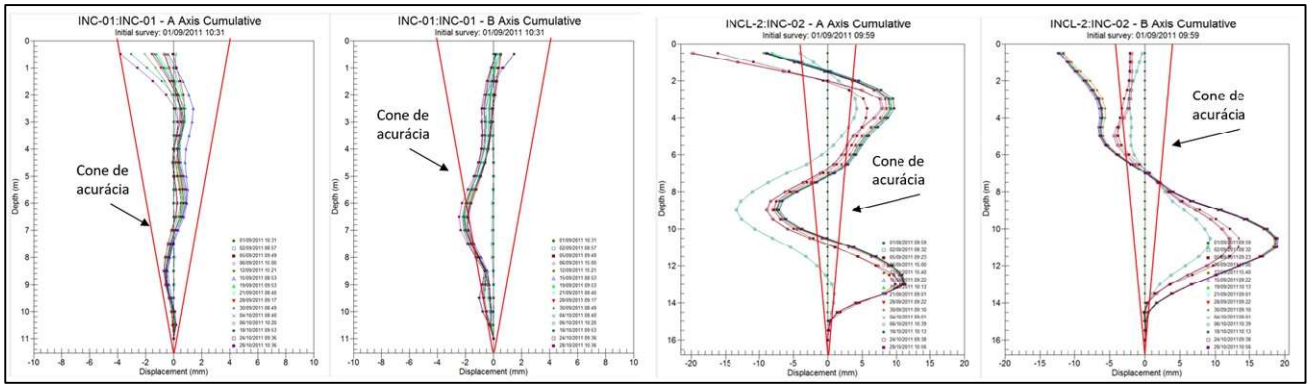


Figura 7. Deslocamentos vistos em corte apresentando cone de acurácia para INC-01 e INC-02.

Nas análises numéricas, os deslocamentos horizontais previstos atingiram valores máximos da ordem de 66 mm nos trechos mais solicitados. As medições de campo apresentaram valores substancialmente inferiores aos limites estabelecidos e compatíveis com o desempenho previsto em projeto.

As detonações não provocaram deterioração na interface solo tratado–rocha durante as detonações controladas, nem manifestações de instabilidade no muro de JG.

A comparação entre resultados calculados e medidos indicou comportamento estrutural satisfatório da contenção, validando as premissas adotadas na modelagem e os critérios de projeto estabelecidos.

4 CONCLUSÕES

Com base nas análises realizadas, na execução da obra e nos resultados de instrumentação, pode-se concluir:

- A escavação do poço do virador, com profundidade de até 20 m em maciço misto solo–rocha e

nível d'água a aproximadamente 1 m da superfície, foi viabilizada por meio de bloco de colunas secantes de JG engastadas na rocha, garantindo estabilidade durante todas as fases executivas.

- Nos trechos com maior espessura de solo (até 8 m), a contenção foi composta por quatro fileiras de colunas de 1,20 m de diâmetro, espaçadas 1 m entre eixos, dispostas em arranjo alternado quincôncio. Em segmentos com menor altura de solo (até cerca de 2 m), o projeto adotou duas fileiras, mantendo-se o conceito estrutural.
- O engaste das colunas no embasamento rochoso foi definido a partir da confirmação do contato solo–rocha durante a perfuração. Nos trechos críticos, a pinagem foi executada em colunas alternadas, distribuídas de modo a formar malha estrutural interligada, aumentando a capacidade de transferência de esforços entre o bloco tratado e a rocha.
- O bloco de JG permaneceu exposto durante a escavação em rocha, executada com desmonte controlado por explosivos até a profundidade final, sem evidências de instabilidade ou degradação da interface solo tratado-rocha.
- As análises indicaram fatores de segurança entre aproximadamente 1,30 e 1,77 em condição estática, mantendo-se superiores a 1,10 quando considerada aceleração horizontal equivalente a 0,1g.
- Os deslocamentos horizontais previstos atingiram valores máximos da ordem de 66 mm, respeitando o critério de deformação de 1% da altura escavada.
- A instrumentação por inclinômetros, instalada em taludes tratados exclusivamente em solo com alturas de 8 m e 4 m, indicou deslocamentos máximos significativamente inferiores aos limites de segurança estabelecidos e compatíveis com as previsões numéricas.
- Não foram observados aumentos de infiltração ou carreamento de materiais na interface solo–rocha durante as detonações controladas, indicando comportamento satisfatório da junta entre o bloco tratado e o embasamento.
- As edificações lindeiras não apresentaram manifestações patológicas associadas às detonações, evidenciando desempenho adequado da contenção tratada. Em contraste, taludes em solo não tratado apresentaram instabilizações induzidas por vibração, reforçando a eficácia da solução em JG

Os resultados obtidos demonstram que a utilização de colunas secantes de JG engastadas na rocha, complementadas por pinagem em trechos críticos, constitui solução tecnicamente adequada para escavações profundas em maciços heterogêneos com topo rochoso irregular e presença de carregamentos dinâmicos associados a detonações controladas.

5 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem aos profissionais da empresa Terratek pelo suporte técnico prestado nas análises e no desenvolvimento das soluções adotadas, em especial ao Eng. Halley Ribeiro, cuja contribuição foi relevante nas etapas de estudo e validação do projeto.

Registram também agradecimento à empresa Novatecna S.A. e à sua equipe técnica, pela participação na execução e no acompanhamento das atividades relacionadas ao tratamento em JG.

Por fim, reconhecem a contribuição dos profissionais que integraram a equipe da empresa Paranasa, responsável pela execução da escavação e das obras civis associadas.

6 REFERÊNCIAS

DIN 4150 *Erschütterungen im Bauwesen*

Koshima, A. Jet Grouting. In: Hachich, W. et al. (Ed.). Fundações: Teoria e Prática. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. Cap. 17.2.

Ortigão A., Ribeiro H. L., Damasco-Penna A., Sieira A. C. C. (2025) FE analysis of a deep excavation in Santos's clay, European Journal of Engineering and Technology Research, vol 10, Issue 1, February 2025 pp 33-39, ISSN 2736-576X - DOI Link *https://doi.org/10.24018/ejeng.2025.10.1.3205*

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/51

Contenções e Sistema de Drenagem de Fundo do Shopping Manhattan em Brasília – Caso de Obra

Tayro Zonta Nascimento
Consultor, Geoconsult Consultoria de Solos e Fundações Ltda., Vitória/ES, Brasil, tayro@geoconsult.com.br

Silvia Gomes Fernanades Polido Lemos
Consultora, Geoconsult Consultoria de Solos e Fundações Ltda., Vitória/ES, Brasil, silvia.polido@geoconsult.com.br

RESUMO: O trabalho apresenta o estudo de caso do empreendimento Shopping Manhattan, localizado em Brasília, composto por três Torres com 20 pavimentos e embasamento com 06 pavimentos sendo 03 subsolos, totalizando área construída de aproximadamente 65.000 m². A investigação geotécnica compreendeu sondagens SPT e Rotativas, ensaios de infiltração, ensaios de laboratório e geofísica por eletrorresistividade. O perfil geotécnico é basicamente de formação sedimentar, com camadas de solos silto-argilosos, de consistência média a dura, até atingir o impenetrável a percussão. Foi observada a ocorrência aleatória de veios de solo de manor resistência intercalados em camadas de siltito. A implantação dos subsolos envolveu escavaçãoes de até 11 m de profunidade, sendo cerca de 7 m abaixo do nível d'água, demandando contenção para o escoramento lateral do terreno. A solução de contenção foi em cortina de estacas secantes atirantada em três níveis com tirantes provisórios em cordoalhas. Cem razão das elevadas pressões hidráulicas, optou-se por um sistema de drenagem de fundo, composto por trincheiras dranantes associadas a poços equipados com bombas de acionamento automático. O dimensionamento da contenção e estimativa da vazão de projeto foram realizados através da uma modelagem numérica em elementos finitos utilizando o software PLAXIS 2D. O monitoramento das contenções foi realizado por meio de marcos topográficos e inclinômetros.

PALAVRAS-CHAVE: Contenções, Drenagem de Fundo, Modelagem Numérica.

ABSTRACT: This paper presents a case study of the Shopping Manhattan development, located in Brasília, comprising three 20-storey towers and a six-storey podium with three basement levels, totaling a built area of approximately 65,000 m². The geotechnical investigation included SPT and rotary boreholes, infiltration tests, laboratory testing, and geophysical surveys by electrical resistivity. The geotechnical profile basically consists of a sedimentary formation, with silty-clayey soil layers of medium to hard consistency, extending down to percussion refusal. The random occurrence of weaker soil seams interbedded with siltstone layers was observed. The basement construction involved excavations up to 11 m deep, approximately 7 m of which were below the groundwater table, requiring a retaining structure to provide lateral ground support. The adopted retaining solution consisted of a secant pile wall anchored at three levels with temporary strand anchors. Due to the high hydraulic pressures, an underdrainage system was adopted, consisting of drainage trenches connected to wells equipped with automatic pumps. The retaining structure design and the estimation of the design flow rate were carried out by finite element numerical modelling using PLAXIS 2D software. The retaining structures were monitored by means of survey markers and inclinometers.

KEYWORDS: Retaining Structures, Underdrainage, Numerical Modeling.

1 INTRODUÇÃO

O presente trabalho apresenta o estudo de caso das contenções e drenagem de fundo do empreendimento Shopping Manhattan, abordando a metodologia adotada no projeto geotécnico e a verificação de desempenho por meio de monitoramento das contenções com marcos topográficos e inclinômetros.

O empreendimento está localizado no Bairro Aguas Claras em Brasilia - DF, sendo constituído por 03 (três) Torres de 20 (vinte) pavimentos e Embasamento com 06 (seis) pavimentos e 03 (três) subsolos, totalizando uma área construída de cerca de 65.000 m².

Para caracterização do perfil geotécnico foi realizada investigação geotécnica detalhada, compreendendo sondagens do tipo SPT e Rotativas, com obtenção de amostras de rochas brandas, ensaios de infiltração, ensaios de laboratório e ensaios geofísicos de eletrorresistividade. O perfil geotécnico foi caracterizado como sendo basicamente de formação sedimentar, com camadas de solos silto-argilosos, de consistência média a dura, até atingir o impenetrável a percussão, entre as profundidades de 9,0 e 15,0 m. O nível d'água apresentou sazonalidade significativa, quando se observam leituras feitas em diferentes períodos do ano, com elevação de até 2,50 m durante a época de chuvas.

Um aspecto interessante do terreno, que mereceu investigação minuciosa, foi a ocorrência aleatória de veios de silte argiloso de consistência média, de cor branco, entremeado em camadas de siltito de elevada resistência, detectadas por meio de investigação compreendendo modelagem bidimensional com valores numéricos obtidos com geofísica por eletrorresistividade.

Para implantação dos três subsolos foram executadas escavações de até 11,0 m de profundidade, sendo que cerca 7,0 m ocorreu abaixo do nível d'água. A solução de contenção adotada para o escoramento lateral do terreno foi uma cortina estanque de estacas secantes, atirantada em três níveis por meio de tirantes provisórios em cordoalhas. Em razão das elevadas pressões hidráulicas atuantes, optou-se por um sistema de drenagem de fundo, composto por trincheiras drenantes associados a poços equipados com bombas de acionamento automático.

As fundações foram projetadas em sapatas isoladas apoiadas na camada de solo silto-argiloso de consistência dura, N_{SPT} na faixa de 40 a 50 golpes, e em algumas regiões apoiadas no impenetrável a percussão, composto pela camada de siltito ou argilito fraturado a muito fraturado (RQD de 0 a 70%), conforme detalhado em Lemos *et al* (2026).

O dimensionamento da contenção e estimativa da vazão de projeto foram realizados através da uma modelagem numérica em elementos finitos utilizando o software PLAXIS 2D. O monitoramento das contenções foi realizado por meio de marcos topográficos e inclinômetros.

2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Para caracterização do perfil geotécnico da obra foi realizada uma investigação geotécnica detalhada, compreendendo sondagens do tipo SPT e Rotativas, obtenção de amostras de rocha branda, ensaios geofísicos de eletrorresistividade, ensaios de infiltração e ensaios de laboratórios de caracterização e de resistência por compressão simples.

Os ensaios de infiltração foram do tipo carga variável executados no terreno logo abaixo do terceiro subsolo para determinação da permeabilidade horizontal do siltito. O coeficiente de permeabilidade variou de $k_h=10^{-5}$ a 10^{-4} cm/s, de acordo com a metodolgia estabelecida por NAVFAC DM-7 (1971). Considerando se tratar de uma rocha metasedimentar, formada por meio de deposição e cimentação de sucessivas camadas de solo siltoso, é de se prever que a permeabilidade vertical apresente valores inferiores a horizontal.

O perfil geotécnico é constituído basicamente de solos sedimentares, com camadas de solos silto-argilosos (Figura 1). A Tabela 1 apresenta para as camadas típicas os resultados dos ensaios de caracterização, o índice de resistência a penetração (N_{SPT}) e a resistividad dos solos. Na profundidade em torno de 10,0 a 16,0 m, ocorre o impenetrável à percussão, $N_{SPT} > 40$ golpes para penetração de 10 cm, classificado como um siltito, uma rocha branda de formação sedimentar, com baixo grau de metamorfismo, grau de recuperação 0 a 70%, e resistividade >2.000 Ohm.m, denominada por Freitas e Campos (1999) e Silva (2011), como uma rocha de metassiltito. Os ensaios de compressão simples, realizados em corpos de prova talhados a partir de testemunhos da rocha branda, resultaram em valores de resistência a compressão simples superiores a 2,5 MPa.

O nível d'água (NA) apresentou sazonalidade significativa, quando se observam leituras feitas em diferentes períodos do ano, sendo detectado NA de 5,50 a 6,50 m de profundidade no período de estiagem e, de 3,0 a 4,0 m de profundidade, durante a época de chuvas.

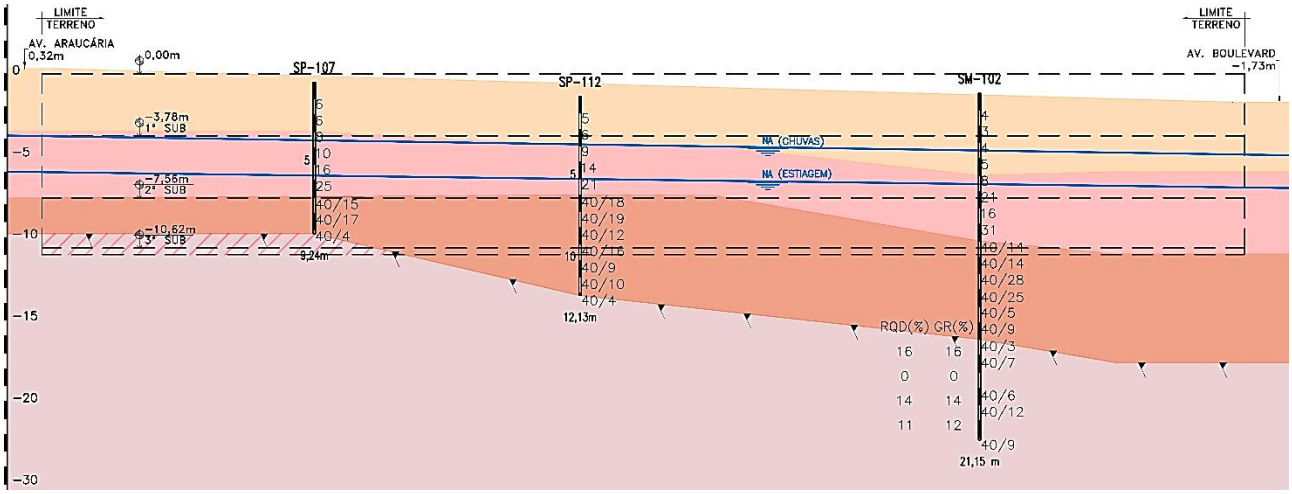


Figura 1.Perfil geotécnico típico.

Tabela 1. Caracterização das camadas de solo

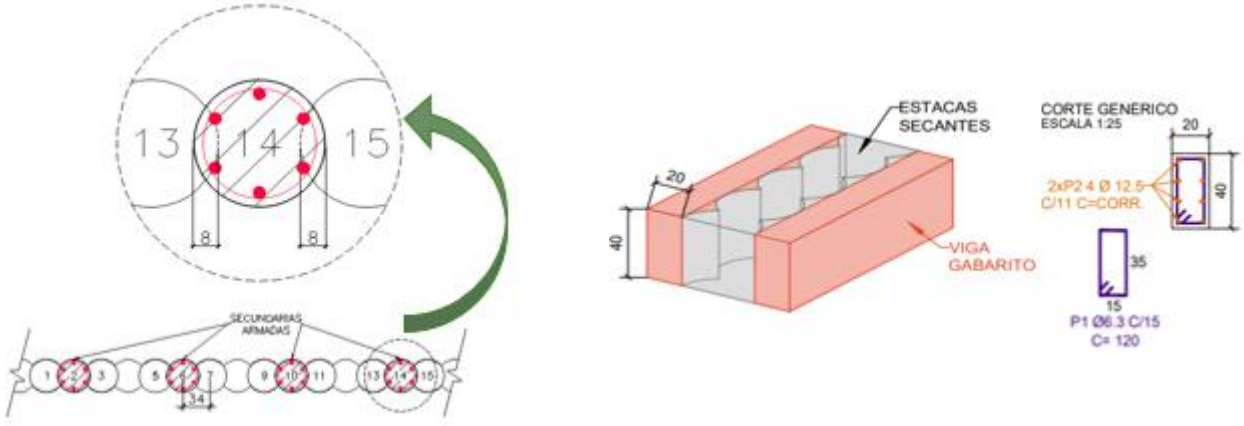
Identificação da Camada	Espessura (m)	N_{SPT}	w (%)	LL (%)	LP (%)	Resistividade (Ohm.m)
1ª camada: argila arenosa e silte argiloso	3,0 a 5,0	3 a 8	32	58	32	0 a 500
2ª camada: silte argiloso	3,0 a 4,0	10 a 30	17	36	22	500 a 1.000
3ª camada: silte argiloso	3,0 a 5,0	30 a 40	16	35	21	
4ª camada: siltito	-	> 40	-	-	-	>2.000

3 SOLUÇÃO PROJETADA

3.1 Escavações e Contenções

A implantação dos três subsolos envolveu escavações de até 11,0 m de profundidade, sendo cerca de 7,0 m abaixo do nível d'água. A solução de contenção adotada para o escoramento lateral do terreno consistiu em uma cortina estanque de estacas secantes com diâmetro de 42 cm e secância de 8 cm (Figura 2a), com comprimentos variando entre 14,0 m e 16,0 m e ficha mínima de 4,5 m, solidarizadas por viga de coroamento, totalizando 1.094 estacas. As estacas foram integralmente armadas com gaiolas de aço CA-50, compostas por seis barras de Ø25 mm e executada por meio de gabarito guia (Figura 2b). A cortina foi atirantada provisoriamente em três níveis com cordoalhas CP 190 RB Ø12,7 mm, com comprimentos livres (LL) e ancorados (LA) variando entre 6,0 m e 8,0 m. Os tirantes foram solidarizados por vigas de ancoragem em concreto armado e posteriormente desativados após o travamento definitivo pelas lajes do subsolo.

A escavação a céu aberto foi executada em quatro etapas, sendo a primeira em balanço, com cerca de 3,0 m de altura, e as etapas subsequentes realizadas com a instalação progressiva das linhas de tirantes.



(a) (b)

Figura 2. (a) Detalhe do gabarito da guia de execução das estacas; (b) Detalhe da estaca e secância.

Durante a elaboração do projeto verificou-se que alguns furos de sondagem apresentavam impenetrável à percussão cerca de 1,0 m a 1,5 m acima da cota de escavação prevista. Inicialmente considerou-se a possibilidade de desmonte de rocha nessa região, bem como a eventual necessidade de utilização de estacas raiz caso não fosse possível executar a ficha das estacas secantes.

Para avaliação dessa condição foram realizados ensaios geofísicos de eletrorresistividade, que indicaram material com resistividade da ordem de 3.000 Ohm.m, característico de siltito, porém escavável. Também foram executadas perfurações piloto com trado mecanizado, de torque inferior ao utilizado na execução das estacas secantes. As perfurações atingiram satisfatoriamente as profundidades previstas em projeto, sendo observadas concreções de metassiltito que possivelmente dificultaram o avanço do trépano durante a execução das sondagens.

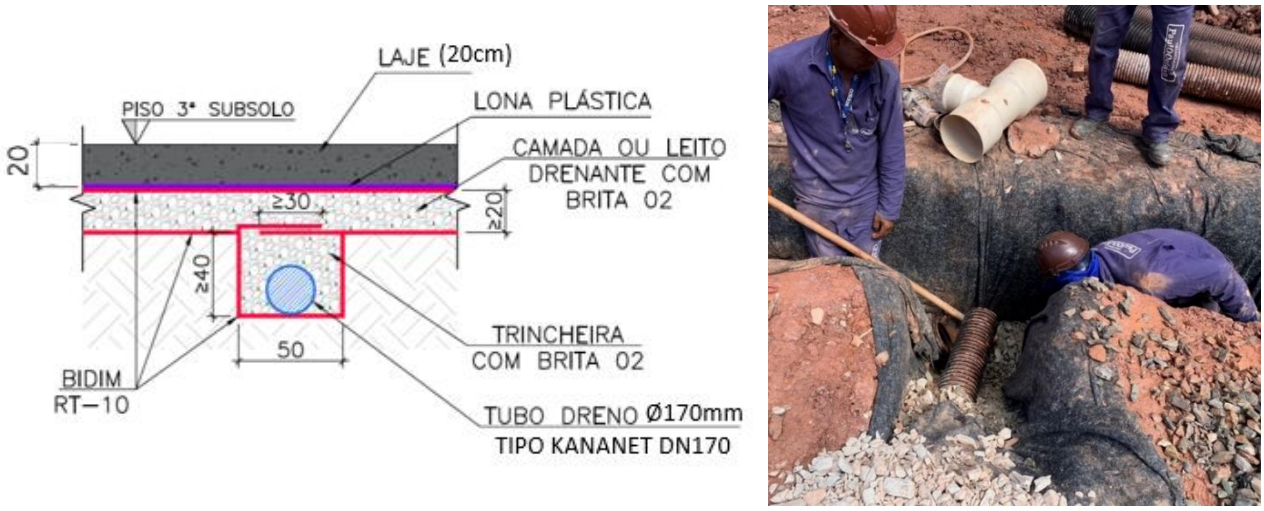
O dimensionamento da contenção foi realizado por meio de modelagem numérica em elementos finitos utilizando o software PLAXIS 2D. Os parâmetros geotécnicos foram definidos com base nos valores de N_{SPT}, nos ensaios de caracterização dos solos e nos ensaios de compressão simples realizados no siltito. As análises indicaram deslocamentos horizontais máximos estimados entre 10 mm e 25 mm.

Para o acompanhamento do comportamento da contenção foi especificado monitoramento por meio de instrumentação e controle topográfico, incluindo a instalação de pinos nas vigas de ancoragem, prumos ao longo da cortina e quatro inclinômetros verticais instalados em estacas secantes.

3.2 Drenagem de Fundo do Subsolo

Considerando que as cortinas de estacas secantes são estanques e apresentam ficha entre 4,50 m e 5,00 m abaixo da laje do terceiro subsolo, com penetração na camada de siltito de baixa permeabilidade (10^{-4} a 10^{-5} cm/s), foi concebido um sistema de drenagem de fundo com finalidade de limitar a subpressão atuante na laje do terceiro subsolo a valores inferiores a 1,0 m de coluna d'água.

O sistema é composto por um colchão drenante de brita nº 2, com espessura de 20 cm, envolvido por geotêxtil tipo Bidim RT-10, disposto sobre um conjunto de trincheiras drenantes constituídas por tubos drenos perfurados de Ø170 mm e Ø230 mm, também envoltos em brita nº 2 e geotêxtil (Figura 3). As trincheiras são interligadas a quatro poços de concreto armado, os quais também se conectam entre si por tubulações de Ø230 mm, sendo dotados de bombas automáticas para o esgotamento da água acumulada.



(a) (b)

Figura 3. (a) Seção típica do sistema drenante; (b) Execução do sistema drenante na obra.

Através da modelagem numérica em elementos finitos utilizando o software PLAXIS 2D (Figura 4) foi possível determinar as redes de fluxo d'água e estimar as vazões a serem captadas pelo sistema de drenagem. As análises consideraram duas condições de nível d'água representativas do regime hidrológico local: período de estiagem e período chuvoso. Foram adotados coeficientes de permeabilidade para o siltito de $k_h = 1{,}0 \times 10^{-4}$ cm/s e $k_v = 1{,}0 \times 10^{-5}$ cm/s.

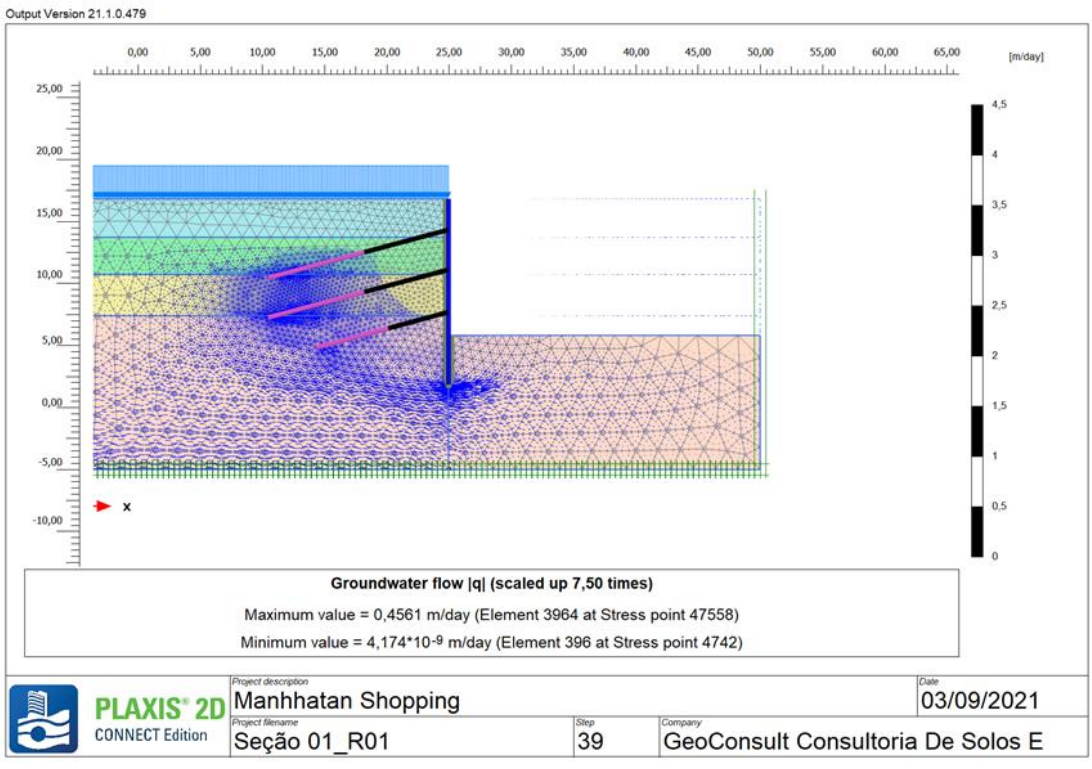


Figura 4. Redes de Fluxo, modelagem PLAXIS 2D.

As simulações em elementos finitos indicaram vazões estimadas entre 2,0 m³/dia e 4,0 m³/dia por poço, respectivamente, para os períodos de estiagem e chuvas. Através do método analítico, descrito por Velloso (1988), foram estimadas vazões da ordem de 4,5 a 7,0 m³/dia por poço. Tendo em vista os resultados alcançados, os poços foram dimensionados para uma capacidade 7,5 m³ e as bombas com uma capacidade de

15m³ por hora. A programação de funcionamento das bombas foi feita para operar com intervalos de aproximadamente 48 horas no período de estiagem e 24 horas no período chuvoso. Cada poço foi equipado com uma bomba principal e uma bomba de reserva.

Como medida adicional de segurança, a laje de piso foi dimensionada para resistir a uma subpressão correspondente a 1,0 m de coluna d'água, considerando a hipótese extrema de falha simultânea do sistema de bombeamento. Nessas condições, com pressão da ordem de 0,5 m de coluna d'água, as tampas dos poços tenderiam a se deslocar, permitindo o extravasamento da água sobre o piso da laje.

3 EXECUÇÃO E DESEMPENHO

A sequência de execução da obra (Figura 5) compreendeu basicamente as seguintes fases: a) execução das estacas secantes; b) primeira etapa de escavação em balanço; c) execução da primeira linha de tirantes; d) segunda etapa de escavação; e) execução da segunda linha de tirantes; f) terceira etapa de escavação; g) execução da terceira linha de tirantes; h) quarta etapa de escavação; i) escavação localizada das cavas para execução das sapatas; j) implantação do sistema de drenagem de fundo; e k) execução da laje do terceiro subsolo. Após a conclusão das etapas principais de escavação e estabilização do maciço, procedeu-se à escavação localizada das cavas destinadas à execução das fundações cujo detalhamento pode ser obtido em Lemos *et al* (2026).

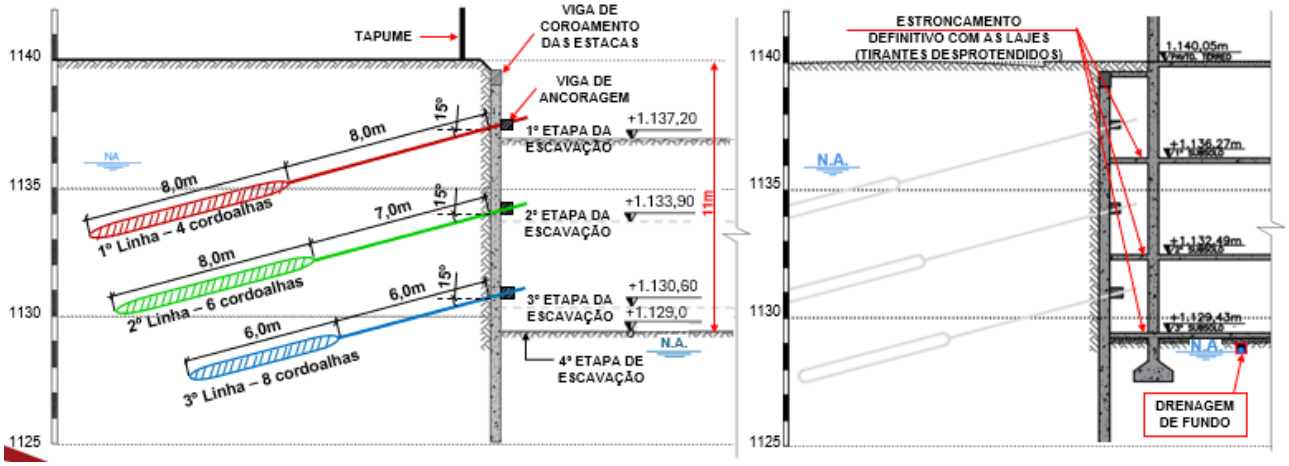


Figura 5. Sequência executiva simpliicada.

O monitoramento das contenções por meio de acompanhamento topográfico e leituras de inclinômetros indicou deslocamentos horizontais, de modo geral, compatíveis com os valores estimados em projeto. Uma exceção foi observada no inclinômetro IV-04, trecho considerado mais crítico da contenção. Durante a última etapa de escavação, já com a terceira linha de tirantes executada, esse instrumento registrou deslocamento horizontal máximo da ordem de 45 mm, ligeiramente superior ao previsto nas análises numéricas (Figura 6a).

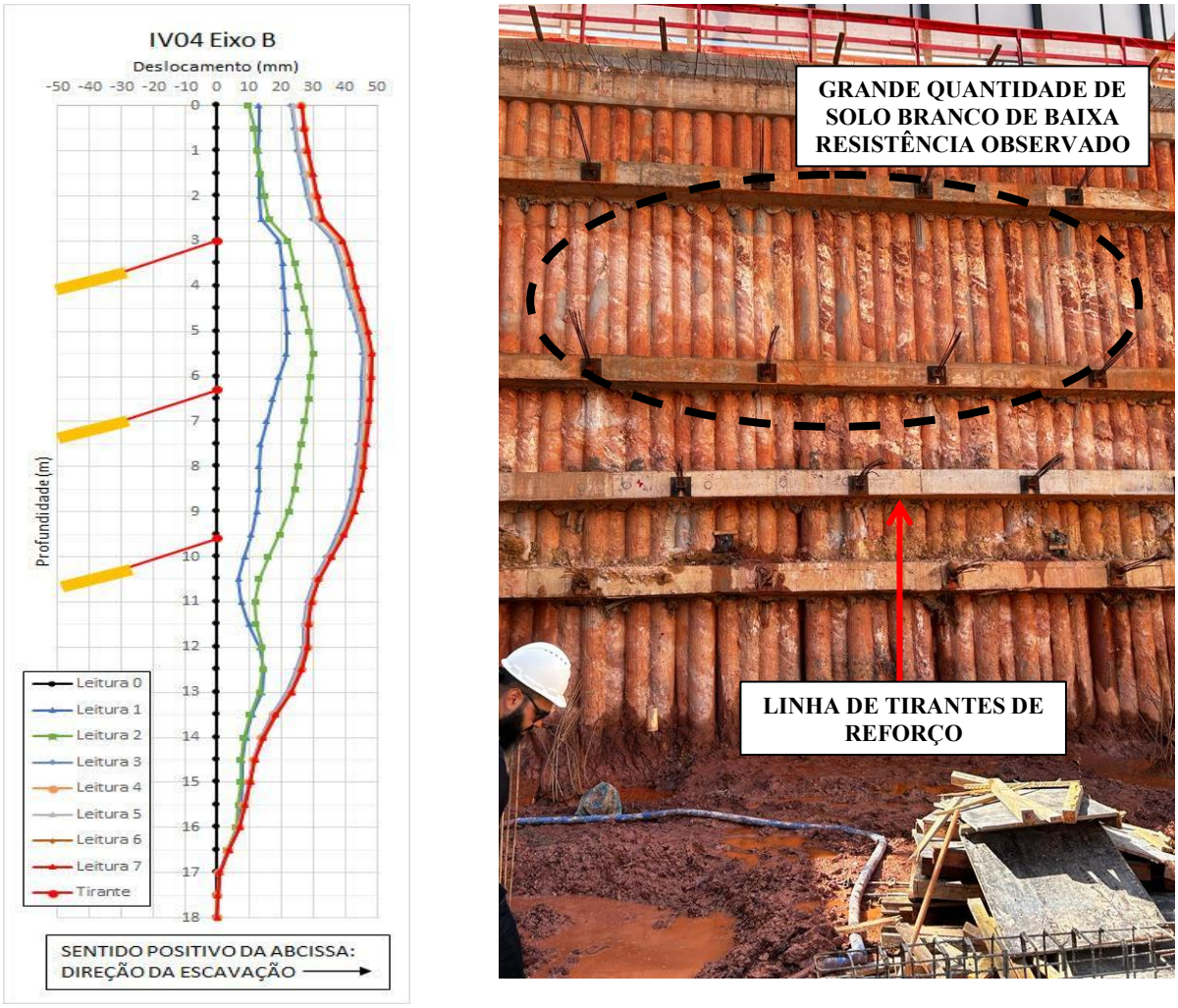
A explicação mais provável para esse comportamento foi a presença de veios inclinados de solo silto-argiloso de menor resistência, de coloração branca e maior grau de intemperismo, não identificados inicialmente nas sondagens. Esses materiais foram indentificados pela investigação geofísica por eletrorresistividade ao nível do terceiro subsolo, que apontaram uma resistividade inferior a 500 Ohm.m. O comportamento anisotrópico do terreno seria devido a uma maior intemperização dos veios de solo de cor branca (Cunha e Camapum de Carvalho, 1997 apud Silva, 2011). Durante a execução da escavação, a presença desses veios em maior intensidade foi confirmada pela observação de manchas esbranquiçadas na face da cortina de estacas nesse trecho da contenção (Figura 6b).

As deformações mais pronunciadas provocaram o aparecimento de trincas no terrapleno adjacente, o que motivou a adoção imediata de medidas corretivas. Inicialmente foi executada uma berma de solo no local e, em seguida, instalou-se uma linha adicional de tirantes como reforço da contenção (Figura 6b). Após a

adoção dessas medidas, as deformações se estabilizaram, conforme indicado pelas leituras subsequentes realizadas semanalmente.

Esse episódio evidenciou a importância do monitoramento sistemático das deformações durante a escavação e reforçou a utilidade da investigação geofísica por eletrorresistividade na identificação de heterogeneidades do maciço em terrenos sedimentares desse tipo.

No que tange ao sistema de drenagem de fundo, foram feitas medidas de vazão nos poços durante o período de fortes chuvas, chegando-se a vazões da ordem de 5,0 m³ por dia, valor esse abaixo do limite superior estimado em projeto.



(a) (b)

Figura 6: (a) Registro de leituras do inclinômet IV-04; (b) Linha adicional de tirantes para reforço.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho apresentou o estudo de caso compreendendo projeto, execução e monitoramento das contenções e do sistema de drenagem de fundo do empreendimento Shopping Manhattan, em Brasília – DF, implantado em terreno de formação sedimentar constituído por camadas de solos silto-argilosos sobrejacentes a um horizonte de siltito.

A investigação geotécnica detalhada, envolvendo sondagens SPT e rotativas, ensaios laboratoriais, ensaios de infiltração e levantamentos geofísicos por eletrorresistividade, permitiu caracterizar adequadamente o perfil do subsolo e identificar a ocorrência localizada de veios de silte argiloso de menor resistência.

Para a implantação dos três subsolos foi adotada uma solução de contenção constituída por cortina de estacas secantes atirantadas em três níveis, executadas em escavações de até 11 m de profundidade, sendo cerca de 7 m abaixo do nível d'água. O dimensionamento da contenção foi realizado por meio de modelagem numérica em elementos finitos utilizando o software PLAXIS 2D, que indicou deslocamentos horizontais estimados entre 10 mm e 25 mm.

Devido à presença de nível d'água elevado e à baixa permeabilidade do siltito, foi adotado um sistema de drenagem de fundo constituído por colchão drenante, trincheiras com tubos perfurados e poços de bombeamento, cujas vazões foram estimadas por meio de método analítico e de modelagem numérica, servindo de base para o dimensionamento do sistema de bombeamento.

O monitoramento da contenção por meio de marcos topográficos e inclinômetros indicou comportamento global compatível com as previsões de projeto. Em um dos pontos instrumentados foram observados deslocamentos ligeiramente superiores aos estimados, associados à presença de veios localizados de solo de menor resistência. A adoção de medidas corretivas, incluindo execução de berma e instalação de linha adicional de tirantes, permitiu a estabilização das deformações.

De forma geral, os resultados obtidos demonstram que as soluções adotadas para contenção e drenagem de fundo mostraram-se adequadas para as condições geotécnicas do local, destacando-se a importância da investigação geotécnica detalhada, da modelagem numérica e do monitoramento durante a execução em obras de escavação profunda em terrenos sedimentares heterogêneos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Freitas-Silva, F. H.; Campos, J. E. G. (1999) *Geologia do Distrito Federal*. In: Inventário hidrogeológico e dos recursos hídricos superficiais do Distrito Federal. Brasília, SEMATEC; IEMA; MMA-SRA.

Lemos, S.G.F.P., Nascimento, T.Z, Polido, U.F. (2026) Fundações do Shopping Manhattan em Brasília – Caso de Obra. In: Trabalho submetido ao XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 2026, Brasília. *Anais*... ABMS.

NAVFAC (1971) *Design Manual: Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures (DM-7)*. Department of the Navy, Washington, D.C.

Silva, C. M. (2011) *Energia e confiabilidade aplicadas aos estaqueamentos tipo hélice contínua*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, 311 p.

Velloso, P. P. C., Araújo, S. F. (1988) *Teoria e prática de rebaixamento do lençol d'água*. Livros Técnicos e Científicos, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/52

Contenções no Sistema "Top Down" Semi-Invertido: caso de obra

Marciano Lang Fraga
Sócio-Diretor, MLF Engenharia e Projetos, Porto Alegre, RS, Brasil, marcianofraga@gmail.com

Matheus Campos Pompermayer
Sócio, MLF Engenharia, Porto Alegre, RS, Brasil, pompermayer.matheus@gmail.com

RESUMO: Este artigo apresenta o relato de uma obra em Porto Alegre/RS, onde foi necessário contornar restrições ao uso de tirantes para contenção em escavação profunda, adotando a técnica pouco convencional "Top Down" de forma semi-invertida em duas divisas do terreno. Após o colapso da contenção inicial, implementou-se uma sequência executiva envolvendo estacas justapostas, vigas de coroamento e travamento progressivo por lajes e vigas da superestrutura. O monitoramento realizado em doze pilares-chave do edifício vizinho durante 536 dias registrou recalques entre 0,60 mm e 3,64 mm, indicando excelente controle de movimentações e a estabilidade da estrutura lindeira. Comparado a métodos convencionais, como tirantes e solo grampeado, o Top Down mostra-se vantajoso em contextos urbanos com severas restrições de espaço e impedimentos legais para ancoragens externas, além de permitir a execução simultânea da estrutura e escavação. Contudo, exige planejamento detalhado, mão de obra especializada e monitoramento rigoroso para garantir segurança e replicabilidade. Os resultados obtidos evidenciam que a criatividade em engenharia deve sempre estar alinhada a fundamentos técnicos e controle de riscos, especialmente em soluções inovadoras para obras urbanas profundas

PALAVRAS-CHAVE: Contenções, Top Down, Escavação profunda, Muro de divisa, Obras Urbanas.

ABSTRACT: This article reports on a construction project in Porto Alegre/RS where restrictions on using anchors for deep excavation containment required adopting the unconventional semi-inverted "Top Down" technique along two plot boundaries. After the initial containment collapse, a sequence involving contiguous bored piles, capping beams, and progressive bracing by slabs and beams of the superstructure was implemented. Monitoring of twelve key columns in the neighboring building over 536 days recorded settlements between 0.60 mm and 3.64 mm, indicating excellent movement control and structural stability. Compared to conventional methods such as anchors and soil nailing, Top Down proves advantageous in urban contexts with severe space constraints and legal limitations on external anchorage, while allowing simultaneous structure and excavation execution. However, it demands detailed planning, specialized labor, and rigorous monitoring to ensure safety and replicability. The results highlight that engineering creativity must always align with technical foundations and risk management, especially when applying innovative solutions to deep urban excavations.

KEYWORDS: Retaining structures, Top Down, Deep excavation, Boundary wall, Urban Construction

1 INTRODUÇÃO

A execução de escavações profundas em áreas urbanas densamente ocupadas representa um desafio significativo para a engenharia civil, especialmente quando há restrições de espaço e proximidade de edificações vizinhas. Nessas situações, a escolha do método de contenção adequado é fundamental para garantir a segurança da obra e do entorno (Milititsky, 2016). Este artigo apresenta o estudo de caso sobre a execução de um edifício residencial em Porto Alegre/RS, cuja construção exigiu soluções fora do habitual e criativas após a ruptura parcial de uma estrutura de contenção convencional durante a execução dos subsolos. Diante da impossibilidade de utilizar tirantes devido à negativa do vizinho, a equipe técnica, composta por projetistas e executores, optou pela adoção do método conhecido como "top down", que utiliza a própria estrutura do edifício para travar a cortina de contenção. O relato detalha as características do terreno, as

dificuldades enfrentadas, as etapas de execução do método "top down" e as principais lições aprendidas, contribuindo para o debate sobre alternativas seguras e eficientes em obras subterrâneas urbanas.

2 DESCRIÇÃO DO PROBLEMA E LIMITAÇÕES

A obra em questão consistia na construção de um edifício residencial em Porto Alegre/RS, projetado com dois subsolos, o que demandava uma escavação de aproximadamente 7 metros de profundidade. O terreno, localizado em uma esquina, apresentava vizinhos apenas nas laterais norte e oeste: ao norte, um prédio residencial afastado 4 metros da divisa, e ao oeste, uma pequena casa situada junto ao limite do terreno.

Para viabilizar a escavação a prumo, foi projetada inicialmente uma estrutura de contenção composta por concreto armado e perfis metálicos em todo o perímetro necessário. No entanto, após a conclusão das escavações e dos blocos de fundação, ocorreu a ruptura da contenção ao longo de um trecho de aproximadamente 21 metros na divisa norte. O colapso comprometeu a estabilidade do terreno vizinho, impossibilitando o acesso à garagem dele. Da Figura 1 a Figura 4 são apresentadas fotos após o rompimento.



Figura 1. Foto após o rompimento onde é possível observar impactos ao vizinho.



Figura 2. Foto após o rompimento.



Figura 3. Foto após o rompimento obtida a partir do terreno vizinho.



Figura 4. Foto após o rompimento obtida a partir do terreno da obra.

Como medida emergencial, foi executado um reaterro provisório em talude de 45º, partindo do nível do vizinho até a cota de escavação da obra. Embora essa solução tenha estabilizado temporariamente o local, ela avançava sobre os blocos de fundação já executados, impedindo o andamento da obra e tornando inviável a continuidade das etapas construtivas.

Além disso, a alternativa convencional de uso de tirantes para ancoragem da nova contenção foi descartada, pois não houve autorização do vizinho para intervenções em seu terreno. Diante dessas restrições, tornou-se necessário buscar uma solução técnica capaz de garantir a estabilidade definitiva da escavação,

liberar o acesso às fundações já executadas e permitir o prosseguimento seguro da obra, mesmo em um contexto de espaço limitado e sem possibilidade de ancoragens externas.

Diante destas limitações, optou-se pelo emprego do método de escavação denominado de *top down*.

3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SOLO LOCAL

Com base nos relatórios de sondagens SPT realizadas no terreno, elaborou-se um perfil geotécnico do solo local sob o qual foram realizadas todas as análises de estabilidade do projeto de contenção. O relatório da sondagens mais próxima do local de ruptura da contenção é apresentado na Figura 5. Conforme é possível observar nele, o solo local é composto basicamente por camadas intercaladas de argila siltosa e silte arenoso em toda a sua extensão. Os impenetráveis das sondagens ocorrem em profundidades que variam de 18,0 a 20,0 metros. A resistência do material que compõe o solo é classificada variando de média a rija, nas camadas de argila siltosa, e de medianamente compacto a compacto nas camadas de silte arenoso. O nível d'água identificado nas sondagens ficou, na média, em 2,0 metros de profundidade.

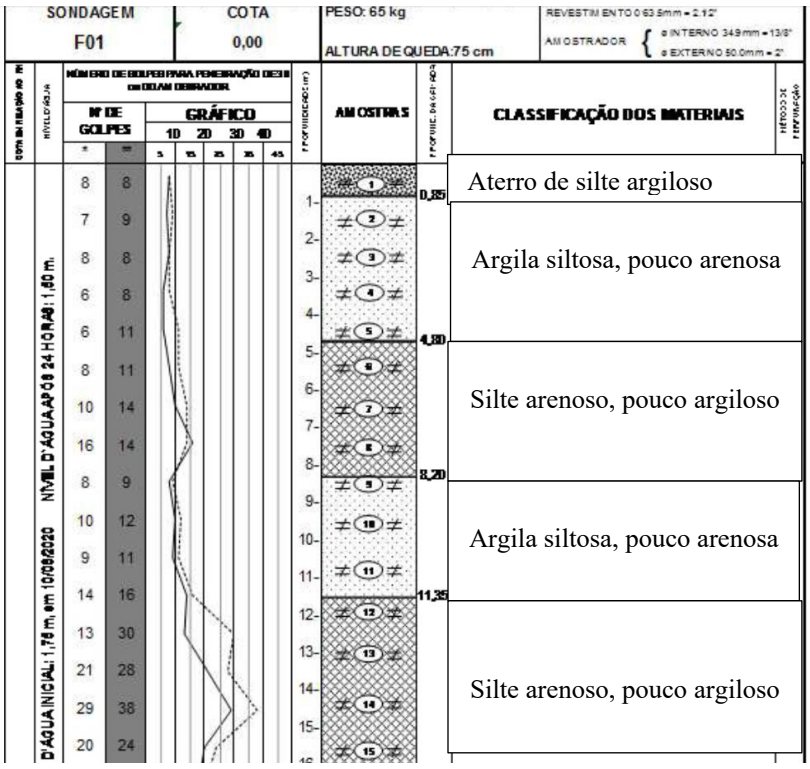


Figura 5. Boletim da sondagem SPT mais próxima ao local da ruptura.

Baseado nas sondagens e através de correlações obtidas em literatura especializada (JOPPERT, 2007), o solo local, a partir da cota do vizinho, foi parametrizado conforme apresentado na Tabela 1. A utilização do parâmetro denominado de "ru" (razão de poropressão), obtido através de literatura técnica, simula uma situação de saturação do solo devido a incidência de chuvas. Tais parâmetros foram considerados em todas as análises.

Os parâmetros geotécnicos do solo constituinte do aterro emergencial, executado posterior à ruptura, foi determinado através de retroanálise devido à falta de ensaios e informações referentes às características deste material. Como critério para esta retroanálise buscou-se obter um fator de segurança próximo a 1,1, pois, sabendo que FS=1 significa o limite da ruptura e que o maciço analisado se encontrava-se estável; parâmetros que gerassem uma curva de ruptura passando pelo aterro, com fator de segurança próximo a 1,1, indicaria um cenário conservador para os seus parâmetros.

Tabela 1. Camadas e parâmetros geotécnicos considerados para o solo local

Profundidade	Solo	Peso específico	Coesão	Ângulo de atrito	ru
-	Aterro	19,0 kN/m³	16,0 kPa	22º	0,30
0,00 a 6,00m	Argila siltosa	19,0 kN/m³	16,0 kPa	19º	0,30
6,00 a 8,00m	Silte arenoso	19,0 kN/m³	16,0 kPa	21º	0,00
8,00 a 11,00m	Argila Siltosa	19,0 kN/m³	24,0 kPa	19º	0,00
> 11,00m	Silte Arenoso	20,0 kN/m³	24,0 kPa	22º	0,00

4 MÉTODO "*TOP DOWN*"

O sistema construtivo *top down* é uma metodologia utilizada principalmente em obras com subsolos, que permite a execução simultânea da estrutura superior do edifício e das escavações para os pavimentos subterrâneos. Borges (2019) e Falconi *et al* (2000) também apresentam casos de obras com condicionantes semelhantes onde foi empregado o mesmo método construtivo. O termo *top down* significa "de cima para baixo", refletindo a lógica do processo: ao invés de escavar todo o subsolo para só depois iniciar a estrutura, como no método convencional, o top down propõe a execução das lajes e vigas superiores ao mesmo tempo em que se avança com a escavação e concretagem das lajes inferiores.

As principais vantagens do sistema top down incluem (PET ENGENHARIA CIVIL – UFJF, 2011):

- **Alternativa para locais com limitação, ou restrição ao uso de ancoragens tradicionais**, como, por exemplo, tirantes e grampos.
- **Melhor aproveitamento do espaço do canteiro**, fundamental em terrenos urbanos restritos.
- **Maior segurança e estabilidade das escavações**, já que as lajes atuam como travamentos intermediários das contenções.

Como limitações e desvantagens do método pode se citar as seguintes (PET ENGENHARIA CIVIL – UFJF, 2011):

- **Acesso restrito para equipamentos:** O avanço das escavações sob as lajes já executadas limita o espaço disponível para a movimentação de máquinas e operários, tornando a logística interna mais complexa e, muitas vezes, reduzindo a produtividade
- **Execução mais lenta e diligente:** Devido às restrições de espaço e à necessidade de coordenação entre as frentes de trabalho superiores e inferiores, as atividades tendem a ser mais lentas em comparação ao método convencional, além de demandarem maior planejamento e controle de obra
- **Necessidade de mão de obra especializada:** A execução do método demanda equipes experientes e bem treinadas, tanto para garantir a segurança quanto para evitar falhas de execução

Esse método é especialmente indicado para obras em áreas urbanas adensadas, onde há limitações para escavações abertas, restrição ao uso de tirantes ou necessidade de minimizar impactos sobre edificações vizinhas.

5 EXECUÇÃO DO MÉTODO TOP DOWN NA OBRA EM QUESTÃO

A seguir é apresentada de forma detalhada a sequência executiva do emprego do método na obra, ilustrada também, posteriormente, da Figura 9 até a Figura 13.

5.1 Ruptura e execução do aterro emergencial

Após a ruptura da contenção original na divisa norte, foi necessária a adoção imediata de uma solução provisória para garantir a estabilidade do terreno vizinho e evitar danos à edificação existente. Optou-se pela execução de um aterro emergencial em talude com inclinação de 45º, partindo do nível do vizinho até a cota

da escavação da obra. Este aterro avançou sobre os blocos de fundação já executados, estabilizando temporariamente o local, mas inviabilizando o prosseguimento da obra, pois impedia o acesso às fundações e à área de trabalho.

5.2 Execução da nova contenção em estacas justapostas

Decidiu-se pela execução de uma nova contenção composta por estacas escavadas justapostas ao longo do trecho afetado. Foram executadas 41 estacas com diâmetro de 50 cm e profundidade de 15 metros, posicionadas junto ao alinhamento da divisa rompida. A execução ocorreu pelo terreno do vizinho, exigindo o alargamento da base (saia) do aterro emergencial para garantir maior estabilidade e segurança para o maquinário durante o processo. As estacas justapostas são largamente utilizadas em obras urbanas devido à sua capacidade de conter o solo com mínima vibração e baixo risco de descompressão do terreno adjacente (TEIXEIRA; GUSMÃO; GUSMÃO FILHO, 2006). A Figura 6 apresenta uma foto obtida durante a excução das estacas escavadas, já com a saia do talude estendida.



Figura 6. Foto de execução das estacas escavadas justapostas (ø50), com comprimento de 15m.

5.3 Execução da viga de coroamento

Após a conclusão das estacas, foi executada uma viga de coroamento sobre elas, com o objetivo de solidarizar o conjunto e distribuir uniformemente os esforços atuantes. A viga de coroamento é um elemento fundamental, pois conecta as estacas, reduz deslocamentos diferenciais e serve de apoio para a estrutura superior, além de permitir a integração com futuras lajes e pilares (TEIXEIRA; GUSMÃO; GUSMÃO FILHO, 2006).

5.4 Redução do aterro emergencial

Com a nova contenção e a viga de coroamento concluídas, iniciou-se a remoção parcial do aterro provisório para liberar o acesso aos blocos de fundação já executados e permitir o avanço das etapas estruturais. Manteve-se uma berma mínima junto às estacas de contenção, com a saia limitada ao alinhamento do bloco mais próxima da divisa, com inclinação de 45º, para auxiliar na estabilidade da estrutura durante a transição entre o aterro provisório e a execução da superestrutura.

5.5 Execução da superestrutura

Com o acesso às fundações restabelecido, foi possível dar continuidade à execução da superestrutura do edifício, erguendo pilares, vigas e lajes superiores. No método top down, a estrutura do prédio é utilizada como travamento progressivo da contenção, à medida que as lajes são concretadas e conectadas à viga de coroamento e às estacas. Esse processo garantiu a estabilidade da contenção. A Figura 7 e a Figura 8 apresentam fotos da execução da superestrutura do prédio com as primeiras lajes travando a cortina de estacas.



Figura 7. Execução da laje de travamento da cortina



Figura 8. Laje de travamento da cortina

5.6 Remoção total da berma e liberação definitiva da contenção

Após o travamento da cortina de contenção pelas lajes e vigas da superestrutura, a berma remanescente foi removida integralmente com o auxílio de maquinário de pequeno porte. Com isso, a cortina de contenção foi liberada de forma definitiva, permitindo a continuidade normal das demais etapas da obra sem novas intercorrências no local.

6 SEQUÊNCIA EXECUTIVA

A seguir são apresentadas imagens (Figura 9 até Figura 13) de ilustração da sequência executiva que foi adotada na obra, retiradas da prancha de projeto de contenção.

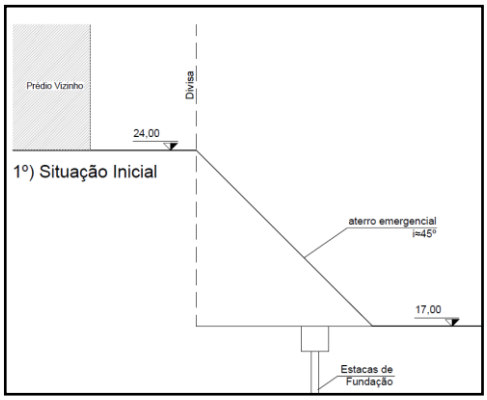


Figura 9. 1ª Etapa: Execução do talude emergencial sobre as estacas e blocos de fundação já executados.

FS aterro emergencial s/ sobrecarga = 1,1

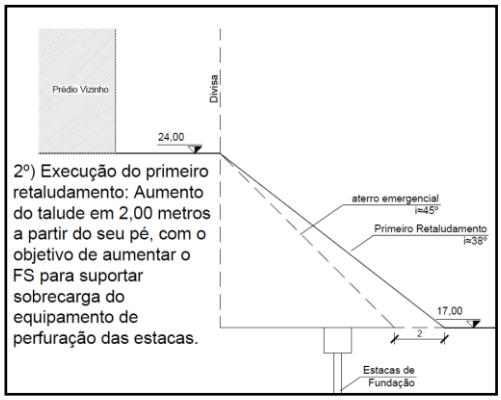


Figura 10. 2ª Etapa: Aumento do talude emergencial em 2m a partir da sua base.

FS aterro emergencial c/ sobrecarga = 1,05
FS 1º retaludamento c/ sobrecarga = 1,22

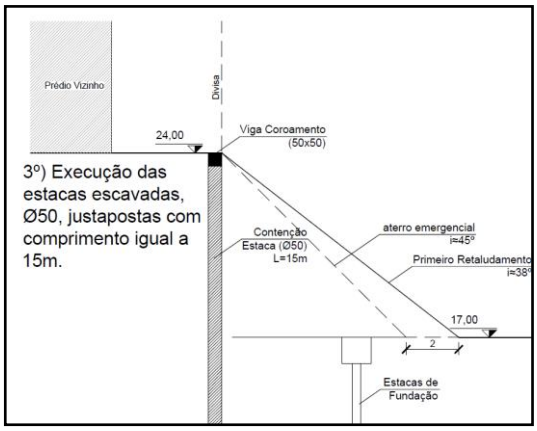


Figura 11. 3ª Etapa: Execução das estacas escavadas e da viga de coroamento.

FS estabilidade cortina (empuxos) = 2,95
FS estabilidade global = 2,59

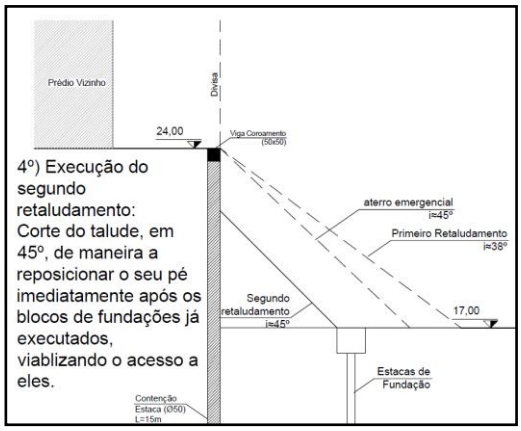


Figura 12. 4ª Etapa: Redução do talude emergência de modo a liberar acesso aos blocos de fundação.

FS estabilidade cortina (empuxos) = 2,08
FS estabilidade global = 2,59



Figura 13. 5ª Etapa: Execução da superestrutura do prédio (pilares, vigas e lajes) para travamento da cortina de estacas.

7 MONITORAMENTO

Com o objetivo de monitorar possíveis movimentações e recalques na estrutura do edifício vizinho durante e após as intervenções, foram instalados 12 pinos de monitoramento em pilares estratégicos do prédio. Ao longo de 536 dias, foram realizadas 21 campanhas de medição em todos os pontos instrumentados. Os resultados indicaram recalques variando entre 0,60 mm e 3,64 mm, valores considerados baixos e indicando a estabilidade da estrutura.

7 COMPARATIVO DE SOLUÇÕES

Para ilustrar e contextualizar as condições que influenciam a escolha do método mais adequado, apresenta-se uma comparação (Tabela 2) entre o sistema de escavação e contenção Top Down e outros métodos convencionais utilizados em obras. Essa comparação destaca as principais características, vantagens e limitações de cada abordagem.

Tabela 2. Tabela comparativa de métodos de contenção

Método de contenção	Vantagens	Desvantagens
Top Down	- Permite execução simultânea da superestrutura e escavação, otimizando espaço restrito - Dispensa tirantes externos, útil em restrições legais e técnicas - Proporciona maior estabilidade e segurança progressiva das contenções	- Acesso limitado para máquinas e operários - Exige maior planejamento e mão de obra especializada - Processo pode ser mais lento e complexo
Tirantes	- Alta capacidade de contenção - Processo rápido e amplamente conhecido	- Necessita de autorização para intervenção no terreno vizinho - Pode causar vibrações e interferências - Limitações em espaços muito restritos
Solo Grampeado	- Execução rápida - Boa adaptação a solos inclinados - Processo menos invasivo	- Limitação da altura de escavação -Desempenho reduzido em solos saturados - Necessita de mão de obra especializada

8 CONCLUSÃO

A experiência relatada evidencia que o método *top down* é eficiente e seguro para escavações profundas em áreas urbanas com restrições severas de espaço e limitações técnicas. Após o colapso da contenção convencional e a impossibilidade do uso de tirantes, essa metodologia estabilizou o terreno e protegeu as edificações vizinhas, permitindo a retomada organizada do cronograma da obra. A aplicação foi facilitada pelo fato de as estacas e blocos de fundação já estarem executados, garantindo apoio imediato da superestrutura e integração eficiente com a contenção, otimizando o sequenciamento e reduzindo paralisações. O monitoramento realizado em doze pilares estratégicos durante 536 dias mostrou recalques mínimos, entre 0,60 mm e 3,64 mm, evidenciando a estabilidade da estrutura vizinha e a eficácia da contenção adotada. A execução criteriosa das etapas e o controle rigoroso confirmam a robustez do sistema. Assim, este estudo contribui para o conhecimento técnico de alternativas de contenção em escavações profundas, servindo de referência para obras urbanas com desafios similares.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Borges, W. J. A. (2019). *Criatividade para enfrentar condições de contorno restritivas em escavações urbanas*. São Paulo. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE-9

Falconi, F. F.; Zaclis, E.; Corrêa, C. N.; Rocha, L. M. B. (2000). *Adaptação do método construtivo de uma estrutura de contenção de 15 m de altura sobre tubulões, executada de forma invertida*. São Paulo. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE-4.

Joppert, J.I. (2007). *Fundações e contenções em edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução*. São Paulo.

Milititsky, J. (2016). *Grandes escavações em perímetro urbano*. São Paulo. Oficina de Textos.

PET Engenharia Civil - UFJF. (2011). Sistema de construção Top-Down. Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora. Disponível em: <https://petcivilufjf.wordpress.com/2011/12/08/sistema-de-construcao-top-down/>. Acesso em: 5 jul. 2025.

Teixeira, S. H. C.; Gusmão, A. D.; Gusmão Filho, J. A. (2006). *Estacas Justapostas: Projeto e Execução*. Oficina de Textos, São Paulo.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/53

Controle Litológico e Hidrológico em Movimento de Massa do Tipo Rastejo em Solos Derivados de Filito no Quadrilátero Ferrífero (MG)

Hugo Alvarenga de Souza
Geólogo, Water Services and Technologies e Universidade Federal de Ouro Preto, Belo Horizonte, Brasil, hugo.alvarengas22@gmail.com

Luís de Almeida Prado Bacellar
Professor, Universidade Federal de Ouro Preto, Belo Horizonte, Brasil, bacellar@ufop.edu.br

RESUMO: A instabilidade de taludes desenvolvidos sobre solos derivados de filito constitui um importante desafio geotécnico no Quadrilátero Ferrífero (MG), devido à elevada alterabilidade dessas rochas e à presença de planos de foliação. Este trabalho investiga a dinâmica de um movimento de massa do tipo rastejo que afeta o bairro São Cristóvão, em Ouro Preto (MG). A área é composta por filitos alterados da Formação Cercadinho recobertos por colúvios heterogêneos. A investigação integrou mapeamento geológico, sondagens geotécnicas (SPT, DPL e trado), ensaios laboratoriais, monitoramento piezométrico e levantamento topográfico com GNSS em modo RTK, além de modelagem geológica tridimensional. Os resultados indicam predominância de solos silto-arenosos de baixa plasticidade, com baixa resistência ao cisalhamento. O monitoramento piezométrico evidenciou forte correlação entre a elevação do nível d'água durante períodos chuvosos e o aumento das deformações superficiais do talude. As análises de estabilidade indicaram redução do fator de segurança sob condições saturadas. Os resultados demonstram que a instabilidade está diretamente relacionada à interação entre litologia, grau de intemperismo e variações hidrológicas, ressaltando a importância do controle do nível freático para mitigação do risco.

PALAVRAS-CHAVE: Rastejo, instabilidade, filito, nível d'água subterrâneo.

ABSTRACT: Slope instability in soils derived from phyllite represents a significant geotechnical challenge in the Quadrilátero Ferrífero region (Minas Gerais, Brazil) due to the high weathering susceptibility of these rocks and the presence of foliation planes. This study investigates the dynamics of a creep-type mass movement affecting the São Cristóvão neighborhood in Ouro Preto (MG). The study area is composed of weathered phyllites from the Cercadinho Formation overlain by heterogeneous colluvial deposits. The investigation integrated geological mapping, geotechnical surveys (SPT, DPL, and auger drilling), laboratory soil testing, piezometric monitoring, and high-precision GNSS RTK surveys, as well as three-dimensional geological modeling. Results indicate the predominance of silty-sandy soils with low plasticity and low shear strength. Piezometric monitoring revealed a strong correlation between rainfall-induced groundwater level rise and increased surface deformation. Stability analyses indicate a reduction in the factor of safety under saturated conditions. The results demonstrate that slope instability is strongly controlled by the interaction between lithology, weathering degree, and hydrological variations.

KEYWORDS: Creep, slope stability, phyllite, groundwater level.

1 INTRODUÇÃO

Movimentos de massa representam um dos principais problemas geotécnicos em regiões montanhosas tropicais, sendo frequentemente desencadeados pela interação entre condições geológicas, geomorfológicas e hidrológicas (Tominaga, 2015). No Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais, a ocorrência de rochas brandas altamente alteráveis, como os filitos, contribui significativamente para o desenvolvimento de instabilidades em taludes naturais e artificiais (Leão, 2017).

Na cidade de Ouro Preto, a ocupação urbana em encostas íngremes tem ampliado a exposição da população a processos de instabilidade. Entre os diferentes tipos de movimentos gravitacionais de massa, o rastejo (creep) destaca-se por apresentar baixa velocidade, grande extensão e evolução progressiva, frequentemente associada à elevação do nível d'água subterrâneo durante períodos chuvosos.

Esse tipo de movimento caracteriza-se por deformações contínuas e cumulativas, muitas vezes imperceptíveis em curto prazo, mas capazes de produzir danos significativos a edificações e infraestrutura ao longo do tempo (Augusto Filho, 1992; Highland & Bobrowsky, 2008).

Neste contexto, o presente trabalho tem como objetivo investigar os fatores geológicos, geotécnicos e hidrológicos associados ao desenvolvimento de um movimento de massa do tipo rastejo em um talude localizado no bairro São Cristóvão, em Ouro Preto (MG). Para isso, foram integrados dados de campo, ensaios laboratoriais, monitoramento piezométrico e modelagem tridimensional do maciço, visando compreender os mecanismos responsáveis pela instabilidade observada.

2 ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo localiza-se no bairro São Cristóvão, município de Ouro Preto, Minas Gerais, inserido no contexto geológico do Quadrilátero Ferrífero (Figura 1).

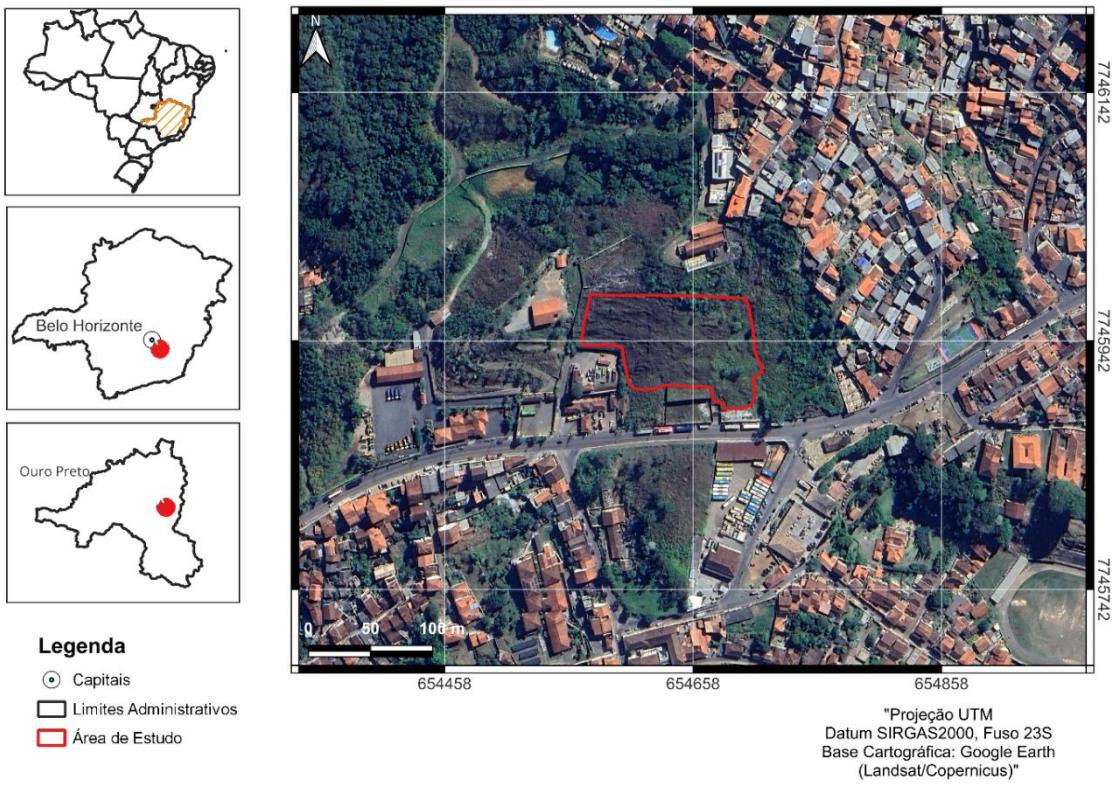


Figura 1. Mapa de localização da área de estudo

O substrato geológico da região é composto por filitos pertencentes à Formação Cercadinho, unidade caracterizada por baixo grau metamórfico, elevada alterabilidade e presença marcante de planos de foliação (Endo *et al.,* 2019; Leão, 2019). Essas características favorecem o desenvolvimento de perfis de intemperismo espessos e heterogêneos, frequentemente associados à ocorrência de solos residuais e depósitos coluvionares.

Na área estudada, o talude apresenta evidências claras de movimentação por rastejo, incluindo degraus de abatimento, inclinação de cercas e deformações superficiais do terreno. Parte da encosta foi modificada por intervenções antrópicas associadas à expansão urbana, incluindo cortes no talude e aterros utilizados na implantação de edificações Figura 2.

I. II. III.

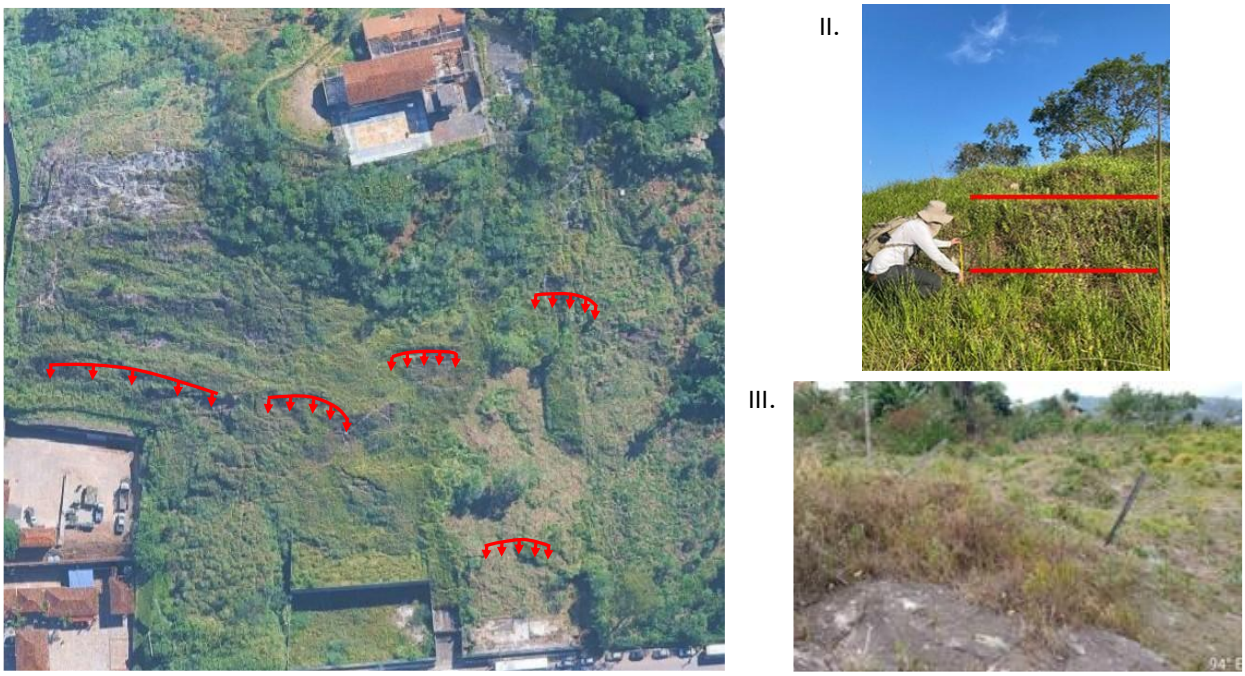


Figura 2. I) Imagem do Google Earth com delimitação de degraus de abatimento. II) Medição da altura do degrau de abatimento. III) Cerca inclinada evidenciando a movimentação do talude.

Os materiais superficiais são constituídos predominantemente por depósitos coluvionares inconsolidados, com espessura variável, sobrepostos a solos residuais derivados do intemperismo dos filitos. Esses materiais apresentam baixa resistência mecânica e elevada sensibilidade à variação do teor de umidade, fatores que contribuem para a suscetibilidade a movimentos gravitacionais.

3 METODOLOGIA

A investigação foi conduzida por meio da integração de diferentes técnicas de caracterização geológica e geotécnica.

Inicialmente foi realizado mapeamento geológico detalhado da encosta, com levantamento de estruturas geológicas, identificação das unidades geotécnicas e reconhecimento das feições associadas ao movimento de massa.

Foram executadas sondagens geotécnicas utilizando os métodos Standard Penetration Test (SPT), Dynamic Probing Light (DPL) e sondagens a trado, permitindo a definição do perfil estratigráfico e a coleta de amostras para ensaios laboratoriais.

A caracterização geotécnica dos solos incluiu ensaios de granulometria, limites de Atterberg, determinação da massa específica dos grãos e ensaios de cisalhamento direto, visando determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais.

Levantamentos geofísicos utilizando o método de eletrorresistividade foram realizados para auxiliar na identificação da distribuição dos materiais no subsolo e na estimativa da variação do nível d'água.

Adicionalmente, foi implementado um sistema de monitoramento composto por piezômetros de Casagrande e marcos superficiais de controle de deslocamento, permitindo avaliar a relação entre a variação do nível freático e o comportamento do talude. Os piezômetros também foram utilizados como pontos adicionais de controle de deslocamento, ampliando a densidade de monitoramento, uma vez que não estão instalados em maciço impenetrável e, portanto, podem refletir as deformações do material ao longo do tempo Figura 3.

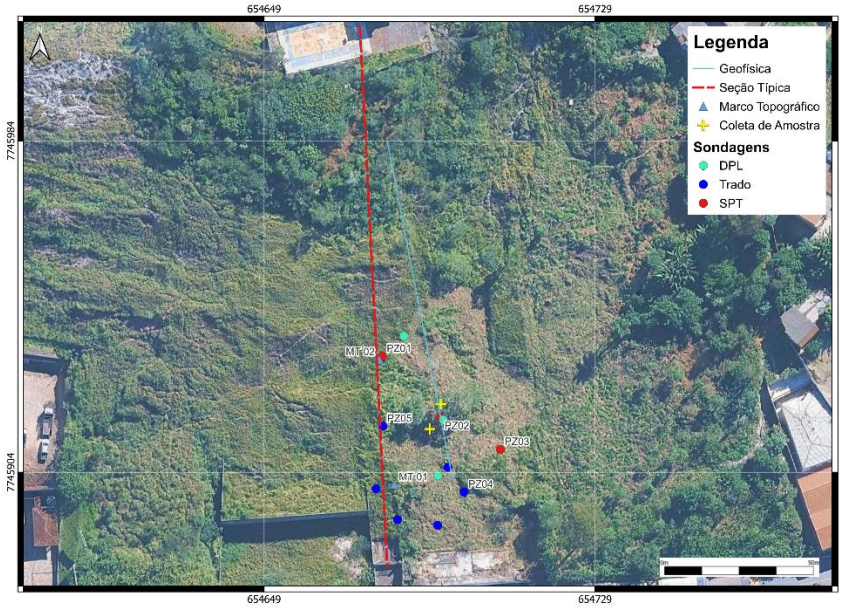


Figura 3. Localização das investigações realizadas na área de estudo

A compilação dos dados obtidos foi integrada em um modelo geológico tridimensional desenvolvido no software Leapfrog Works, possibilitando a visualização da distribuição espacial das unidades geotécnicas e auxiliando na interpretação dos mecanismos de instabilidade. A partir deste modelo dos dados obtidos no trabalho e dados compilados de bibliografia geotécnica, foram elaboradas seções para análise estabilidade do talude utilizando o Slide 2D

4 RESULTADOS

Os resultados indicam que o talude é constituído por um manto inconsolidado composto por colúvios heterogêneos sobrepostos a solos residuais jovens derivados de filito.

As análises granulométricas indicaram predominância de frações siltosas e arenosas, com baixa porcentagem de argila, resultando em solos com baixa coesão e elevada permeabilidade relativa. Os limites de Atterberg indicam baixos índices de plasticidade, e os valores de massa específica dos grãos são compatíveis com solos derivados de rochas metapelíticas Tabela 1. Com base nesses parâmetros, os materiais foram classificados segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) como solos silto-arenosos de baixa plasticidade (ML).

Tabela 1. Propriedades geotécnicas dos materiais da encosta

Síntese dos solos								
Material	Pedregulho (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL(%)	LP (%)	IP (%)	Ys (kN/m³)
Colúvio	2	51	36	11	25	NP	-	27,37
Solo residual jovem (SRJ)	21	25	50	4	28	NP	-	27,89

Os ensaios de cisalhamento direto evidenciaram valores reduzidos de resistência ao cisalhamento para o colúvio, indicando elevada suscetibilidade à deformação quando submetido à saturação Figura 4.

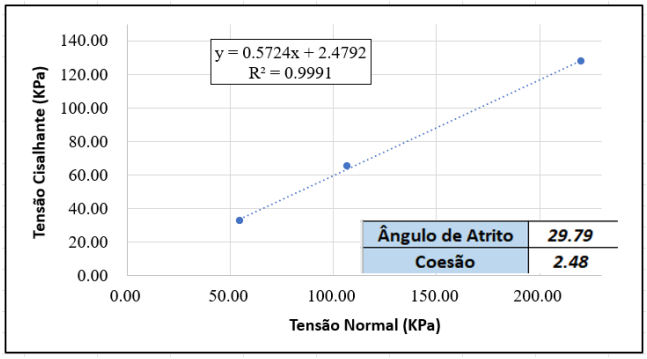


Figura 4. Resultado do ensaio de cisalhamento direto para o colúvio.

O monitoramento piezométrico revelou variações significativas do nível d'água ao longo do período chuvoso, com elevação da superfície freática associada ao aumento das deformações observadas no terreno Figura 5.

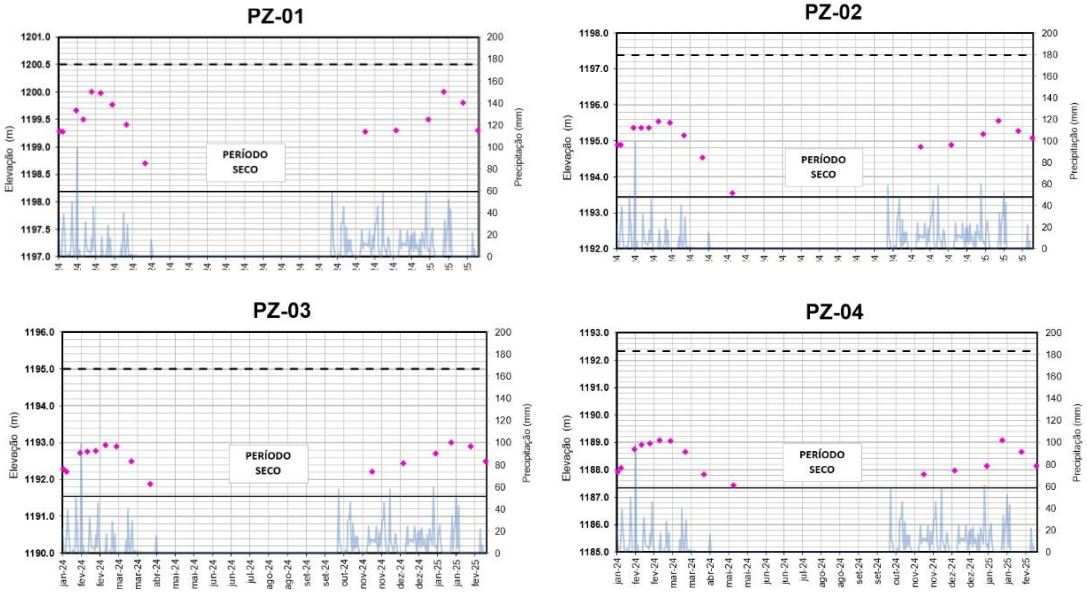


Figura 5. Piezômetros instalados na área evidenciando a rápida subida e descida no nível d'água controlada pelo regime pluviométrico

O levantamento topográfico realizado com receptores GNSS em modo RTK em dois períodos diferentes 1° seco, e 2° chuvoso, permitiu caracterizar a geometria da encosta e identificar desníveis de até 50 centímetros no instrumento MT-01, associados a degraus de abatimento, típicos de movimentos de massa do tipo rastejo Figura 6.



Figura 6. Localização dos pontos monitorados em diferentes datas. I) Mapa geral com sentido de deslocamento. II) Deslocamento nos pontos MT-01 e PZ-01.III) Deslocamento no PZ-02. IV)Deslocamento no PZ-03.

Os dados integrados de piezometria e RTK evidenciam a grande influência das chuvas para a movimentação do talude.

A modelagem geológica tridimensional permitiu identificar a geometria do depósito coluvionar e sua relação com a topografia local. Observou-se que o manto inconsolidado apresenta maior espessura nas porções inferiores da encosta, onde ocorre o acúmulo de água subsuperficial Figura 7.

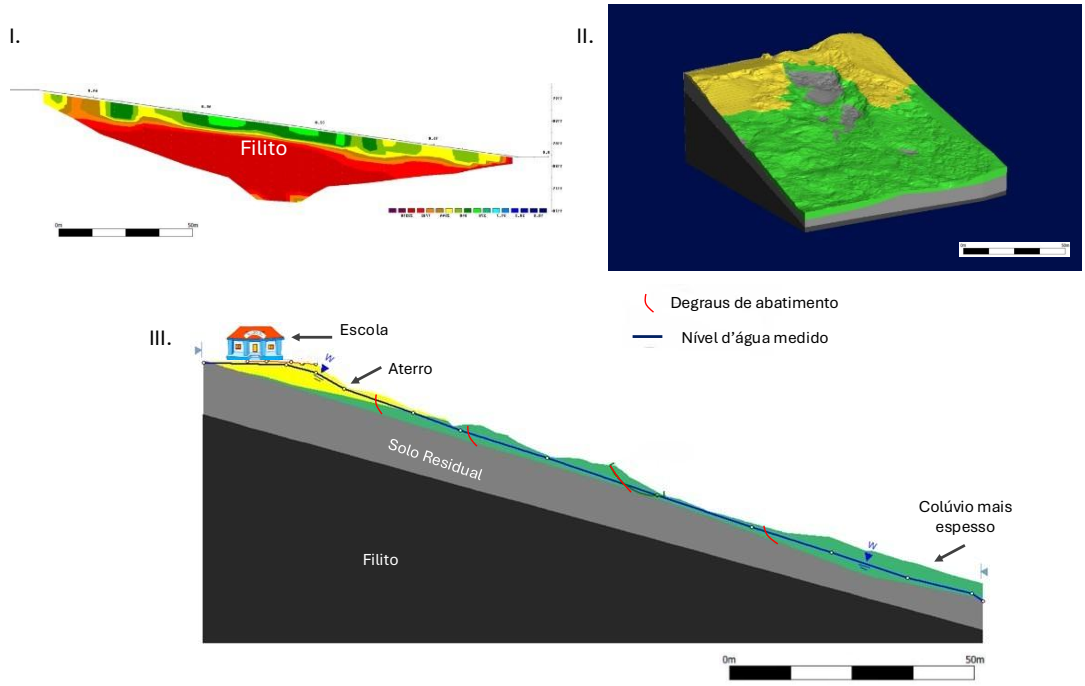


Figura 7. Geometria da área. I) Seção de eletrorresistividade delimitando o substrato rochoso. II) Modelo 3D da área e suas litologias. III) Seção A-A' com a distribuição geológica e evidenciando a maior espessura na base do colúvio.

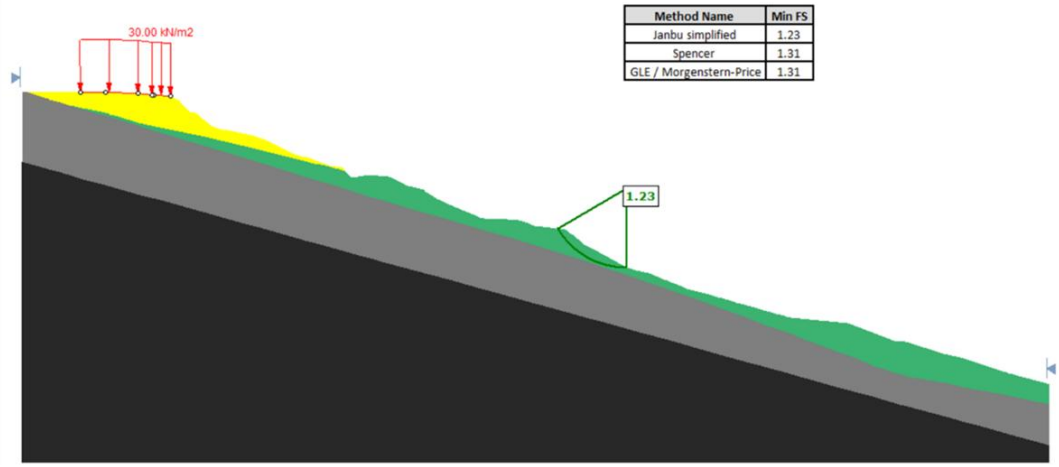
As análises de estabilidade indicaram redução significativa do fator de segurança com a elevação do nível d'água, confirmando o papel fundamental das condições hidrológicas na dinâmica do movimento de massa Figura 8.

I.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)
Aterro		16	Mohr-Coulomb	9	32
Colúvio		27.37	Mohr-Coulomb	2.48	29.79
Solo Residual Jovem de Filito		27.89	Mohr-Coulomb	12	30
Filito		27	Mohr-Coulomb	150	35

II.

Method Name	Min FS
Janbu simplified	1.23
Spencer	1.31
GLE / Morgenstern-Price	1.31



III.

Method Name	Min FS
Janbu simplified	1.16
Spencer	1.27
GLE / Morgenstern-Price	1.27

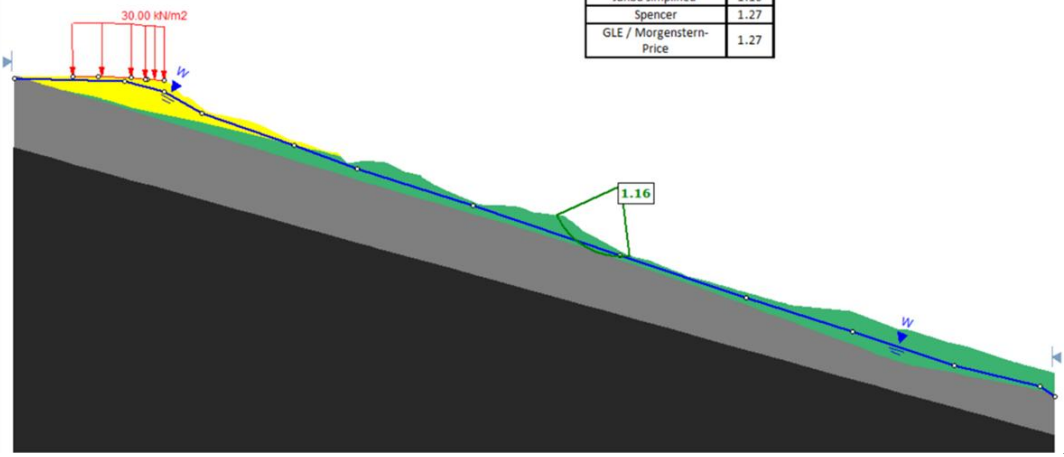


Figura 8. Análise de estabilidade do talude. I)Resumo das propriedades geotécnicas dos materiais. II) Análise de estabilidade no período seco com FoS mínimo de 1,23. III) Análise de estabilidade no período chuvoso com FoS mínimo de 1,16. (Souza *et al.,* 2024).

5 DISCUSSÃO

Os resultados obtidos indicam que o processo de instabilidade observado na área está diretamente associado à interação entre características litológicas, grau de intemperismo e variações hidrológicas.

Os filitos da Formação Cercadinho apresentam elevada alterabilidade e baixa resistência mecânica, favorecendo a formação de solos residuais e depósitos coluvionares susceptíveis à deformação.

A presença de planos de foliação paralelos à encosta também pode atuar como superfícies preferenciais para a infiltração de água e desenvolvimento de zonas de cisalhamento.

Durante períodos chuvosos, a elevação do nível freático promove a redução das tensões efetivas no solo, diminuindo a resistência ao cisalhamento e favorecendo a mobilização progressiva do colúvio.

Esse comportamento é compatível com o modelo de rastejo sazonal descrito na literatura para encostas compostas por materiais inconsolidados submetidos a variações cíclicas de umidade.

6 CONCLUSÕES

O estudo permitiu identificar os principais fatores responsáveis pelo movimento de massa do tipo rastejo observado no talude do bairro São Cristóvão.

Os resultados demonstram que a instabilidade está associada à presença de colúvios inconsolidados sobre solos residuais derivados de filitos altamente alterados, materiais que apresentam baixa resistência mecânica e elevada suscetibilidade à saturação.

O monitoramento piezométrico evidenciou forte correlação entre a elevação do nível d'água e o aumento das deformações superficiais, indicando que a variação da pressão neutra desempenha papel determinante na dinâmica do movimento.

Dessa forma, medidas de mitigação voltadas para o controle da drenagem subterrânea são fundamentais para reduzir a suscetibilidade à instabilidade. Os resultados contribuem para o entendimento dos mecanismos de rastejo em encostas sustentadas por filitos alterados no Quadrilátero Ferrífero

Os resultados contribuem para o entendimento dos mecanismos de rastejo em encostas sustentadas por filitos alterados no Quadrilátero Ferrífero, um contexto geológico ainda pouco documentado na literatura geotécnica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Augusto Filho, O. (1992) Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica. In: Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABMS/ABGE. p. 721-733.

Endo, I. et al. (2019). Mapa Geológico do Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brasil. Escala 1:150.000: Uma celebração do cinquentenário da obra de Dorr (1969). Ouro Preto, Departamento de Geologia da Escola de Minas – UFOP - Centro de Estudos Avançados do Quadrilátero Ferrífero. Available at: www.qfe2050.ufop.br.

Highland, L.M., Bobrowsky, P. (2008) O manual de deslizamento–um guia para a compreensão de deslizamentos. Reston, Virginia: US Geological Survey Circular, v. 1325.

Leão, M. F. (2017) Comportamento Geomecânico de Frente de Intemperismo em Filito da Região do Quadrilátero Ferrífero. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geologia, Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio de Janeiro / UFRJ, 178p.

Souza, H.A., Pereira, L., Lima, A., Resende, F., Silva, J.V. (2024) Compilação de parâmetros de resistência do quadrilátero ferrífero. XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

Tominaga, L. K., Santoro, J., Amaral, R. DO (ORGS). (2015) Desastres naturais: conhecer para prevenir. Livro. Instituto Geológico, São Paulo. 3ª ed.196 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/54

Correlação entre ocorrências associadas a movimentos de massa e propostas de intervenções geotécnicas em encostas do Recife – PE

Larissa Ferreira Gomes de Araújo
Doutoranda, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, larissa.ferreira@ufpe.br

Otávio Wesley Cavalcanti Faustino
Doutorando, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, otavio.faustino@ufpe.br

Samuel França Amorim
Professor, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, samuel.famorim@ufpe.br

Silvio Romero de Melo Ferreira
Professor, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, silvio.mferreira@ufpe.br

RESUMO: Este trabalho tem como objetivo analisar a correlação espacial entre as ocorrências associadas a movimentos de massa em encostas da cidade do Recife, registradas pela Secretaria Executiva de Defesa Civil (SEDEC) no período de 2013 a 2024, e os dados de intervenções em encostas fornecidos pela Autarquia de Urbanização do Recife (URB) em 2025. A metodologia baseou-se na verificação e padronização das bases, sistematização espacial das intervenções e análise comparativa entre a distribuição das ocorrências e a localização das ações propostas. Os resultados indicam maior concentração de intervenções contratadas nas regiões político-administrativas (RPAs) 3 (42%), 6 (28%) e 2 (21%), áreas que também apresentam os maiores quantitativos de registros de deslizamentos e perdas humanas. Observa-se ainda que os projetos estão alocados em setores classificados com grau de risco R3 (79,29%) e R4 (20,71%), evidenciando direcionamento das ações para áreas reconhecidas como prioritárias para redução de risco. Essa análise integrada evidencia alinhamento entre o histórico de ocorrências e o planejamento das intervenções, contribuindo para a compreensão da estratégia adotada pelo município para a gestão e mitigação de riscos em encostas urbanas.

PALAVRAS-CHAVE: Movimentos de massa, Encostas, Intervenções, Risco, Mitigação.

ABSTRACT: This study aims to analyze the spatial correlation between occurrences associated with mass movements on slopes in the city of Recife, recorded by the Executive Secretariat of Civil Defense (SEDEC) from 2013 to 2024, and data on slope interventions provided by the Recife Urbanization Authority (URB) in 2025. The methodology was based on the verification and standardization of databases, spatial systematization of interventions, and comparative analysis between the distribution of occurrences and the location of proposed actions. The results indicate a higher concentration of contracted interventions in the political-administrative regions (RPAs) 3 (42%), 6 (28%) and 2 (21%), areas that also present the highest numbers of landslide records and human losses. It is also observed that the projects are located in sectors classified with risk levels R3 (79.29%) and R4 (20.71%), evidencing a focus of actions on areas recognized as priorities for risk reduction. This integrated analysis highlights the alignment between the history of occurrences and the planning of interventions, contributing to an understanding of the strategy adopted by the municipality for the management and mitigation of risks on urban slopes.

KEYWORDS: Mass movements, Slopes, Interventions, Risk, Mitigation.

1 INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas, o crescimento desordenado e acelerado da população, aliado à desigualdade social, têm levado à ocupação de áreas de risco para habitação humana, a exemplo dos morros. As intervenções antrópicas nessas áreas, como retirada de vegetação, execução de cortes e aterros no terreno, deposição inadequada de lixo, lançamento de águas servidas, contribuem para o agravamento das condições

de instabilidade e principalmente no período de chuvas, com o aumento do peso específico do solo, observa-se a ocorrência de movimentos de massa, também conhecidos como deslizamentos ou escorregamentos.

Os desastres naturais causados por deslizamentos de terra são resultados da perda da condição de equilíbrio do solo. Essa ruptura ou desestabilização do talude, segundo Gerscovich (2016), é caracterizada pela formação de uma superfície de cisalhamento contínua na massa de solo. Envolvendo a superfície de cisalhamento, há uma região de solo que perde suas características geotécnicas, sendo denominada de zona cisalhada, havendo primeiramente a formação desta, para, logo após, haver a formação da superfície de cisalhamento, iniciando o movimento.

Os movimentos de massa são os processos geológicos que mais causam vítimas fatais no Brasil. No período de 1988 a 2022, 4.146 pessoas foram vitimadas em 16 estados, 269 municípios e em 959 eventos de movimentos de massa. Os cinco estados com maior quantidade de óbitos foram Rio de Janeiro (2.143), São Paulo (567), Minas Gerais (389), Pernambuco (350) e Santa Catarina (237). A capital de Pernambuco, Recife, apresentou 173 vítimas no período analisado, em 64 acidentes registrados, e ocupa o 6° lugar entre os 10 municípios com mais mortes (Macedo e Sandre, 2022).

A cidade do Recife possui em torno de 1.488.920 habitantes (IBGE, 2022), onde cerca de 206.761 pessoas estão expostas em áreas de risco a inundações e deslizamentos, configurando a 5ª maior população em áreas de risco no país, com 35% das famílias residindo em áreas de morro. Devido às condições geográficas, o espaço urbano recifense é singular em relação à combinação da baixa topografia justaposta às áreas com acentuada declividade, intensa urbanização, alta densidade demográfica e elevados valores ecológicos, turísticos e econômicos. O território da cidade possui predominância de áreas de morro (67,43%) e 23,26% de áreas de planícies (SEDEC, 2025). A expressiva densidade populacional e a significativa desigualdade socioespacial, distribuída na planície flúvio-marinha e nos morros, basicamente de formação areno-argilosa, representam um agravante diante do quadro de eventos extremos de chuva (Cavalcanti *et al*., 2024).

Durante o período de janeiro de 2013 à julho de 2024, a Secretaria Executiva de Defesa Civil (SEDEC) registrou 2.993 ocorrências identificadas como *deslizamento de barreiras* na cidade do Recife e contabilizou a colocação de 227.695 lonas em encostas. Entre 2019 e 2023 foram contabilizadas 58 mortes: 10 em eventos ocorridos em 2019 e 48 em acidentes no ano de 2022. A análise temporal por mês indicou que 80% das ocorrências de deslizamento, 67% da quantidade de lonas colocadas e 88% das vítimas fatais são registradas na quadra chuvosa, período de abril a julho (Araújo *et al*., 2025).

Dos sistemas meteorológicos dominantes no período chuvoso, os Distúrbios Ondulatórios de Leste (DOLs) são os mais conhecidos. Esses fenômenos são responsáveis pela maior quantidade de chuva que ocorre na região e podem causar eventos mais severos e às vezes extremos, como o que ocorreu em maio de 2022 (APAC, 2023). As áreas de risco da cidade, neste período, sofrem com a intensa precipitação, por isso as ações de impermeabilização de morros e mitigação de riscos devem ser intensificadas previamente.

Considerando o exposto, este artigo tem como objetivo analisar a correlação espacial entre as ocorrências associadas a movimentos de massa em encostas da cidade do Recife, registradas pela Secretaria Executiva de Defesa Civil (SEDEC) no período de 2013 a 2024, e os dados de intervenções em encostas fornecidos pela Autarquia de Urbanização do Recife (URB) em 2025, referentes às últimas contratações realizadas nos anos de 2021 e 2022, visando verificar a convergência entre os setores mais críticos e o planejamento das ações de contenção e mitigação do risco.

2 METODOLOGIA

A pesquisa possui caráter descritivo e analítico, com abordagem quantitativa e espacial, delimitada ao município do Recife, caracterizado pela elevada ocorrência de processos de instabilidade em encostas urbanas associados à ocupação antrópica. Foram utilizadas duas bases de dados institucionais: a primeira refere-se às ocorrências associadas a movimentos de massa, obtidas junto à Secretaria Executiva de Defesa Civil (SEDEC), e a segunda corresponde a propostas de intervenções geotécnicas em encostas, fornecidas pela Autarquia de Urbanização do Recife (URB).

As informações relativas às ocorrências são provenientes de quatro acervos denominados: registros de óbitos, deslizamento de barreiras, lonas e áreas de risco R3 e R4. Esses conjuntos de dados abrangem o período de janeiro de 2013 a julho de 2024, com exceção do banco de óbitos (restrito ao intervalo de 2019 a

2023), e incluem campos associados às demandas atendidas pela SEDEC e às descrições dos eventos (ano, mês, data, solicitação, endereço, bairro, localidade, grau de risco). A análise estatística descritiva dessas ocorrências encontra-se detalhada em Araújo *et al*. (2025), sendo neste estudo utilizadas as informações consolidadas, com ênfase em sua distribuição espacial.

A base de dados referente às intervenções geotécnicas em encostas foi descrita pela instituição de origem como projetos em implementação ou a serem executados. Embora os dados tenham sido encaminhados no ano de 2025, correspondem às últimas contratações realizadas nos anos de 2021 e 2022, conforme informado pela URB (2025), contemplando intervenções em diferentes estágios, incluindo obras em execução e intervenções previstas, cujos registros contêm informações relativas ao grau de risco, endereço, bairro, localidade, região político-administrativa (RPA), extensão e área de encosta.

Em posse das informações descritas, a metodologia adotada foi estruturada em três etapas principais: (i) verificação, organização e padronização das informações provenientes de ambas as fontes; (ii) sistematização espacial das intervenções geotécnicas em encostas; (iii) análise comparativa entre a distribuição espacial das ocorrências associadas a movimentos de massa, com base nos resultados apresentados em Araújo *et al*. (2025), e a localização das ações de mitigação.

Previamente, os dados passaram por procedimentos de verificação, organização e padronização, com o objetivo de assegurar a consistência dos registros e a compatibilidade entre os diferentes conjuntos de informações. Essa etapa incluiu a revisão de nomenclaturas e a adequação dos campos comuns às duas bases. Em seguida, as informações sobre intervenções geotécnicas em encostas foram agrupadas de acordo com sua distribuição espacial no território municipal, buscando identificar padrões de concentração por bairros e RPAs, bem como sua associação aos diferentes graus de risco.

Por fim, a análise comparativa foi operacionalizada por meio da espacialização cartográfica das intervenções em ambiente SIG (Sistema de Informação Geográfica), da elaboração de gráficos por bairros, RPAs e grau de risco, e da utilização de medidas de síntese, como frequências relativas (porcentagens), permitindo a interpretação dos padrões espaciais das ações de mitigação e de sua relação com as áreas historicamente mais afetadas, conforme os registros da Defesa Civil. Para fins deste artigo, todas as intervenções foram consideradas de forma conjunta, independentemente do estágio de implementação ou execução, com foco na compreensão da correspondência espacial, não sendo avaliado o desempenho das obras executadas.

3 RESULTADOS E ANÁLISES

A cidade do Recife possui 94 bairros, os quais estão agrupados em 6 regiões político-administrativas (RPAs): RPA1 (Centro), RPA2 (Norte), RPA3 (Noroeste), RPA 4 (Oeste), RPA5 (Sudoeste) e RPA6 (Sul), de acordo com a SEDEC (2025). A RPA1 compreende uma área plana, enquanto as demais RPAs possuem áreas de morros, suscetíveis a movimentos de massa. Essa compartimentação territorial é adotada neste artigo como base para avaliação da distribuição das intervenções geotécnicas em encostas.

A análise espacial dos dados fornecidos pela Autarquia de Urbanização do Recife (URB) indicou que foram propostas 425 ações de intervenções geotécnicas em encostas, distribuídas em 29 bairros e 5 RPAs, priorizando áreas de grau de risco alto (R3) e muito alto (R4). Essas intervenções correspondem a projetos contratados nos anos de 2021 e 2022; entretanto, não há uma distinção entre obras já executadas, em andamento ou ainda previstas, nem identificação do tipo de intervenção adotada. No conjunto analisado, as ações abrangem uma área total de encostas de aproximadamente 949.301,5 m².

Verifica-se um padrão de concentração das medidas em setores específicos do território municipal, evidenciando áreas com maior recorrência de processos de instabilidade. Esse arranjo espacial contribui para a compreensão da organização das estratégias planejadas e permite relacionar a localização das obras previstas com a dinâmica das ocorrências associadas a movimentos de massa. A Figura 1 apresenta a espacialização das intervenções propostas, classificadas conforme o grau de risco das áreas atendidas.

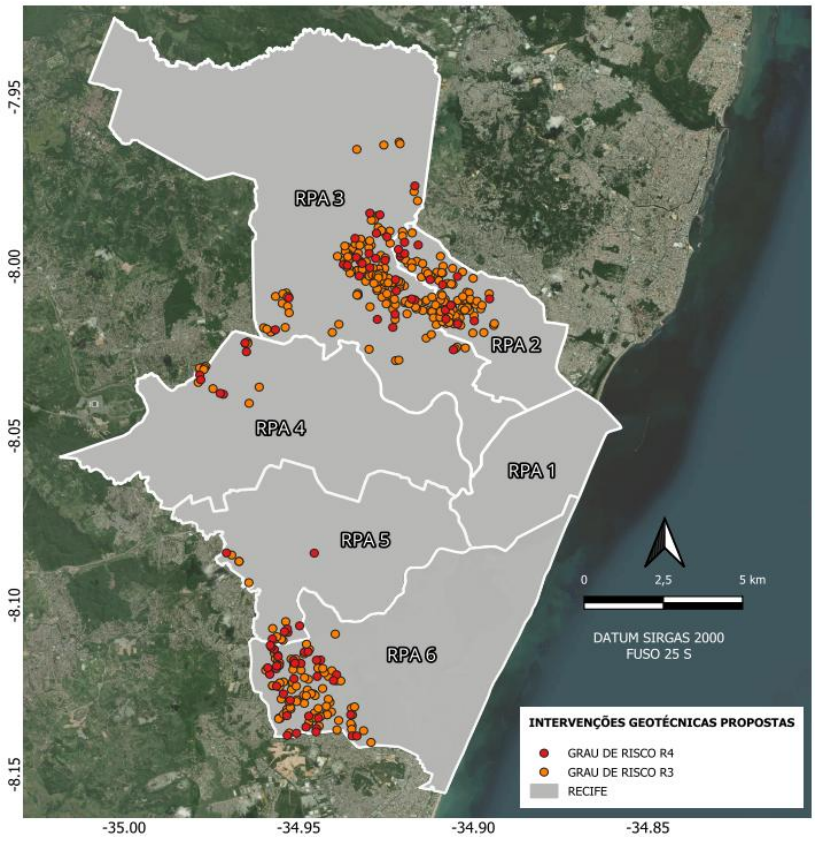


Figura 1. Localização das intervenções geotécnicas propostas pela URB (2025) para encostas do Recife: projetos contratados nos anos de 2021 e 2022.

Dos bairros contemplados com intervenções geotécnicas, 28 apresentaram registros de ocorrências associadas a movimentos de massa no período de 2013 a 2024, com exceção do bairro Alto José do Pinho (RPA 3). Entre os 10 bairros com maior número de intervenções previstas (79% do total) destacam-se: Cohab, Nova Descoberta, Dois Unidos, Jordão, Brejo da Guabiraba, Linha do Tiro, Vasco da Gama, Várzea, Alto José Bonifácio e Ibura (Figura 2). Verificou-se que 6 desses bairros (Cohab, Nova Descoberta, Dois Unidos, Brejo da Guabiraba, Várzea e Ibura) figuram entre os 10 principais em número de ocorrências associadas a movimentos de massa, segundo Araújo *et al*. (2025). Destaca-se ainda que Cohab e Nova Descoberta são os dois bairros com maior quantidade de ocorrências, somando 840 eventos.

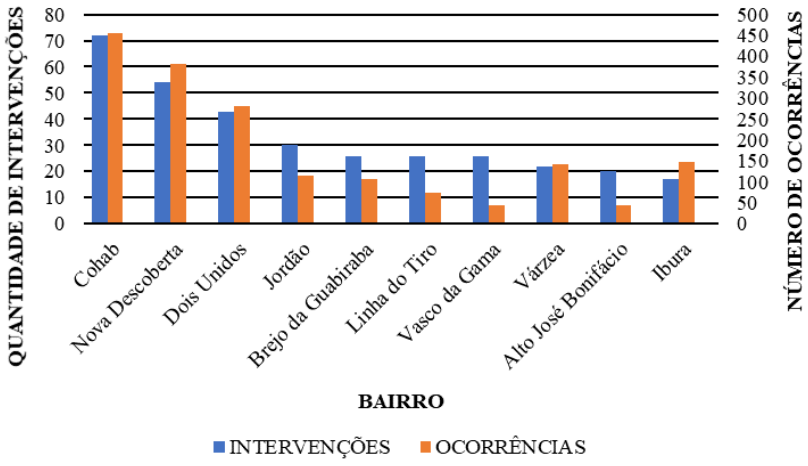


Figura 2. Quantidade de intervenções propostas pela URB (2025) para encostas do Recife e número de ocorrências associadas a movimentos de massa (Araújo *et al*., 2025) em 10 principais bairros.

No período de 2019 a 2023, foram verificadas 43 vítimas fatais distribuídas entre 5 dos 10 principais bairros em número de intervenções propostas: Brejo da Guabiraba (3), Cohab (27), Dois Unidos (10), Linha do Tiro (2) e Ibura (1). O Cohab se destaca com maior número de vítimas fatais, pois foi o bairro mais afetado com as fortes chuvas que atingiram a Região Metropolitana do Recife (RMR) em maio de 2022, concentrando 454 ocorrências associadas a movimentos de massa de 2013 a 2024 (Araújo *et al*., 2025). Essa recorrência de impactos humanos em áreas historicamente críticas reforça a relevância do direcionamento das ações de mitigação para setores com maior potencial de perdas humanas.

No que se refere à distribuição por região político-administrativa (RPA), observa-se maior concentração de intervenções nas RPAs 3 (Noroeste), 6 (Sul) e 2 (Norte): 42%; 28% e 21%, respectivamente. As RPAs 4 (Oeste) e 5 (Sudoeste), por sua vez, registram os menores números de intervenções, indicando uma distribuição espacial heterogênea das ações de mitigação no território municipal (Figura 3). Os números apresentam consistência com o quantitativo de acidentes em encostas (Araújo *et al*., 2025), visto que as RPAs 3, 6 e 2 reúnem 87% das ocorrências, com destaque para a RPA 3 (46%). Observa-se que dos 10 bairros com maior quantidade de intervenções previstas, 90% pertencem às RPAs 3, 6 e 2 (Figura 4), sendo a RPA 3 responsável por 40% desse conjunto.

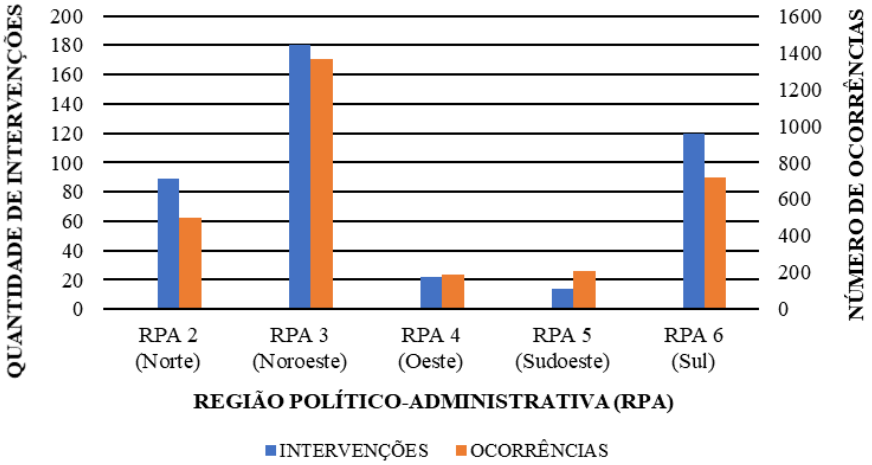


Figura 3. Quantidade de intervenções propostas pela URB (2025) para encostas do Recife e número de ocorrências associadas a movimentos de massa (Araújo *et al*., 2025), por RPA.

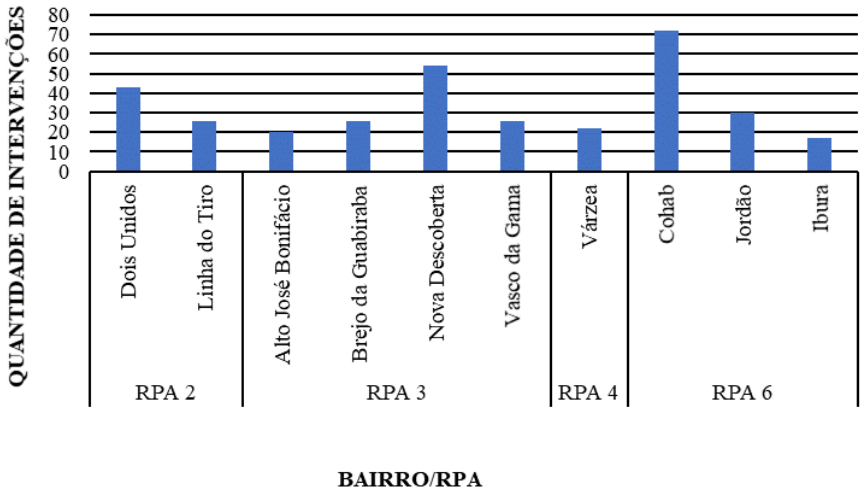


Figura 4. Quantidade de intervenções propostas pela URB (2025) para encostas do Recife: 10 principais bairros/RPAs.

A relação entre o número de intervenções propostas e as ocorrências registradas evidencia diferenças entre as RPAs quanto à correspondência entre demanda histórica e ações previstas (Tabela 1). Observa-se que a RPA 2 apresenta a maior relação intervenções/ocorrências (0,1783), seguida pela RPA 6 (0,1673) e RPA 3 (0,1317). Destaca-se que esses resultados podem estar associados a diversos fatores técnicos e institucionais, visto que o planejamento das intervenções não depende exclusivamente da frequência de ocorrências/chamados, mas também de critérios como classificação do risco geológico-geotécnico, gravidade potencial dos eventos, histórico de vítimas e áreas com maior exposição da população (ressalta-se que a população total da RPA não representa, isoladamente, um indicador direto do risco, devendo ser analisada em conjunto com fatores físicos e geotécnicos do território).

Tabela 1. Relação intervenções/ocorrências e população das RPAs do Recife.

RPA	População (IBGE, 2022)	Relação intervenções /ocorrências
RPA 2 (Norte)	210.249	0,1783
RPA 3 (Noroeste)	303.881	0,1317
RPA 4 (Oeste)	281.986	0,1176
RPA 5 (Sudoeste)	248.133	0,067
RPA 6 (Sul)	370.907	0,1673

A análise por grau de risco indica que as intervenções programadas estão concentradas em áreas de grau de risco R3 – alto (79,29%) e R4 – muito alto (20,71%), conforme apresenta a Figura 5. Esse resultado evidencia uma priorização das ações e é coerente com o panorama das ocorrências associadas a movimentos de massa na cidade do Recife, uma vez que Araújo *et al*. (2025) apontam que 89% dos registros entre 2013 e 2024 ocorreram em áreas com grau de risco R3 e R4, sendo as áreas de risco alto (R3), responsáveis por 65% das ocorrências.

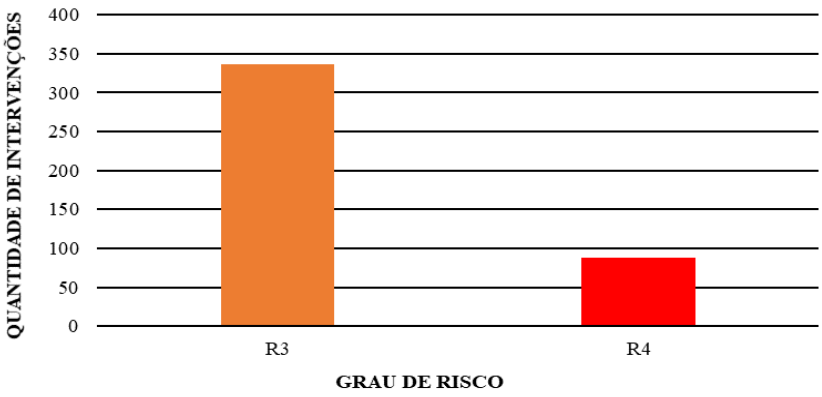


Figura 5. Quantidade de intervenções propostas pela URB (2025) para encostas do Recife, por grau de risco.

A desagregação das intervenções por bairro, considerando a distinção por grau de risco, indica que 80% das intervenções em áreas de grau de risco R3 e 76% daquelas em áreas de grau de risco R4 estão concentradas nos 10 bairros com maior quantidade de intervenções propostas (Figura 6). Verifica-se ainda que 38% das obras previstas em áreas de risco R3 e 45% das ações em áreas de risco R4 se concentram nos bairros Cohab, Nova Descoberta e Dois Unidos.

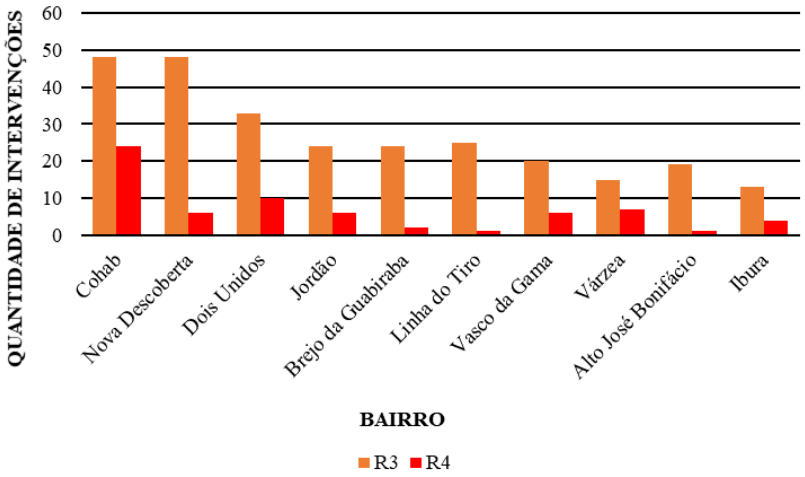


Figura 6. Quantidade de intervenções propostas pela URB (2025) para encostas do Recife: 10 principais bairros, por grau de risco.

As RPAs 3 (Noroeste), 6 (Sul) e 2 (Norte) destacam-se com maior número de intervenções propostas em áreas de grau de risco R3 (46%; 25%; 22%). Já em áreas de grau de risco R4, as RPAs 6 (Sul), 3 (Noroeste) e 2 (Norte) possuem maior quantitativo de intervenções (40%; 30%; 16%), respectivamente (Figura 7). Esse padrão também acompanha a concentração de eventos associados a movimentos de massa em áreas de grau de risco R3 nas RPAs 3, 6 e 2 (49%; 22%; 21%). Enquanto, as RPAs 3 (Noroeste), 6 (Sul) e 5 (Sudoeste) possuem mais ocorrências em áreas de grau de risco R4 (39%; 33%;17%).

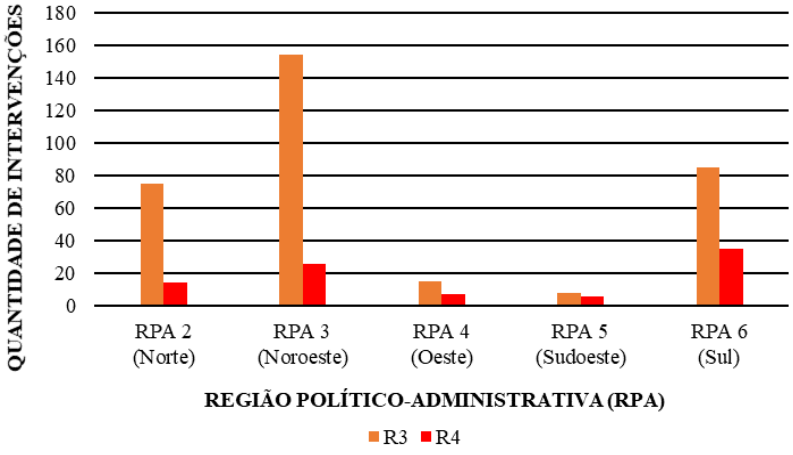


Figura 7. Quantidade de intervenções propostas pela URB (2025) para encostas do Recife, por RPA e grau de risco.

Observa-se que a correspondência entre a distribuição das ocorrências e a alocação das intervenções indica alinhamento entre os setores historicamente mais suscetíveis e o planejamento das ações de contenção. A predominância de intervenções nas RPAs 3, 6 e 2 reflete não apenas o elevado número de registros de deslizamentos nessas regiões, mas também a frequência de perdas humanas e materiais verificados ao longo dos anos, sugerindo que os critérios de priorização adotados pelas instituições públicas consideram áreas previamente reconhecidas como prioritárias.

Nota-se que a presença mais expressiva de ações em bairros com histórico consolidado de ocorrências, como Cohab, Nova Descoberta, Dois Unidos e Brejo da Guabiraba, aponta para uma estratégia de mitigação voltada à redução de riscos persistentes. De forma complementar, a concentração de projetos em áreas classificadas com grau de risco R3 e R4 evidencia o direcionamento das iniciativas para setores já identificados como mais vulneráveis, buscando reduzir a progressão dos processos de instabilidade e a

ocorrência de novos eventos associados a movimentos de massa e possíveis perdas humanas.

4 CONCLUSÕES

A análise da distribuição espacial das ocorrências associadas a movimentos de massa e das intervenções geotécnicas propostas indica que o planejamento das ações estruturais acompanha, de forma significativa, os setores mais suscetíveis da cidade do Recife. Os resultados evidenciam correspondência entre as intervenções contratadas pela URB nos anos de 2021 e 2022 e o histórico territorial das ocorrências registradas pela Defesa Civil no período de 2013 a 2024.

Apesar das limitações associadas à ausência de informações sobre o estágio de execução das obras e a tipologia das soluções adotadas, o estudo possibilitou compreender a relação entre o planejamento das ações de mitigação e sua distribuição no território. A adoção da compartimentação por bairros e regiões político-administrativas mostrou-se adequada para interpretar a organização das intervenções frente à dinâmica dos eventos, fornecendo elementos técnicos para o aprimoramento das políticas públicas voltadas à redução de desastres.

Assim, a abordagem metodológica aplicada indicou que as ocorrências históricas têm norteado as estratégias de contenção propostas pelos órgãos competentes. Nesse sentido, a análise contribui para a discussão sobre a gestão do risco em áreas de morro, reforçando a importância da vinculação entre registros de diferentes bases institucionais e destacando o papel da informação territorial sistematizada como suporte à tomada de decisão.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Secretaria Executiva de Defesa Civil (SEDEC) da cidade do Recife – PE, à Autarquia de Urbanização do Recife (URB) e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo apoio ao projeto com processo nº 408102/2023-3.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Pernambucana de Águas e Clima – APAC (2023) *1° de abril – Início da quadra chuvosa do leste de Pernambuco*. Disponível em: < https://www.apac.pe.gov.br/noticias/23-noticias/meteorologia/632-1-de-abril-inicio-da-quadra-chuvosa-> Acesso em: 28 jan. 2026.

Araújo, L. F. G. et al. (2025) Panorama geral das ocorrências associadas a movimentos de massa em encostas na cidade do Recife – PE. *Políticas Públicas e Cidades*, 14(2), p. 01-27.

Autarquia de Urbanização do Recife – URB (2025) *Base de dados de intervenções geotécnicas em encostas do Recife: lista de intervenções por lotes e grupos.* Recife, 15 p.

Cavalcanti, E. et al. (2024) Áreas de morros da cidade do Recife (Pernambuco, Brasil): a importância da governança adaptativa diante dos riscos geológicos. *Territorium – Revista Internacional de Riscos*, 31 (2), p. 37-53.

Gerscovich, D. M. S. (2016) *Estabilidade de Taludes*, 2ª ed., Oficina de Textos, São Paulo, 192 p.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE (2022) *Cidades e Estados: Recife*. Disponível em: < https://www.ibge.gov.br/cidades-e-estados/pe/recife.html>. Acesso em: 30 jan. 2026.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE (2022) *Tabela 9923: População residente, por situação do domicílio*. Disponível em: < https://sidra.ibge.gov.br/Tabela/9923#/k/1945711274/resultado>. Acesso em: 10 fev. 2026.

Macedo, E. S., Sandre, L. H. (2022) Mortes por deslizamentos no Brasil: 1988 a 2022. *Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental*, 12(1), p. 110-117.

Secretaria Executiva de Defesa Civil do Recife – SEDEC (2025) *Plano de contingência 2025*. Recife, 147 p.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/55

Desenvolvimento de Ferramenta de Apoio à Prevenção de Deslizamentos com uso de Machine Learning e Integração de Dados Geoespaciais

Guilherme Barbosa de Santana
Graduando em Ciência da Computação, UFBA, Salvador, Brasil, gbarbosaa.021@gmail.com

Sandro Lemos Machado
Professor, DCTM-UFBA, Salvador, Brasil, smachado@ufba.br

Miriam de Fátima Carvalho
Professora, DCTM-UFBA, Salvador, Brasil, miriam.machado@ufba.br

Jailma Santos de Souza de Oliveira
Professora, IGEO-UFBA, Salvador, Brasil, jailma.souza@ufba.br

Élio Gões Perrone Júnior
Cargo, SECIS-CODESAL, Salvador, Brasil, elio.junior@salvador.ba.gov.br

RESUMO: Este trabalho apresenta resultados preliminares de um projeto em desenvolvimento, realizado em parceria entre a Universidade Federal da Bahia e a Defesa Civil de Salvador (CODESAL), com o objetivo de subsidiar ações preventivas em áreas de encostas urbanas. Foi desenvolvida uma ferramenta computacional em linguagem Python para a identificação de áreas suscetíveis à instabilização de taludes, baseada nos ábacos de Michalowski e em um conjunto integrado de dados georreferenciados, incluindo Modelo Digital do Terreno (MDT), propriedades mecânicas das principais formações de solo da região e estruturas geológicas relevantes. Esses dados alimentam algoritmos de aprendizado de máquina, responsáveis por estimar a probabilidade de ocorrência de deslizamentos. Os resultados preliminares indicam bom desempenho da ferramenta, com elevada capacidade preditiva em diferentes contextos da área urbana. A metodologia adotada permite a atualização contínua da base de dados, contribuindo para o aprimoramento das previsões e para a mitigação de riscos, com potencial para tornar as intervenções preventivas mais assertiva.

PALAVRAS-CHAVE: Georreferenciamento, Aprendizado de máquina, Geotecnia, Programação.

ABSTRACT: This work presents the preliminary results from an ongoing project, carried out in partnership between the Federal University of Bahia and the Civil Defense of Salvador (CODESAL), with the objective of supporting preventive actions in urban slope areas. A computational tool was developed in Python to identify areas susceptible to slope instability, based on Michalowski's nomograms and an integrated set of georeferenced data, including a Digital Terrain Model (DTM), mechanical properties of the main soil formations in the region, and relevant geological structures. This data feeds machine learning algorithms responsible for estimating the probability of landslides. Preliminary results indicate good performance of the tool, with high predictive capacity in different contexts of the urban area. The methodology adopted allows for continuous updating of the database, contributing to the improvement of predictions and risk mitigation, with the potential to make preventive interventions more assertive.

KEYWORDS: Georeferencing, Machine learning, Geotechnics, Programming.

1 INTRODUÇÃO

A estabilidade de um talude é condicionada por um conjunto de fatores que atuam com diferentes intensidades e escalas espaciais e temporais. No caso de taludes em solos, a estabilidade depende principalmente do tipo de solo e de suas propriedades geotécnicas, em especial os parâmetros de resistência ao cisalhamento, bem como da geometria do talude (altura e inclinação), das condições climáticas locais e das interações entre a superfície do solo e a atmosfera. Essas interações estão associadas aos processos de infiltração, evaporação e variações sazonais de umidade ao longo do ano (Fredlund e Rahardjo, 1993; Vilar, 2021). Assim, os parâmetros de resistência ao cisalhamento e as condições de pressão neutra podem apresentar variações significativas ao longo da encosta e ao longo do tempo, incorporando variabilidade e incertezas às análises de estabilidade de taludes (Baecher, 2023). Em encostas situadas em meio urbano, além desses fatores naturais, devem ser consideradas também as ações antrópicas, tais como cortes e aterros executados sem critérios técnicos, ocupação desordenada, lançamento de resíduos sólidos e entulhos nas encostas, bem como o aporte de águas servidas. Este último processo, frequentemente denominado chuva antrópica, contribui de forma significativa para o aumento da infiltração e da pressão neutra, elevando a suscetibilidade à instabilização de taludes (Guidicini e Nieble, 1984; Augusto Filho, 2001). O fator de segurança (FS) é um parâmetro adimensional que representa a condição de estabilidade do maciço. Usualmente determinado por métodos de equilíbrio limite, ele corresponde à razão entre as forças resistentes e as forças solicitantes, ou, de forma equivalente, entre os momentos estabilizantes e desestabilizantes associados a uma superfície potencial de ruptura (Bishop, 1955; Duncan e Wright, 2005). Essa abordagem apresenta limitações para representar condições geotécnicas complexas e variáveis ambinetais dinâmicas, que podem alterar o estado de tensão e a resistência ao cisalhamento do solo, comprometendo a acurácia das previsões dos métodos tradicionais (Neves, et al., 2025). Nesse contexto, os avanços recentes em tecnologia computacional e em ciência de dados têm possibilitado a incorporação de técnicas de aprendizado de máquina (AM) nos estudos de estabilidade de taludes, abrindo novas perspectivas para a melhoria das análises de risco e da capacidade preditiva desses sistemas (Ahangari Nanehkaran et al., 2022; Neves et al., 2025). A aptidão desses algoritmos para processar grandes volumes de dados geoespaciais, climáticos e geológicos permite a identificação de padrões complexos e relações não lineares que, em muitos casos, não são capturadas por métodos tradicionais de análise (Chen et al., 2020). Essa abordagem é particularmente relevante em áreas urbanas, onde sistemas de monitoramento e alerta devem fornecer informações à população, indicando condições de risco iminente. As técnicas de aprendizado de máquina constituem, portanto, ferramentas promissoras para a previsão do comportamento de sistemas complexos e não lineares, desde que submetidas a um processo de treinamento adequado. A partir de um conjunto de variáveis de entrada, passíveis de atualização contínua e da incorporação de novas informações, esses modelos podem ser progressivamente aprimorados. Para garantir consistência espacial e operacional, tais dados devem ser devidamente georreferenciados (Pham et al., 2021).

Neste contexto, a UFBA e CODESAL estão desenvolvendo uma ferramenta preditiva, voltada à identificação de áreas suscetíveis à instabilização de taludes na cidade de Salvador (Ba), com o objetivo de apoiar ações preventivas e estratégias de defesa civil. A ferramenta em desenvolvimento utiliza um conjunto abrangente de dados georreferenciados, incluindo Modelo Digital do Terreno (MDT), propriedades mecânicas das principais formações de solo da região, estruturas geológicas relevantes, índices pluviométricos, cobertura vegetal e condições de saneamento (coleta e tratamento de esgoto). Esses dados vão alimentar algoritmos de aprendizado de máquina responsáveis por estimar a probabilidade de ocorrência de deslizamentos, que será calibrada com deslizamentos registrados. Neste artigo são apresentados os resultados da primeira etapa da pesquisa, que refere-se ao banco de dados georreferenciado de propriedades geotécnicas das ocorrências de solo, uso do MDT para criar mapa de declividade, separar áreas de encosta e gerar seções de talude de forma automática para o calculo de fator de seguranca (FS) e probabilidade de ruptura.

2 PROCEDIMENTO METODOLÓGICO

2.1 Banco de dados geológico- geotécnico das formações de solos

O mapa geológico utilizado neste estudo foi obtido a partir do Plano diretor de encostas de Salvador-PDE (2004). Sobre essa base cartográfica, foram inseridas, no ambiente QGIS (Sistema de Informação

Geográfica de código aberto e livre que permite a visualização, gerenciamento, edição, análise de dados geoespaciais e a composição de mapas cartográficos), camadas georreferenciadas correspondentes às feições geológicas e aos pontos representativos de amostras indeformadas e seus resultados de ensaios geotécnicos (Figura 1), cerca de 95% dos quais são proveniente do laboratório de Geotecnia da UFBA. A cidade de Salvador é constituída por três domínios geológico-geomorfológicos principais: a Bacia Sedimentar do Recôncavo, a Margem Costeira Atlântica e o Alto Salvador. A Bacia Sedimentar do Recôncavo é separada do Alto Salvador pela Falha de Salvador, principal estrutura tectônica da região (Lima, 1999), responsável pela compartimentação da cidade em cidade alta e cidade baixa (1.1 na Figura 1). Além desta, destacam-se outras falhas relevantes indicadas na Figura 1, como Iguatemi (1.2), Jardim de Alah (1.3) e suas reverberações, bem como a Falha da Barra (3) e Mata-Catu (2), (Barbosa et al., 2005 e Nascimento, 2008).

A cidade alta, onde se concentra a maior parte dos registros de deslizamentos de terra, apresenta uma história geológica complexa, caracterizada pela presença de rochas metamórficas de alto grau de metamorfismo, frequentemente cortadas por diques de diabásio e graníticos (Barbosa et al., 2005; Souza e Gandolfo, 2012). As formações sedimentares Barreiras e depósitos quaternários ocorrem de forma descontínua, sendo que a Formação Barreiras predominante ocupa áreas com altitudes superiores a 70 m (Figura 1).

O banco de dados geotécnico georreferenciado foi constituído a partir de resultados de ensaios realizados nos laboratórios da UFBA, em amostras indeformadas, saturadas e no teor de umidade natural. As amostras foram coletadas em diferentes locais da cidade de Salvador entre os anos de 2005 e 2022. Após a triagem, validação e identificação das geocoordenadas, obteve-se um conjunto de 350 pontos de dados, com resultados de ensaios triaxiais drenados (ASTM D7181, 2011) ou de cisalhamento direto (ASTM D3080, 2012), realizados nas condições de umidade natural e inundada, além de informações de caracterização geotécnica. Com o auxílio do QGIS, foi possível gerar uma camada georreferenciada contendo os resultados dos ensaios e associá-los às respectivas formações geológicas. Essa integração permitiu a extração de características geotécnicas de cada unidade geológica, conforme apresentado na Tabela 1. Os resultados evidenciam elevada variabilidade geotécnica, a qual pode refletir a heterogeneidade litológica e as diferentes condições de intemperismo dos solos residuais, além de suas diferentes posições no perfil de intemperismo. O coeficiente de correlação entre o ângulo de atrito (ϕ) e a coesão (c'), ($cor_{\phi-c}$) foi sempre negativo, em concordância com diversos estudos reportados na literatura (Lumb, 1970; Wang e Akeju, 2016). Entretanto, a magnitude dessa correlação variou entre os conjuntos de dados analisados e foi devidamente considerada nas análises de estabilidade de taludes realizadas neste estudo.

2.2 Processamento das imagens MDT para obter as declividades das encostas

Para identificar as declividades das encostas a partir do Modelo Digital do Terreno (MDT), foi necessário desenvolver um script em Python para leitura e processamento das imagens. O MDT, contendo informações de coordenadas e elevação do terreno de toda a cidade, possui aproximadamente 4,5 GB (54.299 × 53.010 pixels) e resolução horizontal de 0,5 m. A Figura 2 ilustra o procedimento adotado no processamento da imagem, tendo como exemplo o MDT da área da Escola Politécnica da UFBA (Figuras 2a e 2b). Para a identificação das encostas, foram utilizadas técnicas de pré-processamento de imagens, como o filtro de Sobel, empregado na detecção de contornos, permitindo separar regiões com grande elevação daquelas menos elevadas (Figura 2c). Na etapa seguinte, aplicou-se um leve desfoque Gaussiano à imagem, com o objetivo de incorporar pequenas áreas internas das encostas que apresentaram valores reduzidos no processamento inicial com o operador de Sobel (Figura 2d). Esse procedimento, no entanto, pode gerar áreas indevidas na máscara (artefatos), que não representam encostas reais. Por esse motivo, foram removidas as regiões com área inferior a um valor mínimo previamente definido no código (Figura 2e). A validação das áreas de encosta foi realizada plotando-se as áreas de talude obtidas sobre as ortofotos, conforme ilustrado na Figura 2c. Em seguida, analisou-se a variação dos declives para obter informações sobre a inclinação e a direção dos taludes. Para identificar a direção predominante do declive, inicialmente foram detectados os limites de cada área de encosta por meio da função findContours da biblioteca OpenCV (Figura 2f). A partir da inclinação desses pontos, estimou-se o caminho natural de escoamento da água sobre a superfície do talude, permitindo a definição das seções críticas (Figura 2g). Esse procedimento foi repetido automaticamente, considerando a inclinação local, até que o escoamento atingisse uma área plana ou o limite da encosta. Como os dados dos pontos finais e iniciais dos caminhos da água tornou-se possível calcular a altura das encostas (Figura 2h) e a inclinação média das seções

de encosta (Figura 2i). As linhas de fluxo foram traçadas em intervalos de 5 m ao longo do topo, e as seções do declive foram definidas ligando-se, por meio de uma linha reta, o início e o fim de cada linha de fluxo (crista e base do declive). Com a aplicação desse método, foram calculados aproximadamente 775.500 taludes em toda a cidade.

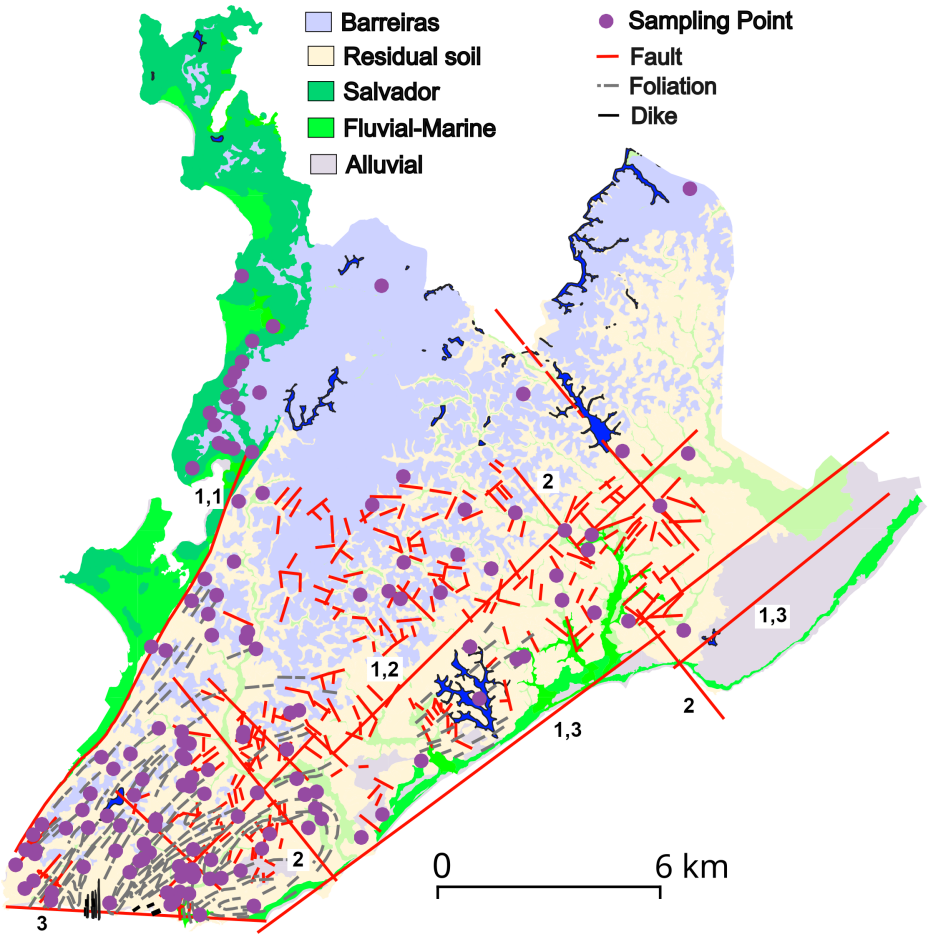
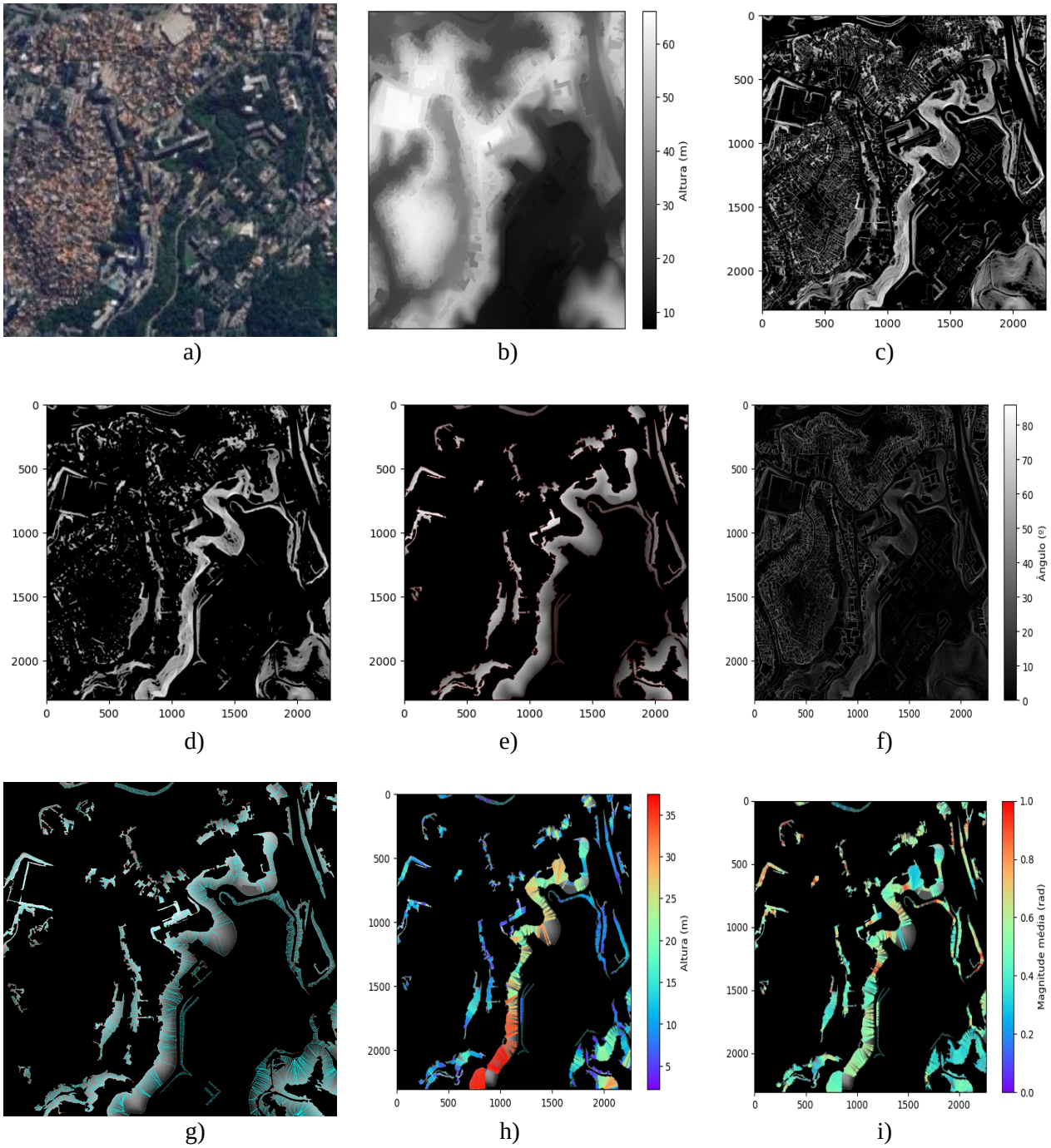


Figura 1. Informações geológica-geotécnicas e amostras de estudo georreferenciadas.

Tabela 1: Parâmetros de resistência ao cisalhamento e variabilidade das formações do solo.

Formações	n		γ_{nat} (kN/m³)	ϕ_{nat} (º)	c'$_{nat}$ (kPa)	cor$_{\phi\text{-}c}$	γ_{sat} (kN/m³)	ϕ_{sat} (º)	c'$_{sat}$ (kPa)	cor$_{\phi\text{-}c}$
Solo residual do cristalino	232	Média	15,7	31,3	50,1	-0,08	16,1	29,1	20,9	-0,29
		Des. Pad	1,70	4,91	28,86		1,51	4,25	12,05	
Solo da formação barreiras	68	Média	16,0	30,5	37,2	-0,20	16,3	30,5	12,4	-0,33
		Des. Pad	2,23	5,63	27,93		1,87	3,24	7,88	
Solo da formação salvador	21	Média	16,3	32,4	37,9	-0,69	16,6	27,0	12,4	-0,38
		Des. Pad	1,56	10,35	18,42		1,06	6,70	6,93	
Sedimentos aluviais quaternários	14	Média	14,4	30,0	39,6	-0,07	13,8	30,4	11,1	-0,58
		Des. Pad	1,88	7,15	19,05		1,14	4,17	8,42	
Quaternário fluvial-marinho	15	Média	16,3	32,8	76,0	-0,12	16,7	27,6	18,7	-0,44
		Des. Pad	0,93	5,67	45,43		1,23	5,47	13,09	

nat: teor de água natural; sat: amostras saturadas; γ: peso específico do solo; n: número de amostras; c`: coesão e ϕ: ângulo de atrito.



a) b) c)

d) e) f)

g) h) i)

Figura 2. Processamento das imagens de MDT: a) Imagem do Google; b) MDT; c) MDT com filtro Sobel; d) Sobel com desfoque e remoção de zonas planas; e) Encostas com remoção dos artefatos; f) Mapa da magnitude (normalizado); g) Secões critcas das encostas; h) Mapa de altura; i) Mapa de inclinação.

2.3 Cálculo do fator de segurança e índice de confiabilidade da enconta

Foi desenvolvido um script em linguagem Python com base nos ábacos de Michalowski (2002) para cálculo do fator de segurança de forma automatizada. Os ábacos foram previamente digitalizados e suas curvas ajustadas por meio de regressão, resultando em coeficientes de determinação superiores a 0,999, o que indica

excelente concordância com os dados originais. O script desenvolvido foi compilado, gerando executáveis para os sistemas linux e windows e se encontram disponíveis para *download* na página do laboratório.

Para cáculo do desvio padrão do fator de segurança das enconstas, a variabilidade dos parâmetros geotécnicos peso específico (γ), coesão efetiva (c') e ângulo de atrito efetivo (ϕ'), apresentada na Tabela 1 para as condições natural e saturada, foi incorporada à análise por meio do método de Primeira Ordem e Segundo Momento (FOSM) (Wong, 1985). Esse método foi utilizado para estimar o desvio padrão (μ) do *FoS* (Equação 1) e a probabilidade de ruptura (PF) da encosta. O FOSM baseia-se na linearização da função do fator de segurança em torno dos valores médios das variáveis de entrada, utilizando seus primeiros e segundos momentos estatísticos. Embora o método assuma distribuição normal da variável de saída e apresente limitações em casos de forte não linearidade, sua simplicidade justifica sua aplicação. Os parâmetros geotécnicos foram considerados variáveis aleatórias homogêneas dentro de cada formação do solo, apesar da variabilidade espacial associada à gênese e à classificação dos materiais.

$$\mu_{FoS} = \sqrt{\sum_{i=1}^{n}\left[\frac{\partial FoS}{\partial x}\right]_i^2 \mu_{x_i}^2 + \sum_{i=1}^{n}\sum_{j(j\neq i)=1}^{n}\frac{\partial FoS}{\partial x_i}\frac{\partial FoS}{\partial x_j}COV_{x_i x_j}} \quad (1)$$

onde, μ_x: desvio padrão da variável x (isto é, γ, c' e ϕ'); COV_{xixj}: coeficiente de variação entre as variáveis x_i e x_j (apenas a covariância entre c′ e ϕ’ foi considerada, usando os valores $cor_{\phi-c}$ apresentados na Tabela 1). Os valores de $\partial FoS/\partial x$ foram calculados usando o conceito de diferença finita ($\partial y/\partial x \approx \Delta y/\Delta x$), variando os valores de γ, c' e ϕ' em 1% e observando a variação correspondente no FoS. Uma vez obtidos os valores médios do fator de segurança e seu desvio padrão (μFoS), a probabilidade de ruptura (PF) foi calculada assumindo que o fator de segurança segue uma distribuição normal e a ruptura foi definida pela condição FoS < 1. O índice de confiabilidade (β_r) foi determinado pela equação 2. A Figura 3 apresenta valores de *FoS* e β_r obtidos para as encostas da área da Escola Politécnica da UFBA, considerando a condição saturada.

$$\beta_r = \frac{FoS - 1}{\mu_{FoS}} \quad (2)$$

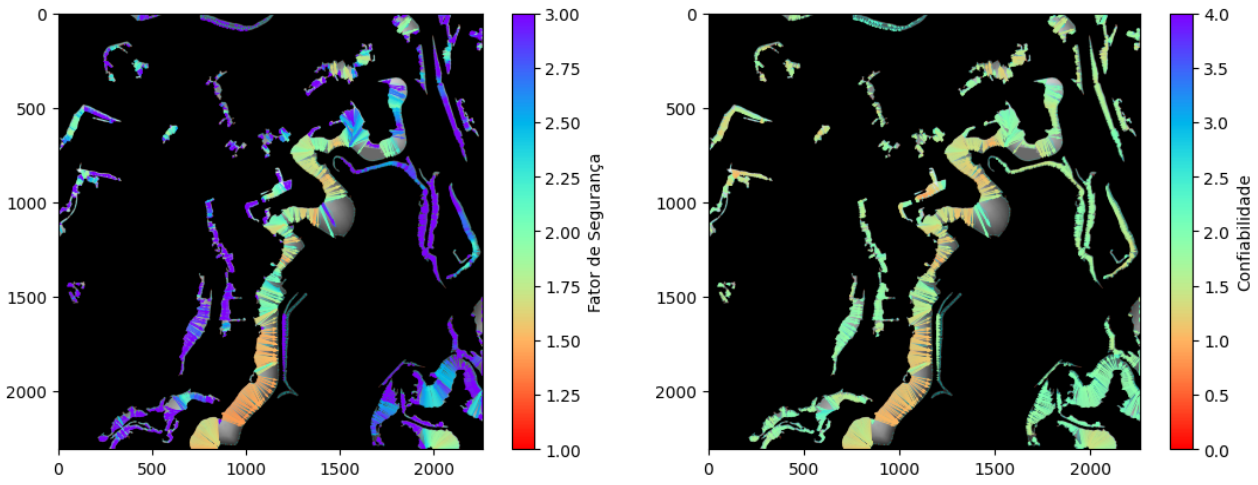


Figura 3: Fatores de segurança e índice de confiabilidade para a área da Escola Politécnica da UFBA.

Os valores de FoS e βr obtidos pelo script foram comparados com aqueles calculados no software Slide2® (Rocscience, 2025), adotando-se o método de Morgenstern e Price (1965) com uma função de força entre fatias do tipo meia senóide. Foram analisados taludes com inclinações variando entre 30° e 45° e alturas (H) entre 10 e 20 m, considerando valores de coesão efetiva (c') de 5, 15 e 25 kPa e ângulos de atrito efetivo (ϕ') de 30° e 35°. A análise semi-probabilística foi realizada por meio do método de Monte Carlo, com um

número de amostras (N) igual a 60.000, utilizando a opção de análise estatística da inclinação global, na qual a busca pela superfície crítica de deslizamento é repetida N vezes. Algumas análises foram realizadas N > 60.000 sem neunhuma mudança significativa nos resultados. Conforme ilustrado na Figura 4, a diferença média no fator de segurança entre os dois métodos foi de FoS_{err}=0,0271, com um μFoS_{err}=0,0498, enquanto os valores βr_{err}=−0,104 e $\mu\beta r_{err}$=0,163 foram obtidos, o que confirma a boa compatibilidade entre os dois métodos de análise.

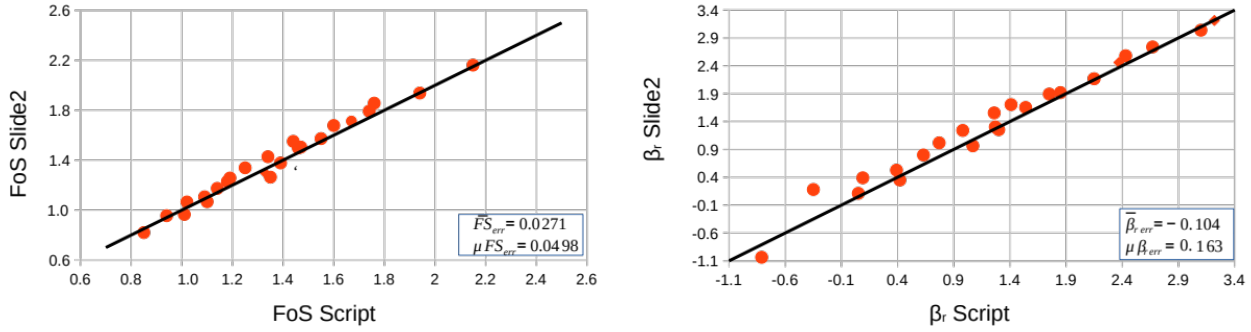


Figura 4. Comparação de resultados obtidos com o script Python desenvolvido e o Slide2® (RocScience, 2025) em termos de a) FoS e b) βr .

3 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos demonstram que a metodologia proposta é eficiente e adequada para a análise da estabilidade de encostas em escala urbana. O emprego do MDT mostrou-se eficaz na identificação automática das encostas e na extração das declividades, possibilitando a caracterização geométrica dos taludes de forma sistemática e consistente. O script desenvolvido em linguagem Python, baseado nos ábacos de Michalowski (2002), apresentou bom desempenho no cálculo do FoS em comparação com o Slide2®, com uma diferença média no fator de segurança entre os dois métodos de 0,0271, além de permitir o processamento automatizado de grandes volumes de dados de maneira confiável e reprodutível. Dessa forma, o procedimento apresentado neste trabalho configura-se como uma ferramenta promissora para aplicações em mapeamento de suscetibilidade, planejamento urbano e apoio à gestão de riscos geotécnicos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Defesa Civil de Salvador (CODESAL) e ao Laboratório de Geotecnia da UFBA pela parceria e pela disponibilização de dados e informações fundamentais para a realização da pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ahangari Nanehkaran, Y., Pusatli, T., Chengyong, J., Chen, J., Cemiloglu, A., Azarafza, M., Derakhshani, R., (2022). Application of Machine Learning Techniques for the Estimation of the Safety Factor in Slope Stability Analysis. *Water* 14, 3743. doi:10.3390/w14223743.

ASTM-D3080 (2012). *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained.* Technical Report. ASTM International. doi:10.1520/D3080.

ASTM-D7181 (2011). *Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils.* Technical Report. ASTM. doi:10.1520/D7181.

Augusto Filho, O. (2001). *Cartas de risco de escorregamentos: uma proposta metodológica e sua aplicação no município de São Paulo.* Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 168 p.

Baecher, G.B. (2023). 2021 Terzaghi Lecture: Geotechnical Systems, Uncertainty, and Risk. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 149, 03023001. doi:10.1061/JGGEFK.GTENG-10201.

Barbosa, J.S.F., Correa-Gomes, L.C., Dominguez, J.M.L., Cruz, S.A.S.,Souza, J.S.D. (2005). PETROGRAFIA E LITOGEOQUÍMICA DAS ROCHAS DA PARTE OESTE DO ALTO DE Salvador, Bahia. *RBG* 35, p. 09–22. doi:10.25249/0375-7536.200535S40922.

Bishop, A.W. (1955). The use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. *Géotechnique* 5, p.7–17. doi:10.1680/geot.1955.5.1.7.

Chen, W.; Pourghasemi, H. R.; Panahi, M.; Kornekar, H.; LE, T. M.; Blaschke, T. (2020). Spatial prediction of landslide susceptibility using machine learning techniques. *Science of the Total Environment*, v. 743, p. 140676.

Duncan, J. M.; Wright, S. G. (2005). *Soil Strength and Slope Stability*. John Wiley & Sons.

Fredlund, D. G.; Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. New York: John Wiley & Sons

Guidicini, G.; Nieble, C. M. (1984). Estabilidade de taludes naturais e de escavação. São Paulo: Edgard Blücher.

Lima, O.A.L. (1999). *Caracterização Hidráulica e Padrões de Poluição No Aquífero Recôncavo Na Região de Camaçari - Dias D'Avila.* Ph.D. thesis. Universidade Federal da Bahia.

Lumb, P. (1970). Safety factors and the probability distribution of soil strength. *Can. Geotech. J.* 7, p. 225–242. doi:10.1139/t70-032.

Michalowski, R.L. (2002). Stability Charts for Uniform Slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 128, p. 351–355. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2002)128:4(351).

Morgenstern, N.R., Price, V.E. (1965). The Analysis of The Stability of General Slip Surfaces. *Géotechnique* 15, p. 79–93. doi:10.1680/geot.1968.18.3.393.

Nascimento, S.A.d.M. (2008). *Diagnóstico Hidrogeológico, Hidroquímico e Da Qualidade Do Aquífero Freático Do Alto Cristalino de Salvador-BA.* Tese de doutorado. Univeridade Federal da Bahia. Salvador-BA.

Neves, J.P., Cavalcante, A.L.B., Costa, G.D.A., Mendes, T.A. (2025). Landslide Prediction for Slopes Considering The Influence of Environmental and Geotechnical Factors Through Machine Learning. *RGSA* 19, e013161. doi:10.24857/rgsa.v19n8-049.

Pham, B. T.; Jafoura, M.; Al-Ansari, N.; Pradhan, B. (2021). A review of artificial intelligence and machine learning applications for landslide susceptibility assessment. *Geomatics, Natural Hazards and Risk*, 12 (1), p.134–163.

PDE (2004) – Plano Diretor de Encostas – Prefeitura Municipal de Salvador.

RocScience, (2025). Slide2: Slope Stability Verification Manual. URL: https: //static.rocscience.cloud/assets/verification-and-theory/Slide2/Slide_SlopeStabilityVerification.pdf.

Souza, L.A.P., Gandolfo, O.C.B. (2012). Métodos geofísicos em geotecnia e geologia ambiental. *Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental* 2, p. 9–28.

Vilar, O. M. (2021). *Fundamentos da mecânica dos solos não saturados.* São Carlos, 623p.

Wang, Y., Akeju, O.V. (2016). Quantifying the cross-correlation between effective cohesion and friction angle of soil from limited site-specific data. *Soils and Foundations* 56, p.1055–1070. doi:10.1016/j.sandf.2016.11.009.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/56

Deslizamentos de terra devido à precipitação: uma RSL recente

Raquel Pascally do Nascimento Ferreira
Mestranda em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília-DF, Brasil, raquelpascally@hotmail.com

Lethícia Raquel da Silva Gomes
Mestranda em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília-DF, Brasil, lethiciaraquel30@gmail.com

RESUMO: Em obras geotécnicas, alguns fatores interferem na resistência ao cisalhamento dos solos, dentre eles, a poropressão. A quantidade de água existente em um maciço irá influenciar a resistência ao cisalhamento dos solos de forma que o preenchimento de todos os vazios do solo irá resultar em uma condição saturada do solo a qual promove a redução da resistência ao cisalhamento devido à diminuição das tensões efetivas. Nesse sentido, a estabilidade de encostas em uma condição saturada necessita de elementos de drenagem capazes de elevar a resistência existente do talude, haja vista que a presença de água contribui para a resistência mobilizada. Nesse contexto, a saturação dos solos advinda da precipitação tem se tornado constante e intensificada pelas mudanças climáticas atuais, frequentemente relatadas em noticiários e associados à ocorrência de deslizamento de terra. Diante disso, o presente artigo visa obter uma visão holística sobre a temática por meio de uma Revisão Sistemática da Literatura (RSL) e sintetizar os resultados obtidos por meio da identificação de uma correlação existente na literatura. A complexidade da problemática é notória pela quantidade de variáveis existentes como, tipo de solo, tipo de chuva e a interferência antrópica, cuja combinação de ações desfavoráveis pode desencadear desastres naturais.

PALAVRAS-CHAVE: Deslizamento, Precipitação, Chuva, Estabilidade de Taludes.

ABSTRACT: In geotechnical works, some factors interfere with the shear strength of soils, including pore water pressure. The amount of water in a massif will influence the shear strength of the soils so that filling all soil voids will result in a saturated soil condition which ensures a lower shear strength by decreasing the effective stresses. In this sense, the stability of slopes in a saturated condition requires drainage elements capable of increasing the existing resistance of the slope, given that the presence of water contributes to the mobilized resistance. In this context, soil saturation from precipitation has become constant and intensified by current climate changes, often reported in news reports and associated with the occurrence of landslides. Therefore, this article aims to obtain a holistic view of the theme through a Systematic Literature Review (SLR) and synthesize the results obtained through the identification of an existing correlation in the literature. The complexity of the problem is notorious for the number of existing variables such as soil type, rainfall type and anthropogenic interference, whose combination of unfavorable actions can trigger natural disasters.

KEYWORDS: Landslides, Precipitation, Rainfall, Slope Stability.

1 INTRODUÇÃO

Os deslizamentos abrangem uma variedade de tipos de movimento de massa, solos, rochas ou detritos provenientes da ação da gravidade em terrenos inclinados, tendo como fator deflagrador principal a infiltração de água, principalmente das chuvas. Além disso, a interferência humana que modifica as condições naturais do relevo por meio de cortes, aterros, estradas e outras obras de engenharia podem induzir a este fenômeno.

Os tipos de deslizamentos variam de acordo com a existência ou não de planos de fraqueza nos materiais mobilizados que condicionam a formação da superfície de ruptura, sendo como planares, circulares ou em cunha. Nas encostas brasileiras, de acordo com o IPT (2007), há maior frequência de deslizamentos planares o qual ocorre predominantemente em solos pouco desenvolvidos das vertentes com altas declividades.

Na literatura internacional segundo Silveira (2008), os movimentos de massa possuem diferentes nomenclaturas para autores de diferentes nacionalidades, sendo que *landslide* é o termo utilizado para

denominar diversos tipos de movimentos de massa de maneira geral. Nesse sentido, os deslizamentos acontecem sob influência de condicionantes naturais, antrópicas ou ambas. Os condicionantes naturais podem ser divididos entre agentes predisponentes e agentes efetivos. Os agentes predisponentes dizem respeito às características intrínsecas do meio físico natural e os agentes efetivos são os elementos responsáveis diretamente pelo desencadeamento do movimento de massa subdivididos em: preparatórios (pluviosidade, erosão, degelo, variação da temperatura) e imediatos (chuva intensa, vibrações, neve, terremotos, ondas, ação do homem). Além disso, os condicionantes antrópicos são os principais agentes deflagradores de deslizamentos como a remoção da cobertura vegetal, execução de cortes em alturas e inclinações acima de limites tecnicamente seguras, execução deficiente de aterros entre outros.

Diante disso, este artigo consiste em realizar uma Revisão Sistemática da Literatura (RSL) sobre o assunto para compreender o estado da arte dos estudos sobre o assunto, a frequência e a suscetibilidade de ocorrência frente às características do entorno por meio da metanálise dos resultados obtidos de forma que o presente artigo possa obter boas evidências para futuras tomadas de decisões de engenharia geotécnica.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste estudo, foi realizada uma revisão sistemática da literatura (RSL) com objetivo de investigar o estado da arte dos estudos acerca de deslizamentos de terra devido à precipitação. A elaboração da revisão sistemática teve inspiração no método de Galvão, (2014).

Foi empregada a estratégia PICO em que se levou em conta 4 componentes: População, Intervenção (ou exposição), Comparação e Desfecho (O, *outcome*, do inglês). As fontes de referências utilizadas foram as bases de dados *Scopus* e *Web of Science*.

A população da pesquisa incluiu artigos de periódicos e trabalhos em congressos, publicados entre 2022 e 2024, sendo que a condução desse estudo foi realizada em junho de 2024, dessa forma, foram abrangidas publicações até este mês de referência (junho de 2024).

Para a realização da busca nas bases de dados científicas de forma padronizada, utilizou-se palavras-chave: "*landslide", "precipitation", "soil" e "rainfall*", conjuntamente com os operadores booleanos: "*and*", "*or*" e "*not*". Além disso, foram estabelecidos critérios de inclusão e exclusão.

Foram aplicados filtros e códigos diretamente nas bases de dados, resultando na identificação e seleção de 315 trabalhos publicados em inglês no período delimitado. Inicialmente os artigos duplicados foram removidos e em seguida foi realizada uma triagem baseada na aderência ao tema de pesquisa, considerando apenas título, resumo e palavras-chave. Dessa forma, essa etapa resultou em 59 artigos para a avaliação de consistência e validade.

Nesse contexto, a avaliação desses artigos foi realizada respondendo questões acerca da clareza das hipóteses formuladas, verificando a coerência entre a metodologia empregada e as respostas desejadas, incluindo a comparação adequada com dados empíricos. A análise também foi realizada avaliando a convergência das conclusões com as expectativas metodológicas e na verificação de validação das hipóteses propostas.

A partir dessa análise, atribuiu-se notas de 0 a 10 para os artigos, de forma que foram selecionados para a etapa de extração de dados, apenas os que obtiveram nota superior a 8. Logo, foram selecionados 35 artigos para a etapa seguinte.

Assim, foi realizada uma análise mais aprofundada utilizando um formulário de extração de dados para obter informações relevantes para a pesquisa. Foi examinado se o artigo envolveu etapas experimentais ou modelagem, qual tipo de modelagem, qual tipo de solo analisado, a condição de saturação do solo, a escala de simulação, como foi a procedência da validação dos dados de ensaios, o tipo de encosta, o tipo de precipitação e o local de estudo.

3 RESULTADOS OBTIDOS

A seleção dos 315 artigos foi conduzida com base na aderência ao tema de pesquisa, considerando títulos, resumos e palavras-chave. Após essa análise inicial, 59 artigos foram selecionados para a verificação de consistência. Posteriormente, uma revisão crítica foi realizada, abordando questionamentos específicos para avaliar consistência e validade. Esse processo resultou na escolha de 35 artigos para a extração dos dados.

Estes artigos selecionados foram publicados em diversas revistas renomadas, conforme detalhado na Tabela 1. Destaca-se que a *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* e a *Landslides* foram as revistas com o maior número de artigos acerca do tema, totalizando 5 publicações nesse período de análise. Em seguida, merece destaque a *Engineering Geology*, com 3 publicações.

Tabela 1 – Revistas em destaque acerca dos deslizamentos de terra devido à precipitação

Revista	Número	Publicações
Bulletin of Engineering Geology and the Environment	5	Tai, Pei, *et al*. (2023); Liu, X., Wang, Y., & Leung, A. K. (2023); Wang, J., Wang, Z., & Sun, G. (2024); Rana, H., & Babu, G. S. (2022); Wang, L., Chen, Y., Wang, S., & Guo, F. (2022)
Catena	1	Tichavský, R. L., Jan F., Andrea T., Radim (2023)
Civil Engineering and Architecture	1	González, N. E. S., César. F. A., Camilo. V. S., Dunevar P. (2023)
Computers and Geotechnics	1	Gatto, M. P. A., & Montrasio, L. (2023).
Earth Interactions	1	Marc, Odin, *et al*. (2022)
Engineering Geology	3	Pradhan, Samprada, *et al*. (2022); Lin, Gan, *et al*. (2024); Pan, Min, *et al*. (2024)
Environmental Challenges	1	Fayaz, Mohsin and Meraj, Gowhar and Khader, Sheik Abdul and Farooq, Majid (2022)
Frontiers in Earth Science	1	Sun, Qianzheng, *et al*. (2023)
Geofluids	1	Li, Biao T., Bin T., Fuguo L., Chang X., Xiaoliang (2022)
Geosciences	1	Małka, Anna, *et al*. (2023)
Indian Geotechnical Journal	2	Choudhury, D., Das, T., & Rao, V. D. (2024); Dhanya, K. A., Vibha, S., & Divya, P. V. (2023)
International Soil And Water Conservation Research	1	Alves, Geovane J., *et al*. (2022)
Journal of Hydrology	2	Ye, Sheng, *et al*. (2023); Hao, Junming, *et al*. (2023)
Land	1	Chen, Yulin, *et al*. (2023)
Landslides	5	Zeng, T. G., *et al* (2024) ; Roy, P. M., *et al* (2023); Distefano, *et al* (2023); Zhou, C. H., *et al* (2022) ; Dai, Z. M., *et al* (2022).
Natural Hazards	2	Wang, Li Chen, *et al.* (2023); Das, Tanmoy and Rao, Vansittee Dilli and Choudhury, Deepankar (2022)
Natural Hazards and Earth System Sciences	1	Alcantara, Enner and Marengo, José A. and Mantovani, *et al*. (2023)
Remote Sensing	1	Ning, Shan and Ge, Yonggang and Bai, Shibiao and Ma, Chicheng and Sun,Yiran (2023)
Soils and Rocks	1	Lins, J. H. R., & Silva Filho, F. C. D. (2024)
Stochastic Environmental Research and Risk Assessment	1	Samm-A, Anika and Kamal, A. S. M. Maksud and Rahman, Md. Zillur (2023)
Water	1	Kim, M. I., & Lee, S. J. (2023)
Water Supply	1	Gou, X., Xu, M., Li, X., Li, A., & Deng, H. (2024)

Os estudos analisados abordam diversos aspectos da relação entre a precipitação e os deslizamentos de terra, com destaque para as principais palavras-chave identificadas na Figura 1. Entre elas, as mais destacadas são "*Landslide*", "*Intensity precipitation*" e "*Slope stability*".

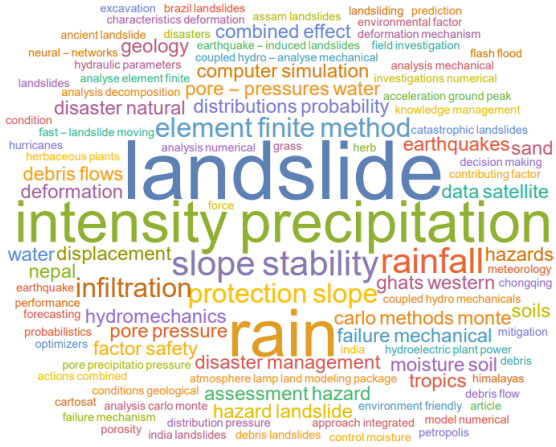


Figura 1 – Nuvem de palavras-chave dos artigos

A quantidade de artigos analisados nos últimos 3 anos, compreendendo o período de 2022 a 2024. Notou-se que, em 2023, foram selecionadas 18 publicações relacionadas ao tema, apresentando o maior número durante essa análise temporal.

O tipo de solo influencia diretamente na susceptibilidade do solo a deslizamentos induzidos por chuva, principalmente em condições não saturadas, afetando suas condições físicas, químicas e hidráulicas.

González et al. (2023) afirmam que a influência do tipo de solo na análise está relacionada à sua permeabilidade e a capacidade de retenção de umidade. Solos com diferentes características, como solos argilosos, arenosos ou mistos, terão comportamentos distintos em relação à infiltração de água durante eventos de chuva.

A permeabilidade do solo afeta diretamente a taxa de infiltração de água, sendo que solos com baixa permeabilidade podem reter mais água superficialmente, aumentando o risco de saturação e deslizamentos. Além disso, a capacidade de retenção de umidade do solo influencia a sua estabilidade, pois solos mais saturados tendem a ter uma menor resistência e maior probabilidade de movimentos de massa.

Nos artigos analisados a maioria dedicou-se ao estudo de solos coesivos, com 51,4% do total. Em 17,1% das pesquisas, foram estudados solos não coesivos e esse mesmo percentual se repetiu para meios porosos quaisquer. Por fim, 11,4% não especificou o tipo de solo em suas análises e 2,9% utilizaram diferentes tipos de solo.

A análise da influência de diferentes tipos de padrões de precipitação é relevante para compreender como a intensidade e a duração da chuva afetam a estabilidade e podem desencadear deslizamentos de terra. A consideração de padrões de precipitação variados permite uma avaliação mais abrangente dos riscos de deslizamentos em diferentes cenários de chuva (Wang & Leung, 2023).

Segundo Wang & Leung, 2023, a precipitação prolongada e a precipitação rápida impactam os deslizamentos de terra de maneiras distintas: A precipitação prolongada refere-se a chuvas que ocorrem ao longo de um período extenso, com uma duração significativa. Esse tipo de precipitação pode resultar em uma saturação gradual do solo, aumentando a poropressão e potencialmente levando a uma redução na estabilidade das inclinações ao longo do tempo.

Por outro lado, a precipitação rápida é caracterizada por chuvas intensas e de curta duração. Esse tipo de precipitação pode resultar em uma rápida saturação do solo, levando a um aumento repentino da pressão de poro e potencialmente desencadeando deslizamentos de terra imediatos devido à sobrecarga de água.

Nesse contexto, a análise dos tipos de precipitação em relação aos deslizamentos de terra revelou que os artigos tratando de chuva prolongada foram a maioria, representando 57,58% dos casos. Como mostrado na Figura 2, o foco em precipitação rápida foi identificado em 15,15% das ocorrências, enquanto a combinação de chuvas prolongadas e rápidas corresponde a 18,18%. Por fim, precipitações variadas foram observadas em 9,09% dos casos.

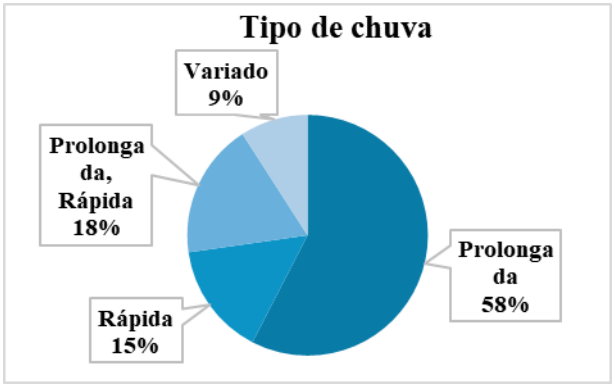


Figura 2 – Tipos de chuva analisados nos artigos

A análise dos deslizamentos de terra relacionados à precipitação nos artigos revisados pode ser amplamente categorizada em dois métodos principais: modelagem e experimental. A modelagem envolve a utilização de simulações computacionais e algoritmos para prever a ocorrência e o comportamento dos deslizamentos com base em diversas variáveis ambientais e geotécnicas. Este método permite a realização de análises em larga escala e a avaliação de cenários hipotéticos, fornecendo uma visão abrangente dos potenciais riscos.

Abbasov et al. (2024) abordaram a modelagem de deslizamentos de terra induzidos pela chuva em encostas, utilizando o conceito de fator de segurança local. Foram realizadas análises de propagação de incerteza e sensibilidade, considerando parâmetros incertos do solo e aplicando técnicas de análise global de sensibilidade e quantificação de incerteza baseada em simulações estocásticas.

Por outro lado, a análise experimental visa a coleta e interpretação de dados empíricos obtidos por meio de observações de campo, ensaios de laboratório e monitoramento in situ. Este método proporciona uma compreensão detalhada e específica das condições locais e dos mecanismos de falha.

Dhanya & Divya (2023) investigaram os mecanismos de falha de taludes de solo laterítico induzidos pela infiltração de água da chuva, utilizando ensaios laboratoriais para caracterizar as propriedades geotécnicas dos solos. Foram realizados ensaios laboratoriais para determinar o peso específico do solo, granulometria, pH do solo, teor de umidade, cisalhamento direto e permeabilidade saturada.

Esses dados alimentaram a modelagem numérica e análises de estabilidade dos taludes. O estudo visava compreender como a infiltração afeta a estabilidade dos taludes de solo laterítico, identificar medidas de mitigação para prevenir falhas causadas por chuvas intensas e estabelecer um limiar de intensidade/duração da chuva para modelagem de suscetibilidade a deslizamentos e alertas de riscos.

Constatou-se que houve uma maior aplicação de modelagem em conjunto com experimentação, totalizando 14 artigos examinados. Isso destaca a importância da validação da modelagem por meio de dados experimentais. Os artigos que se dedicaram exclusivamente à análise experimental correspondem a 7, enquanto 12 realizaram apenas modelagem.

A análise dos artigos revela que a modelagem predominante foi de natureza numérica, compreendendo significativos 60,6% das abordagens. Neste contexto, destaca-se uma lacuna notável, com apenas 6,1% dos estudos optaram por uma combinação de métodos analíticos e numéricos (Gou et al., 2023; Wang et al., 2024), enquanto 12,1% adotaram exclusivamente uma abordagem analítica. Diante dessa escassez de artigos que empregam a modelagem analítica, ressalta-se a necessidade de incentivar e explorar mais essa metodologia para uma compreensão aprofundada e eficiente de fenômenos complexos

A condição de saturação do solo influencia a resistência ao cisalhamento haja vista a relação teor de umidade e sucção por meio de curvas características do solo. Alguns autores já apresentaram a relação não linear existente entre a resistência ao cisalhamento e a sucção Escario e Jucá (1989), Fredlund et al. (1987) e Futai et al (2004) apud Ibanez(2008). Na mecânica dos solos clássica, segundo Pinto (2006) "[...] a pressão neutra diminui, e consequentemente, a tensão efetiva aumenta[...]", ou seja, a atuação do princípio das tensões efetivas de Terzaghi. Além disso, a infiltração da água da chuva no solo ou a percolação de água em uma barragem configuram o estado de regime transiente da condição não-saturada para condição saturada. Dessa forma, analisar a condição de saturação do solo é importante haja vista o diferente comportamento das amostras em face dos teores de umidade.

Nesse sentido, as condições de saturação mais frequentes consideradas foram a condição não saturada pela predominância da ocorrência em obras geotécnicas e a condição saturada a qual representa a condição mais desfavorável.

As escalas de simulação dos artigos procuraram abranger o máximo da área de estudo de forma que as informações coletadas pudessem descrever o fenômeno. Sendo assim, as variações das escalas utilizadas trazem informações muito específicas de uma região até características muito gerais sendo necessário identificar as características dos locais de estudo para obter parâmetro que se correlacionem.

A verificação da precisão dos dados e a análise da consistência dos dados, além da avaliação da adequação do método de ensaio garantem maior confiabilidade dos resultados. Sendo assim, 71% dos tipos de dados utilizados nos artigos para atingir os objetivos foram dados primários o que traz um maior controle sobre a qualidade dos dados embora seja mais custoso. Já os dados secundários foram considerados em 17% os quais permitiram comparar diferentes resultados de pesquisas e há uma maior rapidez para obter os dados

Os locais de estudos das pesquisas foram diversos, com destaque a China que obteve maior frequência, incluindo Guizhou, bacias montanhosas costeira do leste da China, Wenchuan e a Barragem Três Gargantes. O Brasil foi representado pelas regiões do Pindaí-BA e Rio de Janeiro. Além disso, outras localidades do mundo foram consideradas como a Colômbia (América do Sul), Noruega (Europa) e Coreia do Sul (Ásia). Na Figura 3, apresenta-se o mapa com os pontos das localizações de estudo consideradas.



Figura 3 – Mapa de localização dos estudos analisados

4 CONCLUSÃO

Esta Revisão Sistemática da Literatura (RSL) abordou sobre a ocorrência de deslizamentos de terra devido à precipitação. O estudo compreendeu numa seleção de artigos recentes, avaliação da qualidade metodológica, extração dos dados e metanálise. Por meio da avaliação da consistência das evidências, foi possível identificar as correlações existentes entre os parâmetros de resistência, propriedades hidráulicas do solo e permeabilidade da rocha que afetam a estabilidade de taludes.

Nesse sentido, foi possível concluir que o tipo de solo da encosta e o tipo de chuva atuante são variáveis determinantes na ocorrência de deslizamentos de terra devido à precipitação. Visto que solos com menor permeabilidade possuem maior dificuldade para percolação de água resultando em um maior escoamento superficial, inversamente, solos com maior permeabilidade favorecem a infiltração de água. Nesse sentido, encostas compostas por camadas superficiais de solos granulares sobrepostas a solos finos profundos apresentam respostas distintas conforme o tipo de precipitação atuante. Em eventos de chuvas intensas, ocorre um problema de interface entre as camadas, com a ruptura no solo granular devido à condição de saturação do solo que resultará em uma maior permeabilidade em relação a camada subjacente, diferentemente, o que ocorreria em uma chuva prolongada. Diante disso, destaca-se a importância das condições de saturação do solo e a necessidade de desenvolver modelos preditivos mais precisos e abrangentes.

A ação antrópica também corrobora para a ocorrência de deslizamento, seja por meio de escavações que alteram o estado de tensões, remoção da vegetação, construção de aterros, mudanças da configuração original da encosta entre outros fatores que tornam a análise mais complexa devido à variabilidade de cenários.

Por fim, as metodologias utilizadas para elaboração de modelos preditivos baseados em dados empíricos e teóricos foram fundamentais para compreender a dinâmica dos deslizamentos de terra, embora a validação desses modelos continue sendo um desafio crítico.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) pelo apoio financeiro

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alves, G. J., Mello, C. R., Guo, L., & Thebaldi, M. S. (2022). *Natural disaster in the mountainous region of Rio de Janeiro state, Brazil: Assessment of the daily rainfall erosivity as an early warning index*. International Soil and Water Conservation Research, 10(4), 547-556.

Chen, Y., Chen, E., Zhang, J., Zhu, J., Xiao, Y., & Dai, Q. (2023). *Investigation of Model Uncertainty in Rainfall-Induced Landslide Prediction under Changing Climate Conditions*. Land, 12(9), 1732.

Choudhury, D., Das, T., & Rao, V. D. (2024). *Case studies and numerical investigation of landslide triggering mechanisms in Western Ghats, Kerala, India*. Indian Geotechnical Journal, 54(1), 96-108.

Dhanya, K. A., Vibha, S., & Divya, P. V. (2023). *Performance of lateritic soil slopes at the onset of rainfall infiltration*. Indian Geotechnical Journal, 53(1), 107-126.

Escario, V. (1989). *Strength and deformation of partly saturated soils*. In Proc. 12th Int. Conf. on SMFE (Vol. 1, pp. 43-46).

Fredlund, D. G., Rahardjo, H., & Gan, J. K. M. (1987, December). *Non-linearity of strength envelope for unsaturated soils.* In Proceedings of the 6th international conference on expansive soils, New Delhi, India (Vol. 1, pp. 49-54).

Futai, M. M., Almeida, M. S., & Lacerda, W. A. (2004). Resistência ao cisalhamento de solos tropicais não-saturados. Anais: solos não saturados.

Galvão, T. F.; Pereira, M. G. Revisões sistemáticas da literatura: passos para sua elaboração. Disponível em: <http://scielo.iec.gov.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1679-49742014000100018#:~:text=Os%20m%C3%A9todos%20para%20elabora%C3%A7%C3%A3o%20de,%3B%20e%20(8)%20reda%C3%A7%C3%A3o%20e> Aecesso em : 07 de junho de 2024

Gatto, M. P. A., & Montrasio, L. (2023). *X-SLIP: A SLIP-based multi-approach algorithm to predict the spatial–temporal triggering of rainfall-induced shallow landslides over large areas*. Computers and Geotechnics, 154, 105175.

Gou, X., Xu, M., Li, X., Li, A., & Deng, H. (2024). *An improved transfer coefficient method considering the combined effect of reservoir level variation and rainfall and its application in the stability evaluation of multistage sliding ancient landslides*. Water Supply, 24(3), 901-917.

Hao, J., Jia, P., Wu, T., Li, W., Chen, J., Yang, X., ... & Zhang, M. (2023). *Numerical analysis of the impacts of rainfall on permafrost-related slope stability on the Qinghai–Tibet Plateau.* Journal of Hydrology: Regional Studies, 47, 101439.

Ibañez, J. P. (2008). *Modelagem micro-mecânica discreta de solos residuais*. Pontifícia Universidade Católica do Rio.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. Mapeamento de Riscos em Encostas e Margem de Rios. Celso Santos Carvalho, Eduardo Soares de Macedo e Agostinho Tadashi Ogura, organizadores – Brasília: Ministério das Cidades; Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, 2007. 176 p.

Kim, M. I., & Lee, S. J. (2023). *An analysis of landslide risk using the change in the volumetric water content gradient in the soil layer per unit time of effective cumulative rainfall.* Water, 15(9), 1699.

Lin, G., Lan, H., Li, P., Li, L., Liu, S., & Sun, W. (2024). *Role of rainfall temporal distribution on effective infiltration in the loess slope and prediction model.* Engineering Geology, 335, 107541.

Lins, J. H. R., & Silva Filho, F. C. D. (2024). *A numerical investigation of the influence of hydraulic parameters on the stability of a residual soil slope*. Soils and Rocks, 47(1), e2024012022.

Liu, X., Wang, Y., & Leung, A. K. (2023). *Numerical investigation of rainfall intensity and duration control of rainfall-induced landslide at a specific slope using slope case histories and actual rainfall records.* Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 82(8), 333.

Małka, A., Zabuski, L., Enzmann, F., & Krawiec, A. (2023). *Mass-movement causes and landslide susceptibility in river valleys of lowland areas: A case study in the central radunia valley, northern poland.* Geosciences, 13(9), 277.

Marc, O., Oliveira, R. A. J., Gosset, M., Emberson, R., & Malet, J. P. (2022). *Global assessment of the capability of satellite precipitation products to retrieve landslide-triggering extreme rainfall events.* Earth Interactions, 26(1), 122-138.

Pan, M., Jiang, S. H., Liu, X., Song, G. Q., & Huang, J. (2024). *Sequential probabilistic back analyses of spatially varying soil parameters and slope reliability prediction under rainfall.* Engineering Geology, 328, 107372.

Pradhan, S., Toll, D. G., Rosser, N. J., & Brain, M. J. (2022). *An investigation of the combined effect of rainfall and road cut on landsliding.* Engineering Geology, 307, 106787.

Pinto, C. D. S. (2000). Curso básico de mecânica dos solos.

Rana, H., & Babu, G. S. (2022). *Regional back analysis of landslide events using TRIGRS model and rainfall threshold: an approach to estimate landslide hazard for Kodagu, India*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 81(4), 160.

Silveira, R. M. *Comportamento Geotécnico de um Solo Coluvionar de São Vendelino* (RS). 2008. 302 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2008.

Sun, Q., Zhao, L., Qin, Y., & Liu, B. (2023). *Experimental study on the failure of loose accumulation landslides under rainfall conditions.* Frontiers in Earth Science, 11, 1291592.

Tai, P., Wu, F., Chen, R., Zhu, J., Wang, X., & Zhang, M. (2023). *Effect of herbaceous plants on the response of loose silty sand slope under rainfall.* Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 82(1), 42.

Wang, J., Wang, Z., & Sun, G. (2024). *Phreatic surface calculation and stability analysis of three-dimensional slopes under rainfall infiltration.* Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 83(2), 51.

Wang, L., Chen, Y., Wang, S., & Guo, F. (2022). *Response of landslide deformation to rainfall based on multi-index monitoring: a case of the Tanjiawan landslide in the Three Gorges Reservoir*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 81(6), 231.

Ye, S., Liu, L., Li, J., Pan, H., Li, W., & Ran, Q. (2023). *From rainfall to runoff: The role of soil moisture in a mountainous catchment.* Journal of Hydrology, 625, 130060.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/57

Dimensionamento de Cortina Atirantada pelo Método Brasileiro de Costa Nunes – Estudo de caso

Fernando Henrique Neiva Pereira Ferreira
Doutorando em Geotecnia, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Brasil, fernando.h.ferreira@ufv.br

Josimar Lopes Martins
Engenheiro Civil, Centro Universitário de Viçosa, Viçosa, Brasil, josimarmartins567@gmail.com

RESUMO: No contexto brasileiro, a instabilidade de taludes representa um dos principais desafios da Engenharia Civil e da Geotecnia, especialmente devido às condições geológicas e climáticas que favorecem a ocorrência de movimentos de massa. Este trabalho apresenta o estudo e o dimensionamento de um sistema de contenção do tipo cortina atirantada, aplicado a um talude instabilizado localizado em Viçosa–MG, utilizando o método de Costa Nunes (1957). A pesquisa foi baseada em dados geotécnicos obtidos por sondagens de simples reconhecimento (SPT), com o apoio dos softwares AutoCAD®, Ftool® e Slide 6.0 (Rocscience®), sendo este último empregado na análise da estabilidade global pelo método do equilíbrio limite (MEL), considerando superfície de ruptura não circular e o critério de resistência de Mohr-Coulomb. Os resultados indicaram que a implantação dos tirantes proporcionou elevação significativa do fator de segurança global, atingindo valor superior ao mínimo exigido pela NBR 11682:2009 (FSmín ≥ 1,50). Dessa forma, o sistema proposto demonstrou eficiência técnica e estabilidade adequada, confirmando a aplicabilidade do método de Costa Nunes como alternativa prática e segura para o dimensionamento de cortinas atirantadas em taludes instáveis.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de talude, Tirante, Método Equilíbrio Limite.

ABSTRACT: In the Brazilian context, slope instability represents one of the main challenges in Civil and Geotechnical Engineering, especially due to geological and climatic conditions that favor the occurrence of mass movements. This study presents the analysis and design of an anchored retaining wall system applied to an unstable slope located in Viçosa, Minas Gerais, using the Costa Nunes (1957) method. The research was based on geotechnical data obtained from standard penetration tests (SPT), supported by AutoCAD®, Ftool®, and Slide 6.0 (Rocscience®) software. The latter was used to perform global stability analysis through the limit equilibrium method (LEM), considering a non-circular failure surface and the Mohr–Coulomb strength criterion. The results indicated that the installation of anchors significantly increased the global safety factor, reaching values higher than the minimum required by NBR 11682:2009 (FSmin ≥ 1.50). Therefore, the proposed system demonstrated technical efficiency and adequate stability, confirming the applicability of the Costa Nunes method as a practical and safe alternative for designing anchored retaining structures in unstable slopes.

KEYWORDS: Slope stability, Ground anchor, Limit Equilibrium Method.

1 INTRODUÇÃO

No Brasil, a instabilidade de taludes representa um dos principais desafios da Engenharia Civil e da Geotecnia, devido às condições geológicas e climáticas que favorecem a ocorrência de movimentos de massa. As chuvas intensas e frequentes reduzem a resistência ao cisalhamento dos solos, aumentando a poropressão e ocasionando rupturas com impactos sociais, ambientais e econômicos significativos.

A segurança de taludes, portanto, é aspecto essencial em projetos de infraestrutura, sendo avaliada por meio de fatores mínimos de segurança (Budhu, 2013). Para essa finalidade, são empregados diferentes métodos de análise, como os modelos matemáticos, o equilíbrio-limite e o método dos elementos finitos (Guidicini; Nieble, 2011) . Dentre as soluções de contenção, destacam-se as cortinas atirantadas, constituídas por painéis de concreto projetado, armado ou metálico, associadas ao uso de tirantes (Hachich et al., 2016).

O dimensionamento adequado desses elementos é essencial para garantir o equilíbrio e o desempenho do sistema, devendo considerar as condições geotécnicas do solo e a configuração geométrica da obra. Entre os métodos aplicados, destaca-se o método de Costa Nunes (1957), amplamente utilizado no Brasil por sua simplicidade e eficiência, fundamentado no equilíbrio das forças atuantes para determinar a força dos tirantes e a distribuição dos esforços ao longo da cortina. Assim, o presente trabalho tem como objetivo aplicar esse método ao dimensionamento de uma cortina atirantada em um talude desestabilizado, apresentando as etapas de cálculo, os parâmetros adotados, as considerações teóricas e a análise de estabilidade correspondente.

2 METODOLOGIA

2.1 Estudo de caso

O presente estudo de caso foi desenvolvido a partir da análise de um talude desestabilizado localizado na cidade de Viçosa, Minas Gerais, Brasil (Figura 1). A investigação envolveu o levantamento e tratamento dos dados geotécnicos com o auxílio de ferramentas computacionais, possibilitando a caracterização do maciço e a definição dos parâmetros necessários ao dimensionamento. Com base nas condições identificadas, foi proposto o dimensionamento de um sistema de contenção do tipo cortina atirantada, adotado como solução estrutural para garantir a estabilidade e o desempenho técnico da obra.



(a)


(b)


(c)


(d)

Figura 1. (a) Localização; (b) Abertura; (c) Vista lateral esquerda; e (d) Desnível do talude em relação ao prédio principal.

2.1.1 Metodologia

O desenvolvimento do presente estudo foi estruturado em etapas sucessivas, iniciando-se pela definição do perfil topográfico do talude analisado. Essa etapa foi realizada no software AutoCAD®, a partir do levantamento planialtimétrico fornecido pelo proprietário. Foram efetuadas as adaptações necessárias para representar fielmente a geometria do talude e a configuração atual da área de estudo, garantindo a precisão dos dados utilizados nas etapas posteriores.

Em seguida, procedeu-se à definição dos parâmetros geotécnicos do solo, a partir da elaboração de dois perfis geológico-geotécnicos com base nos boletins de sondagens. A interpretação dos dados permitiu a caracterização das camadas do subsolo e a determinação dos principais parâmetros de resistência e deformabilidade, obtidos por meio de correlações empíricas fundamentadas em literatura técnica especializada.

Com os dados geotécnicos definidos, foi realizado o dimensionamento da cortina atirantada conforme a metodologia proposta por Costa Nunes (1957). O processo envolveu a determinação dos dados referentes ao terreno, talude, tirantes e geometria da cortina, bem como a identificação da linha de maior declive do plano crítico de deslizamento, área e peso da cunha potencialmente instável. Foram avaliadas ainda a relação entre o fator de segurança desejado e o existente, a força de ancoragem, o ângulo do plano de ancoragem, o espaçamento e o número de tirantes, além do carregamento atuante sobre o painel de concreto. O dimensionamento e o detalhamento das barras de aço foram conduzidos considerando a verificação ao puncionamento. Para a determinação dos momentos fletores na cortina, utilizou-se o software Ftool®, enquanto o AutoCAD® foi empregado para o traçado das seções de análise de estabilidade e para o detalhamento construtivo da estrutura.

Por fim, foi realizada a análise de estabilidade global do talude no software Slide 6.0 da Rocscience®, nas condições sem e com a implantação dos tirantes, utilizando-se o método de equilíbrio limite (MEL) pelo método rigoroso de Morgenstern e Price (1965). Essa etapa teve como finalidade avaliar a eficiência do sistema de contenção proposto e verificar a variação do fator de segurança global após o dimensionamento da cortina atirantada.

2.2 Método de dimensionamento Costa Nunes

O dimensionamento de sistemas de contenção do tipo cortina atirantada pode ser realizado a partir de diferentes metodologias. No Brasil, um dos métodos mais tradicionais é o proposto por Costa Nunes (1957), amplamente utilizado devido à sua simplicidade de aplicação e caráter prático. Trata-se de um procedimento baseado no equilíbrio limite, no qual se considera a interação entre o empuxo ativo de terra atuante sobre a cortina e as resistências mobilizadas pelo solo de fundação e pelos tirantes.

Nesse método, o empuxo ativo é determinado a partir dos parâmetros geotécnicos do solo, como peso específico e ângulo de atrito interno, obtendo-se os coeficientes de empuxo. Em seguida, avalia-se a linha de ação dessas pressões e sua resultante em relação ao ponto de aplicação dos tirantes. O equilíbrio global é garantido pela força dos tirantes e pela resistência passiva eventualmente mobilizada na base da cortina. Dessa forma, a carga em cada tirante é obtida pela condição de equilíbrio de forças e momentos, adotando-se fatores de segurança compatíveis com o projeto.

Embora seja um método semiempírico e que não contempla aspectos de deformabilidade, o procedimento de Costa Nunes permanece como uma referência importante em projetos preliminares e como parâmetro comparativo frente a análises mais sofisticadas, como aquelas realizadas por meio do método dos elementos finitos (MEF)**.**

O método brasileiro de dimensionamento de contenções é uma adaptação do método proposto por Culmann, diferenciando-se por considerar o fator de segurança (FS) apenas em função da coesão do solo. Nesse método, o fator de segurança é inicialmente arbitrado e, a partir desse valor, determina-se a força necessária a ser aplicada pelo tirante para garantir a estabilidade do sistema. A formulação incorpora a contribuição da projeção da força (F) introduzida pelo tirante, denominada Ft, a qual atua no equilíbrio do polígono de forças, conforme representado na Figura 2 e Figura 3 (Wichan, 2018).

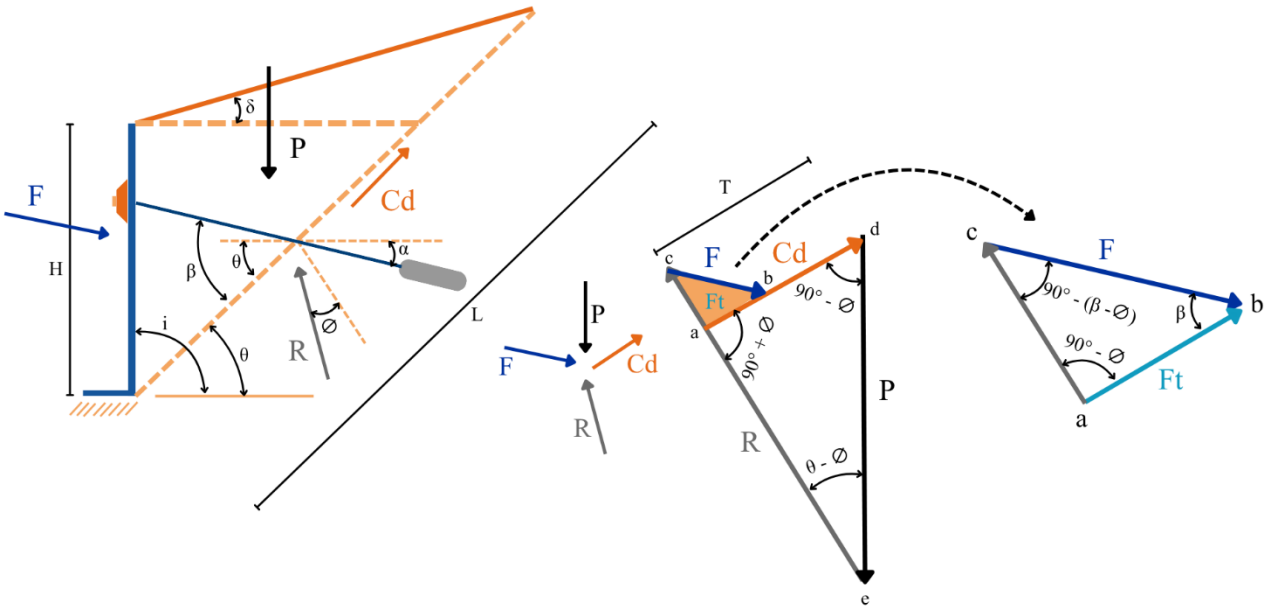


Figura 2. Polígono de forças do Método Brasileiro de Costa Nunes (Wichan, 2018, adaptado pelo Autor, 2025).

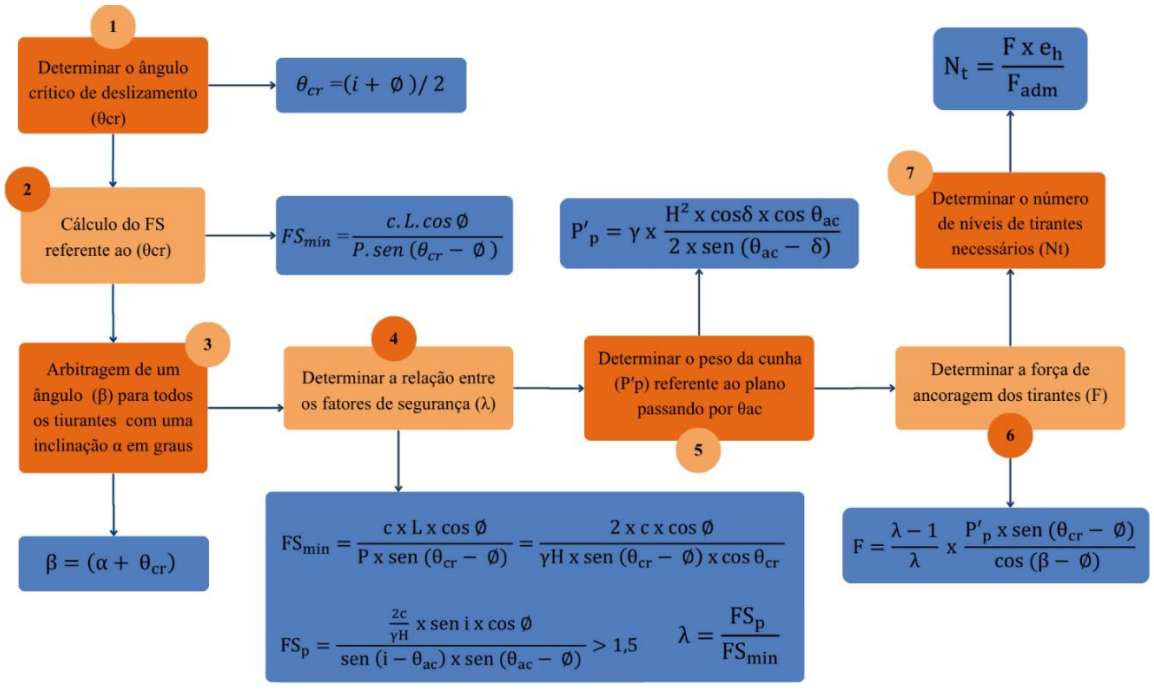


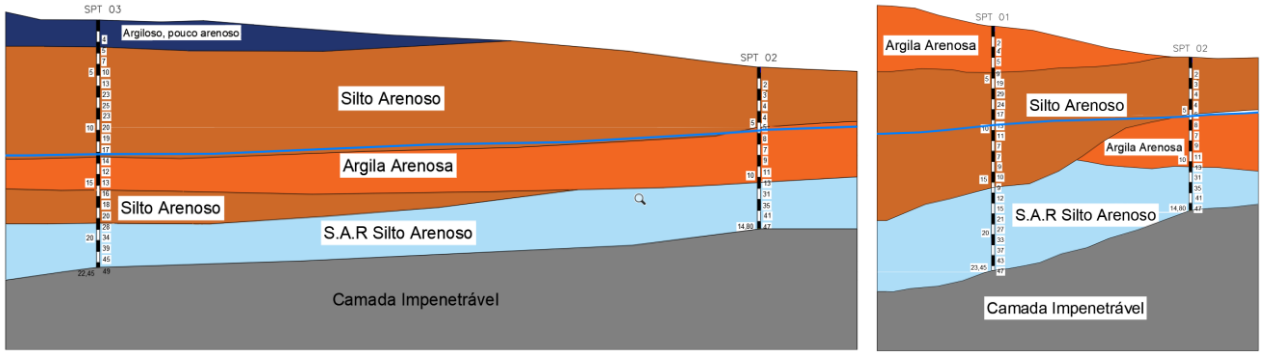
Figura 3. Sequenciamento de cálculo do Método de Costa Nunes.

3 RESULTADOS

3.1 Perfis geológico-geotécnicos e seção típica do estudo de caso

A Figura 4 apresenta os perfis geológico-geotécnicos obtidos a partir da interpretação das sondagens executadas na área de estudo. Os perfis permitiram a caracterização das camadas de solo e a definição dos parâmetros geotécnicos adotados nas análises subsequentes. Com base nessas informações, foi elaborada a

seção típica do talude desestabilizado, apresentada na Figura 5, utilizada no dimensionamento da cortina atirantada e nas análises de estabilidade global.



(a) (b)

Figura 4. Perfis geológico-geotécnicos (a) SPT 02 e 03 e (b) SPT 01 e 02.

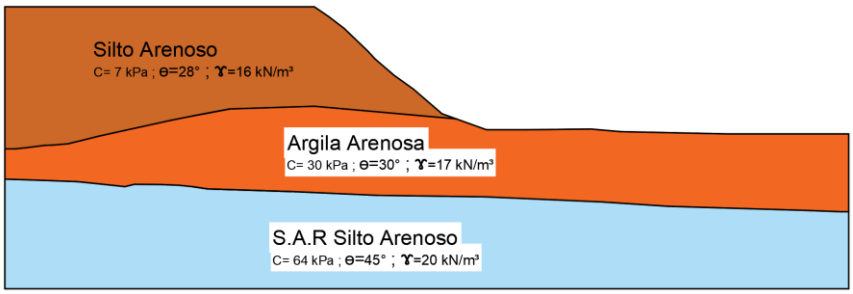


Figura 5. Seção típica do talude desestabilizado.

3.2 Dimensionamento da Cortina Atirantada

Considerou-se o peso específico natural do solo γ_{nat} = 17 kN/m³, correspondente ao maior valor obtido entre as camadas investigadas. A coesão adotada foi c = 7 kN/m², representando a resistência coesiva do solo em contato direto com a contenção, e o ângulo de atrito interno φ = 28°, relativo ao menor coeficiente de atrito identificado nas camadas analisadas. As sobrecargas atuantes foram consideradas como q_{var} = 25 kN/m², associada ao tráfego sobre o talude, e q_{perm} = 77 kN/m², referente à ação permanente do edifício. A extensão do talude analisado é de L = 35 m e o fator de segurança desejado, para a condição permanente, foi adotado como F_s = 1,75. Os principais parâmetros adotados no dimensionamento da cortina atirantada são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Dados do dimensionamento da cortina atirantada.

Dados do Terreno		**Dados Talude e Tirante**		**Dimensionamento Tirante**			
y	17 kN/m³	**Ɵcr**	59°	**N° Tirantes**	28	**Lb bulbo**	7 m
c	7 kPa	**α**	20°	**N° Tir. Hor.**	14	**L 1° tirante**	12 m
ϕ	28°	**β**	79	**N° Tir. Vert.**	2	**L 2° tirante**	10 m
qsob	25 N/m²	**I**	8,72 m	**Esp. Hor.**	2,5 m	**A Hor. Pos.**	1Ø 8.0 c/13
qedf.	77 N/m²	**Ac**	16,77 m²	**Esp. Vert**	3 m	**A Hor. Neg.**	1Ø 12.5 c/13
Ext.	35 m	**Peso**	285,04 kN/m	**Tirante DW**	32	**A Vert. Pos**	1Ø 8.0 c/13
H	6 m	**Fprot.**	184,36 kN/m	**Ftrabalho**	39 tf	**A Vert. Neg.**	1Ø 16.0 c/9
				Fruptura	84 tf	**Verif. Punc.**	OK!

A configuração final da contenção projetada, incluindo a disposição dos tirantes e as características geométricas da estrutura, é apresentada na Figura *6*. Já a Figura *7* ilustra a seção transversal da cortina atirantada, evidenciando a geometria do talude, a posição dos tirantes e as condições de carregamento consideradas no projeto.

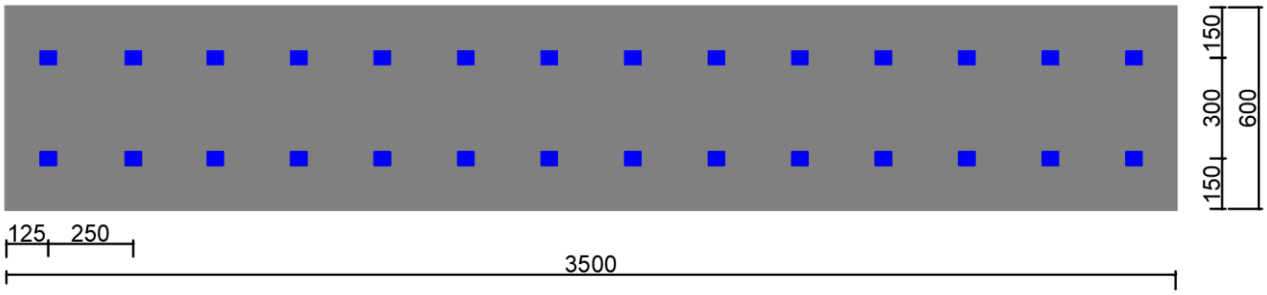


Figura 6. Vista Frontal da cortina atirantada.

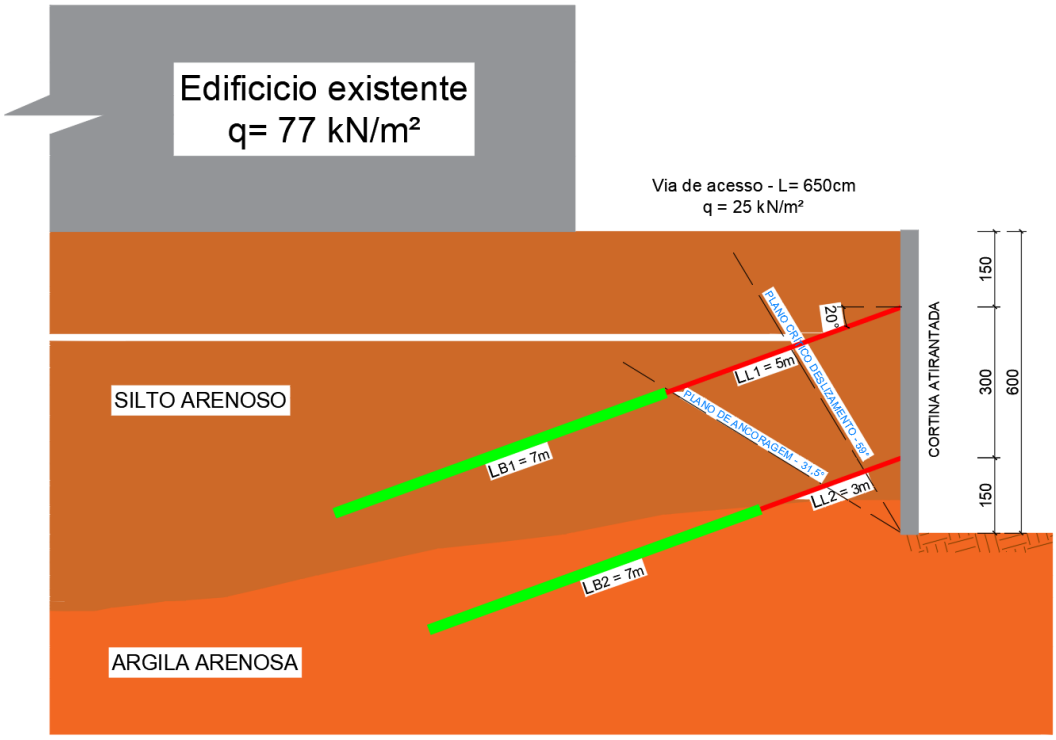


Figura 7. Seção na cortina atirantada - Vista lateral Esquerda.

3.3 Análise de estabilidade

Para a análise de estabilidade do talude, adotou-se como parâmetros de entrada o tipo de superfície não circular, o método de procura com auto-refinamento e o critério de resistência de Mohr-Coulomb, visando à obtenção da superfície crítica de ruptura com maior precisão. O fator de segurança (FS) obtido apresentou valor superior ao limite mínimo estabelecido pela NBR 11682 - Estabilidade de Encostas (2009), conforme a Tabela 3 – Fatores de segurança mínimos para deslizamentos. Assim, o fator de segurança mínimo exigido (FSmín ≥ 1,50), aplicável a situações que envolvem riscos à vida humana e a potenciais danos materiais e ambientais, foi plenamente atendido pelos resultados obtidos, uma vez que a análise com tirante resultou em FS = 2,60, enquanto a condição sem tirante apresentou FS = 1,15. As superfícies críticas de ruptura identificadas e os respectivos fatores de segurança para as condições sem e com a implantação dos tirantes são apresentados nas Figura 8 e Figura 9, respectivamente.

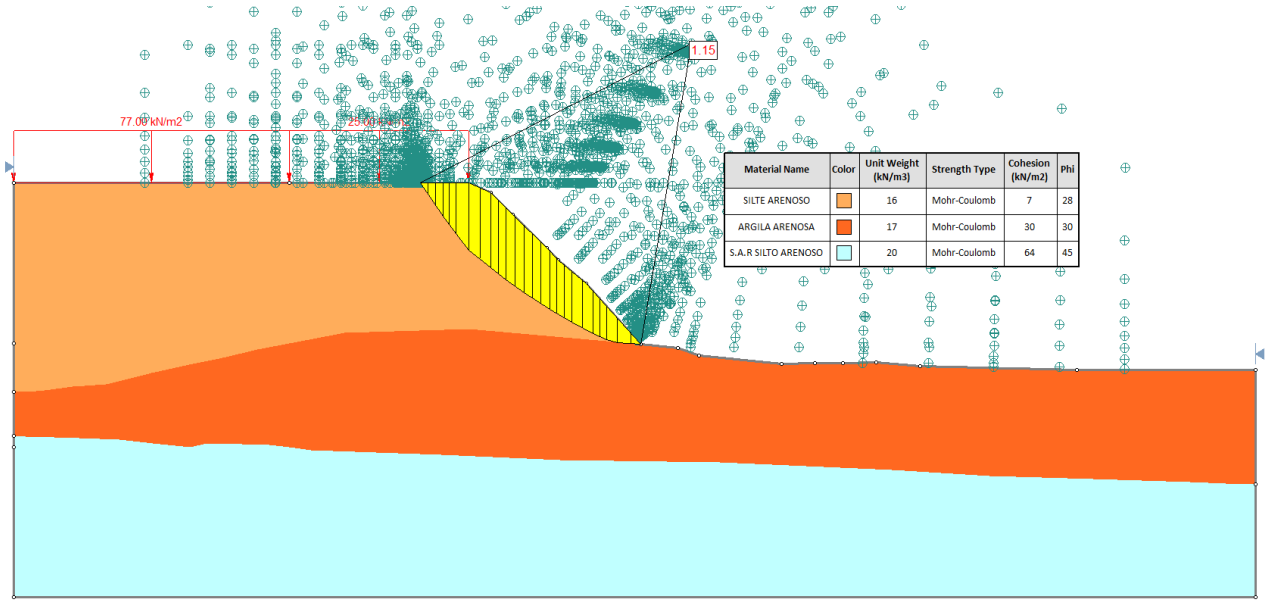


Figura 8. FS para o talude sem tirante (FS=1,15).

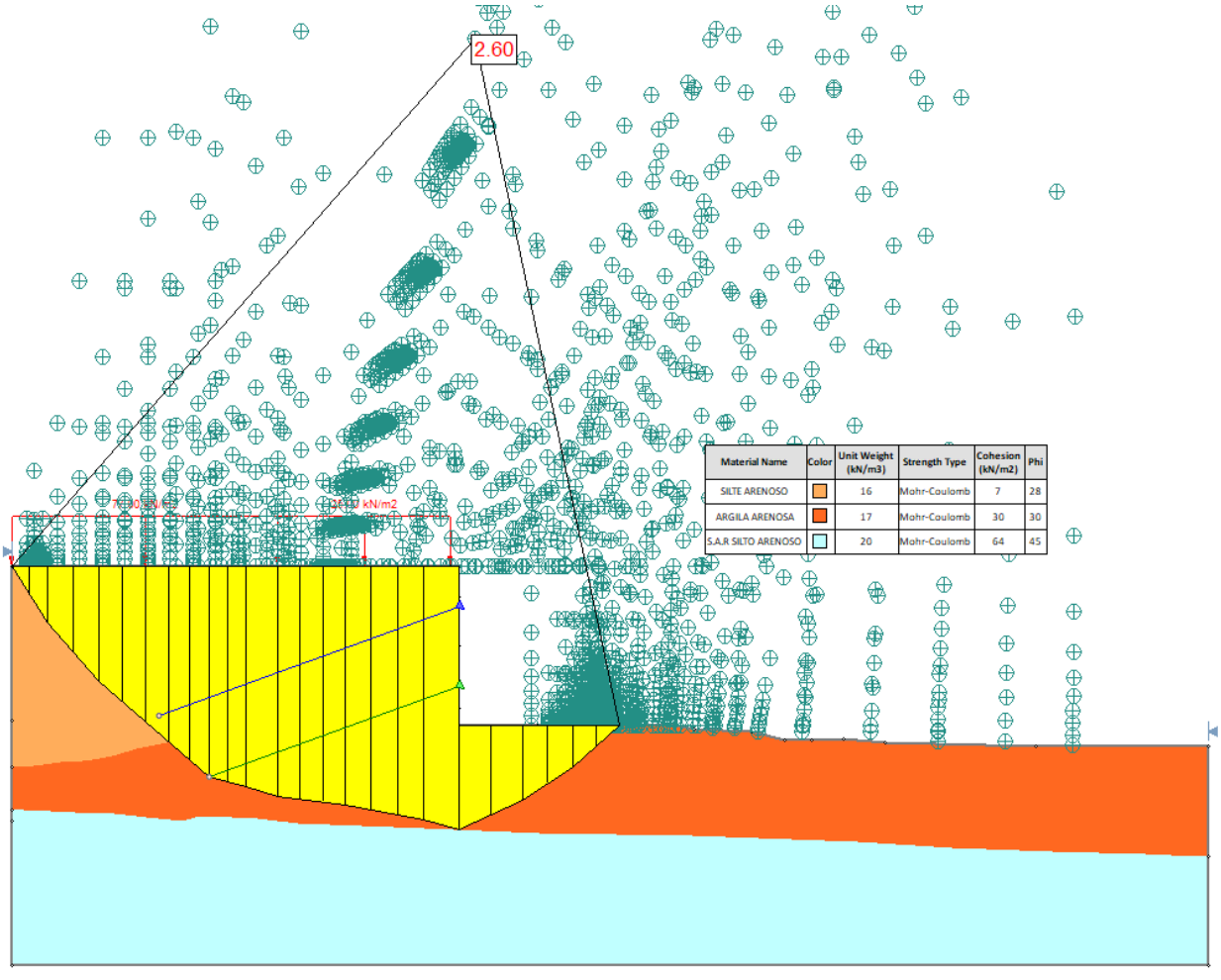


Figura 9. FS para o talude com tirante (FS=2,60)

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O dimensionamento da cortina atirantada pelo método de Costa Nunes (1957) mostrou-se eficaz na estabilização do talude analisado, garantindo que o fator de segurança global atendesse aos critérios da NBR 11682:2009. A implantação dos tirantes aumentou significativamente a estabilidade do sistema, reforçando a importância de análises geotécnicas detalhadas e do correto dimensionamento de contenções para assegurar segurança técnica e mitigação de riscos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de Encostas*. Rio de Janeiro.

Budhu M (2013) *Fundações e estruturas de contenção*. 1°ed, Rio de Janeiro: Grupo Gen - LTC.

Costa Nunes, A. J. (1957). *Contenções de encostas e escavações*. Rio de Janeiro.

Guidicini G., Nieble C. (2011) *Estabilidade de taludes naturais e de escavação*. 2° ed, São Paulo, Oficina de Textos.

Hachich W., *et al*. (2016) *Fundações: Teoria e Prática*. São Paulo.

Morgenstern, N. R.; Price, V. E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique*, v. 15, n. 1, p. 79–93.

Wichan V.H.S (2018) *Dimensionamento de uma cortina atirantada pelo método brasileiro de Costa Nunes*. 2018. 70 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) - Centro Universitário Augusto Motta. Rio de Janeiro.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/58

Dimensionamento de Modelo Físico Reduzido para Análise da Resiliência de Taludes em Solos Tropicais face a Ações Hidrodinâmicas Extremas

Luís Disse Júnior
Mestre, Programa de Pós-graduação em Engenharia Geotécnica, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, luis.disse@aluno.ufop.edu.br

Lucas Deleon Ferreira
Professor, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, lucas@ufop.edu.br

Denise de Carvalho Urashima
Professora, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Varginha, Brasil, urashima@cefetmg.br

Rafael Pinheiro Curto Bueno
Graduando, Departamento de Engenharia Urbana, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, rafael.curto@aluno.ufop.edu.br

RESUMO: A intensificação de eventos climáticos extremos aumenta a necessidade de infraestruturas hidráulicas mais resilientes, como barragens e taludes de terra. Nesse contexto, a modelagem física reduzida constitui uma ferramenta importante para investigar a resposta dessas estruturas a ações hidrodinâmicas, como a propagação de ondas. Este trabalho apresenta o dimensionamento e a aplicação de um modelo físico em escala 1:30 para analisar a interação entre ondas e taludes constituídos por solo tropical laterítico. O modelo foi desenvolvido com base no critério de semelhança de Froude, garantindo a representação adequada dos fenômenos hidrodinâmicos dominantes. Os ensaios experimentais permitiram observar processos de erosão superficial e instabilidade progressiva, evidenciando a influência da integridade estrutural do solo na resistência à erosão. Taludes construídos com solo menos perturbado apresentaram menores taxas de perda de massa. Os resultados indicam que o modelo físico desenvolvido é uma ferramenta promissora para estudos de resiliência de taludes e obras hidráulicas em solos tropicais.

PALAVRAS-CHAVE: Modelagem física, leis de escala, número de Froude, ação de ondas, solos tropicais.

ABSTRACT: Extreme climate events have increased the need for more resilient hydraulic infrastructures, such as earth dams and slopes. In this context, reduced-scale physical modeling represents an important tool for investigating the response of these structures to hydrodynamic actions, particularly wave propagation. This study presents the design and application of a 1:30 scale physical model to analyze the interaction between waves and slopes composed of tropical lateritic soil. The model was developed based on the Froude similarity criterion, ensuring an adequate representation of the dominant hydrodynamic phenomena. Experimental tests allowed the observation of surface erosion and progressive instability processes, highlighting the influence of soil structural integrity on erosion resistance. Slopes constructed with less disturbed soil exhibited lower mass loss rates under cyclic wave action. The results indicate that the proposed physical model is a promising experimental tool for investigating the resilience of slopes and hydraulic earth structures in tropical soils.

KEYWORDS: Physical modeling, scale laws, Froude number, wave action, tropical soils.

1 INTRODUÇÃO

A segurança de infraestruturas hidráulicas, como barragens de terra e taludes marginais, tem se tornado uma preocupação crescente diante da intensificação de eventos climáticos extremos (Fiori, 2015). No Brasil, essa questão é particularmente relevante devido à predominância de solos tropicais em obras de terra, materiais

que apresentam comportamento hidromecânico singular associado à sua estrutura microagregada e ao elevado grau de intemperismo (DNIT, 2023; Marinho et al., 2020; Espósito et al., 2010). Sob ações hidrodinâmicas severas, como o impacto de ondas e variações rápidas do nível d'água em reservatórios, esses solos podem sofrer processos erosivos progressivos capazes de comprometer a estabilidade de taludes.

Nesse contexto, a modelagem física reduzida constitui uma ferramenta importante para investigar esses fenômenos, permitindo a reprodução controlada de mecanismos de instabilidade e erosão em condições laboratoriais (Yasuhara e Recio-Molina, 2007). Modelos físicos têm sido amplamente utilizados na engenharia geotécnica para reproduzir, em escala reduzida, condições representativas de campo, possibilitando maior controle das variáveis envolvidas e observação direta dos processos de instabilização (Fernandes, 2021; Jacobini, 2019).

A confiabilidade dos resultados obtidos em modelos físicos depende da aplicação rigorosa das leis de semelhança, que asseguram a correspondência geométrica, cinemática e dinâmica entre o modelo e o protótipo. Para fenômenos em que predominam forças gravitacionais e inerciais, como a propagação de ondas e o escoamento em superfície livre, o Número de Froude constitui o principal parâmetro adimensional de controle da similitude (Hughes, 1993; Sutherland & Soulsby, 2011). Nesse tipo de modelagem, o fator de escala (λ), definido como a razão entre o valor de um parâmetro no protótipo e no modelo, permite estabelecer relações entre grandezas físicas como comprimento, tempo, velocidade e força, garantindo a representatividade dos processos observados em laboratório (Chanson, 2004).

Apesar dos avanços nas pesquisas que utilizam modelagem física em geotecnia, ainda são limitados os estudos experimentais voltados à investigação da interação entre ondas e taludes constituídos por solos tropicais, especialmente aqueles que consideram simultaneamente os critérios de similitude hidrodinâmica e as particularidades geotécnicas desses materiais.

Nesse contexto, o presente trabalho tem como objetivo desenvolver e validar um modelo físico reduzido capaz de investigar os mecanismos de erosão em taludes de solos tropicais submetidos à ação de ondas.

Para isso, apresenta-se o dimensionamento e a aplicação de um modelo físico em escala 1:30, baseado no critério de semelhança de Froude, destinado à análise da resiliência de taludes frente a solicitações hidrodinâmicas. O estudo contempla o dimensionamento do modelo, sua construção e instrumentação experimental, bem como a análise dos processos erosivos observados durante os ensaios.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Caracterização do Solo

O solo utilizado nos ensaios foi coletado no município de Ouro Preto (MG), sendo classificado como solo tropical laterítico argiloso. A caracterização geotécnica seguiu normas brasileiras e o sistema MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), específico para solos tropicais.

A preparação das amostras foi realizada conforme a ABNT NBR 6457 (2016). A análise granulométrica foi conduzida pelos métodos de peneiramento e sedimentação, de acordo com a ABNT NBR 7181 (2018).

2.1.1 Parâmetros de permeabilidade e retenção

A condutividade hidráulica foi determinada em permeâmetro de carga variável, conforme o Método B da ABNT NBR 14545 (2021), utilizando corpos de prova compactados na energia do Proctor Normal e vedação lateral com argila bentonítica.

A caracterização hidráulica do solo foi complementada pela determinação da curva de retenção de água, obtida pelo método do papel filtro (ASTM D5298-10, 2016). Foram utilizados papéis filtro Whatman nº 42 e corpos de prova com dimensões de 5 cm de diâmetro e 3 cm de altura, moldados com solo reconstituído.

Os corpos de prova foram inicialmente saturados por capilaridade indireta durante 24 h e posteriormente submetidos à secagem controlada, permitindo a obtenção de diferentes teores de umidade e respectivos valores de sucção matricial.

2.2 Configuração do Modelo Físico

O experimento foi realizado em canal de ondas com dimensões de 3,00 m de comprimento, 0,80 m de largura e 0,80 m de altura ((Figura 2). No interior do canal foi construído um talude com 0,70 m de altura e inclinação de 45° (1V:1H).

O modelo foi concebido com base nos princípios de semelhança geométrica, cinemática e dinâmica, adotando-se escala geométrica de 1:30 (λ L=30). Essa escolha considerou as dimensões do canal experimental e a necessidade de minimizar efeitos de contorno e reflexões de ondas. (Novak *et al*., 2007). Nessa escala, o talude do modelo representa um protótipo de aproximadamente 21 m de altura, compatível com barragens de pequeno a médio porte.

O critério de semelhança dominante adotado foi o Número de Froude (Fr), uma vez que os fenômenos analisados são governados principalmente pela interação entre forças inerciais e gravitacionais, típicas de escoamentos em superfície livre e propagação de ondas (Chanson, 2004; van Verseveld *et al.,* 2015).

Para os parâmetros geotécnicos, não foi aplicado fator de escala, sendo utilizado o solo natural, de forma a preservar suas propriedades de resistência, estrutura e erodibilidade.

2.2.1 Construção e Instrumentação do Modelo

O aparato experimental (Figura 1 e Figura2) consistiu em um canal de vidro temperado equipado com gerador de ondas do tipo pistão, com controle de frequência e amplitude, além de sistema de drenagem que permite simular rebaixamento rápido. Maiores detalhes sobre o modelo físico são apresentados em Disse Júnior (2025).

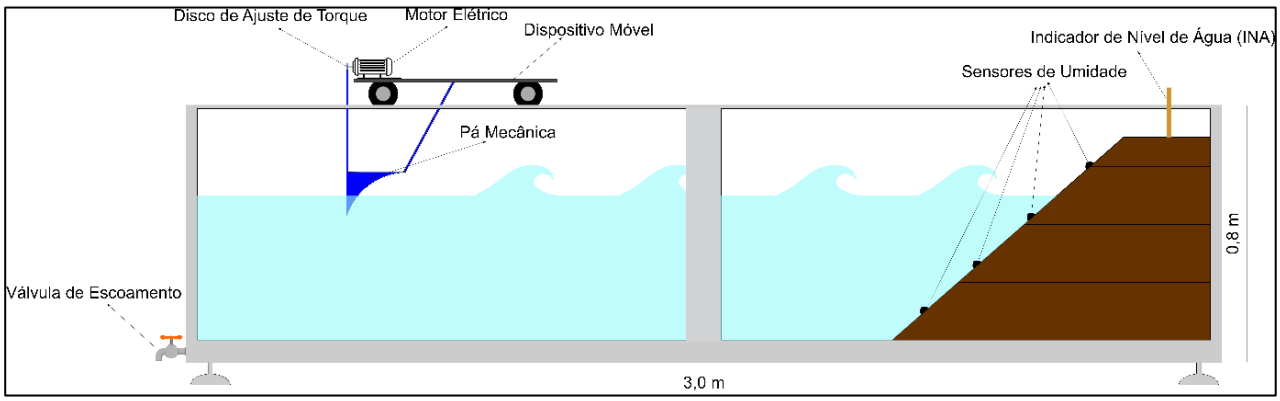


Figura 1. Representação gráfica do modelo físico reduzido (Disse Júnior, 2025).



Figura 2. Aparato com modelo reduzido saturado (vista lateral do talude 1) (Disse Júnior, 2025).

Foram construídos dois taludes experimentais idênticos, com altura e base de 0,70 m e inclinação de 1V:1H. A construção iniciou-se com o preparo do solo por secagem ao ar, destorroamento e ajuste de umidade até o valor ótimo obtido no ensaio Proctor Normal. (Gomes *et al*., 2022; ABNT NBR 6457, 2016).

A compactação foi executada manualmente em camadas de 10 cm, buscando atingir grau de compactação entre 90% e 100%, verificado pelo método do cilindro de cravação (ABNT NBR 7182, 2016; ABNT NBR 9813, 2016). Para evitar planos de fraqueza, adotou-se a estratégia de compactar inicialmente um bloco maciço, posteriormente esculpido até atingir a geometria final do talude (Lima *et al*., 2022).

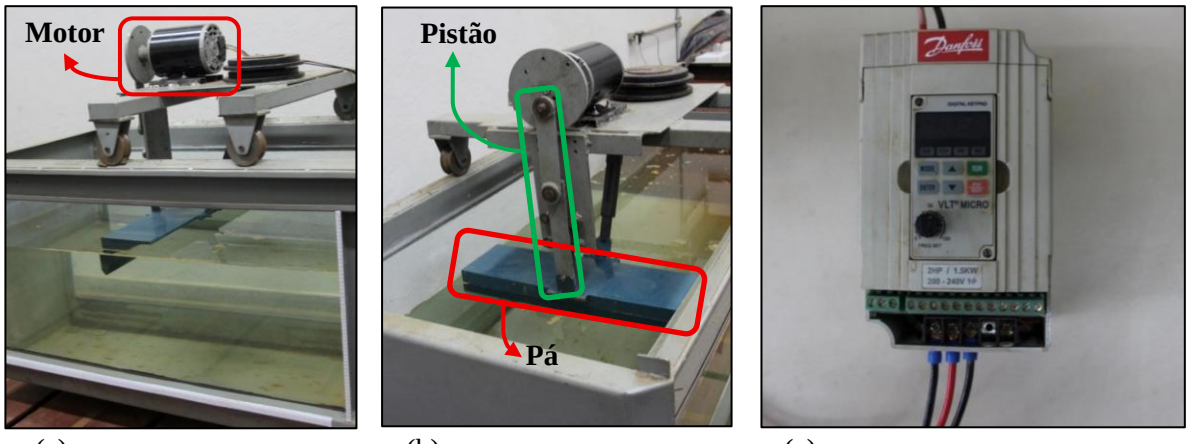
Quanto à instrumentação, foram instalados na face do talude quatro sensores capacitivos de umidade (TDR) com espaçamento de 15 cm para monitorar saturação e sucção, previamente calibrados em bancada (R^2 > 0,99) conforme a ABNT NBR 16914 (2021), além de piezômetros para monitoramento de poro-pressões e câmeras de alta resolução para registro visual, sendo um dos modelos submetido ainda a escaneamento a laser para mapeamento 3D pós-ensaio.

2.3 Simulação da Ação de Ondas

A geração de ondas foi realizada por meio de um sistema eletromecânico do tipo pistão, composto por batedor com pá horizontal acionado por motor de 1,5 kW e controlado por inversor de frequência (Figura 3 a, b e c).

Considerando a semelhança de Froude na escala 1:30, os ensaios reproduziram condições equivalentes a ventos moderados (graus 4 e 5 da Escala Beaufort). Foram aplicados períodos de onda entre 0,4 s e 1,2 s, com tempos de exposição variando de 30 s a 1 h. A Tabela 1 ilustra o resumo das escalas adotadas (1:30), (Hughes, 1993: Yasuhara e Recio-Molina, 2007).

A análise concentrou-se nos processos de interação onda–talude, com monitoramento dos ciclos de avanço (*run-up*) e refluxo (*backwash*) das ondas. Esses ciclos permitem avaliar o carregamento hidrodinâmico imposto ao talude, bem como os mecanismos associados à geração de poro-pressões e ao transporte de sedimentos.



(a) (b) (c)

Figura 3. Componentes de geração de ondas. (a) Motor, (b) pá e pistão, e (c) Inversor de frequência (Disse Júnior, 2025).

Tabela 1. Resumo das escalas adotadas (1:30)

Parâmetro	**Símbolo**	**Escala**	**Exemplo (modelo → protótipo)**
Comprimento	λL	30	1 cm → 30 cm
Altura de onda	λH	30	2 cm → 0,6 m
Tempo	λt	$\sqrt{30} \approx 5{,}477$	0,4 s → 2,2 s
Velocidade	λv	$\sqrt{30} \approx 5{,}477$	—
Profundidade	λd	30	80 cm → 24 m

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Caracterização Geotécnica e Mineralógica

A caracterização física do solo (Tabela 2) indica um material predominantemente fino, com 73% de fração passante na peneira #200, apresentando plasticidade média (IP = 10%) e limites de Atterberg de LL = 56% e LP = 46%. A razão IP/%finos = 0,15 sugere erodibilidade intermediária (Couto, 2020), indicando que, embora a fração fina seja predominante, sua plasticidade relativamente baixa favorece processos de desagregação quando submetida a ações hidráulicas.

Pela classificação MCT, o material foi enquadrado como LG' (solo laterítico argiloso), característico de solos tropicais altamente intemperizados, com estrutura microagregada e elevada estabilidade volumétrica.

A análise mineralógica (DRX) e química (FRX) indicou predominância de quartzo (49% SiO_2), associado a argilominerais do tipo caulinita/ilita (22,1% Al_2O_3) e presença significativa de óxidos de ferro (14,8% Fe_2O_3). A ausência de minerais expansivos e o baixo teor de carbonatos explicam a reduzida suscetibilidade à expansão volumétrica.

A curva de retenção de água, obtida pelo método do papel filtro, evidenciou elevada capacidade de sucção matricial em baixos níveis de saturação, característica típica de solos lateríticos microagregados. Essa condição contribui para o aumento da resistência ao cisalhamento em estado parcialmente saturado, fator importante para a estabilidade inicial dos taludes ensaiados.

Tabela 2. Caracterização física do Solo

Propriedade	**Resultado**
Análise granulométrica	Pedregulho: 3% Areia: 24% Silte: 35% Argila: 38%
Limite de Liquidez (LL)	56%
Limite de Plasticidade (LP)	46%
Índice de Plasticidade (IP)	10%
Densidade real dos sólidos	2,69 g/cm³
Porosidade do CP compactado	32,8%
Umidade natural	34,59%
Permeabilidade (k)	$3{,}42 \times 10^{-5}$ cm/s
Ensaio de compactação Proctor	Umidade ótima: 32,5% Massa específica seca máxima: 1,375 g/cm³
Classificação MCT	LG' (Solo argiloso laterítico)

3.2 Interação Onda-Talude

Os ensaios simularam ondas com alturas entre 0,04 m e 0,07 m, correspondentes a aproximadamente 1,2 m a 2,1 m em escala real. O programa experimental foi estruturado em duas fases distintas.

Na fase exploratória (Talude 1), foram avaliadas diferentes combinações de frequência de ondas (3,6 a 4,4 Hz), nível d'água (50,5 a 56 cm) e tempo de exposição (30 s a 1 h), com o objetivo de identificar condições críticas para o início da erosão. Observou-se que o aumento da frequência das ondas e do tempo de exposição intensificou o carreamento de partículas finas, evoluindo de um processo inicial de erosão superficial para instabilidades progressivas no talude.

Com base nesses resultados, foi definida a fase padronizada (Talude 2), na qual os parâmetros hidráulicos foram mantidos constantes (frequência de 4 Hz, nível d'água de 54,5 cm e ciclos de 10 minutos), permitindo avaliar de forma mais isolada a influência da ação das ondas no processo erosivo.

A Tabela 3 apresenta um comparativo entre os ensaios realizados nos Taludes 1 e 2.

Tabela 3. Comparativo entre os Ensaios do Talude 1 e Talude 2.

Parâmetro	Talude 1 (Exploratório)	Talude 2 (Padronizado)
Objetivo	Definir padrões críticos de onda, nível de água e tempos de exposição para posterior padronização dos ensaios	Avaliar comportamento erosivo sob condições controladas, com os parâmetros definidos no Talude 1
Frequências de onda	Variadas (3,6 a 4,4 Hz)	Frequência única (4 Hz)
Altura da lâmina de água	Variada (50,5 a 56 cm)	Altura constante (54,5 cm)
Tempo de aplicação	Variado (30 s a 1 h)	10 minutos por ciclo
Número de ciclos	Variável (1 a 10 ciclos por etapa)	10 ciclos
Intervalo de repouso	Variado (3 min a 6 h)	20 minutos
Principais observações	Identificação de limiares de carreamento de finos e início de erosão progressiva com aumento de frequência e tempo de exposição	Isolamento dos efeitos de ondas sob condições constantes, permitindo avaliação clara de erosão e deslocamento de finos.
Finalidade	Definição de parâmetros críticos de agitação e rebaixamento para simulação em modelo físico	Análise do comportamento erosivo em condições controladas e replicáveis

3.2.1 Erosão Superficial e Perda de Massa

A quantificação da erosão foi realizada por meio da coleta e secagem do material transportado, conforme procedimento normativo (ABNT NBR 6457, 2016). Os resultados indicaram comportamento significativamente distinto entre os dois taludes.

O Talude 1 apresentou maior resistência à erosão, com taxa inicial de aproximadamente 0,12 g/min, reduzindo-se para cerca de 0,05 g/min após 60 minutos. Essa estabilização sugere que a erosão inicial remove preferencialmente partículas menos agregadas da superfície, restando posteriormente uma camada relativamente mais resistente.

Por outro lado, o Talude 2 apresentou comportamento muito mais suscetível à erosão, com taxa inicial de aproximadamente 0,48 g/min e valor residual de 0,22 g/min. Essa diferença está associada às perturbações prévias do solo, decorrentes da instalação de instrumentação e dos ciclos de molhagem e secagem, que tendem a reduzir a cimentação natural típica dos solos lateríticos.

Esse resultado evidencia um aspecto importante do comportamento dos solos tropicais: a estrutura microagregada desempenha papel fundamental na resistência à erosão, sendo significativamente afetada por perturbações mecânicas ou alterações no regime de umidade.

A comparação entre os taludes evidencia a magnitude dessa influência. Enquanto o Talude 1 apresentou perda total equivalente a 1,11% de sua massa, o Talude 2 atingiu perda de 6,79%. Quando extrapolados para a escala de protótipo, esses valores correspondem a aproximadamente 92,7 toneladas e 988 toneladas, respectivamente. A taxa de erosão em escala real atingiu 6,58 ton/min no cenário mais crítico. A Tabela 4 apresenta os valores médios de volume total erodido após término de ensaio para cada talude.

Embora essa extrapolação deva ser interpretada com cautela, os resultados indicam que pequenas alterações estruturais no solo podem resultar em variações significativas no comportamento erosivo, sobretudo em cenários de carregamento hidrodinâmico repetitivo.

Tabela 4. Valores médios de volume total erodido após término de ensaio para cada talude

	Talude 1	**Talude 2**
Volume inicial do Prisma trapezoidal (m³)	0.224	0.392
Massa do Prisma (kg)	308	539
Massa erodida (kg)	3.43	36.6
Percentual erodido (%)	1.114	6.793
Extrapolação em escala 1:30 (ton)	92.67	988.09
Tempo de ensaio em modelo (min)	60	150
Tempo real equivalente (hh:min)	05:29	13:41
Taxa de erosão em modelo por minuto (g)	0.06	0.24
Taxa de erosão em escala real por minuto (ton)	1.54	6.58

4 CONCLUSÕES

O presente trabalho apresentou o dimensionamento e a aplicação de um modelo físico reduzido em escala 1:30 para investigar a interação entre ondas e taludes constituídos por solo tropical laterítico. A adoção do critério de semelhança de Froude mostrou-se adequada para representar os fenômenos hidrodinâmicos dominantes, permitindo a reprodução experimental de processos erosivos em condições controladas de laboratório.

A caracterização geotécnica indicou comportamento típico de solos lateríticos, com predominância de fração fina, presença de óxidos de ferro e estrutura microagregada, fatores associados à estabilidade inicial do solo e a elevados níveis de sucção matricial em condição parcialmente saturada. Os ensaios evidenciaram que a integridade estrutural do solo influencia significativamente a resistência à erosão, sendo observadas menores taxas de perda de massa em taludes construídos com solo menos perturbado.

Os resultados ressaltam a importância da preservação da estrutura natural dos solos tropicais em obras de terra, uma vez que alterações estruturais podem aumentar a suscetibilidade à erosão sob carregamentos hidrodinâmicos cíclicos. Apesar das limitações inerentes à modelagem física em escala reduzida, o modelo desenvolvido demonstrou potencial como ferramenta experimental para investigar processos erosivos em taludes submetidos à ação de ondas, contribuindo para o aprimoramento de metodologias de modelagem física em geotecnia aplicada a solos tropicais.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Núcleo de Geotecnia (NUGEO) da Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP) pela disponibilidade de infraestrutura e suporte técnico, bem como à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo financiamento da bolsa de estudos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alves, L. M. (2023). *Estudo comparativo em modelo reduzido do uso de enrocamento e geomembrana em proteção do talude de montante de barragens de terra* [Trabalho de conclusão de curso, Universidade Federal do Pampa]. https://dspace.unipampa.edu.br/handle/riu/7940

ASTM International. (2016). ASTM D5298-10: *Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper*. ASTM International.

Chanson, H. (2004). *The hydraulics of open channel flow: An introduction*. Butterworth-Heinemann.

Couto, B. de O. C. (2020). *Estudo da erodibilidade em horizontes de taludes de corte rodoviário por meio de procedimentos de laboratório e de campo* [Tese de doutorado, Universidade Federal de Ouro Preto].

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2023). DNIT 259/2023 – CLA: *Solos — Classificação de solos finos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura* — Classificação. DNIT.

Disse Júnior, L. (2025). *Efeitos da ação de ondas na estabilidade de taludes de barragem de água construídos com solos tropicais: modelo físico reduzido*. Dissertação (Mestrado Acadêmico). Universidade Federal de Ouro Preto. Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas. Programa de Pós- Graduação em Geotecnia.

Espósito, T., Naghettini, M., Ladeira, J., & Caldeira, L. (2010). *Análise por árvore de eventos: Ferramenta para gestão de risco em barragens de terra*. Revista Luso-Brasileira de Geotecnia.

Fernandes, H. C. L. (2021). *Estudo experimental e numérico para avaliação da estabilidade de talude em solos não saturados* [Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto].

Fiori, A. P. (2015). *Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: Aplicações na estabilidade de taludes.* Oficina de Textos.

Gomes, E. J. S., Lima, I. S., Castanheira Neto, P. P., Silva, F., & Pires, R. C. S. (2022). *A utilização de solos tropicais em obras na engenharia*. In Geotecnia: Análise dos solos (pp. 66–89). Editora Epitaya.

Hughes, S. A. (1993). *Physical models and laboratory techniques in coastal engineering*. World Scientific.

Jacobini, L. (2019). *Avaliação da estabilidade hidráulica de diques homogêneos de enrocamento galgáveis utilizando modelo físico reduzido* [Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais]. Repositório UFMG.

Lima, C. S., Rocha, M. B., & Almeida, T. F. (2022). *Construção e monitoramento de modelos reduzidos de taludes em laboratório*. Geotecnia Aplicada, 29(4), 112–130.

Marinho, M. S., Costa, S. C. F. E., & Almeida, H. C. (2020). *Development of web application for geotechnical classification of tropical soils based on MCT methodology*. Revista de Engenharia Civil IMED, 7(1), 71–87. https://doi.org/10.18256/2358-6508.2020.v7i1.3373

Martins, L. F., & Lima, P. R. (2023). *Aplicação de modelos físicos reduzidos na análise de problemas geotécnicos: Calibração e validação de simulações numéricas*. Revista Brasileira de Geotecnia, 38(2), 85–98. https://doi.org/10.1590/rbg.v38n2.2023.0085

Massad, F. (2016). *Mecânica dos solos experimental*. Oficina de Textos.

Novak, P., Moffat, A. I. B., Nalluri, C., & Narayanan, R. (2007). *Hydraulic structures (4th ed.).* CRC Press. https://doi.org/10.1201/9781315274898

Seki, K., Toride, N., & van Genuchten, M. T. (2023). *Evaluation of a general model for multimodal unsaturated soil hydraulic properties.* Journal of Hydrology and Hydromechanics, 71(1), 22–34. https://doi.org/10.2478/johh-2022-0039

Sutherland, J., & Soulsby, R. (2011). *Guidelines for physical modelling of mobile sediments*. HR Wallingford. https://eprints.hrwallingford.com/762/1/HRPP463-Guidelines_for_physical_modelling_of_mobile_sediments.pdf

van Verseveld, H. C. W., van Dongeren, A. R., Plant, N. G., Jäger, W. S., & den Heijer, C. (2015). *Modelling multi-hazard hurricane damages on an urbanized coast with a Bayesian network approach*. Coastal Engineering, 103, 1–14. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2015.05.006

Yasuhara, K., & Recio-Molina, J. (2007). *Wave-induced erosion of clayey slopes*. Marine Georesources & Geotechnology.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/59

DINÂMICA DE DESPLACAMENTOS ROCHOSOS EM AMBIENTES URBANOS: INFLUÊNCIA DE FRATURAS E VARIAÇÕES TÉRMICAS EM EVENTO DE MAIO DE 2024 NA COMUNIDADE FAZENDA CATETE, RIO DE JANEIRO

Maria Luisa de Faria Simões
Engenheira Civil, Fundação Geo-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, marial.simoes@prefeitura.rio

Rodrigo Ferreira França
Geólogo, Fundação Geo-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, rodrigo.franca@prefeitura.rio

Mariana Duarte dos Santos
Engenheira Geotécnica, Fundação Geo-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, m.dsantos@prefeitura.rio

Marcus Bergman
Engenheiro Geotécnico, Fundação Geo-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, marcus.bergman@prefeitura.rio

RESUMO: Este trabalho apresenta a análise de um evento geotécnico incomum ocorrido em maio de 2024 na encosta do Morro Nova Cintra, no Rio de Janeiro. O evento foi caracterizado pela queda abrupta de lascas rochosas de grande porte de uma escarpa de gnaisse leptinítico. Diferentemente da maioria dos desastres em encostas, geralmente associados a chuvas intensas, este incidente ilustra a relevância da variação térmica e da presença de descontinuidades geológicas (juntas de alívio e foliação), como gatilhos para instabilidades em maciços rochosos urbanos, especialmente em períodos de baixa pluviosidade. As análises da Fundação GEO-RIO indicaram elevado potencial de novos deslocamentos, levando à interdição preventiva de moradias. Discute-se a subestimação desses fenômenos e a necessidade urgente de expansão dos mapeamentos de risco para incluir áreas suscetíveis a quedas de blocos rochosos influenciadas por processos termoclásticos, complementando os sistemas de alerta existentes. Propõe-se a integração de geotecnologias, monitoramento termal e critérios rigorosos de zoneamento para mitigar esses “riscos ocultos” e garantir a segurança urbana.

PALAVRAS-CHAVE: Riscos geológicos; queda de blocos; termoclastia; geologia de engenharia; Rio de Janeiro; mapeamento de risco.

ABSTRACT: This paper presents an analysis of an unusual geotechnical event that occurred in May 2024 on the slope of Morro Nova Cintra, in Rio de Janeiro. The event was characterized by the abrupt fall of large rock fragments from a leptinitic gneiss escarpment. Unlike most slope disasters, which are generally associated with intense rainfall, this incident illustrates the relevance of thermal variation and the presence of geological discontinuities (relief and foliation joints) as triggers for instabilities in urban rock masses, especially during periods of low rainfall. Analyses by the GEO-RIO Foundation indicated a high potential for further displacements, leading to the preventive closure of homes. The underestimation of these phenomena and the urgent need to expand risk mapping to include areas susceptible to rockfalls influenced by thermoclastic processes, complementing existing warning systems, are discussed. The proposal suggests integrating geotechnologies, thermal monitoring, and rigorous zoning criteria to mitigate these "hidden risks" and ensure urban safety.

KEYWORDS: Geological Risks; Rockfall; Thermal Weathering; Engineering Geology; Rio de Janeiro; Risk Mapping.

1 INTRODUÇÃO

A cidade do Rio de Janeiro, com sua topografia acidentada e densa ocupação de encostas, é historicamente vulnerável a desastres geotécnicos. Grande parte dos eventos de maior impacto registrados no estado, como as tragédias na Região Serrana (2010), Morro do Bumba (2011) e Petrópolis (2022), está associada a eventos pluviométricos extremos que deflagram escorregamentos e fluxos de detritos. No entanto, o incidente de maio de 2024 na encosta do Morro Nova Cintra (Comunidade Fazenda Catete, Zona Sul do Rio de Janeiro) evidencia uma tipologia de instabilidade geotécnica frequentemente negligenciada: a queda de lascas rochosas de grandes dimensões por processos não diretamente associados à saturação hídrica do maciço, mas induzida por variações térmicas em contexto de baixa pluviosidade (figuras 1 e 2).



Figura 1 – Vista geral do local do evento. Imagem panorâmica da encosta do Morro Nova Cintra, onde ocorreu o desprendimento abrupto de lascas rochosas em maio de 2024, destacando a área afetada e a localização na Zona Sul do Rio de Janeiro.

Apesar de tradicionalmente tratadas como “atípicas” em mapeamentos urbanos, as instabilidades induzidas por termoclastia não devem ser consideradas exceções. Este trabalho apresenta a caracterização técnica da ruptura, discute os resultados de análises numéricas e de campo, e propõe diretrizes para mitigação de riscos semelhantes, reforçando a importância de ampliar a abordagem predominante centrada na chuva para incluir outros gatilhos.



Figura 2 - Fotografia detalhada do local, a partir de drone, mostrando o depósito dos blocos desprendidos, ilustrando o grau de desagregação dos fragmentos e sua dispersão no terreno adjacente.

2 METODOLOGIA

Este estudo foi desenvolvido por meio da análise geológico-geotécnica detalhada da ruptura ocorrida na encosta do Morro Nova Cintra, na comunidade Fazenda Catete, Zona Sul do Rio de Janeiro. Os procedimentos adotados abrangeram levantamento de campo, análise cinemática e aplicação de geotecnologias, estruturando a investigação do evento e permitindo uma avaliação qualificada dos riscos associados.

Realizaram-se vistorias in loco para descrição geológica da escarpa, identificação da litologia predominante (gnaisse leptinítico), análise estrutural das foliações e juntas de alívio, além do mapeamento da morfologia local (Figuras 3 e 4). Essa avaliação técnica de campo permitiu fundamentar a caracterização da ruptura, especialmente sobre o processo de queda de lascas rochosas, definindo a geometria dos blocos desprendidos e sua área de deposição.



Figuras 3 e 4 - Detalhes das formações rochosas e fraturas identificadas na escarpa, com ênfase nas juntas de alívio e foliação que contribuíram para a instabilidade.

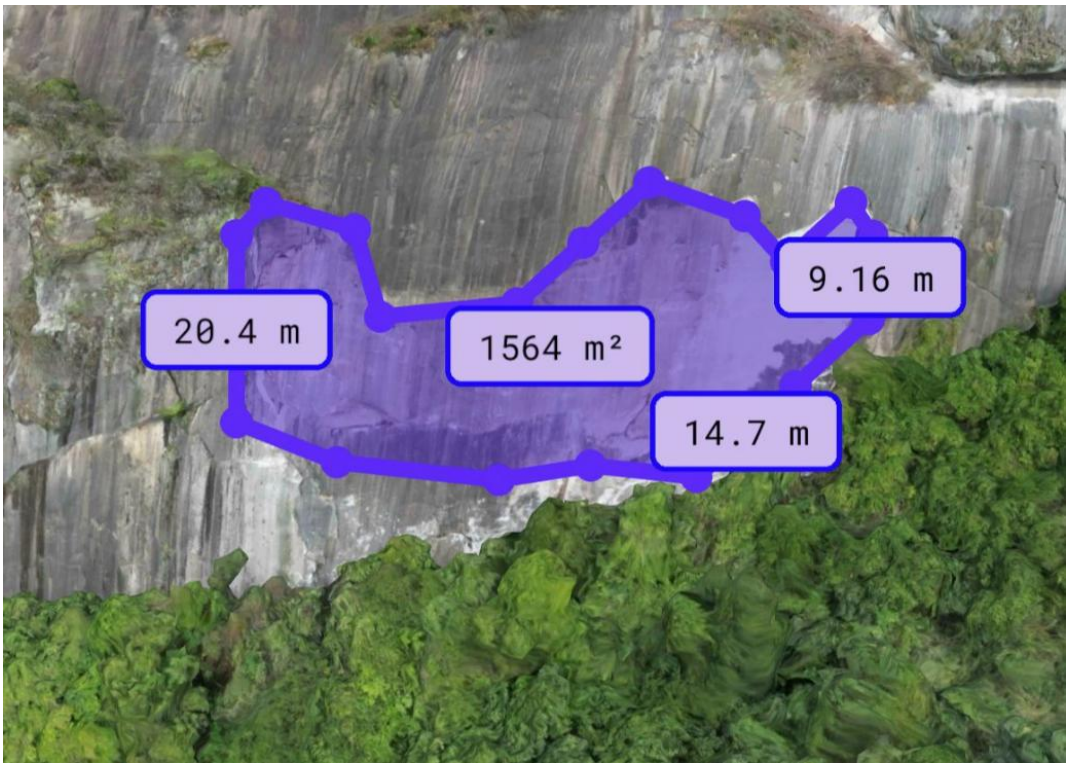


Figura 5 - Imagem superior obtida através de foto de drone, um dia após o acidente. Já a inferior, uma estimativa de área gerada a partir de modelo 3D.

Para quantificar os volumes deslocados, recorreu-se à fotogrametria baseada em imagens obtidas por drone, gerando modelos digitais de terreno que subsidiaram a estimativa volumétrica dos blocos (Figura 5). As análises cinemáticas foram conduzidas exclusivamente utilizando o software *RockFall*. Parâmetros de entrada, como massa estimada dos fragmentos e características geométricas, foram definidos a partir das observações de campo e dos dados resultantes da fotogrametria.

As análises focaram na determinação da trajetória dos blocos e na energia de impacto potencial, fatores cruciais para mensurar o alcance e o perigo às edificações situadas a jusante. A figura 6 mostra a trajetória analisada e as residências em maior risco (primeira zona de impacto), a figura 7 representa o resultado de uma simulação estatística de 1.000 quedas via software *RockFall*, onde as linhas vermelhas demarcam o alcance dos fragmentos de rocha, para cada lançamento simulado. A avaliação de risco específica para essas estruturas fundamentou medidas preventivas, como a interdição temporária de unidades habitacionais em área adjacente à zona de ruptura.

Por fim, foram propostas diretrizes de mitigação para os riscos identificados, incluindo a instalação de contenções específicas, apresentadas nas figuras 8 e 9 (intervenções 1 e 2 - Barreiras de Impacto, intervenções 3, 4 e 5 – Contrafortes, intervenção 6 – tela de alta resistência), além de supressão de blocos instáveis, gerenciamento territorial e remoção planejada de ocupações em áreas de risco, integrando a análise técnica com ações práticas de segurança.



Figura 6 - Mapa com ortofoto mostrando a localização da seção topográfica utilizada na simulação das trajetórias dos fragmentos e áreas de risco.

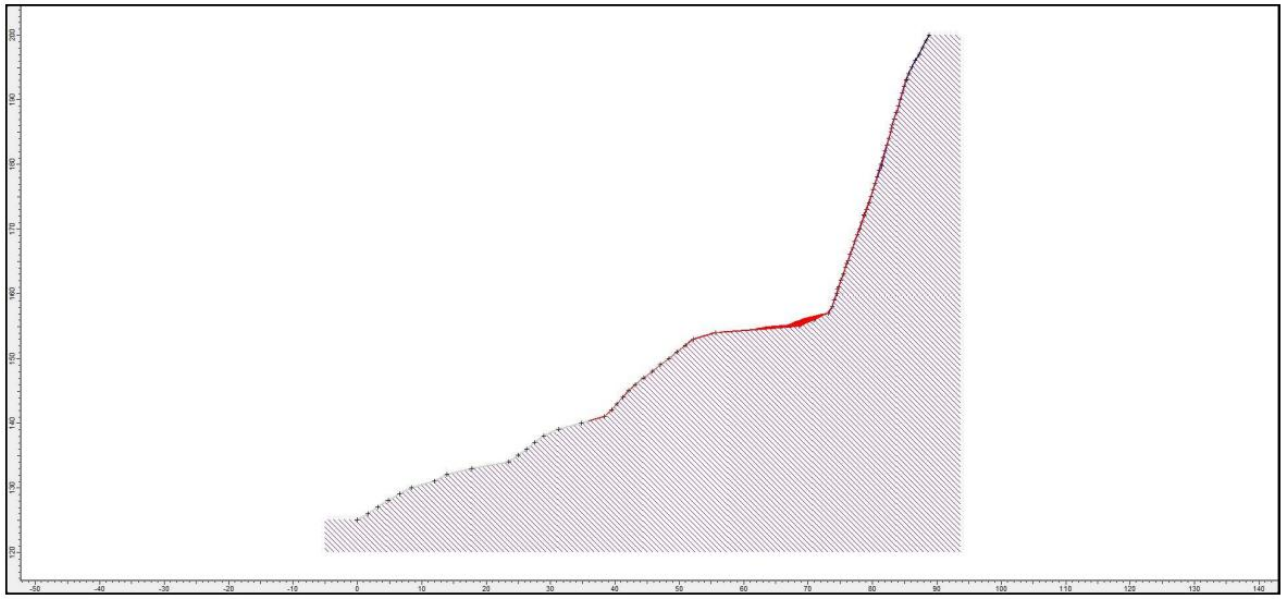


Figura 7 - Resultado da análise cinemática (*RockFall*): simulação da queda de fragmentos ao longo da seção (figura 6), indicando alcance e comportamento dos blocos.

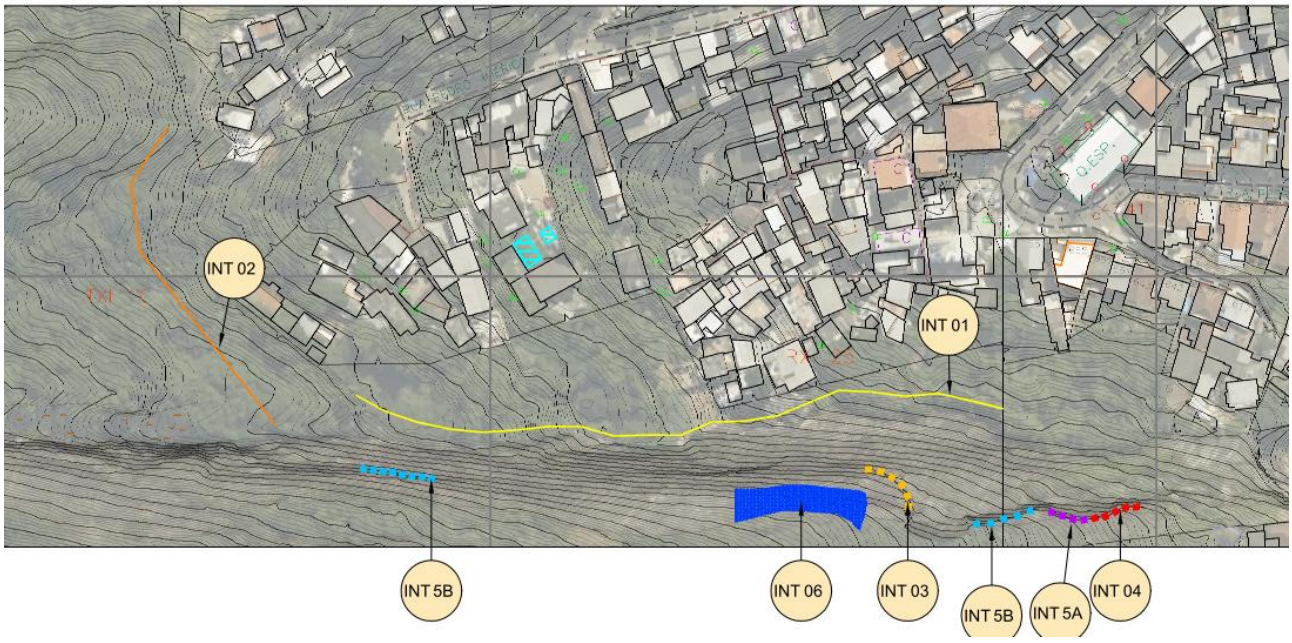


Figura 8 – Planta de locação das intervenções propostas.

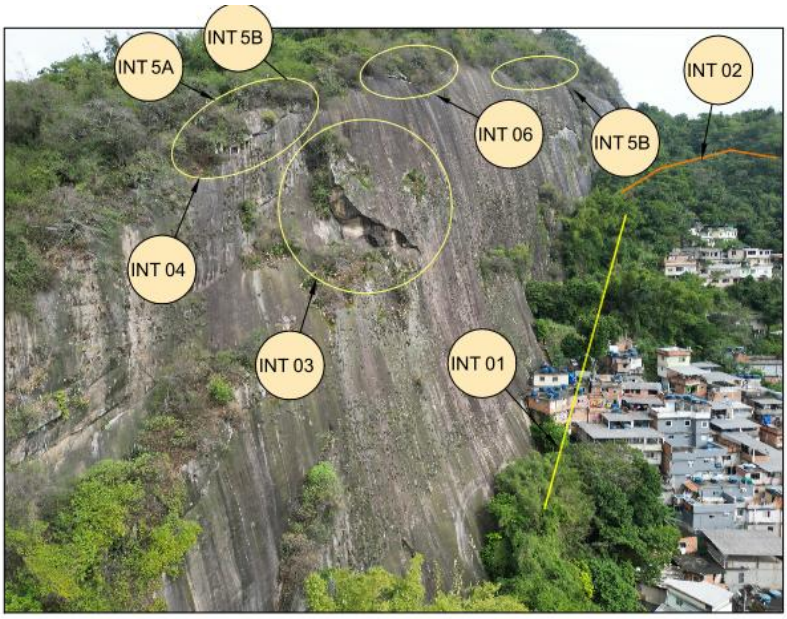


Figura 9 – Locação das intervenções.

3 DISCUSSÕES

Os resultados obtidos neste estudo destacam a relevância das instabilidades geotécnicas induzidas por variações térmicas em contextos urbanos vulneráveis, especialmente aquelas não diretamente relacionadas a eventos pluviométricos extremos. A queda de grandes lascas rochosas na escarpa do Morro Nova Cintra evidencia um mecanismo de ruptura que, embora tradicionalmente subestimado, pode representar risco significativo para as comunidades em encostas densamente ocupadas.

A análise geológico-geotécnica combinada com as simulações cinemáticas da trajetória e energia de impacto, baseadas em dados coletados de campo e fotogrametria, forneceram um panorama consistente do evento, permitindo oferecer subsídios técnicos para avaliação de risco e a proposição de medidas mitigadoras.

Entretanto, ressalta-se que o estudo apresenta limitações inerentes à ausência de investigações geotécnicas laboratoriais e de campo mais aprofundadas que poderiam auxiliar na modelagem mais precisa da ruptura. Tais investigações forneceriam parâmetros adicionais para calibrar as simulações e estimar com maior exatidão as condições mecânicas do maciço rochoso, contribuindo para a robustez técnica e científica do estudo de caso.

Assim, futuras pesquisas incorporando ensaios laboratoriais e análises geotécnicas detalhadas são recomendadas para aprimorar o entendimento dos mecanismos de instabilidade e aprimorar as estratégias de mitigação em áreas urbanas similares.

4 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O estudo demonstrou que instabilidades induzidas por variações térmicas, como a termoclastia, podem representar risco significativo em áreas urbanas de encostas, mesmo em períodos de baixa pluviosidade, desafiando a abordagem tradicional que associa prioritariamente tais eventos às chuvas intensas.

A integração das análises geológico-geotécnicas de campo, fotogrametria e análise cinemática da trajetória dos blocos possibilitou uma avaliação robusta da ruptura ocorrida e dos riscos associados à comunidade Fazenda Catete, oferecendo subsídios importantes para ações de mitigação.

Contudo, destaca-se que a ausência de investigações geotécnicas laboratoriais e estudos aprofundados limitou a modelagem da ruptura e a precisão das simulações. Portanto, a realização de investigações geotécnicas complementares e ensaios laboratoriais representaria um ganho significativo para estudos futuros,

permitindo maior detalhamento, calibração e fidelidade das análises, além de promover estratégias mais eficazes de mitigação do risco.

Como avanço potencial para estudos futuros, destaca-se a possibilidade de utilizar drones equipados com tecnologia LiDAR para a obtenção de modelos digitais tridimensionais de alta resolução da área estudada. Essa abordagem permitiria estimar com maior precisão o volume dos blocos desprendidos e o alcance real das quedas, mesmo em regiões cobertas por vegetação densa. O uso do LiDAR complementaria as técnicas de fotogrametria utilizadas, aprimorando a modelagem da ruptura e o entendimento dos mecanismos de instabilidade. Assim, a implementação dessa tecnologia contribuiria para a calibração e validação das análises cinemáticas, aumentando a confiabilidade das simulações e a efetividade das estratégias de mitigação de riscos em áreas urbanas vulneráveis.

Esse aprimoramento é fundamental para avanços técnicos e científicos em estudos de instabilidade de encostas urbanas, contribuindo para a segurança das populações e a sustentabilidade do desenvolvimento urbano em regiões de risco.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Eppes, M. C.; Keanini, R. (2017). *Mechanical weathering and rock erosion by climate-driven thermal stress.* Nature Reviews Earth & Environment, 2, 1-16. https://doi.org/10.1038/s41561-017-0018-6

Oliveira, F. A.; Gontijo, C. R. (2005). *Termoclastia em regiões tropicais e seu papel na evolução de escarpas*. Revista Brasileira de Geomorfologia, 6(1), 11-22.

CPRM (2012). *Atlas Nacional de Desastres Naturais*. Brasília: CPRM

Fundação GEO-RIO (2020). *Manual de Monitoramento e Estabilidade de Encostas Urbanas*. Prefeitura do Rio de Janeiro

Hencher, S. R.(2015). *Practical Engineering Geology*. CRC Press.

Le Roux, J. P.; Vargas, G. (2005). *Hydraulic behavior of rockfall on slopes with variable weathering*. Engineering Geology, 78(1-2),147-158.

IBGE (2023). *Estatísticas de Desastres Naturais no Brasil*. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística.

Pires, Jonas Machado. *Uso do Lidar (Light Detection and Ranging) para Estimação da Altura de Árvores em Povoados de Eucalipto*. Universidade Federal de Viçosa, 2005.

Rocscience inc. Rockfall - *Rockfall Analysis Software*, versão 4.0. Disponível em: https://www.rocscience.com/software/rocfall.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/60

Efeito da Consideração da Carga na Face no Dimensionamento de Estruturas de Solo Grampeado

Carolina Cury Saramago
Engenheira Civil, Universidade Federal Fluminense, Niterói, Brasil, carolinasaramago@id.uff.br

Robson Palhas Saramago
Professor Associado, Universidade Federal Fluminense, Niterói, Brasil, robsonsaramago@id.uff.br

Antonio Alves do Couto Junior
Engenheiro Civil, Terrae Projetos e Consultoria Ltda, Niterói, Brasil, antoniocoutojr2@gmail.com

Cássio da Silva Pacheco
Engenheiro Civil, Terrae Projetos e Consultoria Ltda, Niterói, Brasil, cassio.s.pacheco@gmail.com

RESUMO: Os programas computacionais mais utilizados atualmente, baseados no método de equilíbrio limite para análise de estabilidade de estruturas de solo grampeado, permitem a consideração, em geral, da carga na face da contenção variando de 100% (carga máxima do grampo atuando na face) até zero (sem carga na face). O trabalho apresenta uma discussão conceitual e numérica da consideração desta carga na face e seus efeitos no dimensionamento da estrutura de solo grampeado a partir da utilização do programa Slide 2 da empresa Rocscience, considerando diferentes cargas atuando junto à face. Aborda resultado de instrumentação de grampo com células de carga em obra realizada em Niterói – RJ, com altura máxima de 37m, e mostra a importância da consideração da referida carga no dimensionamento da estrutura de solo grampeado. Apresenta-se o comportamento das cargas junto à face durante a implantação da obra e após a obra finalizada, além da necessidade de verificação estrutural à punção do paramento. A instrumentação dos grampos valida as hipóteses adotadas no projeto e serve de referência para projetos futuros.

PALAVRAS-CHAVE: Solo grampeado; Estrutura de contenção; Carga na face; Estabilidade de taludes

ABSTRACT: Most computational programs used for stability analysis of soil-nailed structures, based on the limit equilibrium method, allow the facing load to vary from 100% to zero. This study discusses the effects of the facing load on the design of soil-nailed structures using the Slide2 software (Rocscience) and presents load-cell instrumentation results from a 37 m high soil-nailed structure in Niterói, RJ, highlighting the behavior of facing loads during construction and in the service condition.

KEYWORDS: Soil nailing; Retaining structures; Face load; Slope stability

1 INTRODUÇÃO

De acordo com a NBR 16920-2 (2021), solo grampeado é uma técnica de estabilização, temporária ou permanente, de taludes naturais e escavações, por meio da introdução de reforços no maciço (grampos), geralmente associados a revestimento da face. Os grampos são capazes de resistir aos esforços solicitantes.

Ao utilizar programas baseados em método de equilíbrio limite para realizar as análises de estabilidade, o projetista define o quanto da carga admissível dos grampos pode atuar junto à face do solo grampeado. Tal valor pode ser considerado como 100% (carga máxima do grampo atuando na face) até zero (sem carga na face). O objetivo do estudo é avaliar a influência da variação da carga na face no cálculo dos fatores mínimos de segurança e nas superfícies potenciais de ruptura.

Assim, utilizou-se como estudo de caso um solo grampeado real, com o qual foram elaboradas análises de estabilidade com diferentes considerações de carga junto à face. Também foi realizado o dimensionamento estrutural (punção) do paramento, para cada consideração de carga atuante na face.

A obra estudada possui diversas instrumentações, incluindo *strain gauges* em grampos desta contenção, auxiliando na compreensão do funcionamento real da estrutura.

2 ESTUDO DE CASO

Utilizou-se como estudo de caso uma obra real, localizada no Município de Niterói - RJ. O solo grampeado em questão foi executado para permitir a implantação de um empreendimento residencial.

Esta contenção possui altura máxima de 37 m e foi realizada em quatro trechos, separados por patamares. A seguir, a Figura 1 apresenta um modelo tridimensional correspondente ao levantamento topográfico anterior à obra; a Figura 2 corresponde à obra finalizada; A Figura 3 mostra uma imagem com a vista frontal do solo grampeado estudado; e a Figura 4 diz respeito à seção transversal de análise. O solo grampeado estudado está marcado em vermelho e o grampo em verde corresponde ao reforço instrumentado analisado neste trabalho.

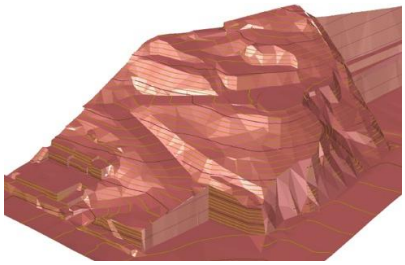


Figura 1. Modelo tridimensional da topografia



Figura 2. Obra finalizada

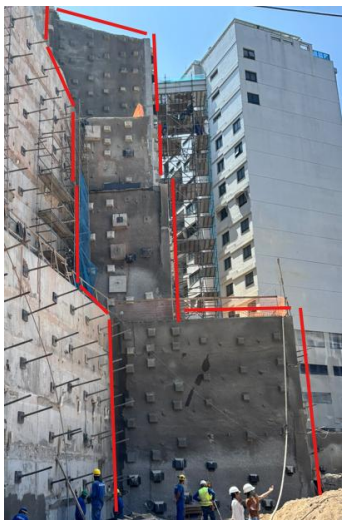


Figura 3. Vista frontal do solo grampeado

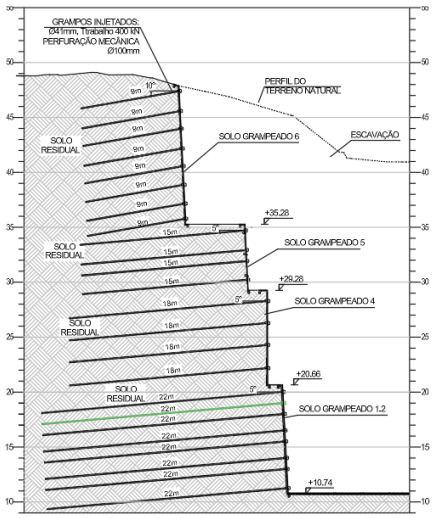
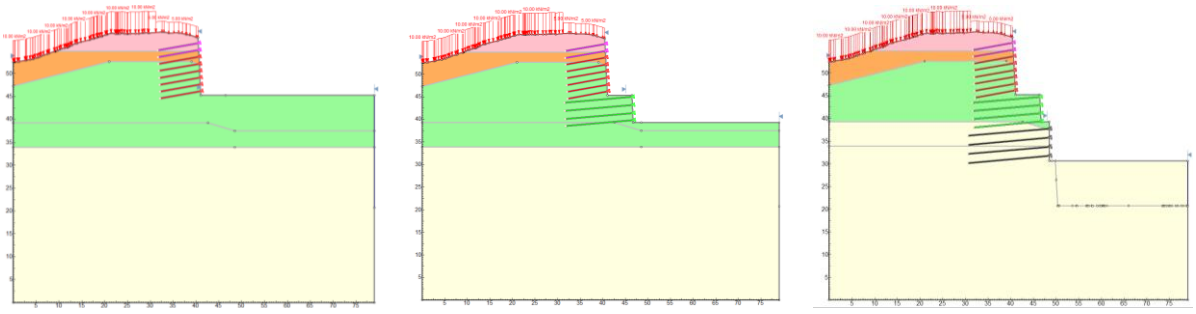


Figura 4. Seção transversal de análise

3 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

A fim de garantir o preconizado pela norma NBR 16920-2 (2021) quanto ao nível de segurança desejado contra perda de vidas humanas e contra danos ambientais e materiais, durante e após a execução do solo grampeado, foram elaborados quatro cenários para análise de estabilidade. Três correspondem a etapas de execução da contenção, feita pelo método descendente, enquanto a quarta etapa representa o solo grampeado finalizado, equivalente ao pós-obra. Utilizou-se o programa Slide2, da empresa Rocscience, e o método de análise de estabilidade utilizado foi o de Spencer.

Para cada etapa de escavação, utilizou-se a consideração de 0%, 50% e 100% da carga de trabalho do grampo (400 kN) disponível para atuar na face da contenção, totalizando 12 cenários. A sobrecarga considerada na crista corresponde à 5 kPa (próximo à face) e 10 kPa, devido às condições de contorno à montante do solo grampeado. A estatigrafia do terreno, os parâmetros de resistência das camadas do solo e os demais parâmetros envolvidos nas análises de estabilidade foram mantidos, alterando apenas a consideração da carga na face. Na sequência, estão apresentadas as seções transversais das Etapas 1, 2 e 3 (Figura 5).



(a) Etapa 1 (b) Etapa 2 (c) Etapa 3

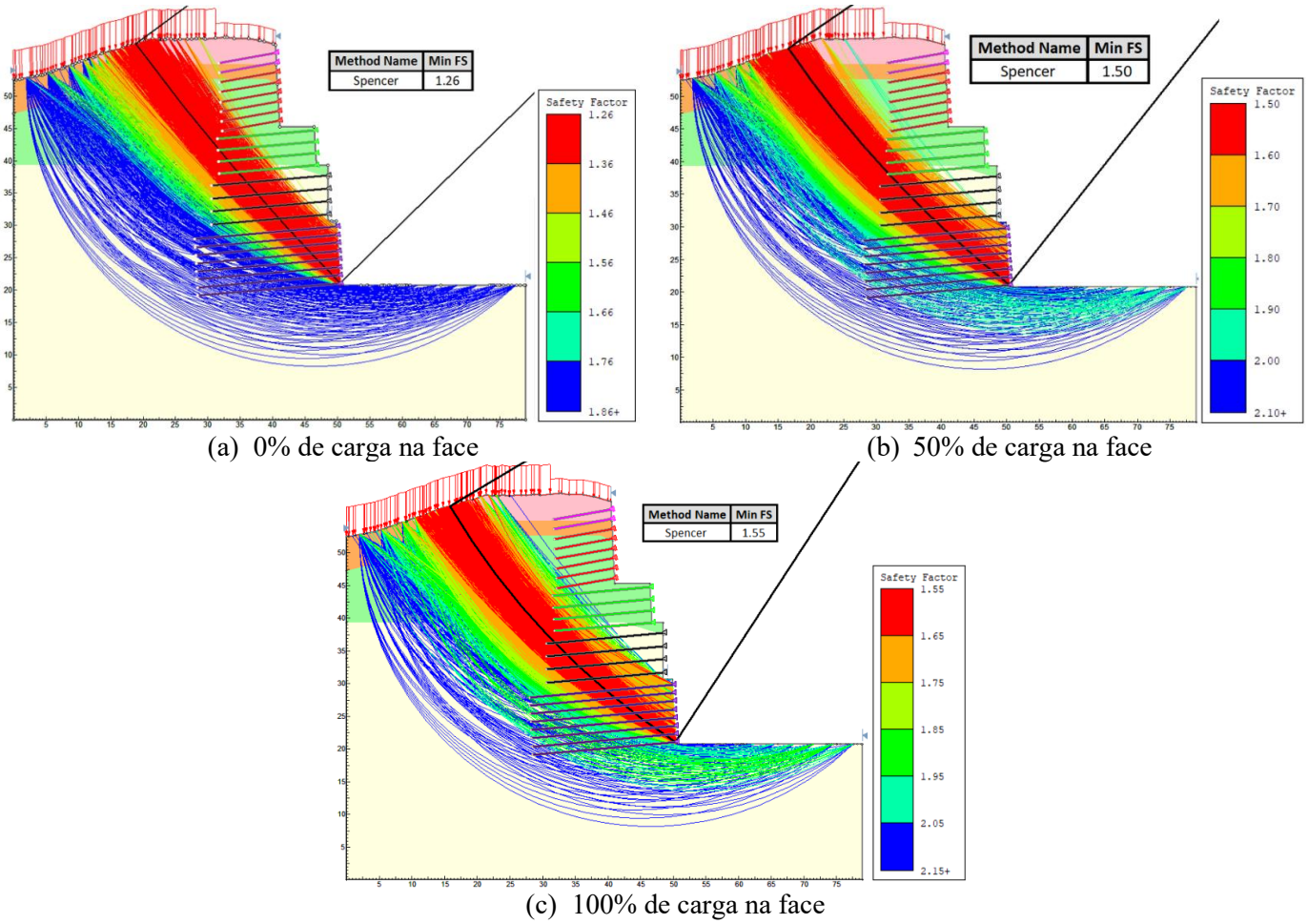
Figura 5. Perfis das três primeiras etapas de escavação

Os parâmetros geotécnicos adotados nas análises de estabilidade estão apresentados na Figura 6.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)
SR Maduro (Argila Arenosa Nspt<15)		17	Mohr-Coulomb	5	28
SR Maduro (Argila Arenosa Nspt>15)		18	Mohr-Coulomb	10	30
SR Maduro (Silte Argilo-Arenoso)		18	Mohr-Coulomb	12	32
SR Jovem (Silte Arenoso)		20	Mohr-Coulomb	27	37

Figura 6 - Parâmetros geotécnicos adotados

Quanto à quarta etapa, correspondente à contenção finalizada, na Figura 7 estão apresentadas as análises de estabilidade elaboradas com as respectivas legendas.



(a) 0% de carga na face (b) 50% de carga na face

(c) 100% de carga na face

Figura 7. Análises de estabilidade da quarta etapa – pós-obra

Os resultados das análises de estabilidade foram analisados e montou-se um compilado com cada superfície potencial de ruptura crítica (Figura 8) e com os fatores de segurança obtidos para cada etapa (Tabela 1). Destaca-se que, para as duas primeiras etapas de escavação, a superfície crítica obtida foi a mesma para 50% e 100% de carga atuando na face. Os cenários com 0% de carga chegando à face fornecem superfícies mais próximas ao paramento.

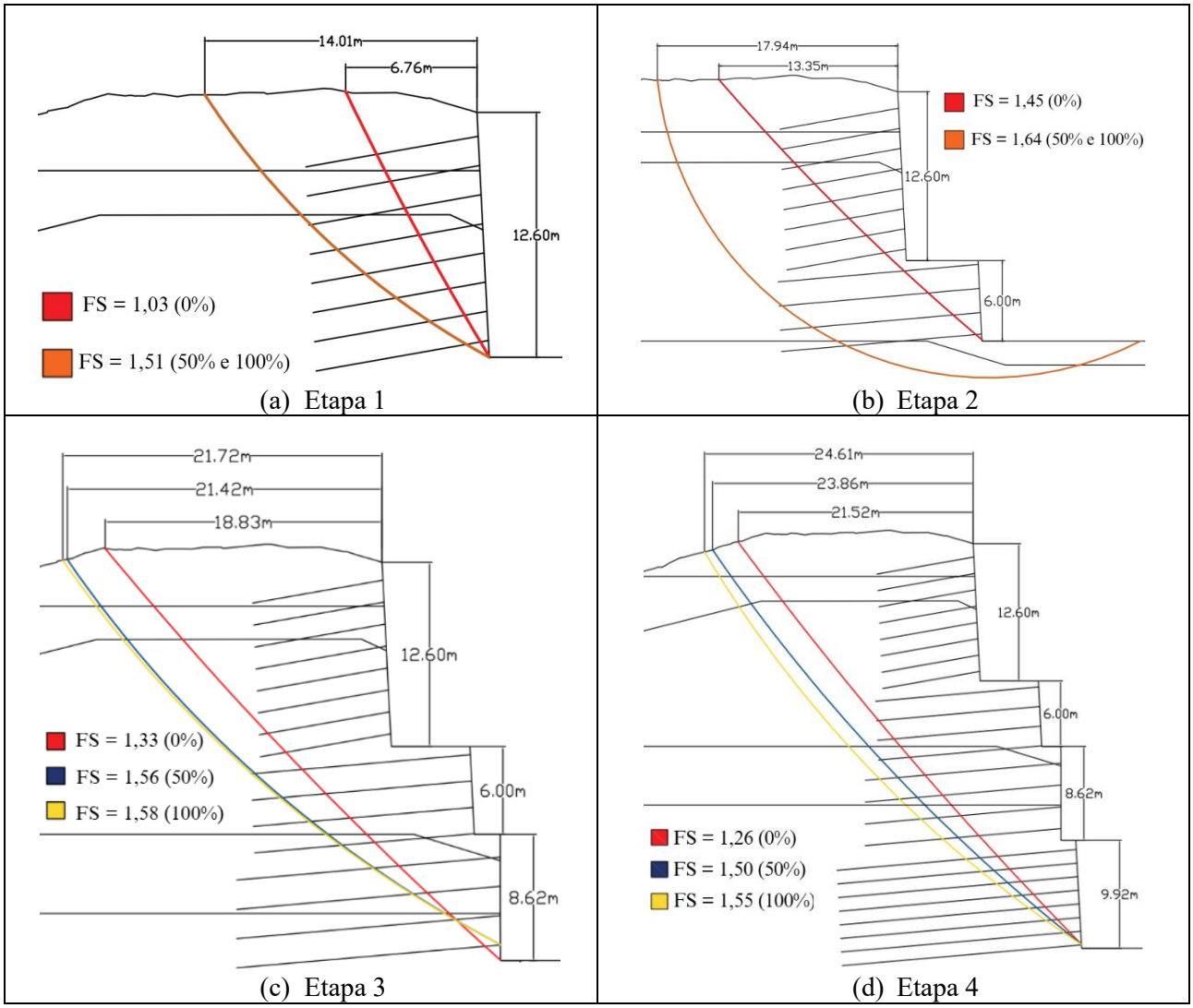


Figura 8. Comparação entre superfícies potenciais de ruptura ao longo das diferentes estapas

Tabela 1. Fatores de segurança para cada cenário

Carga considerada na face	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4
0%	1,03	1,45	1,33	1,26
50%	1,51	1,64	1,56	1,50
100%	1,51	1,64	1,58	1,55

Os valores obtidos para 50% e 100% da carga de trabalho dos grampos atuando na face da estrutura não tiveram efeito expressivo, visto que a variação está na casa decimal.

Ao comparar as considerações de 100% e 0% de carga atuando na face, percebe-se uma diminuição considerável no fator de segurança, para as quatro etapas apresentadas. Os valores correspondem a uma redução de 12% a 32%. Na primeira etapa a redução é bastante expressiva, pois a análise de estabilidade passa de satisfatória para o nível segurança desejado contra perda de vidas humanas e contra danos ambientais e materiais, no caso deste projeto de 1,5, para 1, valor teórico que representa a iminência de ruptura do talude.

4 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

Quanto ao dimensionamento estrutural da face em concreto projetado, a consideração da carga que atua no paramento é elemento fundamental para a definição da armadura. O paramento precisa ser armado estruturalmente, apresentando resistência à punção compatível com os esforços atribuídos à face.

Neste sentido, posiciona-se uma armadura de fissuração ao longo de toda a face do solo grampeado e é preciso verificar se há necessidade de armadura de reforço em área determinada ao redor dos grampos, chamada de armadura de fretagem, para evitar o mecanismo de ruptura por puncionamento. Esta verificação foi realizada de acordo com a NBR 6118 (2023), adaptada à situação de pilar de centro e laje, com a placa de ancoragem do grampo sendo análoga ao pilar.

Para fornecer uma comparação entre a área de aço necessária para cada caso, englobando armaduras de fissuração e fretagem, os demais parametros foram fixados. A resistência característica do concreto à compressão (fck) foi adotado como 35 MPa. A espessura do concreto projetado é de 12 cm e a placa de ancoragem adotada é a indicada pelo fabricante para o grampo utilizado, correspondente as dimensões de 20x20 cm.

A seguir, a Tabela 2 apresenta o resultado do dimensionamento estrutural do paramento, de acordo com cada consideração de carga chegando à face da contenção. Os resultados obtidos para área de aço e taxa de aço consideram a mesma seção e já incluem a armadura de fissuração e a de fretagem. Para o cenário sem carga atuando junto à face, a armadura mínima é suficiente e não há necessidade de armadura de fretagem.

Tabela 2. Resultado dimensionamento estrutural

Carga atuando na face	Área de aço (cm^2)	Taxa de aço
0%	0,90	0,0005
50%	15,26	0,0086
100%	116,92	0,0658

Evidencia-se que a face possui função estrutural, contribuindo para a estabilidade, nos cenários de 50% e 100% de carga atuando junto à face. Percebe-se que alterar da consideração de 50% para 100% de carga atuando junto à face representa que a área de aço da segunda é 7,6 vezes maior do que a da primeira, evidenciando um aumento não linear da armadura ao variar apenas a carga na face.

Para o cenário de 100% da carga atuando na face, a área de aço necessária ultrapassa os valores padrão para tela soldada nervurada, forma prática de comprar este tipo de malha. Observa-se uma elevada quantidade de aço para uma espessura delgada de concreto projetado, tornando tal dimensionamento inviável. Os outros parâmetros envolvidos no dimensionamento, como dimensões da placa de ancoragem, valor do fck e espessura do concreto projetado, poderiam ser modificados a fim de otimizar o cálculo. Porém, para este estudo, o objetivo é manter os mesmos parâmetros e variar apenas a carga.

5 INSTRUMENTAÇÃO

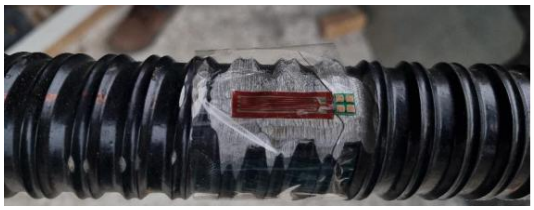
"Instrumentar uma obra é instalar aparelhos que medem grandezas importantes para a estabilidade, em locais cuidadosamente escolhidos, enquanto monitorar é acompanhar a leitura deles durante certo tempo e comparar com valores determinados anteriormente" (Geo-Rio, 2013). A instrumentação disponibiliza dados que auxiliam no entendimento do comportamento da carga na face, já que se trata de um solo grampeado real. Assim, é possível comparar a carga medida com a estimada em projeto.

A obra estudada possui, dentre outros tipos de instrumentação, extensômetros elétricos de resistência posicionados ao longo de alguns grampos. Estes sensores, conhecidos como *strain gauges*, medem os esforços de tração mobilizados ao longo do comprimento dos grampos instrumentados, relacionando variações de dimensão com variações equivalentes da resistência elétrica.

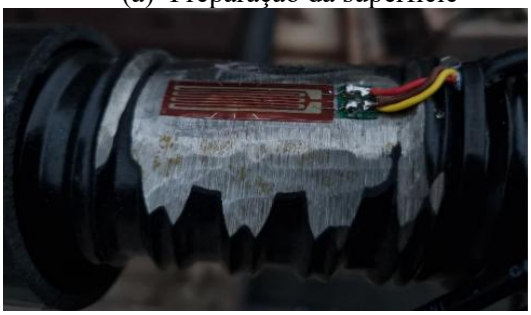
Os grampos instrumentados recebem os sensores previamente à sua instalação. Com relação ao procedimento de instrumentação, é preciso preparar a superfície do grampo, instalar os sensores nos pontos definidos, realizar as conexões elétricas, o isolamento elétrico e o mecânico, para posteriormente instalar o grampo na contenção. A seguir, a Figura 9 apresenta tal procedimento.



(a) Preparação da superfície



(b) Instalação do sensor



(c) Conexões elétricas



(d) Isolamento elétrico e mecânico

Figura 9. Procedimento de instrumentação

A seguir, a Figura 10 apresenta o gráfico Carga x Distância do ponto à face para um dos grampos instrumentados, destacado em verde na seção transversal (Figura 4). Percebe-se que este grampo possui quatro sensores, posicionados a 1, 3, 5 e 10 m da face da contenção. Apesar de não existir instrumentação especificamente na face, os dados disponibilizados pelos sensores fornecem uma estimativa da carga próxima à face e informações sobre o comportamento do grampo, quanto à mobilização de carga no reforço ao longo do tempo. São apresentadas quatro datas de leitura da referida instrumentação.

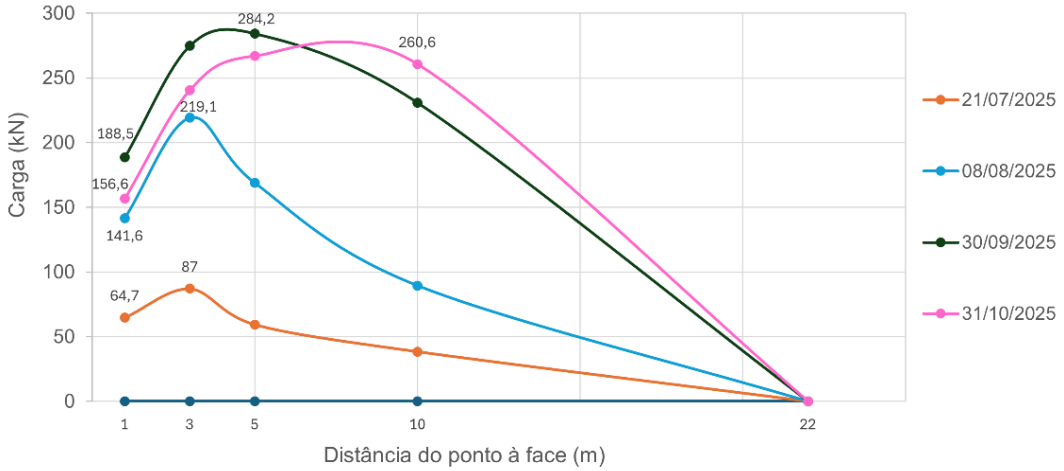


Figura 10. Gráfico Carga x Distância

O gráfico apresenta o valor da carga no sensor mais próximo à face, posicionado a 1 m de distância, bem como no ponto de leitura com carga máxima mobilizada, para cada uma das quatro datas de leitura.

O maior valor obtido próximo à face foi de 188,5 kN. Ressalta-se que, segundo Lima (2007), o manual técnico da FHWA (Lazarte et al, 2003) fornece uma equação para estimar a força de tração na cabeça do grampo (T_0), atuante na face da contenção na condição de serviço. A expressão está apresentada a seguir (Equação 1), na qual $T_{máx-s}$ refere-se à força de tração máxima obtida no grampo, por análise de estabilidade global com método de equilíbrio limite, e $s_{máx}$ diz respeito ao espaçamento máximo entre grampos, comparando vertical e horizontal.

$$T_0 = T_{máx-s} \cdot [0{,}6 + 0{,}2\,(s_{máx} - 1)] \quad (1)$$

Para o grampo apresentado, o valor estimado para a carga na face corresponde a 260 kN. Assim, até o momento, a carga medida está menor do que a estimada por esta equação.

A maior carga mobilizada medida ($T_{máx}$) ocorreu no terceiro sensor, na terceira leitura, de 284,2 kN. Nota-se que a carga mobilizada foi aumentando ao longo dos três primeiros meses de monitoramento e diminuiu na última leitura. A partir das fotos registradas nas visitas semanais à obra, foi possível selecionar imagens do solo grampeado (quarta etapa de escavação) ao longo da sua execução, em datas compatíveis com as leituras da instrumentação, como apresentadas a seguir da Figura 11 até a Figura 16. O grampo correspondente ao gráfico mostrado está destacado em vermelho.

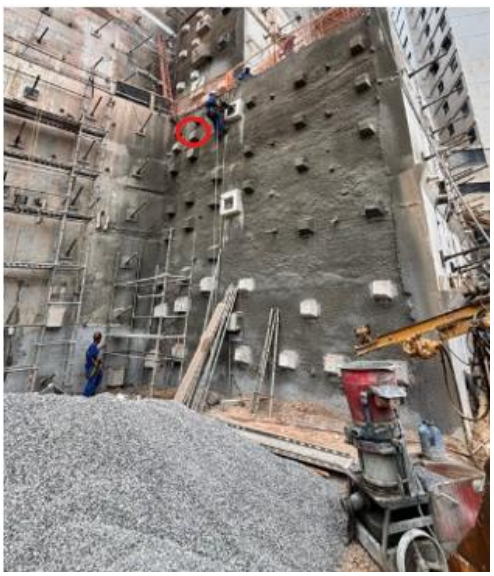

Figura 11. 08/07/2025 - início da escavação


Figura 12. 18/07/2025 - grampo executado


Figura 13. 08/08/2025 – durante a escavação


Figura 14. 29/09/2025 - durante a escavação


Figura 15. 23/10/2025 - durante a escavação


Figura 16. 05/11/2025 – fim da escavação

A Figura 15 mostra a linha de grampos provisórios, prevista para permitir a execução de fundação na obra. Já na Figura 16, a escavação é recomposta e posicionada uma pilha de brita a jusante, configurando uma sobrecarga no pé da contenção. Este cenário justifica a diminuição de carga apresentada pela instrumentação, visto que os grampos são reforços que não são pré-tensionados. Assim, a mobilização de carga é alterada conforme as condições de campo.

A partir dos dados obtidos na instrumentação, foram calculadas as porcentagens que a carga mais próxima à face, medida no sensor a 1 m do paramento, representa em relação à maior carga mobilizada ao longo do grampo ($T_{máx}$), para cada leitura, e em relação à carga de trabalho do reforço (400 kN).

O sensor mais próximo do paramento forneceu valores de 60% a 74% da carga máxima mobilizada nos sensores, em cada leitura realizada. Destaca-se que os dados sobre carga mobilizada são restritos aos pontos com sensores. Sendo assim, as curvas geradas são interpolações entre os valores obtidos em cada sensor e não necessariamente representam a mobilização real de carga em outros trechos do grampo, porém fornecem uma referência do comportamento de carga no grampo.

Os valores obtidos no sensor próximo à face variaram de 16% a 47% da carga de trabalho do grampo, considerando do início ao término da execução do solo grampeado.

6 CONCLUSÃO

A magnitude da carga disponível para ser mobilizada pelos grampos que atua na face do solo grampeado influencia no dimensionamento geotécnico da contenção, visto que altera o formato e a localização das superfícies potenciais de ruptura, além do valor do fator de segurança obtido.

Possível encaminhamento na elaboração de projeto poderia ser o do dimensionar primeiro um cenário com 100% da carga atuando junto à face, definindo a densidade inicial dos grampos, a fim de garantir a estabilidade global na interface da zona ativa com a zona resistente. Após esta etapa, elaborar o dimensionamento com carga menor junto à face (a esperada para atuar nas condições de trabalho, pela estimativa teórica e experiência com outras obras instrumentadas) e verificar a densidade de grampos complementares necessária para evitar possíveis instabilidades na zona ativa do solo grampeado.

Quanto ao dimensionamento estrutural, fica evidente o comportamento não linear do dimensionamento, ao variar apenas a magnitude da carga atuando na face. Desta forma, tal informação é fundamental para o dimensionamento estrutural do paramento. Também modifica elementos envolvidos, como existência ou não de armadura de fretagem, dimensões da placa de ancoragem, especificação do concreto, entre outros.

Percebe-se a importância da implementação de programa de instrumentação e monitoramento para melhor avaliação do comportamento das contenções, sendo uma forma eficaz de garantir obras econômicas e seguras.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2023). NBR 6118. *Projeto de estruturas de concreto.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 16920-2. *Muros e taludes em solos reforçados – Parte 2: Solos grampeados.* Rio de Janeiro.

Geo-Rio - Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro (2014) - Manual Técnico de Encostas - Volume I. Rio de Janeiro.

Lima, A. P. (2007) *Comportamento de uma escavação grampeada em solo residual de gnaisse.* Dissertação de Doutorado em Geotecnia. PUC. RJ.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/61

EFEITO DE DIFERENTES METODOLOGIAS DE ANÁLISE DOS PARÂMETROS RESISTENTES NO DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM SOLO RESIDUAL

Guilherme Irineu Venson
Professor/Pesquisador, Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Oeste do Paraná (Unioeste), Cascavel, Paraná, Brasil, guilhermeivenson@hotmail.com

Nathalia da Silva Ferreira
Engenheira Civil, Universidade Estadual do Oeste do Paraná (Unioeste), Cascavel, Paraná, Brasil, nathalia115ferreira@gmail.com

Giordan Pedro Menegarde Correa
Graduando em Engenharia Civil, Universidade Estadual do Oeste do Paraná (Unioeste), Cascavel, Paraná, Brasil, giordanpedro@gmail.com

João Augusto Brand Brandalize.
Engenheiro Civil, Universidade Estadual do Oeste do Paraná (Unioeste), Cascavel, Paraná, Brasil, j4brandalize@gmail.com

RESUMO: O dimensionamento adequado de estruturas de contenção é fundamental para a segurança e viabilidade econômica de obras com escavação. Este trabalho teve como objetivo comparar o efeito de diferentes metodologias de obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento no dimensionamento de uma cortina de estacas hipotética em solo residual basáltico no município de Cascavel, Paraná. A metodologia consistiu na realização de ensaios laboratoriais de adensamento unidimensional e cisalhamento direto em amostras indeformadas, contrapostos a estimativas empíricas baseadas no índice de resistência à penetração (N60) de laudos de sondagem SPT do mesmo local. Com base nos parâmetros obtidos, dimensionou-se o embutimento (ficha) para uma escavação de 3,4 metros. Os cálculos resultaram em fichas de 5,53 m e 6,27 m, com base nos dados laboratoriais e nas estimativas por SPT, respectivamente. Concluiu-se que o valor da ficha baseada na sondagem SPT foi 13,4% superior ao comprimento obtido pela outra condição, evidenciando que os dados provenientes dos ensaios de cisalhamento direto fornecem um projeto mais otimizado, atendendo aos requisitos de segurança.
PALAVRAS-CHAVE: Estruturas de contenção, Solo residual, Cisalhamento direto, Sondagem SPT, Cortina de estacas.

ABSTRACT: The proper design of retaining structures is fundamental for the safety and economic viability of excavation works. This study aimed to compare the effect of different methodologies for obtaining shear strength parameters on the design of a hypothetical sheet pile wall in basaltic residual soil in the municipality of Cascavel, Paraná. The methodology consisted of conducting laboratory one-dimensional consolidation and direct shear tests on undisturbed samples, contrasted with empirical estimates based on the penetration resistance index (N60) from SPT borehole logs from the same site. Based on the obtained parameters, the embedment depth was designed for a 3.4-meter excavation. The calculations resulted in embedment depths of 5.53 m and 6.27 m, based on laboratory data and SPT estimates, respectively. It was concluded that the embedment value based on the SPT boring was 13.4% higher than the length obtained by the other condition, evidencing that the data from the direct shear tests provide a more optimized design, meeting safety requirements.

KEYWORDS: Retaining structures, Residual soil, Direct shear, SPT boring, Sheet pile wall.

1 Introdução

A ocupação de áreas com topografia acidentada demanda a execução frequente de escavações e aterros, tornando as estruturas de contenção essenciais para garantir a estabilidade dos maciços terrosos. O dimensionamento adequado dessas estruturas depende da resistência ao cisalhamento do solo, regida fundamentalmente pelo intercepto coesivo e pelo ângulo de atrito interno, conforme estabelecido pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

A heterogeneidade das propriedades geotécnicas, característica dos solos residuais, exige investigações para buscar compreender sua complexidade. A estimativa imprecisa dos parâmetros de resistência pode resultar em dimensionamentos contra a segurança, culminando em instabilidades e colapsos, ou na concepção de estruturas superdimensionadas e antieconômicas. Na prática corrente da engenharia, é comum a utilização de correlações empíricas a partir do ensaio de sondagem à percussão (SPT) para a estimativa da resistência, dada a sua ampla disponibilidade e baixo custo.

Apesar desta gama de utilização de correlações baseadas em ensaios SPT ainda são escassos estudos que quantifiquem diretamente o impacto da escolha desses parâmetros no dimensionamento de estruturas de contenção em solos residuais basálticos. Essa lacuna é particularmente relevante devido à influência da cimentação natural desses materiais, frequentemente não capturada por métodos indiretos de investigação.

Diante desse contexto, este trabalho tem como objetivo avaliar a influência da metodologia de obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento no dimensionamento de uma estrutura de contenção em solo residual basáltico do município de Cascavel, Paraná.

A pesquisa comparou os parâmetros de resistência ao cisalhamento (ângulo de atrito e intercepto coesivo) obtidos por meio de ensaios de laboratório em amostras indeformadas com aqueles estimados por correlações clássicas de ensaios SPT.

Com base nessas duas metodologias de obtenção de dados, procedeu-se ao dimensionamento de uma cortina de estacas teórica simplificada, visando quantificar as diferenças estruturais e geométricas resultantes de cada abordagem e demonstrar a importância da precisão da investigação geotécnica na viabilidade e segurança de projetos de contenção.

2 Metodologia

O presente estudo caracteriza-se como uma pesquisa aplicada e quantitativa, delineada sob a forma de um estudo de caso focado no dimensionamento comparativo de uma estrutura de contenção teórica no município de Cascavel, Paraná. O programa experimental envolveu a extração de amostras indeformadas em campo, a execução de ensaios de laboratório (adensamento unidimensional e cisalhamento direto) e a análise de laudos de sondagem SPT executados na mesma locação.

2.1 Coleta e preparo das amostras

As amostras indeformadas de solo residual foram extraídas de uma obra em fase de escavação, a uma profundidade aproximada de 2,5 metros em relação ao perfil natural do terreno. A extração ocorreu por meio da talhagem manual de blocos, que foram devidamente impermeabilizados para a manutenção da umidade natural e transportados ao laboratório. Foram esculpidos corpos de prova cúbicos de 6 x 6 x 2 cm, moldados com o auxílio de anéis rígidos de contenção, garantindo superfícies perfeitamente planas e paralelas, conforme as exigências normativas.

2.2 Programa de ensaios laboratoriais

Os ensaios foram conduzidos em uma prensa de cisalhamento semianalítica instrumentada com transdutores de deslocamento (LVDTs) e célula de carga. Inicialmente, executou-se o ensaio de adensamento unidimensional (em conformidade com a NBR 16853/2020) para a determinação da tensão de pré-adensamento e estruturação do solo, balizando a escolha das tensões normais a serem aplicadas na fase de cisalhamento. As tensões foram aplicadas em estágios progressivos, com manutenção de 24 horas por patamar de carregamento em condição inundada.

Em seguida, realizaram-se os ensaios de cisalhamento direto (NBR ISO 12957-1) nas amostras indeformadas. O ensaio contemplou uma fase de pré-adensamento sob tensão normal específica por 24 horas, seguida do cisalhamento sob taxa constante de deformação controlada (0,1 mm/min), garantindo a dissipação de poropressões ao longo da ruptura. O ensaio foi finalizado ao atingir o curso máximo de 15 mm de deslocamento horizontal. O ajuste linear da envoltória de resistência gerada pelos ensaios permitiu a obtenção direta do ângulo de atrito interno (φ) e do intercepto coesivo (c) do solo em seu estado natural.

O ensaio foi realizado com tensões normais de 100, 200 e 400 kPa, as quais foram selecionadas de modo a abranger uma faixa de tensões efetivas superior à tensão de pré-adensamento identificada no ensaio de adensamento, permitindo caracterizar a envoltória de resistência do solo em diferentes níveis de carregamento e reproduzir condições compatíveis com aquelas encontradas em obras geotécnicas de pequeno e médio porte.

2.3 Estimativa de parâmetros via correlações SPT

Simultaneamente à análise laboratorial, analisaram-se três relatórios de sondagem SPT referentes ao mesmo terreno. Para a padronização das análises, realizou-se a correção da energia de cravação do ensaio para o padrão internacional de 60% (N60). O equipamento automatizado utilizado na sondagem apresentava eficiência aferida de 81%, resultando na correção estipulada pela Equação 1.

$$N_{60} = \frac{N_{SPT} \times 81\%}{60\%} \tag{1}$$

A estimativa do ângulo de atrito e da coesão do solo foi realizada por meio de correlações clássicas consagradas na literatura geotécnica baseadas no N60. Adicionalmente, o peso específico natural foi estimado em 15 kN/m³utilizando a tabela proposta por Godoy, 1972 disponível no livro de Cintra, 2011, para solos argilosos com SPT de 3 a 5.

2.4 Dimensionamento comparativo da cortina de estacas

A etapa final consistiu no dimensionamento do comprimento da ficha (embutimento) de uma cortina de estacas teórica, considerando um perfil de escavação homogêneo de 3,4 metros de altura e a adoção de um fator de segurança global igual a 2,0 contra o tombamento da estrutura. A Figura 1 ilustra a disposição das sondagens e a geometria adotada para a escavação.

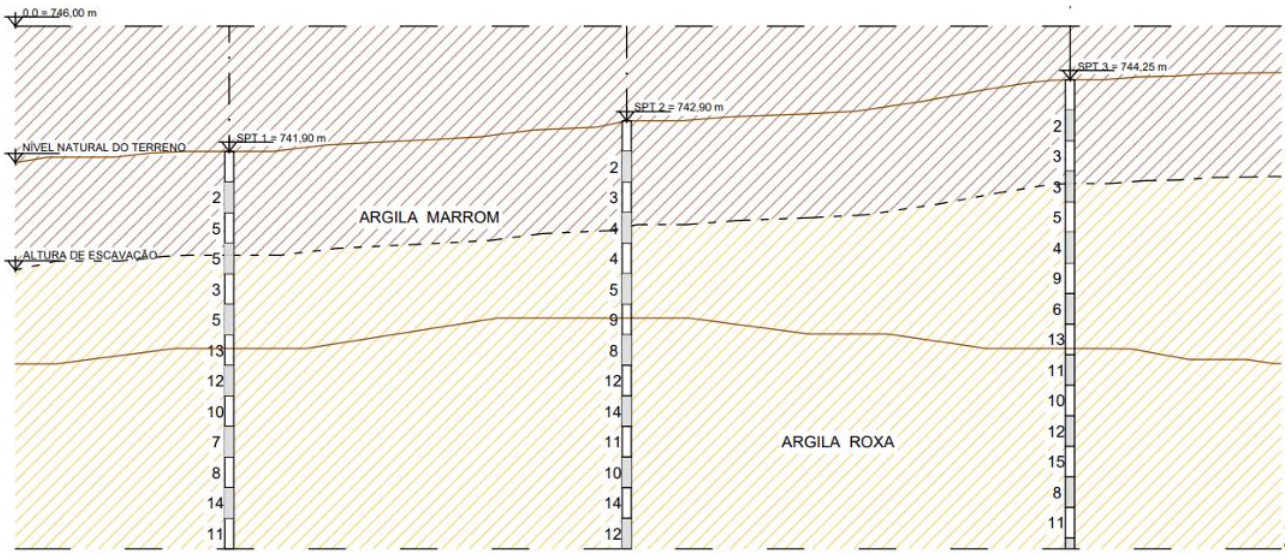


Figura 1. Perfil geotécnico simplificado do terreno em estudo.

A adoção de uma estrutura teórica simplificada teve como objetivo isolar a influência dos parâmetros geotécnicos obtidos pelas diferentes metodologias de investigação sobre o dimensionamento da contenção. Dessa forma, evitou-se a interferência de variáveis adicionais de projeto, como carregamentos externos, condições hidrogeológicas, rigidez estrutural e estratigrafias complexas, permitindo uma comparação direta entre os resultados produzidos por cada conjunto de parâmetros resistentes.

Para a quantificação das pressões laterais atuantes na estrutura, adotou-se a teoria de empuxos de terra de Rankine, que pressupõe o maciço em estado de plastificação total. Os coeficientes de empuxo ativo (Ka) e passivo (Kp) foram determinados unicamente em função do ângulo de atrito interno (φ) do material, conforme as Equações 2 e 3.

$$K_a = \tan^2(45° - \phi/2) \tag{2}$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} \tag{3}$$

A análise foi bipartida em duas frentes de cálculo para permitir a comparação metodológica.

Na primeira frente, denominada metodologia laboratorial, os coeficientes e os empuxos resultantes foram calculados utilizando os parâmetros (φ, c e γ) extraídos exclusivamente dos ensaios realizados nas amostras indeformadas.

Na segunda frente, correspondente à metodologia empírica, os mesmos esforços foram determinados empregando os parâmetros estimados por correlações a partir de um valor médio de N60, representativo para a profundidade de influência da estrutura.

O modelo de cálculo baseou-se no equilíbrio estático da cortina rígida. O somatório de momentos fletores em relação ao ponto de rotação da estaca foi igualado a zero (Equação 4), contrapondo o momento instabilizante gerado pelo empuxo ativo ao momento estabilizante proveniente da resistência passiva do solo. Para garantir a segurança contra o tombamento da estrutura, aplicou-se um fator de segurança (FS) global de 2,0 minoração do empuxo passivo.

$$\sum M = 0 \rightarrow \frac{\gamma(H+d_0)^3 K_a}{6} - \frac{\gamma d_0^3 K_p}{6\,FS} = 0 \tag{4}$$

Sendo "H" a altura de escavação e "d0" a altura da parcela passiva teórica. Esse equilíbrio de momentos gerou equações polinomiais de terceiro grau, cujas raízes reais definiram a profundidade d0 necessária para a estabilidade estrita. Conforme a prática corrente de projeto de contenções em balanço, esse valor teórico foi acrescido de 20% para a definição da profundidade final e real de embutimento da estaca. A comparação geométrica das fichas resultantes fundamentou a análise sobre o impacto do rigor da investigação geotécnica no projeto.

3 Resultados e discussão

Nesta seção, apresentam-se os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos por meio do programa laboratorial e das estimativas via SPT, bem como os reflexos desses parâmetros no dimensionamento da estrutura de contenção teórica.

3.1 Parâmetros de resistência

A amostra indeformada, representativa do solo residual de basalto da região de Cascavel, apresentou peso específico natural de 13,2 kN/m³ e um elevado índice de vazios de 2,23. O ensaio de adensamento unidimensional permitiu a construção da curva de índice de vazios versus tensão efetiva vertical, demonstrando o comportamento compressivo do maciço em seu estado natural. O resultado deste ensaio é apresentado na Figura 2.

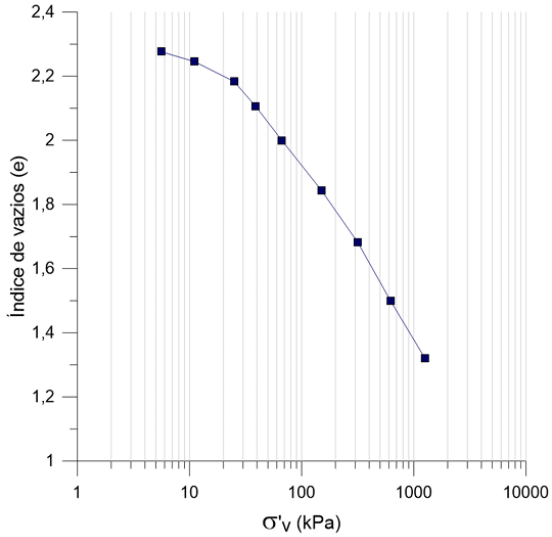
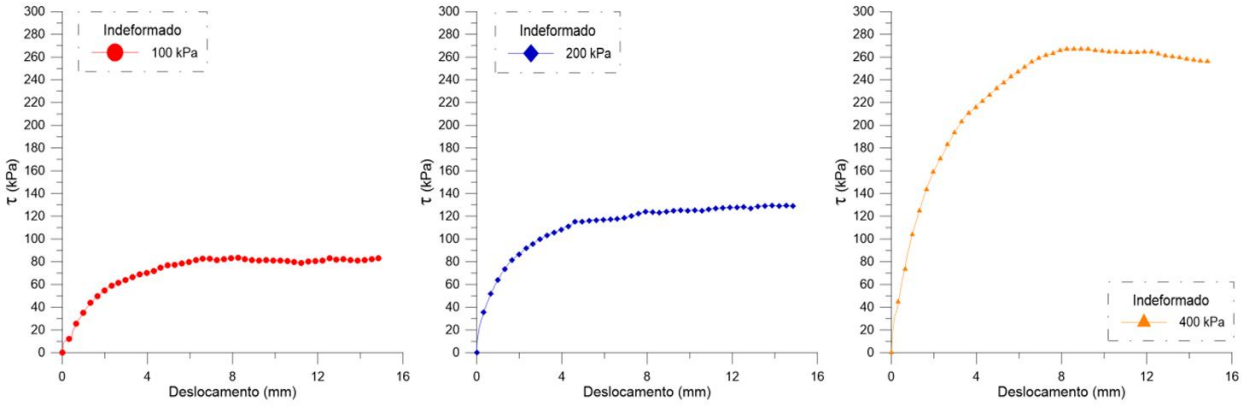


Figura 2. Curva de índice de vazios versus tensão efetiva vertical demonstrando o comportamento bilinear do solo residual.

Observou-se um comportamento nitidamente bilinear na curva de adensamento, característica que sugere a ocorrência de quebra da estrutura de cimentação natural do solo residual. Esse ponto de inflexão marca o limite de suporte de tensões elásticas sem a ocorrência de recalques plásticos significativos.

A determinação gráfica do ensaio de adensamento unidimensional revelou uma tensão de pré-adensamento da ordem de 21 kPa a 22 kPa (pelos métodos de Casagrande e Pacheco Silva, respectivamente). Após ultrapassar esse limiar, a curva exibiu um declínio acentuado, correspondente ao trecho de compressão virgem do material.

Na sequência, os ensaios de cisalhamento direto foram conduzidos para mapear a envoltória de resistência. As leituras foram registradas em gráficos de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal (Figura 3).



(a) (b) (c)

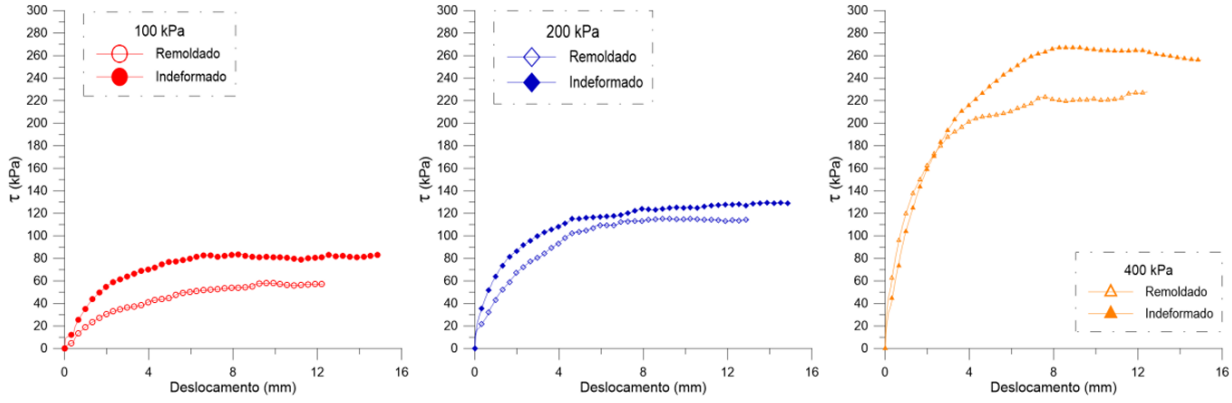
Figura 3. Curvas de Tensão versus Deslocamento do ensaio de cisalhamento direto para amostras indeformadas sob tensões normais de: (a) 100 kPa; (b) 200 kPa; e (c) 400 kPa.

Os ensaios de cisalhamento direto realizados em tensões normais de 100, 200 e 400 kPa nas amostras indeformadas não apresentaram picos de tensão definidos, comportamento característico da elevada porosidade natural do material. Ao atingir a tensão cisalhante máxima, o solo manteve-se em um estado de deformação plástica contínua. O ajuste linear da envoltória de ruptura resultou nos seguintes parâmetros efetivos de resistência para o solo em estado natural: ângulo de atrito interno (φ) de 31,9° e intercepto coesivo (c) de 14,8 kPa.

Para fins de comprovação da influência da estrutura natural do maciço na resistência ao cisalhamento, foram conduzidos ensaios paralelos utilizando corpos de prova remoldados. O processo de remoldagem,

análogo à severa perturbação mecânica imposta ao solo durante a cravação do amostrador SPT, atua na destruição direta das pontes de cimentação entre partículas e na alteração do arranjo estrutural do material.

As curvas de tensão versus deslocamento para o solo remoldado exibiram o mesmo padrão de ausência de picos marcantes. Contudo, as tensões cisalhantes máximas registradas foram inferiores àquelas obtidas nas amostras indeformadas para os mesmos patamares de tensão normal (Figura 4).



(a) (b) (c)

Figura 4. Comparativo de Tensão versus Deslocamento entre amostras indeformadas e remoldadas sob tensões normais de: (a) 100 kPa; (b) 200 kPa; e (c) 400 kPa.

O ajuste linear da envoltória do solo remoldado evidenciou uma sensível redução no ângulo de atrito interno e no intercepto coesivo em relação ao estado *in situ*. Essa queda de capacidade resistente justifica-se pela perda quase total da coesão estrutural verdadeira característica dos solos residuais maduros. O valor de intercepto coesivo remanescente nas amostras remoldadas decorre precipuamente da parcela de coesão aparente (forças capilares), sustentada pela sucção matricial inerente à condição não saturada do ensaio.

Esse comportamento mecânico evidencia que ensaios executados em amostras deformadas, ou estimativas baseadas em métodos dinâmicos destrutivos como o SPT, falham em capturar a parcela de resistência agregada pela cimentação natural, justificando as discrepâncias nos parâmetros de projeto.

Em contrapartida, as estimativas empíricas baseadas na média do N60 representativo para a profundidade de escavação (N60 = 5) forneceram parâmetros significativamente distintos, resultando em um ângulo de atrito interno estimado de 30,0°, intercepto coesivo estimado (c) de 50,0 kPa e peso específico estimado de 15,0 kN/m³.

A discrepância acentuada no valor do intercepto coesivo (50 kPa via SPT contra 14,8 kPa via laboratório) corrobora a literatura geotécnica que aponta a imprecisão das estimativas de coesão exclusivamente pelo índice de resistência à penetração.

Do ponto de vista prático, a diferença observada entre as metodologias possui impacto direto nos custos e na viabilidade das obras de contenção. Embora a diferença de ficha tenha sido de apenas 0,74 m, o comprimento final das estacas passou de 9 m para 10 m, representando um acréscimo aproximado de 11% no consumo de materiais e nos serviços de perfuração ou cravação.

Em obras com grande número de elementos estruturais, essa diferença pode resultar em custos significativamente mais elevados. Por outro lado, a utilização de parâmetros obtidos por ensaios laboratoriais em amostras indeformadas permite um dimensionamento mais representativo do comportamento real do solo residual, contribuindo para soluções tecnicamente seguras e economicamente mais eficientes.

3.2 Análise e dimensionamento da estrutura de contenção

A estrutura teórica consistiu em uma cortina de estacas com perfil de escavação de 3,4 metros. Inicialmente, calculou-se a altura crítica de escavação considerando o parâmetro de coesão em ambas as metodologias.

Utilizando os parâmetros laboratoriais (c = 14,8 kPa; γ = 13,2 kN/m³; φ = 31,9°), a altura crítica resultou em 4,3 metros. Utilizando os parâmetros estimados via SPT (c = 50 kPa; γ = 15,0 kN/m³; φ = 30°), a altura crítica estimada foi de 11,6 metros.

Como em ambos os casos a escavação de 3,4 m se manteria autoportante (dispensando teoricamente a contenção), e visando isolar a influência do ângulo de atrito no dimensionamento, optou-se por conduzir o cálculo da ficha desconsiderando a coesão (c = 0), adotando o critério de empuxo ativo e passivo puramente friccional.

Para o dimensionamento baseado no ensaio laboratorial, os coeficientes de empuxo ativo (Ka) e passivo (Kp) resultaram em 0,31 e 3,24, respectivamente. Aplicando o fator de segurança global de 2,0 no equilíbrio de momentos, a profundidade necessária para a parcela passiva (d0) foi de 4,61 m. Majorando esse valor em 20% para definir o embutimento, a ficha resultante foi de 5,53 m. Somada à altura de escavação, o comprimento total da estaca (L) resultou em 8,93 m, arredondado para 9,0 metros de comprimento final de projeto.

No dimensionamento baseado na estimativa do SPT, os coeficientes Ka e Kp resultaram em 0,33 e 3,00. Sob o mesmo fator de segurança, a profundidade d0 foi de 5,22 m, gerando uma ficha de 6,27 m. O comprimento total da estaca (L) resultou em 9,67 m, arredondado para 10,0 metros de projeto. A Tabela 1 apresenta um comparativo geral dos resultados obtidos.

Tabela 1. Comparação dos resultados obtidos pelas diferentes metodologias.

Parâmetro	Ensaio laboratorial	Estimativa via SPT
Peso específico γ (kN/m³)	13,2	15,0
Ângulo de atrito φ (°)	31,9	30,0
Coesão c (kPa)	14,8	50,0
Coeficiente de empuxo ativo Ka	0,31	0,33
Coeficiente de empuxo passivo Kp	3,24	3,0
Ficha final (m)	5,33	6,27
Comprimento da estaca (m)	9,0	10,0

4 Considerações finais

- As correlações empíricas baseadas no N_{60} resultaram em uma superestimativa do intercepto coesivo em relação aos valores obtidos em laboratório, o que pode induzir a erros na análise da altura crítica de escavação e na estabilidade global da contenção.
- A análise laboratorial em amostras indeformadas permitiu identificar a cimentação natural e a porosidade do solo, resultando em parâmetros de resistência mais conservadores para a coesão (c = 14,8 kPa) e superiores para o atrito (φ = 31,9°).
- Ao isolar a parcela friccional para o dimensionamento da estrutura teórica, os parâmetros conservadores oriundos da sondagem à percussão resultaram em uma ficha 13,4% mais profunda e em estacas com um metro a mais de comprimento final (10 m) quando comparadas ao dimensionamento efetuado com os parâmetros extraídos do ensaio de cisalhamento direto em amostras indeformadas (9 m).
- A variação nos resultados evidencia que as correlações dinâmicas do SPT falham em capturar a contribuição da cimentação natural do solo residual basáltico, tendendo a projetos mais conservadores e, consequentemente, com maior custo executivo.
- Como limitações deste estudo, destacam-se a utilização de amostras provenientes de uma única área de investigação e a adoção de um modelo teórico simplificado para o dimensionamento da contenção, considerando condições homogêneas de solo e ausência de influências hidrogeológicas.
- Para trabalhos futuros, recomenda-se a ampliação da campanha experimental, incluindo diferentes perfis de solo residual e métodos complementares de investigação geotécnica, bem como a validação dos resultados por meio de análises numéricas e estudos de caso em obras reais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, M. A., Oliveira, R. M. M. (2018). Estimativa do ângulo de atrito e coesão através de índices de resistência obtidos pela sondagem SPT em solo laterítico e colapsível característico da cidade de Cascavel no estado do Paraná. In: *XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*. Salvador.

Alonso, U. R. (1983). *Exercícios de fundações*. 1ª ed. Edgard Blucher, São Paulo.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6457: Amostras de solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16853: Solo — Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro.

Barros, P. L. de A. (2006). *Obras De Contenção: Manual Técnico*. Maccaferri do Brasil Ltda, São Paulo.

Berberian, D. (2015). *Engenharia de fundações*. 2ª ed. Infrasolo, Brasília.

Caputo, H. P. (1988). *Mecânica dos solos e suas aplicações*. 6ª ed. LTC, Rio de Janeiro.

Cintra, J. C. A., et al. (2011). *Fundações diretas: projeto geotécnico*. 1ª ed. Oficina de Textos, São Paulo.

Consoli, N. C. et al. (2024) Behaviour of a weakly bonded residual soil subjected to monotonic and cyclic loading. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Geotechnical Engineering,* v. 177, n. 2, p. 107–118. DOI: 10.1680/jgeen.21.00143.

Das, B. M., Sobhan, K. (2011). *Fundamentos da Engenharia Geotécnica*. 7ª ed. Cengage Learning, São Paulo.

Godoy, N. S. (1983). *Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático.* Palestra. Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos.

Odebrecht, E., Schnaid, F. (2012). *Ensaios de Campo e suas Aplicações à engenharia de Fundações*. 2ª ed. Oficina de Textos, São Paulo.

Pinto, C. de S. (2006). *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. 3ª ed. Oficina de Textos, São Paulo.

Teixeira, A. H. (1996). Projeto e execução de fundações. In: *Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 3*. Anais [...], p. 33-50. São Paulo.

Teixeira, A. T., Godoy, N. S. (1996). Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas. In: *Fundação: Teoria e Prática*. PINI, São Paulo.

Venson, G. I. (2024). *Análise do comportamento multiaxial de solo residual*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Venson, G. I., et al. (2019). Estudo de caso: Análise de estabilidade de talude em uma ruptura com soterramento em Cascavel/PR. In: *X Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul*. Santa Maria.

Viviescas, Juan Camilo; GRIFFITHS, D. V.; OSORIO, J, P (2022). Geological influence on the spatial variability of soils. *International Journal of Geotechnical Engineering*, v. 16, n. 3, p. 382–390, 2022. DOI: 10.1080/19386362.2021.1888509.

Wissmann, J. A., et al. (2024). *Engenharia Forense: Desabamentos e Soterramentos*. 1ª ed. Millennium Editora, Campinas.

Yin, R. K. (2001). *Estudo de caso: planejamento e métodos*. 2ª ed. Bookman, São Paulo.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/62

Efeito do Espaçamento entre Reforços no Comportamento de Muros de Solos Finos Reforçados com Geogrelhas

Paulo Eduardo Oliveira da Rocha
Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, Brasil, paulo.rocha@geosolucoes.com

Fernando Henrique Martins Portelinha
Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, Brasil, fportelinha@ufscar.br

RESUMO: Para demonstrar que menores espaçamentos verticais resultam em estruturas mais homogêneas, com menores deslocamentos, mesmo com aterros compostos por solos finos e coesivos, foi realizada a construção instrumentada de 2 protótipos em escala real, com 2 m de altura, com aterro formado por solo fino, com coesão de 33,2 kPa na umidade ótima, instrumentadas com extensores mecânicos, e medidores de deslocamento de face, com o Muro 01 construído com 6 geogrelhas de 20 kN/m, espaçadas a cada 30 cm, e o Muro 2 com 3 geogrelhas de 40 kN/m espaçadas a cada 60 cm. As estruturas foram submetidas a sobrecargas de 20 até 120 kPa. Os reforços do Muro 01, apresentaram deformações máximas sobre uma faixa que atravessava todo o maciço, similar a superfície de ruptura de Rankine, e o Muro 02 apresentou deformações máximas na região de sua face, indicando um maior nível de tensão nessa área, considerada crítica para estruturas em solo reforçado. Os resultados mostraram a utilização de menores espaçamentos verticais entre reforços, foi capaz de promover redução de deslocamentos de face, e consequentemente possibilitar a construção de estruturas mais rígidas e homogêneas.

PALAVRAS-CHAVE: Contenção, Solo Reforçado, Geossintético, Geogrelha, Solos finos.

ABSTRACT: To demonstrate that smaller vertical spacing results in more homogeneous structures with smaller displacements, even when embankments are composed of fine and cohesive soils, the instrumented construction of two full-scale prototypes, 2 m high, was carried out. The embankments were made of fine soil with a cohesion of 33.2 kPa at optimum moisture content and were instrumented with mechanical extensometers and face displacement gauges, with Wall 01 built with six geogrids of 20 kN/m, spaced every 30 cm, and Wall 02 with three geogrids of 40 kN/m, spaced every 60 cm. The structures were subjected to surcharge loads ranging from 20 to 120 kPa. The reinforcements of Wall 01 exhibited maximum strains along a band crossing the entire reinforced mass, similar to Rankine's failure surface, whereas Wall 02 showed maximum strains in the facing region, indicating a higher stress level in this area, considered critical for reinforced soil structures. The results showed that the use of smaller vertical spacing between reinforcements was able to reduce facing displacements and, consequently, enable the construction of stiffer and more homogeneous structures.

KEYWORDS: Retaining Wall; MSEW; Geosynthetics; Geogrid; Cohesive Soil.

1 INTRODUÇÃO

O uso de espaçamentos reduzidos não convencionais (Sv < 30 cm) tem sido amplamente utilizado em sistemas reforçados para suporte de pontes rodoviárias em diversos países do mundo. O uso de espaçamento de 20 cm em solo granular é comprovadamente eficiente na redução significativa da deformabilidade do sistema reforçado comparativamente aos sistemas convencionais (Adams et. al 2011).

Através de um estudo experimental, construído com solo arenoso, mal graduado, Leshchinsky et al. (1994) demonstraram que em estruturas construídas com reforços de resistência e rigidez típicas, espaçamentos verticais reduzidos influenciam a rigidez da massa de solo reforçado, deslocando as possíveis superfícies de ruptura para fora da região reforçada. Leshchinsky e Vulova (2001) conduziram um estudo sobre os efeitos dos espaçamentos verticais entre reforços, utilizando métodos de elementos finitos, com os resultados obtidos

demonstrando que os efeitos obtidos por espaçamentos reduzidos aumentam conforme aumenta a resistência ao cisalhamento do solo utilizado no aterro estrutural. Os mesmos autores demonstram que para espaçamentos verticais menores que 20 cm, a massa de solo reforçada se comporta de forma coesa, e não apresenta regiões de plastificação interna, ao que em contrapartida, espaçamentos maiores que 60 cm, levaram a falhas de conexão junto à face das estruturas. Morsy et. al. (2017) demonstraram através da integração de resultados obtidos em avaliações de campo e experimentais, complementadas com modelagens numéricas, que o solo confinado entre camadas de reforços subsequentes atua como um bloco monolítico, e de forma geral, o efeito do espaçamento vertical dos reforços tem impacto relevante no comportamento das estruturas de contenção em solo reforçado com geossintéticos, embora, segundo o autor, este fator não seja muitas vezes considerado em projeto.

Os mecanismos envolvidos na melhoria da deformabilidade foram relatados por Wu (2019) como sendo um efeito compósito que promove maior confinamento às linhas de reforços. De forma semelhante, Morsy et al. (2019) descreve que existe uma interação entres as linhas de reforços quando mobilizados promovendo a supressão da dilatância do solo granular e, consequentemente, maior confinamento. Tal mecanismos tende a ser mais intenso em solos granulares.

No contexto brasileiro, temos a prática de utilizar solos locais lateríticos para compor muros e taludes reforçados que exigem maior atenção técnica principalmente pela oscilação do comportamento desse tipo de solo quando em contato com água. O presente estudo avalia o efeito de redução de espaçamento entre reforços, em um modelo de larga-escala de solo reforçado com geogrelhas, e solo local fino, na busca de quantificar se o espaçamento reduzido pode melhorar a deformabilidade desse tipo de estrutura.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Modelo físico em escala real

Este trabalho é baseado em uma pesquisa realizada com protótipos de muro de solo reforçado com geossintéticos executados em escala real e em ambiente de laboratório, com 2 m de altura, com propriedades e processo executivo ligeiramente adaptados em relação a condições reais de obras, com leituras de deslocamentos totais externos da face, deslocamentos totais internos na interface bloco solo, e deslocamentos totais dos reforços, através de instrumentação instalada junto à estrutura.

O programa experimental foi conduzido dentro do Departamento de Engenharia Civil da UFSCar, na cidade de São Carlos SP, contemplando uma estrutura de contenção em solo reforçado com geogrelhas, com 2 m de altura, 3,4 m de largura total, e 1,35 m de profundidade útil, estruturada por um container metálico, subdividido em 4 diferentes módulos, possibilitando a construção de 4 diferentes configurações de muros.

Neste trabalho em específico foram avaliados apenas os módulos 1 e 2, construídos com diferentes combinações de espaçamento e resistência à tração dos reforços, mas com mesma soma de valores finais, sendo o módulo 1 construído com 6 geogrelhas de 20 kN/m, espaçadas a cada 30 cm, e o módulo 2 construído com 3 geogrelhas de 40 kN/m, espaçadas a cada 60 cm, ambos com faceamento em blocos de concreto.

A Figura 1 apresenta um desenho esquemático das duas configurações consideradas neste trabalho, em termos de localização dos reforços e posição da face em blocos de concreto, enquanto a Figura 2 apresenta uma foto do protótipo finalizado, pronto para receber a aplicação das sobrecargas previstas.

O protótipo analisado foi construído com inclinação de face de 1% (um por cento), com cada bloco de concreto, de 200 mm de altura, assentado com um espaçamento de 2 mm em relação ao bloco inferior, ou seja, a face foi executada com degraus horizontais de 2 mm entre blocos, que ao final da construção, geraram uma diferença de 20 mm entre o alinhamento do pé e de topo dos muros.

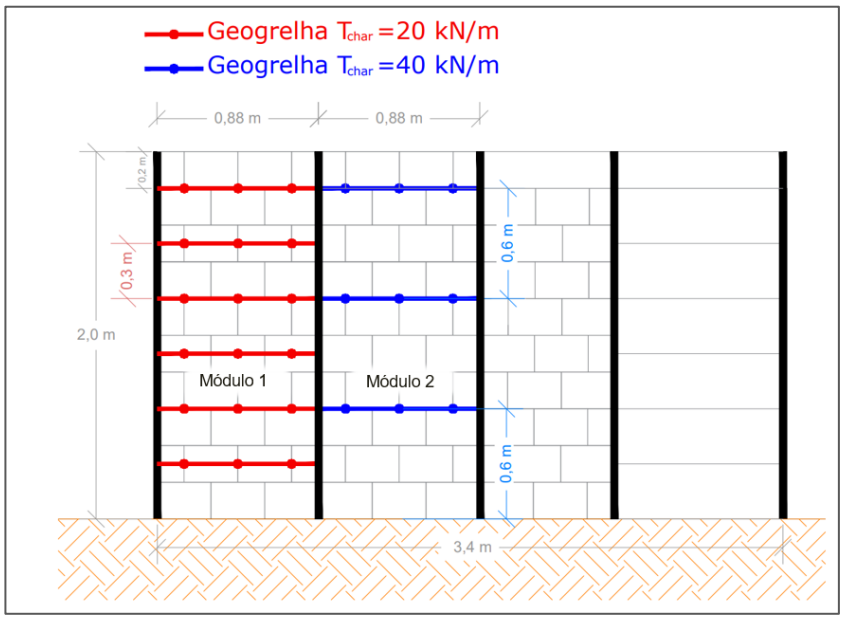


Figura 1. Vista frontal dos módulos 1 e 2 do protótipo analisado.



Figura 2. Protótipo finalizado com 4 diferentes configurações construtivas.

O faceamento das estruturas avaliadas, protótipos 1 e 2, foi composto por blocos de concreto preenchidos com brita, de modo a garantir a ancoragem dos reforços e travamento de face, além de facilitar a medição dos deslocamentos.

2.2 Solo de Aterro

O protótipo foi construído com solo fino, trazido da cidade de Santa Gertrudes, localizada a aproximadamente 70 km de São Carlos, com características típicas da região, com cor avermelhada e coesão elevada. Os resultados obtidos nos ensaios de granulometria, com peneiramento grosso, fino e sedimentação, demonstraram que o material é composto de aproximadamente 8% de areia fina, 38% de silte e 54% de argila, sem a presença significativa dos demais materiais.

Os índices físicos do solo, tal qual sua curva de compactação, foram obtidos por ensaio tipo proctor normal, de acordo com a norma ABNT NBR 7182, realizado com soquete pequeno, e energia de Proctor normal (583 kJ/m3), onde se almejava um grau de compactação de 95%, resultando em um peso específico seco máximo de 1,46 g/cm3 com umidade ótima de 29%, índice de vazios de 0,92 e grau de saturação de 88,47%.

2.3 Reforços Geossintéticos

Os reforços geossintéticos utilizados no experimento foram geogrelhas tecidas, de poliéster, de denominação StrataGrid, fornecidas pela empresa Geo Soluções, sendo que parte destas geogrelhas tiveram sua resistência à tração reduzida, de 40 kN/m para 20 kN/m, através do corte e retirada de metade dos elementos longitudinais componentes dos geossintéticos.

A tabela 1 apresenta de forma resumida as propriedades obtidas através da análise dos resultados dos ensaios de resistência à tração realizados com as geogrelhas intactas e reduzidas.

Através da análise dos resultados de ensaios de tração dos reforços, pode-se observar que, a taxa de aumento de resistência inicial das geogrelhas, na faixa de alongamento que vai de 1% a 5%, denominada Δe1-5%, para a geogrelha intacta é de aproximadamente 3 kN/m para cada 1% de alongamento, e da geogrelha reduzida é de aproximadamente 2 kN/m para cada 1% de alongamento.

A mesma taxa calculada para uma faixa mais avançada do alongamento, considerando por exemplo possíveis alongamentos sofridos durante a compactação do solo de aterro, na faixa entre 5% e 9%, denominada Δe5-9%, para a geogrelha intacta foi de aproximadamente 4 kN/m, enquanto na geogrelha reduzida foi de aproximadamente 3 kN/m.

Tabela 1. Resultados dos ensaios de resistência à tração das geogrelhas.

	Módulo 1	Módulo 2
	Geogrelha reduzida	**Geogrelha Intacta**
Tração na ruptura estimada (kN/m)	20	40
Tração na ruptura ensaiada (kN/m)	21,7	43,8
Alongamento na ruptura (%)	8,1	11,7
Módulo de Rigidez na ruptura (kN/m)	**268**	**374**
Tração à 2% do alongamento (kN/m)	4,9	7,5
Módulo de Rigidez à 2% (kN/m)	**245**	**375**
$\Delta e_{1\text{-}5\%}$ [(kN/m)/1%]	**2**	**3**
Tração à 7% do alongamento (kN/m)	15,0	23,9
Módulo de Rigidez à 7% (kN/m)	**214**	**341**
$\Delta e_{5\text{-}9\%}$ [(kN/m)/1%]	**3**	**4**

2.4 Instrumentação

Cada um dos módulos avaliados conta com a presença de 7 extensômetros, tipo tell tales, utilizados para a realização de deslocamentos pontuais dos reforços, e consequentemente análises de deformação e resistência à tração mobilizada pelos reforços.

Os extensômetros foram aplicados em cada camada de reforço, espaçados a cada 20 cm, a partir da face da estrutura, com exceção dos TT0 na face externa dos Muros, e os TT01 na face interna do bloco de fechamento, distante assim 15 cm do anterior, aplicados para permitir a medição de deslocamentos pontuais dos reforços aplicados, e consequentemente permitir análises do comportamento das geogrelhas, além dos cálculos das deformações e trações máximas mobilizadas.

Também foi adotada instrumentação externa ao aterro reforçado, através da utilização de medidores de deslocamentos horizontais na face dos protótipos, construídos através da fixação de barras verticais, perfuradas, junto à estrutura metálica confinante do experimento, e demarcações nos blocos coincidentes destes furos, permitindo assim a medida direta da distância para com a face externa dos blocos de concreto utilizados como faceamento do experimento, ao longo da aplicação dos níveis de sobrecarga impostos, e assim como com os extensômetros, os deslocamentos de face foram medidos com uso de LVDTs (faixa de 0 a 50 mm, resolução de 0,05 mm, precisão ± 0,1 mm).

2.5 Procedimento de ensaio

As estruturas foram submetidas à sobrecarga máxima de 120 kPa, aplicadas em estágios de 20 kPa, através de bolsas flexíveis de ar, fixadas à estrutura metálica que confina o experimento, em forma de viga de reação. Cada nível de carga foi mantido por um intervalo de 2 dias, onde foram realizadas leituras da instrumentação interna e externa ao protótipo, imediatamente após a estabilização da sobrecarga, um dia após esse período, e imediatamente antes da mudança para o novo nível.

Os deslocamentos de face foram avaliados através da instrumentação externa, com medidas realizadas por paquímetro de precisão igual a 0,1 mm, através das perfurações presentes nas barras verticais instaladas junto à estrutura do experimento, nos sete pontos de interesse, previamente estabelecidos junto a cada um dos dois módulos avaliados.

3 RESULTADOS

3.1 Deslocamentos externos na face após a sobrecarga

A Figura 3 apresenta os deslocamentos externos isolados medidos nas faces dos Muros, já desprezados os deslocamentos construtivos, após a aplicação das sobrecargas previstas.

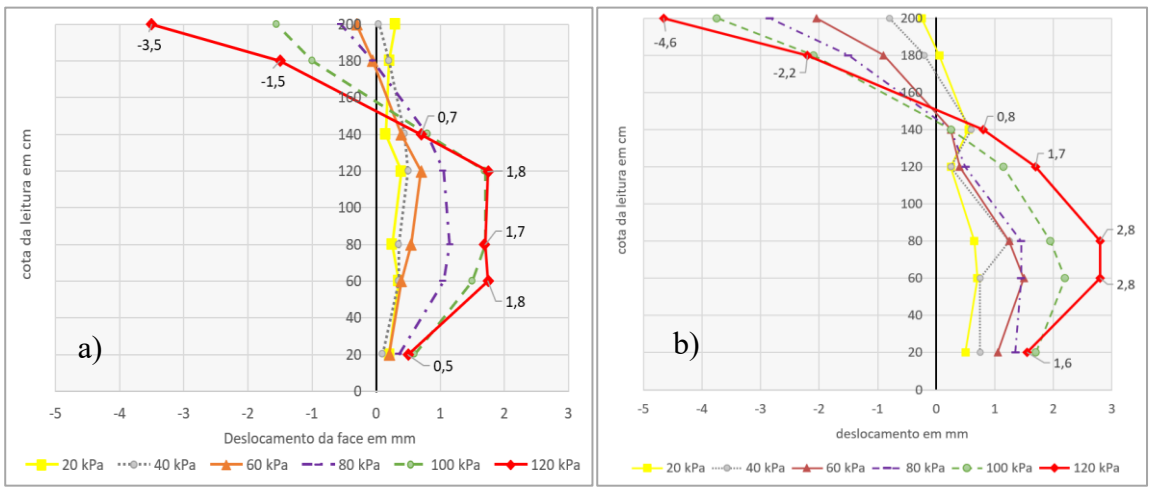


Figura 3. Deslocamentos externos na face dos Muros: a) Muro 01; b) Muro 02.

Os deslocamentos da face para dentro do corpo do aterro, do Muro 02, construído com 3 reforços de 40 kN/m, com espaçamento vertical de 60 cm, foram aproximadamente 55% maiores que no Muro 01, construído com 6 reforços de 20 kN/m, com espaçamento vertical de 30 cm. Os deslocamentos para fora da face do Muro 02, construído com 3 reforços de 40 kN/m, com espaçamento vertical de 60 cm foram cerca de 33% maiores que no Muro 01, construído com 6 reforços de 20 kN/m, com espaçamento vertical de 30 cm.

3.2 Deslocamentos dos extensômetros tipo tell tales

Para a representação do comportamento dos tell tales após a aplicação das sobrecargas, foi idealizado modelo gráfico, com a seção principal dos muros, incluindo indicação da posição inicial dos blocos, geogrelhas e instrumentação, fazendo uso de setas indicadoras de movimento do ponto avaliado.

As setas vermelhas, apontadas para a esquerda, representam uma elevação do peso metálico componente do extensômetro tipo tell tale, enquanto as setas azuis, apontadas para a direita, representam uma movimentação dos pesos para baixo. Os valores indicados junto às setas representam a movimentação medida, em milímetros, realizadas na interface do peso componente da instrumentação, junto ao gabarito fixado na parte traseira do protótipo.

A Figura 4 apresenta as seções tipo dos Muros 01 e 02, com geogrelhas instrumentadas em destaques, além dos deslocamentos medidos pelos tell tales após a aplicação de sobrecargas de 20 kPa e 120 kPa.

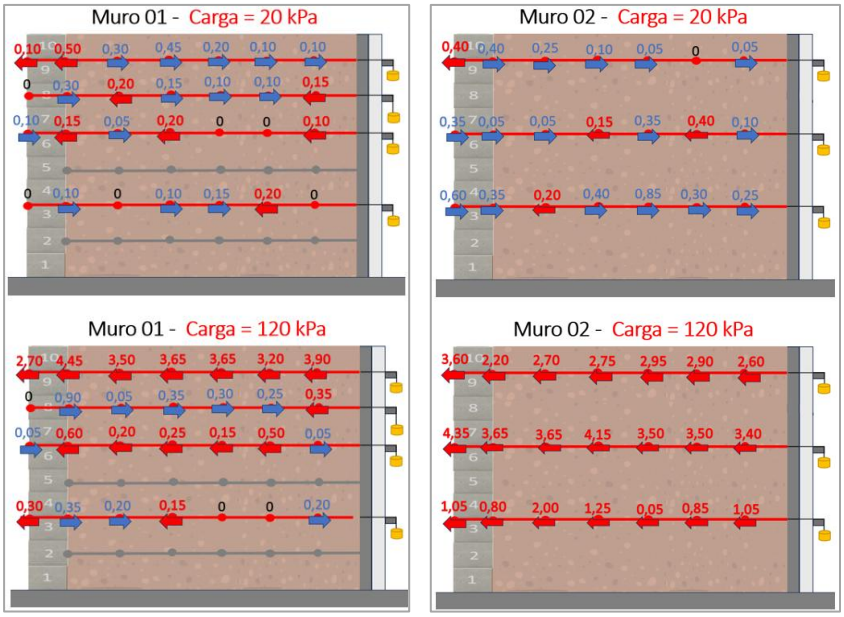


Figura 4. Deslocamentos em mm, dos tell tales dos Muros 01 e 02, após diferentes sobrecargas.

De maneira geral, os deslocamentos dos tell tales é bastante condizente com os deslocamentos da face do Muro 01, com movimentos para a direita após a carga de 20 kPa, inversão da direção, ao menos na região próxima ao topo da estrutura, com 60 kPa, e intensificação destes deslocamentos após a aplicação de 120 kPa.

Os deslocamentos dos tell tales do Muro 02 foram condizentes com os deslocamentos de sua face. Os tell tales do Muro 02 mostram movimentos para a direita após a carga de 20 kPa, inversão da direção na região central da estrutura, com 60 kPa, e intensificação de todos os deslocamentos após 120 kPa.

3.3 Deformações nas geogrelhas

A partir dos deslocamentos avaliados pelos extensômetros foi possível a determinação dos alongamentos e consequentemente das deformações das geogrelhas ocorridas entre os pontos de fixação, com base na aplicação das sobrecargas sobre os protótipos. A Figura 5 apresenta as deformações ajustadas das geogrelhas de altura 60, 120 e 180 cm, nos Muros 01 e 02.

O Muro 01, com 6 geogrelhas de 20 kN/m, apresenta uma tendência de deformações máximas sobre faixa que atravessa toda a estrutura, saindo do fulcro da estrutura, e caminhando para seu topo na região traseira, muito similar a uma superfície de ruptura de Rankine.

O Muro 02, com 3 geogrelhas de 40 kN/m, apresenta tendência de deformações máximas mais próximo à sua face, indicando um maior nível de tensão nessa região da estrutura, além de apresentar uma maior mobilização das geogrelhas inferiores já nos níveis iniciais de aplicação de sobrecarga, indicando a ausência do efeito de espraiamento de tensões presente em estruturas com um maior número de reforços.

Aplicando os valores das deformações medidas nas geogrelhas às taxas de aumento de resistência determinadas, é possível então obter as tensões mobilizadas nos reforços, que no Muro 01, com 6 geogrelhas de 20 kN/m, foram em média de 0,45 a 0,88 kN/m, com os maiores valores de tensão ocorrendo na geogrelha mais elevada, enquanto que no Muro 02, com 3 geogrelhas de 40 kN/m, foram de 0,88 a 2,48 kN/m, com as maiores tensões ocorrendo respectivamente na geogrelha central e na menos elevada da estrutura.

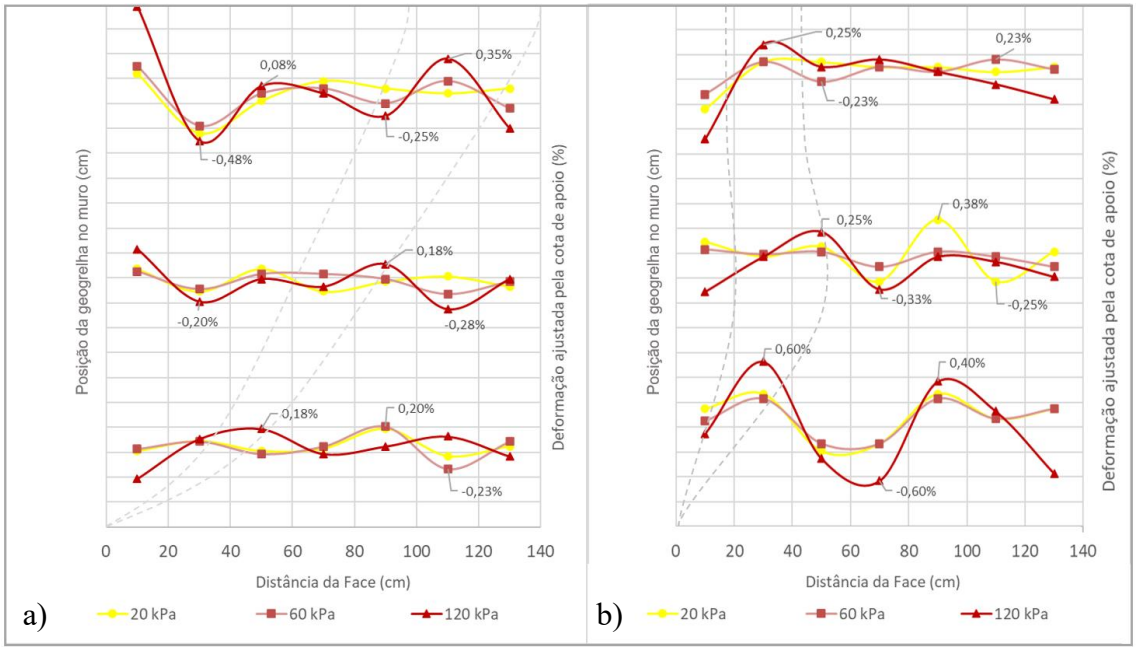


Figura 5. Deformações das geogrelhas: a) Muro 01; b) Muro 02.

4 DISCUSSÃO

Após aplicação de sobrecarga de 120 kPa, na região central, onde os muros sofreram deslocamentos em direção ao aterro, o Muro 01, com 6 reforços de 20 kN/m apresentou deslocamentos de face 55% menores que o Muro 02, com 3 reforços de 40 kN/m, demonstrando a maior eficiência do sistema com maior número de geogrelhas.

No topo das estruturas, onde os muros sofreram deslocamentos para fora da zona reforçada, o Muro 01, com 6 reforços de 20 kN/m, apresentou deslocamentos de face 33% menores que o Muro 02, com 3 reforços de 40 kN/m, mais uma vez demonstrando a maior eficiência do sistema com maior número de geogrelhas.

Após aplicação de sobrecarga de 120 kPa, a geogrelha posicionada a 120 cm de altura, apresentou em média, ao longo da extensão do reforço, deslocamentos 32 vezes menores no Muro 01, com 6 reforços de 20 kN/m em comparação ao Muro 02, com 3 reforços de 40 kN/m, demonstrando que geogrelhas mais espaçadas sofreram maiores solicitações, e consequentemente maiores alongamentos.

Após a aplicação de 120 kPa de carga, no protótipo 1, a linha de geogrelhas instalada no centro do bloco 8, com 150 cm de altura, apresentou em sua grande maioria deslocamentos para dentro do aterro, sendo esta mesma altura o ponto de inversão dos deslocamentos da face. A partir deste comportamento, pode-se concluir que a geogrelha foi devidamente tensionada, apresentando alongamento, mas mantendo sua horizontalidade, fazendo com que os pesos componentes dos extensômetros tipo tell tales se movessem para baixo.

Em ambos os Muros, após a aplicação da sobrecarga de 120 kPa, na cota de 120 cm, as faces em blocos se encontravam deslocadas para dentro do corpo do aterro, porém, as geogrelhas posicionadas na mesma elevação indicavam deslocamentos na direção oposta, demonstrando que o reforço sofreu um assentamento, sendo deslocado verticalmente para baixo, pelo bulbo de tensões formado pela sobrecarga aplicada com uso de bolsa flexível, resultando no tensionamento dos fios dos extensômetros tipo tell tales, puxando os pesos metálicos para cima e demonstrando a maior capacidade de dissipação de tensões verticais na estrutura com maior número de reforços.

Em relação às deformações, e consequentes tensões mobilizadas pelas reforços, é válido afirmar que o Muro 01, com 6 geogrelhas de 20 kN/m, apresentou uma tendência de deformações máximas sobre uma faixa que atravessa toda o maciço, iniciando no fulcro da estrutura, e caminhando para seu topo na região traseira, similar a superfície de ruptura de Rankine, enquanto que o Muro 02, com 3 geogrelhas de 40 kN/m, apresentou tendência de deformações máximas na região de sua face, indicando um maior nível de tensão nessa área, considerada crítica para estruturas em solo reforçado.

5 CONCLUSÕES

Os resultados mostraram que em condições normais de umidade, para uma mesma soma de resistências, a utilização de menores espaçamentos verticais entre reforços, é capaz de promover redução de deslocamentos de face, dissipar com maior eficiência tensões verticais provenientes de sobrecargas aplicadas às estruturas, e deslocar os pontos de maior tensão para longe da face dos muros, e consequentemente diminuir as solicitações impostas à conexão entre reforço e paramento frontal.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem aos colegas do Grupo de Estudos em Geossintéticos da UFSCar (GEGEOS) pelo apoio no desenvolvimento experimental da pesquisa, bem como à empresa Geo Soluções pelo fornecimento dos geossintéticos utilizados no estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Adams, M., Nicks, J., Stabile, T., Wu, J., Schlatter, W., Hartmann, J. (2011), Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System Interim Implementation Guide, FHWA-HRT-11-026, Federal Highway. Administration, McLean, VA

Leshchinsky, D., Kaliakin, V., Bose, P., Collin, J. (1994), Failure mechanism in geogrid reinforced segmental walls: experimental implications. Soils and Foundations, 34(4), 33–41.

Leshchinsky, D., Vulova, C. (2001), Numerical investigation of the effects of geosynthetic spacing on failure mechanisms in MSE block walls. Geosynthetics International.

Mitchell, J.K., Villet, W.C.B. (1987), Reinforcement of earth slopes and embankments. National Cooperative Highway Research Program Report 290.

Morsy, A.M., Leshchinsky, D., Zornberg, J.G. (2017), Effect of reinforcement spacing on the behavior of geosynthetic reinforced soil.

Morsy, A.M., Zornberg, J.G., Han, J., Leshchinsky, D. (2019), A new generation of soil-geosynthetic interaction experimentation. Geotextiles and Geomembranes, 47(4), 459–476.

Portelinha, F.H.M. (2012), Avaliação experimental da influência do avanço do umedecimento no comportamento de muros de solos finos reforçados com geotêxteis não tecidos. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo.

ROCHA, P.E.O., Estruturas em Solo Reforçado com face em tela metálica em obra de grande porte em Cajamar – SP. CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, XX, 2022, Campinas, 2022.

Vilar, O. M., BUENO B. S., Mecânica dos Solos: Vol. 2, 1ª edição. São Carlos / Viçosa, 1979.

Sayão, A., Azambuja, E., Ehrlich, M., Gomes, R.C. (2015), Manual Brasileiro de Geossintéticos: Muros e taludes reforçados. 2ª ed., Blucher.

Wu, J.T.H. (2019), Characteristics of Geosynthetic Reinforced Soil (GRS) Walls: an overview of field-scale experiments and analytical studies. Transportation Infrastructure Geotechnology, 6, 138–163.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/63

Efeitos tridimensionais em escavações estroncadas profundas em solos com anisotropia macroscópica

Mauro Vitor dos Santos Moura
Pesquisador, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, mauro.moura@coc.ufrj.br

Mauricio Ehrlich
Professor, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil,

Seyed Hamed Mirmoradi
Professor, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil,

RESUMO: À medida que as áreas urbanas se tornam mais densamente povoadas, escavações profundas passam a ser cada vez mais frequentes nas grandes cidades. A previsão precisa dos deslocamentos induzidos por essas escavações é essencial para mitigar possíveis danos a estruturas vizinhas. Embora as escavações sejam tridimensionais (3D), as análises costumam ser realizadas sob a hipótese de estado plano de deformação (2D). A razão entre a condição de estado plano de deformação e a condição tridimensional real (PSR – *plane strain ratio*), constitui uma ferramenta valiosa para previsões preliminares. Essa abordagem foi validada com base em resultados de obras reais monitoradas e é específica para o tipo de escavação e para o solo envolvido. Estudos anteriores calibraram o PSR para paredes diafragma com escoramentos em solos arenosos e argilosos; neste trabalho o foco é a calibração do PSR para solos anisotrópicos, considerando três condições de face: desfavorável, favorável e ortogonal. A calibração é validada com base em um caso de escavação descrito na literatura que inclui camadas reliquiares de solo. Os resultados evidenciaram o impacto significativo da anisotropia sobre os deslocamentos: aumento dos deslocamentos absolutos no lado desfavorável, deslocamentos "invertidos" em direção ao maciço no lado favorável (próximo aos cantos) e padrões de deslocamento alterados no lado ortogonal, relacionados à direção das camadas reliquiares. Além disso, os efeitos tridimensionais promovem o arqueamento significativo quando a relação entre o comprimento e a profundidade da escavação (L/H) é menor do que 1,5, tornam-se menos expressivos para valores de L/H maiores do que 3,0.

PALAVRAS-CHAVE: Camadas reliquiares, Solo Residual, Relação 2D-3D (PSR).

ABSTRACT: As urban areas become denser, deep excavations are increasingly common in large cities. Accurate prediction of excavation-induced displacements is essential to mitigate damage to adjacent structures. Although excavations are inherently three-dimensional (3D), analyses are commonly performed under plane strain (2D) assumptions. The ratio between plane strain and true 3D conditions (PSR-plane strain ratio) provides a valuable tool for preliminary predictions. This approach has been validated using monitored field cases and is specific to excavation type and soil conditions. Previous studies calibrated PSR for diaphragm walls with struts in sandy and clayey soils. This study focuses on PSR calibration for anisotropic soils, considering three face conditions: unfavorable, favorable, and orthogonal. The calibration is validated against a documented excavation case including reliquiae soil layers. Results show a strong influence of anisotropy on displacements: increased absolute movements on the unfavorable side, "reversed" movements toward the ground mass on the favorable side (near corners), and modified displacement patterns on the orthogonal side, linked to reliquiae layer orientation. Moreover, 3D effects induce significant arching for L/H less than 1.5, become less pronounced for values of L/H greater than 3.0.

KEYWORDS: Reliquiae layer, residual soil, PSR

1 INTRODUÇÃO

Escavações profundas estão se tornando cada vez mais comuns em ambientes urbanos. A ONU estima um crescimento da porcentagem da população mundial vivendo em centro urbanos de 56% em 2021 para 68% em 2050 (UN HABITAT, 2022). A necessidade de se estudar escavações em todos os tipos de solos se faz presente.

O estudo de escavações em solos sedimentares arenosos (Khoiri e Ou, 2013; Zhang *et al.*, 2019) e argilosos (Likitlersuang *et al.*, 2013; Hsiung *et al.*, 2021) é bastante presente na literatura. Todavia, os trabalhos sobre escavações profundas em solos tropicais são mais escassos. E, solos tropicais com anisotropia são raros. Ehrlich (2004) e Ehrlich e Silva (2015) relataram casos de escavação em solos tropicais com camadas reliquiares originadas da rocha-mãe que dão origem a solos com anisotropia macroscópica na rigidez e resistência. Moura (2024) e Moura *et al*. (2024) realizaram validações e estudos paramétricos em escavações nesses tipos de solo, mas utilizando modelos em duas dimensões. Há uma necessidade de se conhecer os efeitos desses solos tropicais com anisotropia macroscópica sob solicitações tridimensionais.

O objetivo desse trabalho é quantificar a influência que a anisotropia macroscópica, camadas reliquiares, tem em escavações estroncadas utilizando análises numéricas bidimensionais e tridimensionais

2 METODOLOGIA

Para estudar a influência que a anisotropia macroscópica que um solo residual tropical pode ter em uma escavação profunda estroncada, a metodologia empregada neste estudo se constitui dos seguintes passos: (i) validar o caso usado por Hsiung *et al.* (2021); (ii) substituir o maciço original pelo solo e camadas reliquiares validados em Moura et al. (2023) e Moura (2024); (iii) realizar uma análise paramétrica variando as dimensões em planta da escavação para estudar os valores de PSR gerados. PSR, "*plane strain-ratio*" ou "razão de estado plano de deformação" é um conceito proposto por Ou *et al.* (1996). PSR é a razão entre o deslocamento horizontal é um perfil distante "d" da borda da escavação e o deslocamento horizontal em um perfil do mesmo muro, mas em estado plano de deformação.

2.1 Validação do modelo numérico

Hsiung *et al.* (2021) validou uma escavação em solo arenoso com profundidade de 13.2 m, estabilizada com uma parede diafragma de 20 metros de profundidade e 0,6 m de espessura. Um nível de estroncas foi utilizado a 4 metros abaixo do nível do solo, com espaçamento horizontal de 6 m. O nível d'água inicialmente estava a 2,5 m de profundidade e foi sendo rebaixado conforme cada etapa da escavação era executada. A escavação foi dividida em: (i) fase inicial; (ii) instalação da parede diafragma; (iii) escavação até a cota -4,5 m combinada com o rebaixamento do NA até a cota -5,5 m; (iv) instalação de um nível de estronca na cota -4,0 m, com carga de 200 kN; (v) escavação até o cota final de 13,2 m, com respectivo rebaixamento de NA até a cota -14,2 m.

O programa de elementos finitos utilizado nesse estudo foi o PLAXIS 2024. A modelagem foi feita a partir de dois eixos de simetria com o tamanho total de 135 m x 115 m e 40 m de profundidade (Figura 1a). A escavação possui as dimensões de 78 m x 43 m, com três inclinômetros na parede diafragma (SID6, SID8 e SID9) para a validação (Figura 1b). O número de elementos tetraédricos e nós utilizados foi de 82.293 e 125.925, respectivamente (Figura 1c). As condições de contorno foram deslocamento fixos na base do modelo e deslocamentos normais fixos nos limites verticais.

Hsiung *et al.* (2021) dividiu o maciço em 6 camadas de solo. Nas 5 camadas mais superficiais, foi utilizado o modelo constitutivo *Hardening Soil small strain*, cuja profundidade vai até 25,5 m. A última camada, entre 25,5 m e 40 m, foi simulada usando o modelo Mohr-Coulomb com a rigidez em função da profundidade. Os parâmetros geotécnicos e estruturais utilizados podem ser encontrados em Hsiung *et al.*, 2021; Phan *et al.*, 2019 e Law *et al.*, 2016

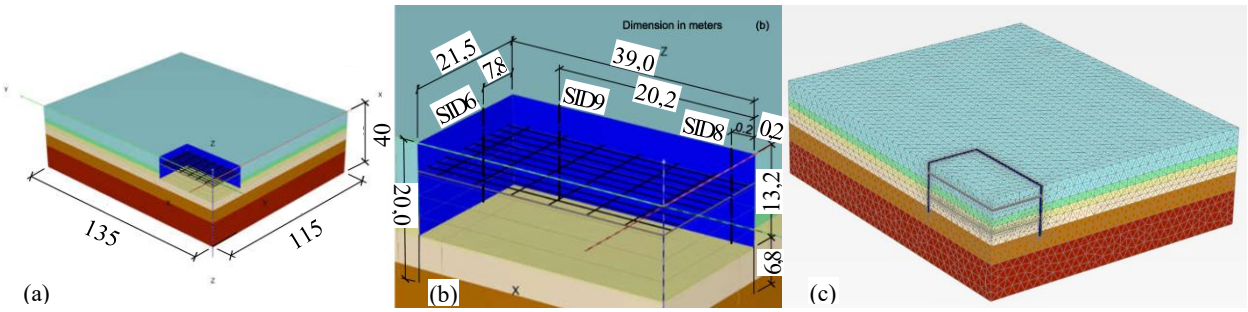


Figura 1 – Modelo de elementos finitos descrito por HSIUNG *et al.* (2021): (a) dimensões totais do modelo); (b) detalhe com as dimensões da escavação e o posicionamento dos inclinômetros SID 6, SID 8 e SID 9; (c) malha de elementos finitos utilizada.

A partir dos deslocamentos medidos pelos inclinômetros, foi possível tentar reproduzir os deslocamentos medidos para validar o modelo. A Figura 2 mostra os deslocamentos horizontais lidos nos inclinômetros, junto com os resultados de Hsiung *et al.* (2021) e os resultados deste trabalho. Os deslocamentos horizontais obtidos neste trabalho estão muito próximos dos dados do modelo de Hsiung *et al.* (2021). Comparando o modelo validado deste trabalho com os dados dos inclinômetros, para o primeiro estágio de escavação (cota -4,5 m), a diferença relativa máxima para os inclinômetros SID 6, SID 8 e SID 9, é de 5%, 2% e 29%, respectivamente. No segundo estágio de escavação, a diferença é de 16%, 26% e 8%, respectivamente. Portanto, a análise numérica foi o suficiente para reproduzir o comportamento de deslocamento horizontal observado em campo.

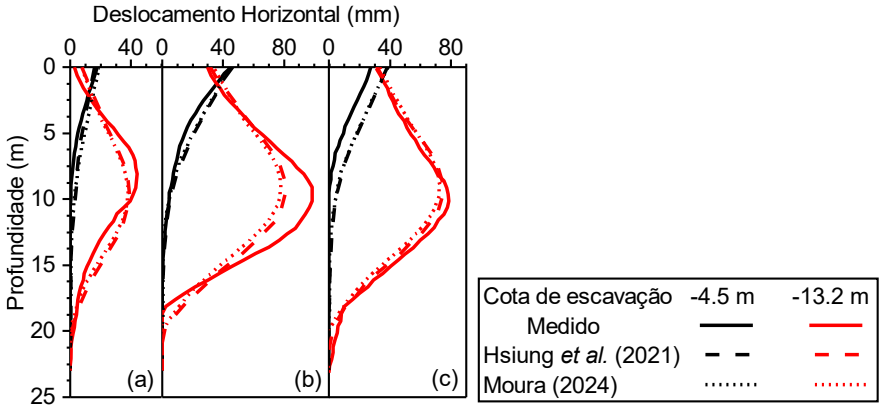


Figura 2 – Deslocamentos horizontais de acordo com a profundidade em diferentes inclinômetros: (a) SID 6; (b) SID 8; (c) SID 9 (Adaptado de Moura *et al.*, 2023).

3 Análise paramétrica

Os efeitos tridimensionais das camadas reliquiares fracas em escavações profundas estabilizadas com parede diafragma pôde ser estudado utilizando o conceito de PSR a partir do modelo validado na seção 2.1. Para este objetivo, o maciço do modelo validado foi substituído por outro constituído de um solo silto-argiloso com camadas relquiares fracas validado por Moura *et al*. (2023) e Moura (2024). Essa substituição aproximou a escavação da ruptura e afastou das condições de trabalho. Foi necessário aumentar a profundidade da parede diafragma para 22,5 m e a inserção de mais um nível de estronca na cota -8,5 m. O processo de escavação foi então alterado com uma etapa de escavação e rebaixamento do NA intermediária para esse novo nível de estroncas.

O maciço foi modelado com dois tipos de solo nomeados como: Solo residual e Camada fraca. O primeiro modelado como volume e o segundo como interface com mergulho de 60°. O espaçamento da camada fraca adotado foi de 1 m. Os parâmetros geotécnicos estão descrito na Tabela 1.

Tabela 1 - Parâmetros geotécnicos validados por Moura *et al.* (2023)

Solo	**Modelo Constitutivo**	γ_{unsat} (kN/m³)	γ_{sat} (kN/m³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	Ψ (°)	E' (MPa)	υ'	E'_{inc} (MPa/m)	z_{ref} (m)
Camada fraca	MC	20	21	30	20	0	17,0	0,3	1,5	0,0
Solo Residual	HSs	20	21	44	20	14	-	-	0,0	-

Solo	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref}	m	$\gamma_{0.7}$	G_0^{ref} (MPa)	υ'_{ur}	R_f	K_0
Solo Residual	38,0	36,0	114,0	0,7	0,0001	116,4	0,2	0,7	0,305

O mergulho da camada fraca cria condições diferentes em cada parede diafragma: Desfavorável, Favorável e Ortogonal (Figura 3a). Com a finalidade de verificar a influência que a camada fraca tem precisamos criar a condição Sem Camada fraca. As dimensões da escavação como comprimento da parede primária (L) e comprimento da parede secundária (B) foram variadas no estudo paramétrico. Outro parâmetro importante é a profundidade da escavação (H).

A obtenção do PSR exige o cálculo dos deslocamentos na condição de estado plano de deformação. Para isso foram criados modelos em três dimensões, mas com grande comprimento na direção ortogonal à direção dos deslocamentos previstos, de forma a se aproximar de uma condição de estado plano de deformação. Dois tipo de modelos foram criados para calcular os deslocamentos de estado plano de deformação: condição Desfavorável e Favorável (Figura 3b) e condição Ortogonal (Figura 3c).

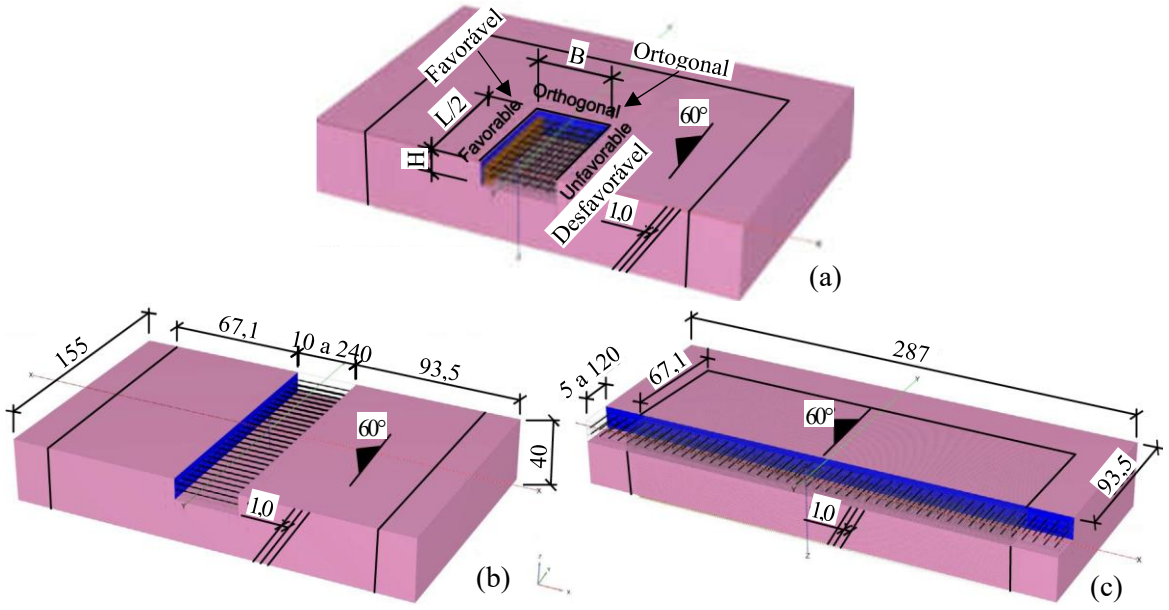


Figura 3 – Modelos numéricos utilizados no análise paramétrica: (a) escavação em 3D com as três condições; (b) escavação em estado plano de deformação para a condição desfavorável e favorável; (c) escavação em estado plano de deformação para a condição ortogonal.

A análise paramétrica foi executada variando as dimensões em planta entre os valores de 10 m a 240 m (Figura 3). O resultado foi organizado a partir de duas razões: largura dividido pelo comprimento da escavação (B/L) com valores iguais a 0,5, 1,5 e 3,0; e comprimento pela profundidade da escavação (L/H) iguais a 1,5, 3,0 e 6,1, totalizando 9 combinações. O número total de modelos calculados foram 42.

4 Resultados

A Figura 4 mostra um perfil típico dos deslocamentos horizontais da parede diafragma em estado plano de deformação para cada condição: favorável, desfavorável, ortogonal e sem camada fraca. Os deslocamentos horizontais, no caso da condição Desfavorável, são entre 2,2 a 5,6 vezes maiores quando comparado as outras condições. A isto pode ser atribuído ao aumento do empuxo ativo motivado pelas camadas fracas. Enquanto o ponto de deslocamento máximo, o ponto de inflexão, da condição desfavorável fica por volta de 1,5 m abaixo da cota de escavação, e nos outros casos esse ponto fica acima do fundo da escavação.

As outras três condições exibem deslocamentos horizontais de tamanhos similares, mas possuem diferenças enquanto a forma da curva. A condição favorável apresenta deslocamentos horizontais menores na região de baixa profundidade, e em alguns casos até com valores negativos, ou seja, contra o maciço. Isso se deve ao fato de que as estroncas, solicitadas pelo lado desfavorável, se apoiam no lado favorável, este funciona como uma fundação. Enquanto nas maiores profundidades, o perfil de deslocamentos horizontais se apresenta mais verticalizado. A isto se deve o fato de que as camadas fracas condicionam uma cunha de empuxo passivo menor, reduzindo a resistência do solo. A condição ortogonal e sem camadas fracas exibem forma de curvas similares, mas com os valores de deslocamento absolutos do ortogonal ligeiramente maiores (entre 1,1 e 1,3 vezes). Isso mostra a diversidade do comportamento da escavação conforme seu posicionamento em relação à direção das camadas fracas. O detalhamento dos resultados pode ser encontrado em Moura (2024).

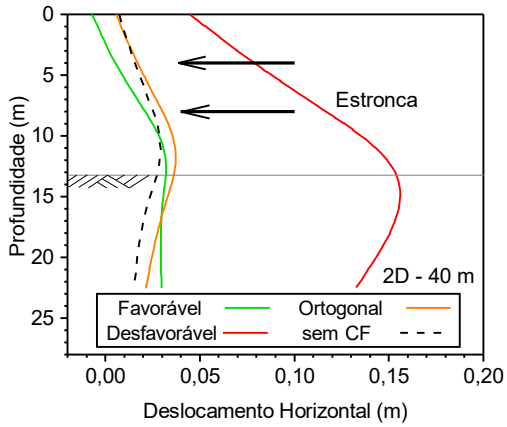


Figura 4 – Perfis de deslocamento horizontal versus a profundidade em uma análise 2D com largura de 40 m.

Os valores de PSR foram calculados para todo o comprimento da parede e organizados em função da distância "d" do canto da escavação normalizada pelo comprimento da parede "L", d/L (Figura 5 e Figura 6).

A Figura 5a mostra a condição desfavorável. Os valores de PSR no canto do muro (d/L = 0) variam entrem 0,06 e 0,16, enquanto no centro da parede (d/L = 0,5) chegam aos valores máximos de 0,38 a 0,92. É possível observar que o PSR depende fortemente da razão L/H. Quando o L/H é baixo (L/H = 1,5), o PSR máximo varia entre 0,38 e 0,68 de acordo com B/L, mas quando o L/H é alto (L/H=6,0), o PSR máximo varia apenas entre 0,88 a 0,92 em função de B/L. Quanto maior o L/H, regiões do muro mais próximas do canto tem o PSR mais próximas da unidade.

A Figura 5b possui a condição favorável. Os valores de PSR no canto do muro (d/L = 0) mostram valores negativos, entre -0,55 e -0,16. Ao se aproximar do centro do muro, o PSR cresce e se torna positivo entre as posições 0,04 < d/L < 0,19, até atingir o máximo no centro do muro com o PSR variando entre 0,55 e 1,00. Similar ao caso desfavorável, a razão L/H tem grande influência nos resultados. Quando o L/H é baixo (L/H = 1,5), o PSR máximo varia entre 0,55 e 0,84 de acordo com B/L, mas quando o L/H é alto (L/H=6,0), o PSR máximo varia apenas entre 0,88 e 1,00 em função de B/L.

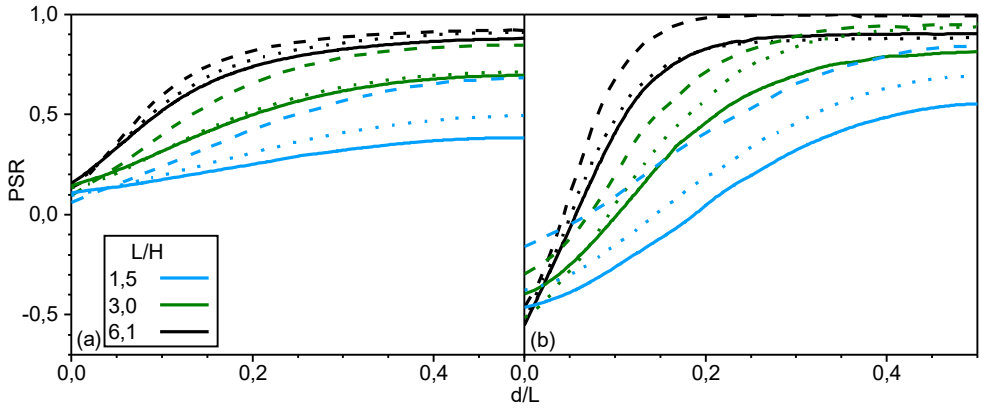


Figura 5 – PSR vs d/L – (a) condição desfavorável; (b) Condição favorável; linhas tracejadas, linhas pontilhadas e linhas contínuas representam as razões B/L iguais a 0,5, 1,5 e 3,0, respectivamente.

A Figura 6a a seguir contém a condição Ortogonal. Neste caso a curva não é simétrica em relação ao centro do muro. Os valores de PSR são ligeiramente maiores no lado direito da figura, o lado em que fica o muro com a condição desfavorável, enquanto o lado esquerdo é o lado do muro com a condição favorável. No entanto, essa assimetria diminui conforme o L/H diminui, ela é bem pronunciada com o L/H = 6, ainda visível com o L/H = 3 e imperceptível com o L/H = 1,5. Para os casos de L/H = 6,0, a seção d/L = 0,8, tem PSR entre 0,88 e 0,91, e na seção d/L = 0,2, o PSR varia entre 0,77 e 0,81. Novamente a razão L/H tem grande influência nos resultados, no centro do muro (d/L = 0,5), o PSR varia entre 0,50 e 0,81 para o L/H = 1,5 e entre 0,88 e 0,92 para o L/H = 6,0.

A Figura 6b explicita a condição sem camada fraca. A forma das curvas é similar ao caso da condição desfavorável. No canto do muro (d/L = 0), o PSR varia entre 0,01 e 0,07. Ao se aproximar do centro do muro, o PSR aumenta até um máximo no centro (d/L = 0,5) variando entre 0,62 e 0,98. Como nos outros casos, L/H influencia fortemente o resultado, quanto maior for seu valor, maior será o PSR. Quando o L/H é baixo (L/H = 1,5), o PSR máximo varia entre 0,62 a 0,85 de acordo com B/L, mas quando o L/H é alto (L/H=6,0), o PSR máximo varia apenas entre 0,95 e 0,98 em função de B/L.

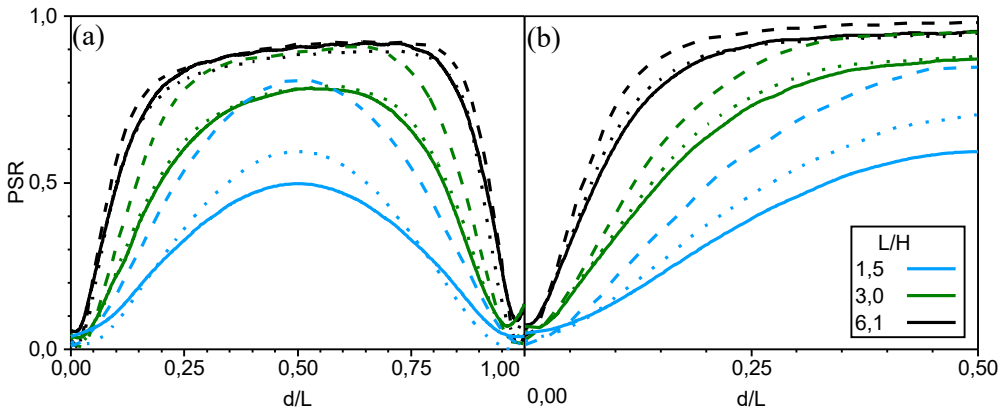


Figura 6 – Relação PSR–d/L para as condições (a) ortogonal e (b) sem camada fraca. As linhas tracejadas, pontilhadas e contínuas correspondem a razões B/L iguais a 0,5, 1,5 e 3,0, respectivamente.

A Figura 7 resume todos os PSR máximos encontrados em todas as condições. De uma forma geral, as curvas levemente inclinadas para frente e PSR crescendo na diagonal de cima para baixo. Com exceção da condição favorável (Figura 7b), onde a curva de PSR = 0,9 se afasta dessa tendência. Os autores atribuem esse fato ao tamanho grande dos modelos para atingir L/H e B/L correspondentes. Nesses casos houve grande plastificação, se afastando das condições de trabalho. Em todos os casos é possível observar o aumento do

$PSR_{máx}$ com o aumento de L/H e que a influência de B/L só se torna mais pronunciada para valores de L/H menores.

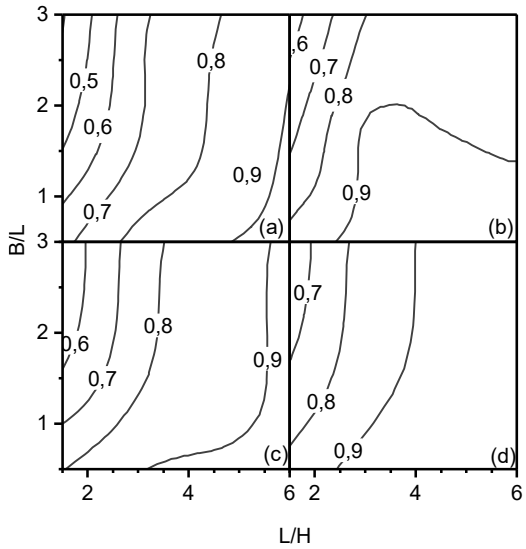


Figura 7 – Variação do PSR_{max} com L/H e B/L para diferentes casos: (a) Desfavorável; (b) Favorável; (c) Ortogonal; e (d) sem camada fraca.

5 Conclusões

Este trabalho investigou a influência de camadas reliquiares fracas no comportamento de escavações estabilizadas por paredes diafragma e estroncas. Foram realizadas análises numéricas bidimensionais e tridimensionais pelo método dos elementos finitos com o objetivo de avaliar o impacto dessas camadas no desempenho da escavação. O modelo foi validado e conduziu-se um estudo paramétrico no qual as dimensões em planta da escavação foram sistematicamente variadas. Esse procedimento permitiu quantificar a influência da anisotropia macroscópica associada às camadas fracas nos deslocamentos da estrutura de contenção. A Razão de Estado Plano de Deformação (Plane Strain Ratio – PSR) foi então empregada para sintetizar os resultados em um ábaco, a partir do qual os deslocamentos de uma parede em uma escavação tridimensional podem ser estimados em função das dimensões em planta (L, comprimento da parede principal, e B, comprimento da parede secundária) e da condição de anisotropia do maciço.

Em gráficos mostrando o perfil de deslocamento típico, PSR versus a distância do canto do muro normalizado pelo comprimento da parede primária (d/L) e $PSR_{máx}$ em função de L/H e B/L foi possível estabelecer alguns padrões:

- A condição desfavorável causa um substancial aumento nos deslocamentos comparado às outras condições. Os perfis de deslocamento e forma das curvas das condições ortogonal e sem camada fraca são similares, mas no caso ortogonal, o perfil de deslocamento ao longo do muro é assimétrico e são maiores no lado próximo a condição desfavorável. Essa assimetria diminuiu até desaparecer quanto menor for a razão L/H;
- Para L/H baixos, a escavação se aproxima da forma de um poço, então os valores de PSR são menores devido ao efeito de arqueamento do entorno da escavação. Esse efeito diminui a influência das camadas fracas nos deslocamentos em todas as condições também pelo efeito do arqueamento.
- O caso favorável possui um perfil de deslocamento com as profundidades rasas mais inclinadas em direção ao maciço e com PSR negativos no canto da escavação. Esse fenômeno provavelmente acontece pela transmissão de cargas pelas estroncas. O lado desfavorável solicita as estroncas e estas se apoiam no lado favorável. Escavações estabilizadas com métodos alternativos, como cortinas ancoradas, podem exibir comportamentos diferentes.

AGRADECIMENTOS

Os autores apreciam imensamente o financiamento deste estudo a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ehrlich, M., "Performance of a 25 m high anchored wall for stabilization of an excavation in gneiss saprolite. Landslides: evaluation and stabilization". Anais: *Proceedings from the IX international symposium on landslides*, Rio de Janeiro, Brasil, pp 1561–1568, 2004.

Ehrlich, M., Silva, R.C., "Behavior of a 31 m high excavation supported by anchoring and nailing in residual soil of gneiss", *Engineering Geology*, v. 191, pp. 48–60, 2015.

Hsiung, B.C.B., Likitlersuang, S., Phan, K.H., "Impacts of the plane strain ratio on excavations in soft alluvium", *Acta Geotechnica*, v. 16, pp. 1923–1938, 2021.

Khoiri, M., Ou, C.Y., "Evaluation of deformation parameter for deep excavation in sand through case histories", *Computers and Geotechnics*, v. 47, pp. 57–67, 2013.

Law, K. H., Ismail, Z., Hashim, R., "3D Finite Element Analysis of a Deep Excavation Considering the Effect of Anisotropic Wall Stiffness", Anais: *Proceedings of the 19th Southeast Asian Geotechnical Conference & 2nd AGSSEA Conference*, Kuala Lumpur, Malásia, 2016

Likitlersuang, S., Surarak, C., Wanatowski, D., Oh, E., Balasubramaniam, A., "Finite element analysis of a deep excavation: a case study from the Bangkok MRT", *Soils and Foundations*, v. 53, n. 5, pp. 756–773, 2013.

Moura, M. V. S., Ehrlich, M., Mirmoradi, S. H., "Effects of reliquiae layer and excavation procedure on the behaviour of anchored structures", *Acta Geotechnica*, v. 18, pp. 6111–6122, 2023.

Moura, M. V. S., *Efeito de camadas reliquiares fracas e do procedimento de escavação no comportamento de estruturas ancoradas e estroncadas.* Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2024.

Moura, M. V. S., Ehrlich, M., Mirmoradi, S. H., "Modelagem Numérica de Escavação em Talude com Camadas Reliquiares Estabilizada com Ancoragens – Caso de Estudo" Anais: *XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, Balneário Camboriú, SC, Brasil, 2024.

Ou, C.Y., Chiou D.C., Wu T.S., "Three-dimensional finite element analysis of deep excavations", *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 122, n. 5, pp. 337-345, 1996.

Phan, H.K, Hsiung, B.C.B., Hong, N.G., "Re-categorized soil layers and performance prediction of deep excavation in Kuala Lumpur", Anais: *Proceedings of the 3rd International Conference on Transportation Infrastructure and Sustainable Development (TISDIC 2019)*, pp. 123-133, 2019.

Zhang W., Hou Z., Goh A., Zhang R., "Estimation of strut forces for braced excavation in granular soils from numerical analysis and case histories", *Computers and Geotechnics*, v. 106, pp. 286–295, 2019.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/64

Estabilidade de um Talude de Voçoroca em Lavras (MG) com Proposição de Estabilização

Paula Ferreira Campos
Graduanda em Engenharia Civil, Lavras, Brasil, paula.ferreira.campos1904@gmail.com

Mirian Diniz Manso
Engenheira Civil, Grupo Vinci Highways, Belo Horizote, Brasil, mirian.dinizz12@gmail.com

Raquel Mariano Linhares
Docente do magistério superior, Universidade Federal do Pampa, Alegrete, Brasil, raquellinhares@unipampa.edu.br

Diego Arthur Hartmann
Docente do magistério superior, Universidade Federal do Pampa, Alegrete, Brasil, diegohartmann@unipampa.edu.br

Priscilla Abreu Pereira Ribeiro
Docente do magistério superior, Universidade Federal de Lavras, Lavras, Brasil, priscilla.ribeiro@ufla.br

RESUMO: Com o constante crescimento e adensamento populacional, cada vez mais surge a necessidade de se ocuparem espaços desafiadores, cabendo à engenharia civil garantir condições seguras, dignas e confortáveis de uso destes locais. Dentre estes, as voçorocas urbanas destacam-se como áreas críticas de atenção, devido ao processo de erosão contínuo que as formam, e ao potencial de expansão que pode tomar grandes áreas urbanas em poucos anos. No presente trabalho, foram estudados os aspectos geotécnicos da viabilização de um projeto arquitetônico sugerido para uso de parte de uma voçoroca no município de Lavras destinado ao lazer e bem-estar da população local. Fez-se um levantamento topográfico utilizando aerofotogrametria digital com uso de veículo aéreo não tripulado (VANT), de onde foi gerado um modelo tridimensional de toda a voçoroca por meio do software 3D Zephyr e, posteriormente, foram retiradas as curvas de nível do local. Após locado o projeto arquitetônico, foram determinados os volumes e seções de corte e aterro necessários à sua implementação. Foi definida como seção crítica aquela de maior desnível, onde foram conduzidas análises de estabilidade de taludes por meio de softwares de equilíbrio limite das situações de talude natural e taludes de corte e aterro advindos do projeto arquitetônico. Os cortes para o projeto arquitetônico diminuiriam o Fator de Segurança (FS) do talude natural de 1,416 para o limiar da ruptura (1,032). Logo, foram propostas soluções de estabilização visando o FS mínimo preconizado por norma de 1,5, garantindo a segurança dos usuários do novo empreendimento e das moradias existentes a montante do local. Para tal, sugeriram-se a inserção de grampos, que elevaram o FS para 1,373, finalizando com a execução de berma de equilíbrio, que elevaram o FS para 1,509.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de taludes, Voçoroca, Solo grampeado, Bermas de equilíbrio, Fotogrametria digital.

ABSTRACT: Rapid population growth and urban densification have driven the need to occupy geologically challenging areas, leaving it to civil engineering to promote safe, adequate, and comfortable conditions in these spaces. Particularly critical are urban areas affected by gully erosion due to the continuous erosion process and the expansion potential that can overtake urban areas in a few years. This study evaluates the geotechnical feasibility of an architectural project designed for public leisure using part of a gully in Lavras. A topographic survey was performed using digital aerial photogrammetry with an unmanned aerial vehicle (UAV). A three-dimensional model of the gully using 3D Zephyr software was generated and, subsequently, the area contour lines. After the architectural project was positioned, the cut and fill volumes needed for its implementation were determined. The critical section was defined as the one with the highest elevation difference, where Slope

Stability Analysis using Limit Equilibrium Methods (LEM) was conducted on the natural slope and the slopes originated from the earthworks determined by the project. The cuts for the project implementation diminished the Factor of Safety (FS) of the natural slope from 1.416 to the rupture threshold (1.032). Afterwards, stabilization solutions were proposed aiming for the regulatory minimum Factor of Safety (1.5), ensuring the safety of the users of the new facility and the houses upstream. For this, the insertion of Soil Nails, which raised the FS to 1.373, was suggested, combined with the execution of stability berms that raised the FS to 1.509.

KEYWORDS: Slope stability, Gully erosion, Soil nailing, Stability Berms, UAV photogrammetry.

1 INTRODUÇÃO

As voçorocas são grandes sulcos ou buracos formados em solos suscetíveis à erosão a partir de um processo hídrico. A sua formação se inicia pelo escoamento superficial, com a formação de sulcos rasos. Com o passar do tempo, estes sulcos tendem a se aprofundar até atingirem o lençol freático, gerando um fluxo contínuo de água que dá origem ao fenômeno piping, caracterizado pelo arraste de partículas pela água subterrânea em um tubo de erosão (Lacerda; Becker, 2025).

Tais incisões, quando presentes em áreas urbanas, podem representar situações de risco para as pessoas e edificações, pois torna a região suscetível a deslizamentos de terra. No campo, os processos erosivos resultam na perda de camadas férteis do solo com o carreamento progressivo das suas camadas superiores, um consequente declínio da produtividade, diminuição de renda e, muitas vezes, o êxodo rural (Maciel Filho; Nummer, 2014; Pereira; Tôsto; Romeiro, 2019). Além disso, as partículas carreadas durante o processo erosivo assoreiam cursos d'água que passam pelo perímetro urbano, podem colmatar o sistema de drenagem e formar bancos de areia em reservatórios, culminando a redução da sua capacidade de armazenamento e transbordamentos (Iwasa; Fendrich, 1998; Maciel Filho; Nummer, 2014; Pereira; Tôsto; Romeiro, 2019).

Apesar do alto custo com insumos e mão de obra, as áreas atingidas por voçorocas podem ser recuperadas. Para isso, é necessária a realização de análises química e textural do solo, que possibilitem a determinação das práticas para controle da erosão e dos insumos necessários ao desenvolvimento das plantas a serem cultivadas no local, podendo ser realizadas obras de drenagem e terraceamento para controle do escoamento superficial e das águas subterrâneas (Cardoso; Pires, 2009). Iwasa e Fendrich (1998) alertam que, para os cofres públicos, a prevenção da degradação, ainda durante as fases de planejamento urbano, representa um melhor investimento de recursos.

A região Sul de Minas Gerais apresenta grandes áreas em estado avançado de degradação do solo pela erosão hídrica, demonstrado pelo volume total de poros, macro e micro porosidade e densidade do solo (Gomide; Silva; Soares, 2011). Segundo Ferreira (2005), as voçorocas dessa região têm sua origem associada ao desmatamento e à mineração do ouro no século XVIII, potencializadas pela presença de solos com alta erodibilidade, baixa fertilidade natural, uso agrícola fora das classes de capacidade do uso da terra, manejo incorreto do solo e ausência de práticas conservacionistas.

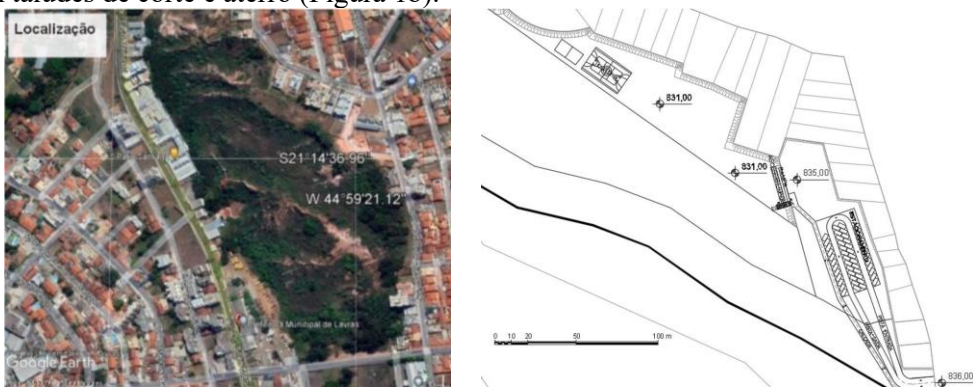
A cidade de Lavras, pertencente à região geográfica intermediária de Varginha (núcleo do Sul de Minas) (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, 2017), é caracterizada pela forte presença de voçorocas em áreas urbanas. Logo, torna-se imperativo o manejo, pelo poder público, destas áreas degradadas, direcionando uso seguro pela população, sempre que possível. Tendo isso em vista, neste trabalho foi proposta a intervenção com cortes e aterros de uma área degradada por voçoroca e sugeridas soluções de estabilização geotécnica local.

2 METODOLOGIA

2.1 Área de estudo e definição da seção crítica

O voçorocamento estudado tem aproximadamente 93.310,93 m² e abrange os bairros Belo Horizonte e Monte Líbano, na região central da cidade (Figura 1a). Foi proposto um projeto arquitetônico para transformar uma área de aproximadamente 11.133,65 m² no montante da voçoroca em um local destinado ao lazer e às

atividades físicas da população da cidade de Lavras (Silva, 2025). Assim foram definidos os platôs de projeto, resultando em taludes de corte e aterro (Figura 1b).



(a) (b)

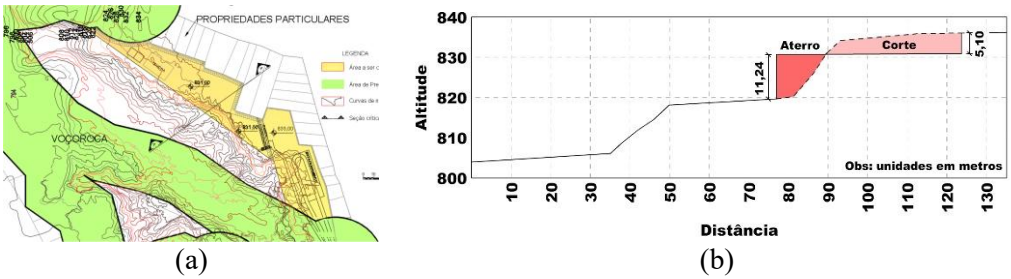
Figura 1. (a) área estudada (Fonte: Google Earth) e (b) projeto proposto por Silva (2025).

Em visita ao local, foi feito levantamento aerofotogramétrico da voçoroca por meio de Veículo Aéreo Não-Tripulado (VANT), com obtenção de 126 fotos aptas ao uso (bem iluminadas, focadas e sem sombras). Com base na técnica *Structure from Motion* (SfM) e utilizando o software 3DF Zephir em sua modalidade licença educacional gratuita, foi gerado modelo tridimensional (Figura 2), tendo a sua escala ajustada com medidas realizadas *in loco*.



Figura 2. Representação do modelo tridimensional da voçoroca.

A partir do modelo tridimensional, foram geradas as curvas de níveis utilizadas para definição da seção crítica após a implementação do projeto (Figura 3a), caracterizada pelos maiores desníveis. Na Figura 3b, vê-se o perfil do projeto arquitetônico sobreposto ao perfil natural do terreno na seção crítica de análise, onde houve a criação de um talude vertical de aterro com desnível de 11,24 m, além de um talude de corte vertical de 5,10 m de altura. Após, foram propostas soluções de estabilização deste último perfil visando um Fator de Segurança (FS) de 1,5, preconizado pela norma ABNT NBR 11682 (2019) para áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, locais urbanos em que há a possibilidade de elevada concentração de pessoas.



(a) (b)

Figura 3. Implementação do projeto: (a) curvas de níveis e (b) seção crítica.

2.2 Parâmetros geotécnicos e métodos de análise

A estabilidade geotécnica da seção crítica e seus FS foram determinados em três cenários distintos: (i) perfil natural do terreno, (ii) perfil de implementação do projeto, após cortes e aterros e (iii) perfil de implementação do projeto estabilizado, com as sugestões de estruturas de contenção. Para tal, foi utilizado software de análise de estabilidade de taludes por método de equilíbrio limite.

Utilizou-se método das fatias com determinação matemática de Morgenstern & Price, formato da Superfície Potencial de Ruptura (SPR) meia senóide com 100 fatias, método de superfície de entrada e saída, e um total de 2000 iterações. Admitiu-se talude homogêneo de solo natural e modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, tanto para solo natural, quanto para aterro. De acordo com Silva (2018), um dos tipos de solos presentes na área estudada é o argissolo vermelho-amarelo distrófico típico (PVAd), que, segundo a Embrapa ([s.d.]), é um tipo de solo profundo e altamente intemperizado, com um grande teor de argila nos horizontes subsuperficiais em relação aos superficiais, sendo seus parâmetros de resistência obtidos por Rocha *et al.* (2002). Para o solo de aterro, admitiram-se parâmetros de resistência usuais de um material arenoso, conforme metodologia de Dominoni (2011) (Tabela 1).

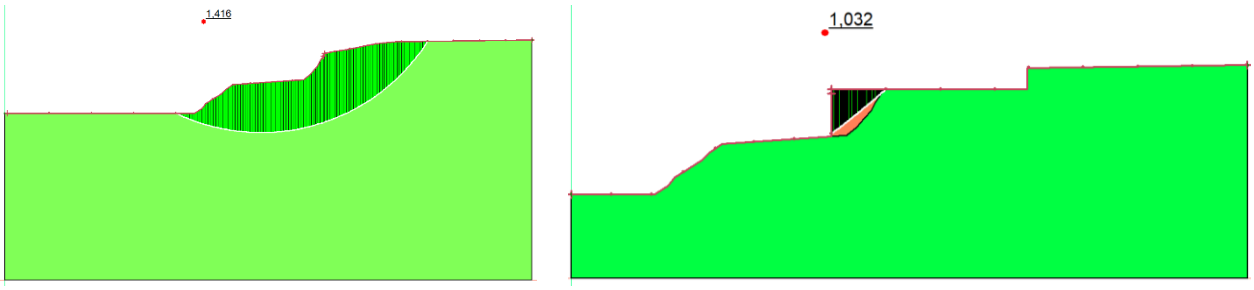
Tabela 1. Parâmetros de resistência dos solos natural e de aterro.

Parâmetro	Solo natural (Rocha *et al.*, 2002)	Aterro (Dominoni, 2011)
ϕ (°)	7,80	30
c (kPa)	42,39	10
γ (kN/m³)	12,65	17

3 RESULTADOS

3.1 Perfil natural do terreno e de implementação do projeto

Apesar de um baixo valor de ângulo de atrito do solo natural (7,80°), foi obtido um FS crítico de 1,416 e ruptura global para a seção natural do terreno (Figura 4a), provavelmente devido à geometria e à contribuição da coesão (42,39 kPa). Segundo a ABNT NBR 11682 (2009), este valor é considerado baixo tanto para o nível de segurança contra danos a vidas humanas, quanto contra danos materiais e ambientais. Já para o perfil de implementação do projeto, com seus cortes e aterros sem contenções, obteve-se um FS crítico de 1,032, uma redução significativa da estabilidade do talude natural (≈27%), abrangendo um nível de segurança que sequer está enquadrado em norma, sendo o menor FS considerado de 1,2 (ABNT NBR 11682, 2009). Observa-se que a Superfície Potencial de Ruptura (SPR), neste caso, corresponde a uma ruptura local, que engloba apenas a área de aterro (Figura 4b).



(a) (b)

Figura 4. FS e SPR do perfil: (a) natural e (b) de implementação do projeto.

3.2 Perfil de implementação estabilizado

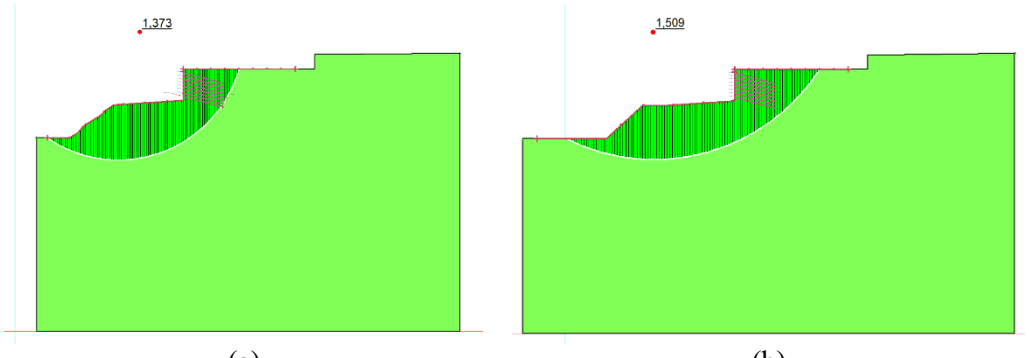
De forma a aumentar o FS da seção crítica para o mínimo exigido em norma (1,5), foi proposta a instalação de uma cortina em solo grampeado no talude de aterro. Para tal, foram seguidas as diretrizes de FHWA (2015) para a definição dos parâmetros de projeto, sendo eles: espessura da parede de concreto (e), inclinação dos grampos com a horizontal (α), espaçamento horizontal entre grampos (SH), espaçamento vertical entre grampos (SV), espaçamento do ponto mais alto da escavação até a primeira fileira de grampos (SV0), espaçamento entre a última fileira de grampos e o pé do talude (SVN), comprimento dos grampos (L), altura da etapa de escavação (H) e resistência a tração admissível (RTadm), também calculada segundo metodologia proposta pela instituição. Os valores adotados encontram-se na Tabela 2. Ao total, foram utilizados 8 grampos em cada fileira vertical e barras de aço de diametro de 20 mm.

Tabela 2. Parâmetros da cortina grampeada.

Parâmetro	Valor adotado
e (cm)	10
$\gamma_{concreto}$ (kN/m³)	25
α (°)	15
SH (m)	1,4
SV (m)	1,4
SV0 (m)	0,80
SVN (m)	0,64
H (m)	1,2
L (m)	15
RTadm (kN)	136,6

Obteve-se um FS crítico de 1,373 com esta solução de estabilização, ainda considerado um nível de segurança baixo contra danos a vidas humanas e contra danos materiais e ambientais, segundo a ABNT NBR 11682 (2009). Percebeu-se, também, que o talude de corte não mais participava da SPR, passando novamente a ser observada ruptura global (Figura 5a).

Para complementar a segurança do talude, foi proposta a construção de uma berma de equilíbrio com o mesmo solo do aterro. Visando economia de recursos, iniciou-se com uma berma de 10,8 metros de altura, 35,3 metros de extensão de topo, inclinação da face do talude de 33° com a vertical, reduzindo-se paulatinamente sua extensão de forma a obter um FS crítico próximo de 1,5. Obteve-se um FS crítico para a configuração final da berma de equilíbrio otimizada de 1,509, com largura da crista de aterro de 8 metros e ruptura de caráter global (Figura 5b). A necessidade de uma largura da crista desta magnitude deveu-se ao baixo peso específico adotado para o aterro (17 kN/m³).



(a) (b)

Figura 5. FS e SPR do perfil de implementação com: (a) cortina grampeada e (b) cortina grampeada e berma de equilíbrio otimizada.

A geometria final da seção crítica, com perfil de implementação de projeto, cortina grampeada e berma de equilíbrio otimizada com extensão de topo de 8,0 m, pode ser vista na Figura 6. É importante ressaltar que

a estabilidade global do maciço depende da existência da berma de equilíbrio, sendo imprescindível a sua proteção contra erosão e o condicionamento de projetos futuros a sua manutenção. Também é fundamental esclarecer que este trabalho teve como objetivo analisar a estabilidade do talude para a implementação do projeto arquitetônico e que medidas específicas para a contenção do avanço do processo erosivo necessitam ser implementadas para garantir a longevidade deste, tais como: movimentação de terra, arrimos adicionais ao previsto neste estudo, manejo de águas subterrâneas e superficiais com sistema filtrante e revegetação (Iwasa; Fendrich, 1998; Cardoso; Pires, 2009; Lacerda; Becker, 2025).

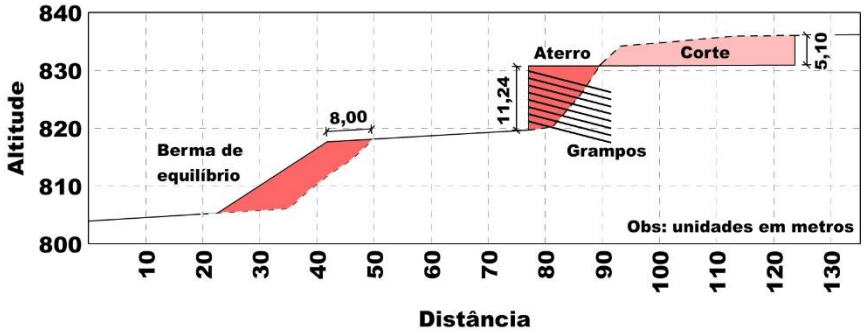


Figura 6. Configuração final do talude com as sugestões propostas de estabilização.

A Tabela 3 resume as análises de estabilidade, seus FS críticos e suas formas de ruptura.

Tabela 3. Resumo das análises de estabilidade.

Perfil	FS crítico	Ruptura
Natural	1,416	Global
Implementação	1,032	Local
Implementação com cortina grampeada	1,373	Global
Implementação com sugestões propostas de estabilização	1,509	Global

4 CONCLUSÕES

Neste trabalho, foi feita a análise de viabilidade geotécnica de uma proposta de revitalização de uma área central do município de Lavras degradada por voçoroca. Foi feito um levantamento topográfico com a utilização de VANT e posterior modelo tridimensional da voçoroca, com extração das curvas de níveis. A partir destas, foram definidos os cortes e aterros necessários para a implementação do projeto arquitetônico da intervenção. Foi definida uma seção crítica baseada no maior desnível obtido e foram feitas análises de estabilidade de taludes desta seção por meio de software de equilíbrio limite nas situações do perfil natural e do perfil de implementação. Foram sugeridas soluções de estabilização para o último caso, visando obter fatores de segurança mínimos prescritos por norma.

A seção crítica em seu perfil natural é estável (FS=1,416), contudo com FS menor do que exigido pela norma (FS>1,5). A implementação do projeto arquitetônico de revitalização culminaria em cortes e aterros que deixariam a seção crítica no limiar da ruptura (FS=1,032), apresentando ruptura local no talude de aterro. A estabilização do aterro com cortina grampeada aumentou o FS para 1, 373, ainda não atendendo os requisitos da norma. Propôs-se a construção adicional de uma berma de equilíbrio otimizada no pé da seção crítica, aumentando o FS para 1,509, reduzindo a utilização de recursos. Esta solução deve ser vista com cautela, uma vez que a estabilidade do maciço fica condicionada a existência da berma de equilíbrio ou substituição por outra solução equivalente. Medidas específicas para a contenção do avanço do processo erosivo precisam ser implementadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11.682. *Estabilidade de Encostas.* Rio de Janeiro.

Cardoso, R. S. B.; Pires, L. V. (2009) Voçorocas: processos de formação, prevenção e medidas corretivas. In: Simpósio Brasileiro de Geografia Física Aplicada, 13., Viçosa. *Anais...* UFV, Viçosa, MG, Brasil. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/301552655_Vocorocasprocessos_de_formacao_prevencao_e_medidas_corretivas. Acesso em: 26 jan. 2026.

Dominoni, C. M. B. (2011) *Análise de estabilidade e compressibilidade de um aterro sobre solo mole no Porto de Suape, região metropolitana do Recife.* .Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de janeiro, 102 p.

EMBRAPA. Solos do Brasil. Portal Embrapa, [s.d.]. Disponível em: https://www.embrapa.br/tema-solos-brasileiros/solos-do-brasil. Acesso em: 15 jun. 2026.

Ferreira, V. M. (2005) *Voçorocas no município de Nazareno, MG: origem, uso da terra e atributos do solo.* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Ciência do Solo, Universidade Federal de Lavras, 84 p.

FHWA (2015). FHWA-NHI-14-007: *Soil Nail Walls Reference Manual*.

Gomide, P. H. O.; Silva, M. L. N.; Soares, C. R. F. S. (2011) Atributos físicos, químicos e biológicos do solo em ambientes de voçorocas no município de Lavras - MG. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, 35 (2), p. 567-577. DOI: https://doi.org/10.1590/S0100-06832011000200026.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2017). Divisão regional do Brasil em regiões geográficas imediatas e regiões geográficas intermediárias: 2017 / IBGE, Coordenação de Geografia. - Rio de Janeiro. Disponível em: https://biblioteca.ibge.gov.br/visualizacao/livros/liv100600.pdf. Acesso em: 21 jan. 2026.

Iwasa, O. Y.; Fendrich, R. (1998) Controle da erosão urbana. In: Oliveira, A. M. S.; Brito, S. N. A. (ed.). *Geologia de engenharia*, Oficina de Textos, São Paulo, Brasil, p. 269-278.

Lacerda, W. A.; Becker, L. de B. (2025) *Estabilidade de taludes em solos residuais e coluvionares: teoria e prática*, Interciência, Rio de Janeiro, Brasil, 342 p.

Maciel Filho, C. L., Nummer, A. V. (2014) *Introdução à geologia de engenharia,* 5ª Ed., UFSM, Santa Maria, 456 p.

Pereira, L. C., Tôsto, S. G., Romeiro, A. R. (2019) Uso das terras: perdas de solo por erosão e valoração econômica. In: Seabra, G. (org.) *Terra: Mudanças Climáticas e Biodiversidade,* Barlavento, Ituiutaba, MG, Brasil, p. 929-943. Disponível em: https://www.alice.cnptia.embrapa.br/alice/bitstream/doc/1110638/1/PereiraUsodasterras2019.pdf. Acesso em: 7 jan. 2026.

Rocha, W. W., Dias Junior, M. S., Lima, J. M., Miranda, E. E. V., Silva, A. R. (2002) Resistência ao cisalhamento e grau de intemperismo de cinco solos na região de Lavras (MG). *Revista brasileira de ciência do solo*, 26 (2), p. 297-303. https://doi.org/10.1590/S0100-06832002000200002.

Silva, B. A. da. (2025) *Proposta de intervenção em área degradada para uso público na cidade de Lavras-MG.* Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Lavras, 57 p.

Silva, E. (2018) *Mapeamento de solos e uso de algoritmos de aprendizagem em Lavras (MG).* Tese de Doutorado, Programa de pós-graduação em Ciência do Solo, Universidade Federal de Lavras, 194 p.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/65

Estabilidade e Eficiência de Gabiões Vibrados em Obras Emergenciais

Vinícius Sutic Freitas 1
Mestrando em Engenharia Civil, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Belo Horizonte-MG, Brasil, viniciussuticfreitas@gmail.com

Pâmella Santos Piva 2
Mestranda em Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto-MG, Brasil, pamellapiva6@gmail.com

Denise de Carvalho Urashima 3
Professora Doutora, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Varginha-MG, Brasil, urashima@cefetmg.br

Mag Geisielly Alves Guimarães 4
Professora Doutora, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Varginha-MG, Brasil, mag@cefetmg.br

Gelmo Chiari Costa 5
Mestre e Engenheiro Civil, Belo Horizonte-MG, Brasil, gelmocc@gmail.com

RESUMO: Situações de emergência geotécnica podem gerar prejuízos econômicos e sociais significativos quando não tratadas de forma rápida e adequada. Nesse contexto, os gabiões, estruturas de contenção de gravidade, destacam-se como alternativa eficiente para intervenções emergenciais, especialmente pela agilidade construtiva. Este trabalho teve como objetivo avaliar o desempenho de muros de gabiões pré-fabricados com enchimento vibrado, a partir da aplicação de parâmetros experimentais em um estudo de caso, em comparação com soluções tradicionais baseadas em dados consolidados da literatura técnica. Foram confeccionados modelos reduzidos de gabiões, submetidos à vibração do material de enchimento, sendo determinadas propriedades como peso específico e porosidade. A partir desses dados, realizou-se a modelagem de estruturas em um *software*, obtendo-se os fatores de segurança das análises de estabilidade global e interna. Os resultados indicaram que os gabiões com enchimento vibrado apresentaram melhor desempenho quanto às tensões na base e nas camadas, evidenciando maior eficiência na estabilidade interna. Contudo, verificou-se redução nos fatores de segurança associados à estabilidade global, ao deslizamento e ao tombamento. Assim, a técnica mostra-se promissora para obras emergenciais, desde que acompanhada de critérios de projeto adequados, apesar do aumento nos custos construtivos.

PALAVRAS-CHAVE: Gabiões; obras geotécnicas emergenciais; estruturas pré-fabricadas; vibração.

ABSTRACT: Geotechnical emergency situations can lead to significant economic and social losses if not promptly and properly addressed. In this context, gabions, which are gravity retaining structures, stand out as an efficient alternative for emergency interventions, mainly due to their rapid construction. This study aimed to evaluate the performance of prefabricated gabion walls with vibrated filling, based on the application of experimental parameters in a case study, compared to conventional solutions supported by established data from the technical literature. Scaled models of gabions were constructed and subjected to vibration of the filling material, allowing the determination of properties such as unit weight and porosity. Based on these parameters, structural models were developed using a software, and safety factors for both global and internal stability analyses were obtained. The results indicated that gabions with vibrated filling presented improved performance regarding stresses at the base and within the layers, demonstrating higher internal stability efficiency. However, a reduction in safety factors related to global stability, sliding, and overturning was observed. Therefore, the technique proves to be promising for emergency works, provided that appropriate design criteria are adopted, despite the increase in construction costs.

KEYWORDS: Gabions; emergency geotechnical works; prefabricated structures; vibration.

1 INTRODUÇÃO

Obras geotécnicas emergenciais caracterizam-se pela necessidade de rápida implementação e adoção de soluções tecnicamente adequadas, com o objetivo de mitigar riscos iminentes de natureza econômica e social, nos quais a intervenção geotécnica se torna indispensável (Souza *et al*., 2018).

Nesse contexto, observa-se que diversos grupos sociais se encontram em situação de vulnerabilidade habitacional, especialmente em áreas ocupadas de forma irregular ou em locais suscetíveis a instabilidades geotécnicas. Tal condição é intensificada durante períodos chuvosos, quando há aumento significativo do risco de movimentos de massa. Conforme discutido por Lima *et al.* (2021), os principais fatores associados a essa vulnerabilidade são de natureza geológica, com destaque ao potencial de deslizamento de encostas, o que demanda intervenções rápidas e eficazes com vistas à preservação de vidas humanas e à redução de danos materiais.

Para além da necessidade social de desenvolvimento de técnicas construtivas de rápida aplicação, os impactos econômicos decorrentes da movimentação de maciços também são expressivos. Em muitos casos, esses eventos resultam em prejuízos de grande magnitude, especialmente quando ocorrem em áreas de infraestrutura viária. Nessas situações, os custos associados à recuperação das pistas de rolamento, somados às perdas logísticas decorrentes da interdição de trechos rodoviários, podem ser elevados, os quais impactam tanto a iniciativa privada quanto o poder público (Manfrin, 2023; Fernandes *et al.*, 2001; Silva; Rodrigues, 2025).

Deste modo, torna-se fundamental a busca por soluções construtivas que conciliem rapidez de execução, eficiência técnica e viabilidade econômica, especialmente em situações de emergência geotécnica. Sob tal cenário, os muros de gabiões, estruturas de contenção de gravidade constituídas por elementos modulares preenchidos com material granular, destacam-se como uma alternativa promissora para a estabilização de taludes e contenção de maciços em condições críticas.

Além das soluções convencionais, destaca-se a possibilidade de utilização de gabiões pré-fabricados, produzidos por meio de processos mecanizados que permitem a montagem prévia dos elementos estruturais. Essa abordagem pode contribuir para a redução do tempo de execução em campo, fator determinante em intervenções emergenciais, particularmente em áreas sujeitas a deslizamentos de encostas.

Embora a literatura técnica sobre essa abordagem ainda seja limitada, existem registros de patentes que abordam processos mecanizados de fabricação de gabiões com o uso de vibração. Dentre esses, destaca-se o trabalho de Piolanti (2007), no qual se propõe o emprego de mesa vibratória para a compactação do material de enchimento, o qual promove maior acomodação interna dos agregados e potencial melhoria no desempenho estrutural dessas contenções.

A utilização de vibração para a compactação do material de enchimento é recomendada por Belgo (2024), associada também ao emprego de materiais com menor granulometria, respeitado a compatibilidade a abertura das malhas, de modo a favorecer o arranjo interno das partículas e melhorar o desempenho estrutural dos gabiões.

O presente trabalho avaliou a aplicação de gabiões pré-fabricados com enchimento vibrado, a partir da extrapolação de parâmetros obtidos experimentalmente em modelos reduzidos. Esses parâmetros foram aplicados a um estudo de caso previamente desenvolvido por Nunes e Bretas (2017), que descreve um cenário de emergência geotécnica caracterizado pela interdição de um trecho da rodovia LMG- 874, km 6, no ano de 2017. Trata-se de uma situação em que intervenções mais onerosas podem ser justificadas em função da urgência e dos impactos associados. A partir dessa abordagem, realizou-se a comparação entre o desempenho da solução proposta e o de um muro de gabiões convencional, com base em análises de estabilidade e critérios de segurança.

2 CONTEXTUALIZAÇÃO DO ESTUDO COMPARATIVO E ANÁLISE DE VIABILIDADE

Utilizou-se, como referência para este estudo, o trabalho desenvolvido por Nunes e Bretas (2017), no qual é descrito o cenário observado na rodovia LMG-874, km 6, que interliga os municípios de Matias Barbosa/MG e Juiz de Fora/MG. Às margens dessa rodovia ocorreu o abatimento de um talude, com a

interdição de uma das faixas de rolamento. Tal situação gerou prejuízos financeiros, além de comprometer a segurança de veículos e pedestres que transitavam pelo local, em função do risco de novos processos de instabilidade geotécnica.

Para a caracterização da área, foram realizados levantamento topográfico, batimetria e uma campanha de investigação geotécnica por meio de ensaios de sondagem SPT (Standard Penetration Test), com total de cinco furos. Esses dados possibilitaram a definição do perfil geológico-geotécnico do terreno, a identificação de uma camada superficial de aterro com espessura média de 3,0 m, sobreposta a duas camadas de silte argilo-arenoso e, por fim, uma camada de silte arenoso mais resistente, com índice NSPT em torno de 36 golpes (Nunes; Bretas, 2017).

No desenvolvimento dos estudos, os autores propuseram a execução de um muro de gabiões como solução para a estabilização do talude, associado à implantação de um novo aterro controlado no tardoz da estrutura de contenção. Para esse aterro, foram adotados os seguintes parâmetros geotécnicos: coesão de 8 kPa, ângulo de atrito interno de 25° e peso específico de 20 kN/m³.

Cabe destacar que, embora os gabiões constituídos por painéis soldados não sejam recomendados para ambientes com presença significativa de água, devido à sua maior suscetibilidade à corrosão, o caso descrito por Nunes e Bretas (2017) foi utilizado neste estudo com o objetivo de exemplificar a aplicação de gabiões pré-fabricados obtidos por vibração.

3 METODOLOGIA

3.1 Obtenção das Propriedades dos Gabiões Pré-Fabricados

Para a determinação das propriedades intrínsecas dos gabiões pré-fabricados com enchimento vibrado, foram confeccionados três modelos reduzidos de geometria cúbica, com arestas de dimensões aproximadas de 30 cm. Os modelos foram constituídos por painéis de malha soldada com abertura de (5 × 10) cm, emprego de arames com diâmetro de 4,0 mm, conectados por espirais de 4,5 mm de diâmetro.

Com o objetivo de evitar o derramamento do material de enchimento, foi utilizada uma segunda malha soldada, sem função estrutural, composta por arames de 2,0 mm de diâmetro e abertura de malha de (2,5 × 2,5) mm. Adicionalmente, foi empregado um geotêxtil não tecido no fundo das gaiolas, conforme ilustrado na Figura 1.



Figura 1. Modelo reduzido de gabião.

Os modelos reduzidos foram preenchidos com agregado natural de gnaisse, com faixa granulométrica nominal de 19,0 a 25,0 mm e massa específica de 2870 kg/m³, de modo a garantir a proporcionalidade entre a granulometria do material de enchimento e as dimensões do cesto metálico. A escolha da rocha britada de gnaisse visou assegurar o uso de um material resistente e de elevada dureza, características essenciais para o desempenho estrutural de gabiões. Os modelos foram, então, submetidos a processo de vibração por meio de uma mesa vibratória, operando a uma frequência de 60 Hz. O preenchimento foi realizado em três camadas de igual espessura, sendo cada uma delas submetida a ciclos de vibração com duração de 5 minutos, conforme ilustrado na Figura 2.

Em seguida aferiu-se as massas e as dimensões dos exemplares confeccionados e calculou-se o peso específico do gabião, pelo volume de material ocupado em cada gaiola e a porosidade, conforme orienta Santos Junior (2018), para posterior extrapolação dos resultados para o estudo de caso.

As propriedades de peso específico e porosidade dos gabiões convencionais foram obtidas com base na literatura técnica, em especial o trabalho desenvolvido por Cruz (2025).



Figura 2. Vibração da primeira camada de agregado do modelo reduzido de gabião.

3.2 Estudo Comparativo

Realizou-se a modelagem computacional em um *software* de livre acesso, a partir de dois cenários: uma estrutura de contenção em gabiões com enchimento manual e outra com propriedades determinadas e extrapoladas neste estudo para enchimento mecanizado. Ambas as situações foram representadas de forma simplificada, ou seja, não contemplou todas as camadas de solo existentes no local. A análise concentrou-se na modelagem do muro, do solo de fundação e do aterro no tardoz, uma vez que o objetivo principal foi comparar o desempenho entre uma contenção de gabiões convencional e outra com enchimento mecanizado.

O estado limite de serviço (ELS) avaliado pelo *software*, relacionado à estabilidade interna da estrutura, baseia-se, sobretudo, nas premissas apresentadas por Santos Junior (2018). Esse estado está diretamente associado ao desempenho da estrutura ao longo de sua vida útil, o qual considera aspectos como degradação ambiental, envelhecimento das malhas hexagonais de dupla torção, esforços de puncionamento, abaulamentos e deformações que podem comprometer o funcionamento adequado da contenção.

Entre os parâmetros adotados no *software*, destaca-se o fator de redução global aplicado às análises no estado limite de serviço, que considera as variações nas propriedades da malha e do material de enchimento. Para este trabalho, adotaram-se os coeficientes de redução sugeridos pelo próprio *software*, usualmente empregados na prática: 1,25 para a variabilidade das propriedades do material de enchimento e 1,15 para as propriedades mecânicas da malha e, deste modo, um fator de redução global de 1,44.

As características dos muros de gabiões foram definidas a partir dos resultados obtidos nesta pesquisa, especialmente quanto à porosidade e ao peso específico dos gabiões com material vibrado, bem como a partir de dados consolidados na literatura técnica para gabiões de enchimento manual. Adicionalmente, considerou-se uma redução de 5% no atrito de interface solo-muro, devido à presença de geotêxtil não tecido no tardoz, comumente utilizado como elemento filtrante e para evitar a colmatação dos gabiões.

A altura do muro analisado no estudo de caso foi de 5,0 m, conforme indicado por Nunes e Bretas (2017). Assim, foram concebidos muros com base de 3,5 m de largura, constituídos por camadas de gabiões com 1,0 m de altura, deslocadas horizontalmente em 0,50 m entre si, de modo que a camada superior apresentasse seção transversal retangular de 1,5 m de largura e 1,0 m de altura. Adotou-se, ainda, uma inclinação de 6° do paramento do muro em direção ao terreno arrimado.

Os parâmetros geotécnicos dos solos de fundação e do aterro no tardoz, coesão, ângulo de atrito interno e peso específico, foram definidos conforme apresentado por Nunes e Bretas (2017), no entanto, para a fundação foi considerado uma coesão de 0 kPa, por se tratar de um silte arenoso. A capacidade de carga do solo de fundação foi estimada pelo método teórico de Terzaghi (1943), associado aos fatores de capacidade de carga de Vésic (1975) e aos fatores de forma propostos por De Beer (1967) e Vésic (1975), conforme citado por Cintra, Aoki e Albiero (2011). Considerou-se uma sapata retangular de dimensões 1,0 m × 3,50 m, visto que a análise foi realizada por metro de comprimento da estrutura. Obteve-se, assim, uma capacidade de carga de 1189,60 kPa e uma tensão admissível de 396,52 kPa, pela adoção de um fator de segurança de 3,0, em conformidade com o método das tensões admissíveis previsto na ABNT NBR 6122:2023.

Na modelagem, foi previsto embutimento de 1 m do muro no solo de fundação e manteve-se a condição apresentada por Nunes e Bretas (2017), que indica a presença de nível d'água elevado, situado a 3,50 m a partir da base do muro, além da ocorrência de nível freático ao longo do terrapleno. Destaca-se que a contenção proposta situa-se nas margens do Rio Paraibuna.

Por fim, considerou-se a aplicação de uma sobrecarga distribuída "q1" de 20 kPa sobre a superfície inclinada do solo arrimado, correspondente à sobrecarga acidental mínima estabelecida pela ABNT NBR 11682:2009, bem como uma segunda sobrecarga "q2" de 25 kPa, representativa do carregamento proveniente da rodovia sobre o maciço arrimado. A configuração da estrutura modelada está apresentada na Figura 3.

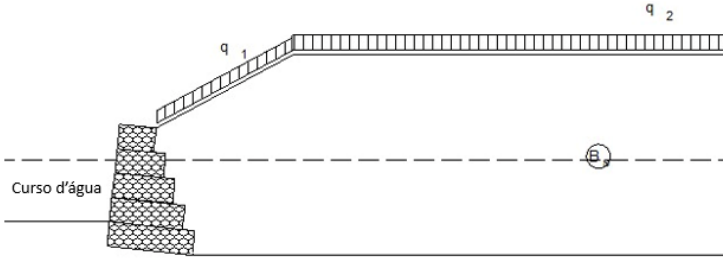


Figura 3: Modelagem do muro de gabiões utilizado no estudo de caso.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os valores de peso específico e porosidade adotados nas análises dos muros de gabiões estão apresentados na Tabela 1, com destaque para as propriedades obtidas por extrapolação dos gabiões com enchimento vibrado. Observa-se que esses materiais apresentaram valores de peso específico condizentes com os encontrados por Santos Júnior (2018) em estruturas convencionais, muito por conta do peso específico do material de enchimento, de 28,70 kN/m³, porém com porosidade superior às usuais, que variam de 30 a 40%, conforme Barros *et. al.* (2022).

Tabela 1. Propriedades dos gabiões utilizados na análise

Parâmetro	Enchimento vibrado	Enchimento tradicional
Peso específico (kN/m³)	15	14 a 18
Porosidade (%)	48	30 a 40

Após a realização das análises, obtiveram-se os resultados de estabilidade apresentados na Tabela 2, bem como as verificações do estado limite de serviço ilustradas na Figura 4. Adicionalmente, foram definidas as cunhas de ruptura decorrentes da análise de estabilidade global, conforme demonstrado nas Figuras 5 e 6.

Tabela 2: Verificações estado limite último - muros de gabiões estudados

Verificação	Fatores de segurança	
	Enchimento Manual	Enchimento vibrado
Estabilidade Global	1,56	1,51
Deslizamento	2,26	2,03
Tombamento	3,11	2,87
Tensão na Base (corpo hídrico)	2,71	3,02
Tensão na Base (terrapleno)	9,35	10,86

A Tabela 3 apresenta as tensões atuantes em cada camada de gabiões do muro de contenção. As camadas foram numeradas conforme ilustrado na Figura 4, que expõem os fatores de segurança relacionados à estabilidade interna das estruturas analisadas.

Tabela 3. Tensões nas camadas de gabiões

Camada	Tensão (kPa)	
	Manual	Vibrado
2	16,64	14,51
3	37,02	32,34
4	61,51	54,14
5	88,45	78,60

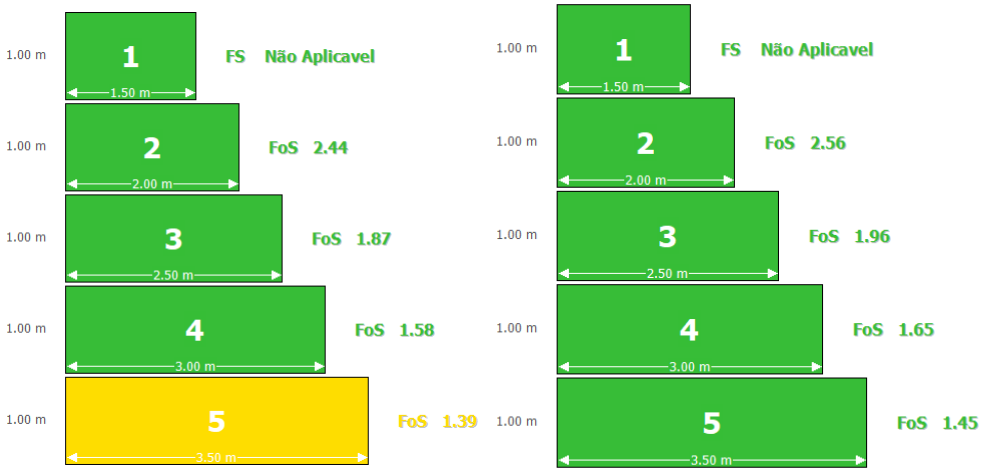


Figura 4. Verificação estado limite de serviços – gabião tradicional e vibrado, respectivamente.

A análise dos resultados obtidos indica que, embora os gabiões com enchimento vibrado, conforme a técnica empregada nesta pesquisa, não tenham apresentado porosidade equivalente aos das estruturas convencionais, a utilização dos parâmetros aqui determinados resultaria, no caso estudado, em um desempenho superior ao da solução tradicional no que se refere à estabilidade interna do muro. Observou-se que os fatores de segurança se mantiveram em torno de 1,5 em todas as verificações, valor recomendado pela ABNT NBR 11682:2009 para a condição analisada, o que não foi atingido pela solução com enchimento manual.

Esse melhor desempenho está associado, principalmente, ao menor peso próprio da estrutura. Apesar de essa característica implicar uma redução nos fatores de segurança relacionados à estabilidade global, ao tombamento e ao deslizamento, também promove menor solicitação sobre o solo de fundação e favorece a estabilidade interna do sistema, uma vez que resulta em menores tensões nas camadas de gabiões e nos painéis metálicos.

Ao considerar que a ruptura descrita por Nunes e Bretas (2017) se estende por um trecho de 45 m, observa-se que o consumo de malhas metálicas é 141,38% superior na solução pré-fabricada, enquanto o uso de espirais apresenta um aumento de 122,73%.

O pré-preenchimento de gabiões, embora amplie o grau de industrialização do processo construtivo, implica aumento de custos. Esse acréscimo decorre da necessidade de reforçar a gaiola e seus elementos estruturais para resistir aos esforços dinâmicos de içamento e movimentação, atendendo aos fatores de segurança exigidos em norma, bem como às verificações de tensões e deformações nas malhas.

As normativas técnicas estabelecem fatores de segurança específicos para os acessórios de içamento, exigindo, ainda, a realização de análises de tensões e deformações nas malhas e reforços, compatíveis com as condições de elevação de cargas.

As soluções adotadas, como redução da volumetria das caixas, aumento da densidade de tirantes ou utilização de malhas e reforços mais robustos, resultam, inevitavelmente, em maior taxa de aço por unidade de volume, tornando o sistema mais oneroso que o preenchimento *in loco*. Soma-se a isso a maior dificuldade de interconexão entre caixas e o risco de desalinhamentos durante o empilhamento.

Entretanto, para obras emergenciais ou com alguma especificidade como, por exemplo, baixa ou nula presença de trabalhadores na frente construtiva, a possibilidade de industrializar o processo pode suplantar a elevação de custos dos materiais e viabilizar uma contenção relevante.

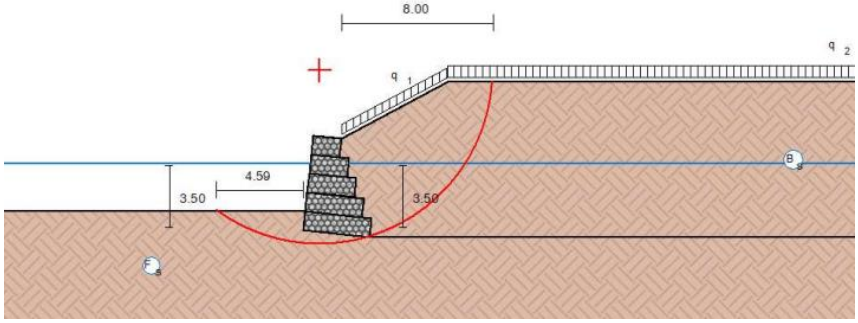


Figura 5:Análise de estabilidade global e cunha de ruptura - gabião de enchimento manual.

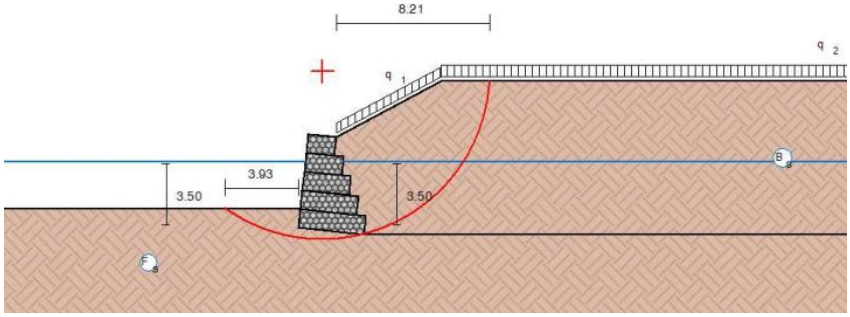


Figura 6:Análise de estabilidade global e cunha de ruptura - gabião de enchimento vibrado.

Na estimativa de custos dos materiais, não foram considerados elementos como tirantes, geotêxteis, escavações e outros serviços complementares, tendo-se priorizado as atividades com maior impacto econômico direto na adoção da solução de gabiões pré-fabricados.

No que se refere ao tempo de execução e ao custo de mão de obra, aspectos nos quais a solução pré-fabricada tende a apresentar vantagens em relação ao método tradicional, ressalta-se a necessidade de estudos adicionais. Recomenda-se, por exemplo, a construção de um muro experimental com elementos de gabiões previamente moldados, a fim de possibilitar a quantificação mais precisa desses parâmetros.

5 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos neste estudo indicam que a utilização de gabiões pré-fabricados com enchimento vibrado apresenta potencial relevante para aplicação em obras geotécnicas emergenciais. A técnica demonstrou desempenho satisfatório quanto à estabilidade interna da estrutura, evidenciado pela redução das tensões nas camadas de gabiões e na base de fundação, o que pode contribuir para o aumento da durabilidade e para a melhoria do comportamento estrutural ao longo da vida útil.

Por outro lado, verificou-se que a redução do peso específico dos gabiões vibrados, associada ao aumento da porosidade, implica em menores fatores de segurança relacionados à estabilidade global, ao deslizamento e ao tombamento, quando comparados às soluções convencionais. Ainda assim, para o estudo de caso analisado, os valores obtidos mantiveram-se dentro dos limites recomendados pela norma técnica aplicável, o que corrobora na viabilidade de aplicação desde que observados critérios de projeto adequados.

Do ponto de vista construtivo, destaca-se que, embora a solução pré-fabricada demande maior consumo de materiais, especialmente malhas metálicas e conexões, o que eleva o custo direto, sua adoção pode ser justificada em cenários emergenciais em função do potencial redução do tempo de execução. Essa característica é particularmente relevante em intervenções que visam restabelecer rapidamente condições de segurança e funcionalidade, como em trechos rodoviários afetados por instabilidades geotécnicas.

Por fim, ressalta-se que a aplicação prática de gabiões pré-fabricados ainda demanda investigações complementares, especialmente no que se refere à logística de transporte, dimensionamentos dos elementos sob efeito de cargas dinâmicas decorrentes das operações de içamento das caixas preenchidas, interconexão dos elementos pré-preenchidos e à execução em campo e à quantificação dos ganhos associados à redução de mão de obra e ao tempo de construção. Estudos experimentais em escala real são recomendados para validação

dos parâmetros adotados e para o aprimoramento das diretrizes de projeto, com vistas a contribuir para a consolidação dessa técnica como alternativa eficiente e segura em obras geotécnicas emergenciais.

AGRADECIMENTOS

Ao CEFET-MG pelo suporte técnico. À empresa Belgo Geotech pelo suporte logístico e pelo fornecimento das gaiolas metálicas. À Pedreira Santo Antônio pela doação do agregado graúdo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 11682: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

BARROS, P. L. A.; FRACASSI, G. DURAN, J. S.; TEXEIRA, A. M. Obras de Contenção – Manual Técnico. Maccaferri, 2022.

BELGO ARAMES. Recomendações para muros de gravidade com gabiões easy S. 2024. Disponível em: https://geotech.belgo.com.br/wp-content/uploads/2024/10/Recomendacoes-para-Muros-a-gravidade.pdf. Acesso em: 10 set. 2025.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. Fundações diretas: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

CRUZ, F. Análise do Comportamento de Gabiões Eletrosoldados: Tecnologia Sustentável para Infraestrutura de Cidades Inteligentes. 2025. 159f. Dissertação (Mestrado em Cidades Inteligentes e Sustentáveis) – Universidade Nove de Julho (UNINOVE), São Paulo, Brasil.

FERNANDES, Nelson Ferreira et al. Condicionantes geomorfológicos dos deslizamentos nas encostas: avaliação de metodologias e aplicação de modelo de previsão de áreas susceptíveis. Revista Brasileira de Geomorfologia, v. 2, n. 1, 2001.

LIMA, Maria Luciene da Silva et al. Vulnerabilidade e riscos Socioecológicos: uma perspectiva integrada dos riscos na Região de Guaratiba (Rio de Janeiro-Brasil). Sociedade & Natureza, v. 33, p. e58841, 2021.

MANFRIN, J. Problemas em rodovias geram prejuízo de R$ 100 milhões ao transporte de cargas. Gazeta do Povo. Curitiba, 14 mar. 2023. Disponível em: https://www.gazetadopovo.com.br/parana/problemas-em-rodovias-prejuizo-transporte-de-cargas/. Acesso em: 15 out. 2025, 20:05.

NUNES, Rosemberg Ferreira; BRETAS, Thiago Cruz. Retroanálise da ruptura de talude rodoviário na margem do rio Paraibuna–estudo de caso. 2018. Artigo (Aperfeiçoamento/Especialização em Engenharia de Geotecnia) - Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2018.

PIOLANTI, Marco. Procédé de fabrication d'un élément individuel de construction rempli destiné à un ouvrage de génie civil. Depositante: France Maccaferri. EP n. 1 881 114 A2. Depósito: 16 jul. 2007.

SANTOS JUNIOR, P.; J. Gabiões e estruturas de arrimo: análise teórico-numérico-experimental do comportamento mecânico. 2018. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2018.

SOUZA, B. M. M.; COSTA, R. F.; ALMEIDA JÚNIOR, J. E.; DANTAS, A. A. N.; PEREIRA, E. M. V.; SOUZA, W. A. R.; PEREIRA, S. F. Prevenção de Erosão Costeira por meio de Contenção por Enrocamento: Estudo de Caso na Praia do Meio em Natal/RN in: XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG, 19., 2018, Salvador. Anais [...] Salvador: ABMS, 2018.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/66

Estabilização de encosta com ocupação desordenada no bairro de Passarinho, município do Recife-PE

Leilane de Almeida Silva
Mestranda, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, leilane.almeida@ufpe.br

Roberto Quental Coutinho
Professor, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, roberto.coutinho@ufpe.br

Bruna Barbosa Ordonio
Mestranda, Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil, bbo@poli.br

Danisete Pereira de Souza Neto
Professor, Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru, Brasil, danisete.neto@ufpe.br

RESUMO: O objetivo deste trabalho consistiu em avaliar o comportamento geotécnico da encosta, identificar trechos críticos e propor soluções de estabilização tecnicamente compatíveis com as condições locais e com o contexto urbano desordenado. A caracterização da área envolveu levantamento planialtimétrico, execução de cinco sondagens SPT e três poços de inspeção com coleta de amostras deformadas e indeformadas, complementados por ensaios de caracterização física e resistência ao cisalhamento, com amostras na condição de umidade natural e inundada. Foram analisadas quatro seções críticas utilizando metodologia de equilíbrio limite. Antes das intervenções de engenharia, os fatores de segurança variaram entre 1,29 e 1,46, indicando margens insuficientes para as condições pluviométricas características do Recife. Com base nos resultados geotécnicos, foram projetadas soluções combinadas envolvendo solo grampeado com diferentes comprimentos e arranjos de linhas de grampos e muros de gravidade. A adoção dessas soluções elevou os fatores de segurança para valores entre 1,52 e 1,67, atendendo aos critérios de desempenho recomendados para taludes urbanos em áreas de risco geotécnico. Os resultados demonstram que a integração entre investigação geotécnica adequada, compreensão do comportamento do solo em diferentes condições de umidade e seleção criteriosa de técnicas de estabilização permite a reabilitação segura e adequada de encostas críticas em áreas densamente ocupadas.

PALAVRAS-CHAVE: Análise de estabilidade, Taludes urbanos, Soluções de estabilização, Ocupação desordenada.

ABSTRACT: The objective of this study was to evaluate the geotechnical behavior of a slope, identify critical sections, and propose stabilization solutions technically compatible with the local conditions and the surrounding unplanned urban environment. The site characterization included topographic survey, execution of five Standard Penetration Test (SPT) boreholes and three inspection pits with collection of disturbed and undisturbed soil samples, complemented by laboratory tests for physical characterization and shear strength determination under natural moisture and inundated conditions. Four critical sections were analyzed using limit equilibrium methods. Prior to engineering interventions, the factors of safety ranged from 1.29 to 1.46, indicating insufficient stability margins considering the typical rainfall conditions of Recife. Based on the geotechnical results, combined stabilization solutions involving soil nailing with different nail lengths and arrangements, as well as gravity retaining walls, were designed. The implementation of these solutions increased the factors of safety to values ranging from 1.52 to 1.67, meeting the performance criteria recommended for urban slopes in areas of geotechnical risk. The results demonstrate that the integration of adequate geotechnical investigation, understanding of soil behavior under different moisture conditions, and the appropriate selection of stabilization techniques allows the safe rehabilitation of critical slopes in densely occupied urban areas.

KEYWORDS: Slope stability, Urban slopes, Stabilization solutions, Informal urban occupation.

1 INTRODUÇÃO

A ocupação desordenada de encostas constitui um dos principais desafios geotécnicos enfrentados por centros urbanos brasileiros, especialmente em cidades inseridas em contextos geomorfológicos acidentados e sob regime pluviométrico intenso (Augusto Filho e Virgili, 1998; Gerscovich, 2016). No município do Recife-PE, as encostas são frequentemente ocupadas por populações de baixa renda, com infraestrutura urbana precária e ausência de sistemas adequados de saneamento, drenagem superficial e subsuperficial. Essa combinação de fatores naturais e antrópicos favorece a ocorrência de movimentos gravitacionais de massa, com impactos sociais, econômicos e ambientais significativos.

Os solos predominantes do Recife, associados às formações sedimentares do Grupo Barreiras, apresentam comportamento geotécnico fortemente influenciado pela variação do teor de umidade (Coutinho et al., 1998), resultando em redução da resistência ao cisalhamento durante eventos pluviométricos intensos. Nesse contexto, a avaliação da estabilidade de taludes urbanos requer investigação geotécnica detalhada, adequada definição de parâmetros de resistência e modelagem adequada das condições de carregamento e de saturação do solo.

O presente trabalho apresenta o estudo geotécnico e a análise de estabilidade de uma encosta localizada no bairro de Passarinho, no município do Recife-PE, caracterizada por declividade acentuada, ocupação urbana desordenada e histórico de instabilidade. Foram realizadas sondagens à percussão (SPT), poços de inspeção com coleta de amostras deformadas e indeformadas, além de ensaios laboratoriais de caracterização e resistência ao cisalhamento nas condições de umidade natural e inundada.

Com base nos dados obtidos, foram modeladas seções críticas utilizando metodologia de equilíbrio limite, visando avaliar os fatores de segurança nas condições atuais e subsidiar a definição de soluções de estabilização compatíveis com o contexto urbano. As intervenções propostas incluem estruturas de solo grampeado e muros de gravidade.

O estudo busca demonstrar que a integração entre investigação geotécnica adequada, análise numérica e seleção criteriosa de técnicas de contenção permite elevar os níveis de segurança de encostas urbanas, contribuindo para a mitigação de riscos geotécnicos em áreas densamente ocupadas.

2 ÁREA DE ESTUDO E INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

2.1 Caracterização da área de estudo

A área de estudo corresponde a uma encosta urbana localizada na Rua Chagas Ferreira, bairro de Passarinho, Região Político-Administrativa 3 (RPA 3) do município do Recife, Pernambuco. A encosta integra o conjunto de áreas de morro que compõem parcela significativa do território municipal, caracterizadas por relevo movimentado, ocupação urbana desordenada e histórico recorrente de instabilidades.

A área apresenta aproximadamente 300 m de extensão longitudinal e largura média da ordem de 35 m, com declividades elevadas e ocupação residencial implantada tanto no coroamento quanto ao longo do talude. A presença de edificações em proximidade direta com a face do talude, associada à ausência ou deficiência de sistemas adequados de drenagem superficial, contribui para a concentração de fluxos de água e infiltração no maciço.

Do ponto de vista geomorfológico, a encosta está inserida no domínio dos tabuleiros costeiros dissecados, associados predominantemente aos sedimentos da Formação Barreiras, frequentemente recobertos por depósitos coluvionares. Esses materiais apresentam heterogeneidade granulométrica e variabilidade nos índices físicos, com comportamento fortemente influenciado pelas variações de umidade, fator crítico em regiões submetidas a regime pluviométrico elevado como o Recife.

A ocupação urbana na área ocorreu de forma progressiva e sem planejamento urbanístico prévio, resultando em cortes íngremes, ausência de contenções estruturadas e utilização de soluções paliativas, como aplicação de lonas plásticas para proteção superficial temporária. Tais intervenções não estruturais são insuficientes para garantir estabilidade em eventos de precipitação intensa, típicos do clima tropical úmido da região.

A Figura 1 apresenta o modelo tridimensional da encosta estudada, obtido por meio de processamento aerofotogramétrico de imagens captadas por Aeronave Remotamente Pilotada (ARP), permitindo a visualização da morfologia do terreno, da cobertura vegetal e da ocupação urbana no entorno.



Figura 1. Modelo tridimensional da área de estudo obtido a partir de levantamento aerofotogramétrico com ARP.

2.2 Investigação geotécnica

2.2.1 Ensaios de campo

A investigação geotécnica de campo foi realizada com o objetivo de caracterizar as condições geotécnicas do maciço que compõe a encosta estudada e subsidiar a definição dos parâmetros utilizados nas análises de estabilidade e no desenvolvimento das soluções de estabilização propostas. Para esse fim, foram executadas sondagens à percussão do tipo Standard Penetration Test (SPT) e poços de investigação destinados à observação direta do perfil do solo e à coleta de amostras indeformadas e amolgadas.

As sondagens SPT foram executadas de acordo com os procedimentos estabelecidos nas normas técnicas brasileiras aplicáveis, possibilitando a identificação das camadas de solo ao longo do perfil investigado, a obtenção do índice de resistência à penetração (N_{SPT}) e a coleta de amostras deformadas para fins de caracterização tátil-visual.

Foram executados poços de investigação escavados manualmente, com o objetivo de permitir a inspeção direta dos materiais presentes nas camadas superficiais da encosta, bem como possibilitar a coleta de amostras indeformadas e amolgadas.

No total, foram executadas cinco sondagens SPT distribuídas ao longo da área da encosta e três poços de investigação, posicionados em locais representativos do maciço investigado. A definição da locação dos pontos de investigação considerou a geometria da encosta, a presença de edificações próximas ao talude e a necessidade de representar adequadamente as condições geotécnicas ao longo da área de estudo.

A Figura 2 apresenta a locação dos pontos de investigação geotécnica executados na área da encosta, incluindo as sondagens SPT e os poços de investigação utilizados para a coleta de amostras.



Figura 2. Locação das sondagens SPT e dos poços de investigação executados na área da encosta estudada.

2.2.2 Ensaios de laboratório

As amostras de solo coletadas durante a investigação de campo foram encaminhadas ao laboratório para realização de ensaios de caracterização física e determinação da resistência ao cisalhamento. Os ensaios foram realizados com o objetivo de definir os parâmetros geotécnicos necessários à interpretação do comportamento dos materiais presentes na encosta e à posterior realização das análises de estabilidade.

Esses ensaios permitiram identificar a composição granulométrica e as propriedades mecânicas dos materiais que compõem o perfil geotécnico investigado.

Os resultados obtidos nos ensaios de laboratório permitiram subsidiar a definição dos parâmetros geotécnicos adotados nas análises de estabilidade.

3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

A avaliação da estabilidade da encosta foi realizada com base nos procedimentos estabelecidos na ABNT NBR 11682 — Estabilidade de encostas, que define critérios e níveis de segurança para taludes naturais e encostas urbanas. As análises foram realizadas utilizando o método de equilíbrio limite, amplamente empregado em estudos de estabilidade de taludes e encostas, por meio da discretização da massa potencialmente instável em fatias verticais.

Nas análises foi adotado o método de Morgenstern-Price, que considera o equilíbrio de forças e momentos atuantes nas fatias, permitindo uma avaliação mais rigorosa da estabilidade global do maciço. A modelagem foi realizada a partir das seções geológico-geotécnicas definidas com base nas informações obtidas no levantamento topográfico e na investigação geotécnica.

Foram analisadas quatro seções críticas da encosta, selecionadas em função da geometria do talude, da distribuição das edificações próximas à encosta e das condições geotécnicas identificadas ao longo da área investigada. As análises foram realizadas utilizando software slide (*Rocscience*) para estabilidade de taludes.

Os parâmetros geotécnicos adotados nas análises de estabilidade foram definidos com base nas informações obtidas durante a investigação geotécnica realizada.

As análises de estabilidade foram realizadas considerando inicialmente a condição atual da encosta, sem a implementação de medidas de estabilização, com o objetivo de avaliar o nível de segurança do maciço nas condições naturais existentes.

Os resultados obtidos indicaram fatores de segurança variando entre 1,29 e 1,46 para as seções analisadas. Esses valores indicam uma condição de estabilidade limitada, próxima aos níveis mínimos recomendados para encostas urbanas, evidenciando a necessidade de intervenções de engenharia para garantir níveis adequados de segurança.

A Figura 3 apresenta um exemplo representativo das análises realizadas para uma das seções críticas da encosta, ilustrando a superfície potencial de ruptura identificada e o fator de segurança correspondente à condição atual do talude.

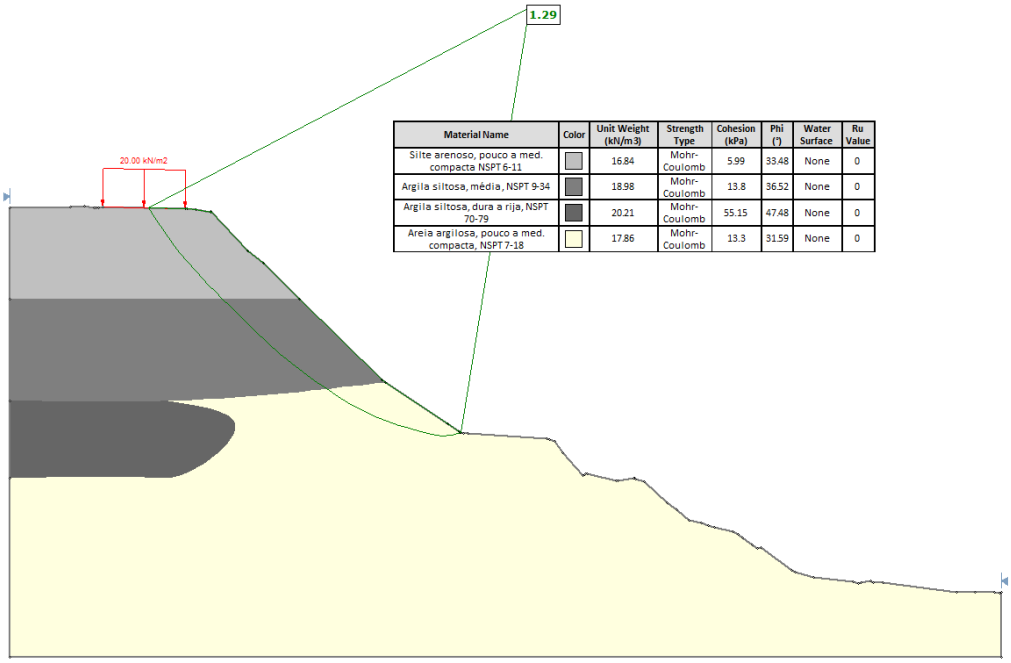


Figura 3. Análise de estabilidade da seção crítica da encosta localizada na estaca E11+10,00, na condição atual do talude, sem intervenção, indicando a superfície potencial de ruptura e o fator de segurança obtido.

A análise apresentada na Figura 3 mostra que a superfície potencial de ruptura intercepta a face do talude e se desenvolve ao longo do maciço de solo que compõe a encosta, indicando um mecanismo de instabilidade associado principalmente à geometria íngreme do terreno e às características geotécnicas dos materiais presentes.

Os fatores de segurança obtidos para as seções analisadas, variando entre 1,29 e 1,46, indicam que a encosta apresenta margens reduzidas de estabilidade nas condições atuais. Embora alguns valores se situem próximos aos níveis mínimos usualmente recomendados para encostas urbanas, a presença de ocupação próxima ao talude, associada à variabilidade das propriedades geotécnicas dos solos e à possibilidade de aumento da umidade do maciço durante eventos pluviométricos intensos, pode contribuir para a redução adicional da resistência ao cisalhamento e consequente diminuição do fator de segurança.

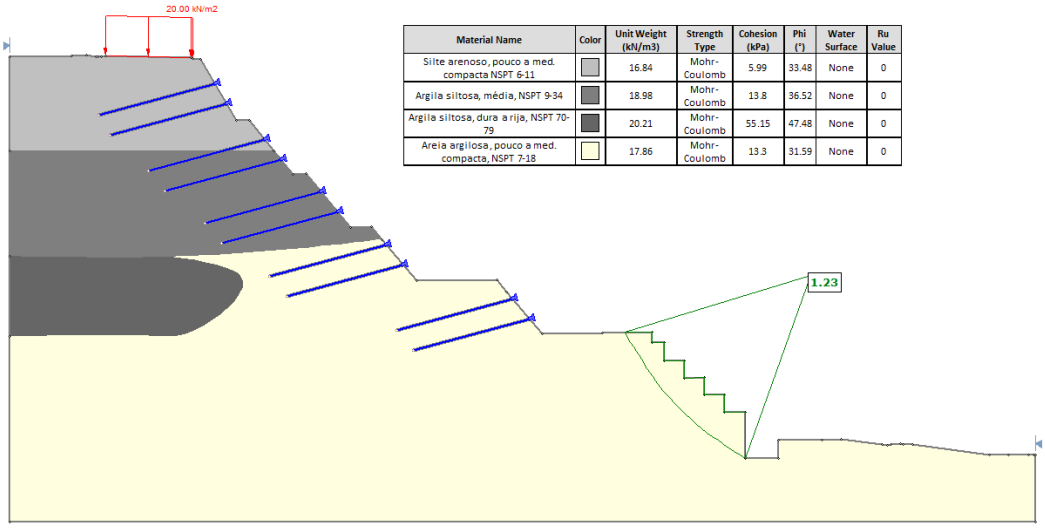
Dessa forma, os resultados obtidos nas análises de estabilidade indicam a necessidade de adoção de medidas de estabilização que permitam elevar os níveis de segurança da encosta, reduzindo o risco de ocorrência de movimentos de massa e garantindo condições mais adequadas de estabilidade para o cenário urbano existente.

4 PROPOSTA DE SOLUÇÃO DE ESTABILIZAÇÃO

Inicialmente, foi analisado um cenário considerando a realização dos cortes necessários no talude para implantação das estruturas de contenção, adequando a geometria da encosta às condições construtivas da solução proposta. As análises de estabilidade para essa configuração foram realizadas utilizando o mesmo

procedimento adotado anteriormente, baseado no método de equilíbrio limite com o método de Morgenstern-Price.

Os resultados obtidos para essa condição indicaram fatores de segurança variando entre 1,22 e 1,42. A Figura 4 apresenta um exemplo representativo da análise de estabilidade considerando a geometria resultante dos cortes necessários para execução da solução de estabilização.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Water Surface	Ru Value
Silte arenoso, pouco a med. compacta NSPT 6-11		16.84	Mohr-Coulomb	5.99	33.48	None	0
Argila siltosa, média, NSPT 9-34		18.98	Mohr-Coulomb	13.8	36.52	None	0
Argila siltosa, dura a rija, NSPT 70-79		20.21	Mohr-Coulomb	55.15	47.48	None	0
Areia argilosa, pouco a med. compacta, NSPT 7-18		17.86	Mohr-Coulomb	13.3	31.59	None	0

Figura 4. Análise de estabilidade da seção crítica da encosta localizada na estaca E11+10,00, considerando a geometria do talude após a execução dos cortes necessários para implantação da solução de estabilização.

Considerando as características geométricas da encosta, as condições geotécnicas identificadas na investigação de campo e as restrições impostas pela ocupação urbana existente, foi adotada uma solução combinada de estabilização composta por muro de arrimo em pedra argamassada na base da encosta e sistema de contenção em solo grampeado no talude superior.

O muro de arrimo em pedra argamassada foi projetado com a função de promover a contenção da porção inferior da encosta e garantir estabilidade local da base do talude, além de possibilitar a conformação da plataforma necessária para a execução da solução de estabilização. O dimensionamento do muro considerou as verificações usuais de estabilidade externa, incluindo deslizamento, tombamento e capacidade de carga da fundação. Além dessas verificações, foi também avaliada a estabilidade global do conjunto solo–estrutura, por meio de análises de equilíbrio limite, garantindo níveis adequados de segurança para o sistema de contenção proposto.

Na porção superior da encosta foi adotado o sistema de solo grampeado, técnica amplamente empregada na estabilização de taludes naturais e cortes em solos (Clouterre, 1991; Lazarte et al., 2015).

O dimensionamento do sistema de solo grampeado considerou parâmetros geotécnicos obtidos na investigação realizada, bem como critérios usuais de projeto para esse tipo de estrutura, incluindo o comprimento dos grampos, espaçamento entre elementos e inclinação das perfurações. A Figura 5 apresenta uma seção representativa da solução de estabilização adotada para a encosta, composta pelo muro de arrimo e pelo sistema de solo grampeado.

Cabe observar que a superfície potencial de ruptura associada ao menor fator de segurança global desenvolve-se de forma mais profunda e envolvente, contornando a região reforçada pelo sistema de solo grampeado. Esse comportamento é coerente com a função dos grampos: ao promoverem o reforço interno do maciço, elevam significativamente o fator de segurança das superfícies de ruptura localizadas que interceptam os elementos de reforço, de modo que tais superfícies deixam de ser as mais críticas. Dessa forma, as rupturas localizadas no interior da massa reforçada encontram-se controladas pela resistência mobilizada nos grampos, restando como condição crítica a superfície global externa à zona reforçada, cujo fator de segurança atende aos níveis mínimos estabelecidos pela ABNT NBR 11682.

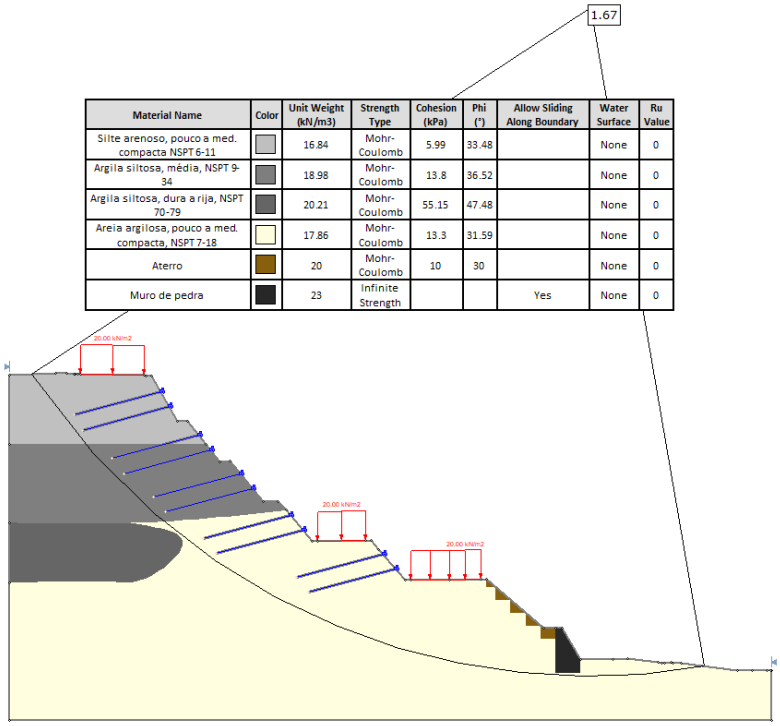


Figura 5. Análise de estabilidade da seção crítica da encosta localizada na estaca E11+10,00, composta por muro de arrimo na base e sistema de contenção em solo grampeado no talude superior.

A solução combinada adotada, composta por muro de arrimo em pedra argamassada na base da encosta e sistema de solo grampeado no talude superior, foi definida considerando o mecanismo de ruptura identificado nas análises de estabilidade e as características geotécnicas dos materiais que compõem o maciço.

A implantação do muro de arrimo na base da encosta tem como principal função garantir a estabilidade local do pé do talude, reduzindo a possibilidade de deslocamentos na região basal e proporcionando suporte à massa de solo situada a montante. Além disso, a execução do muro permite a regularização da geometria da encosta e a criação de uma plataforma intermediária necessária à implantação do sistema de reforço no talude superior.

O sistema de solo grampeado atua promovendo o reforço interno do maciço, aumentando a resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo das superfícies potenciais de ruptura. A instalação dos grampos ao longo do perfil do talude contribui para restringir os deslocamentos relativos entre as porções do maciço e redistribuir os esforços internos, resultando em um aumento da estabilidade global da encosta.

A associação entre o muro de arrimo na base e o sistema de solo grampeado ao longo do talude permite que as duas estruturas atuem de forma complementar no processo de estabilização. Enquanto o muro garante a estabilidade da porção inferior da encosta e controla os deslocamentos na base do talude, os grampos promovem o reforço do maciço ao longo da encosta, aumentando a resistência global do sistema solo–estrutura.

A comparação entre os cenários analisados mostra o ganho progressivo de estabilidade obtido com a implantação das medidas de engenharia. Enquanto a encosta na condição atual apresentou fatores de segurança entre 1,29 e 1,46, a geometria resultante dos cortes necessários para implantação da solução indicou fatores entre 1,22 e 1,42. Após a implementação da solução combinada de estabilização, os fatores de segurança foram elevados para valores entre 1,52 e 1,67, atendendo aos critérios recomendados para encostas urbanas.

A Figura 6 ilustra a conformação final da encosta após a implantação da solução combinada de estabilização, evidenciando a integração entre o muro de arrimo na base e o sistema de solo grampeado ao longo do talude, bem como a reorganização geométrica do maciço resultante das intervenções de engenharia propostas.

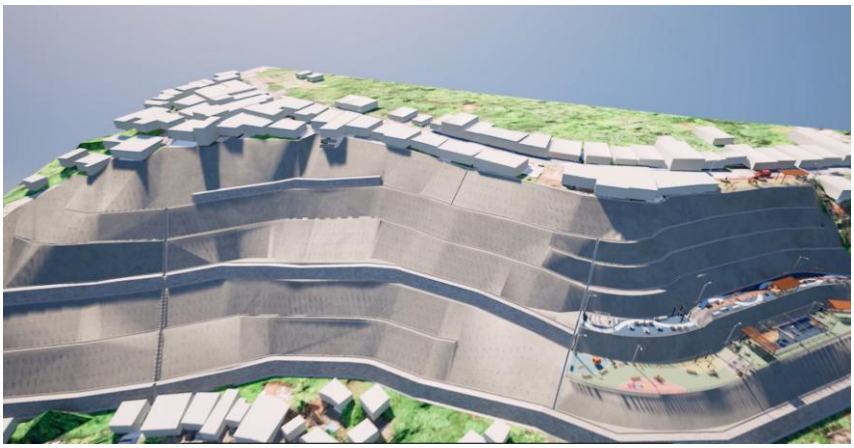


Figura 6. Representação tridimensional da encosta após a implantação da solução de estabilização, evidenciando a conformação final do talude com o sistema de contenção executado.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo geotécnico realizado na encosta localizada no bairro de Passarinho, Recife-PE, permitiu caracterizar os materiais que compõem o maciço e avaliar suas condições de estabilidade. Os resultados dos ensaios laboratoriais indicaram significativa redução da resistência ao cisalhamento nas amostras ensaiadas na condição inundada, comportamento frequentemente observado em solos tropicais parcialmente saturados (Fredlund & Rahardjo, 1993).

As análises de estabilidade realizadas por meio do método de equilíbrio limite indicaram fatores de segurança entre 1,29 e 1,46 para a condição atual da encosta, caracterizando margens reduzidas de estabilidade para um talude urbano ocupado. A solução de estabilização adotada, composta por muro de arrimo em pedra argamassada na base e sistema de solo grampeado no talude superior, mostrou-se adequada às condições geométricas e geotécnicas da área, elevando os fatores de segurança para valores entre 1,52 e 1,67 e atendendo aos critérios recomendados pela ABNT NBR 11682.

Os resultados obtidos demonstram que a integração entre investigação geotécnica, análise de estabilidade e seleção adequada de técnicas de contenção constitui etapa fundamental para a estabilização de encostas urbanas submetidas a processos de ocupação desordenada.

Considerando o regime pluviométrico intenso característico da Região Metropolitana do Recife e a recorrente ocupação de áreas de morro, estudos dessa natureza contribuem para subsidiar intervenções de engenharia voltadas à redução do risco geotécnico em áreas urbanas densamente ocupadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.

Augusto Filho, O., Virgili, J.C. (1998). Estabilidade de taludes. In: Oliveira, A.M.S., Brito, S.N.A. (Eds.). *Geologia de Engenharia*. ABGE, São Paulo

Clouterre (1991). *Soil Nailing Recommendations*. French National Project Clouterre, Paris.

Coutinho, R.Q., Oliveira, A.T., Bello, M.I.M. (1998). Engineering properties of Barreiras Formation soils in northeastern Brazil. In: *Proceedings of the International Conference on Geotechnical Engineering for Tropical Soils*. Singapore.

Fredlund, D.G., Rahardjo, H. (1993) *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. John Wiley & Sons, New York, NY, USA, 517 p.

Gerscovich, D.M.S. (2016) *Estabilidade de Taludes*. Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil, 192 p.

Lazarte, C., Robinson, H., Gómez, J., Baxter, A. (2015) *Geotechnical Engineering Circular No. 7 – Soil Nail Walls*. Federal Highway Administration – FHWA, Washington, DC, USA, 226 p.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/67

Estabilização de encosta urbana em Itajaí/SC a partir de investigação geotécnica e geofísica integrada

Sidnei Helder Cardoso Teixeira
Professor, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, s.teixeira@ufpr.br

Tennison Freire de Souza Junior
Consultor Geotécnico, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, tennisongeotec@gmail.com

Jean Carlo García Núñez
Consultor Geotécnico, Techsolum, Curitiba, Brasil, jeancarlo@techsolum.com.br

Rafael Petronilho de Oliveira Rocha
Doutorando, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, rafaelpetronilho@gmail.com

RESUMO: Este trabalho apresenta o estudo de caso da estabilização da encosta de Cabeçudas, em Itajaí/SC, cuja estabilidade foi comprometida pela execução de cortes irregulares. A investigação geotécnica foi conduzida por meio da integração de sondagens SPT e métodos geofísicos de resistividade elétrica, permitindo a identificação de um colúvio superficial, uma zona de baixa resistividade associada ao cisalhamento e o embasamento rochoso xistoso. As análises de estabilidade, realizadas pelo método de Morgenstern-Price (1965), indicaram fatores de segurança próximos à unidade após o corte preliminar. A solução adotada consistiu em solo grampeado associado a concreto projetado e sistemas de drenagem. Os resultados demonstraram fatores de segurança locais superiores a 1,50, em conformidade com a ABNT NBR 11682:2009, enquanto a estabilidade global condicionou a adoção de medidas adicionais de drenagem. O estudo evidencia a importância da geofísica na redução de incertezas e no dimensionamento de soluções de estabilização em encostas urbanas.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de encostas; Solo grampeado; Geofísica aplicada; Drenagem; Contenção de taludes.

ABSTRACT: This paper presents a case study on the stabilization of the Cabeçudas slope, in Itajaí, Brazil, whose stability was affected by irregular excavations. The geotechnical investigation combined standard penetration tests (SPT) and electrical resistivity methods, allowing the identification of a superficial colluvial layer, a low resistive associate to a shear zone, and a schist bedrock. Slope stability analyses performed using the Morgenstern–Price (1965) method indicated safety factors close to unity after the preliminary excavation. The adopted solution consisted of soil nailing combined with shotcrete facing and drainage systems. The results showed local safety factors greater than 1.50, in accordance with ABNT NBR 11682:2009, while global stability required additional drainage measures. The study highlights the relevance of geophysics in reducing uncertainties and improving the reliability of slope stabilization projects in urban areas.

KEYWORDS: Slope stability; Soil nailing; Applied geophysics; Drainage; Slope reinforcement.

1 INTRODUÇÃO

A ocupação urbana de encostas em regiões brasileiras tem se intensificado nas últimas décadas, frequentemente associada à execução de cortes e aterros sem o devido respaldo técnico. De acordo com o MapBiomas (2024), áreas de encostas, naturalmente mais suscetíveis a deslizamentos, apresentaram crescimento médio de 3,3% ao ano entre 1985 e 2023, sendo que aproximadamente 70% dessa ocupação ocorreu nos últimos 38 anos, ampliando a exposição de áreas urbanas a processos de instabilidade geotécnica.

Como consequência desse processo, observa-se o aumento da ocorrência de fissuras de tração, movimentos de massa e, em casos mais críticos, rupturas progressivas, com riscos significativos à infraestrutura e à segurança da população. Em ambientes geológicos complexos, especialmente aqueles

caracterizados por depósitos coluvionares sobre embasamento rochoso fraturado, a compreensão dos mecanismos de instabilização torna-se particularmente desafiadora, uma vez que os solos coluvionares são materiais heterogêneos, formados por fragmentos de rocha com diferentes graus de intemperismo, transportados por processos gravitacionais e acumulados nos pés de taludes (Gerscovich, 2012).

O presente trabalho apresenta o estudo de caso da estabilização da encosta localizada no bairro Cabeçudas, no município de Itajaí, Santa Catarina, cuja estabilidade foi comprometida em função da execução de cortes irregulares. A investigação geotécnica possibilitou a identificação de três unidades principais — um colúvio superficial, uma zona de baixa resistividade elétrica e o embasamento rochoso constituído por xisto — cujas características geotécnicas e hidrogeológicas foram incorporadas às análises de estabilidade conduzidas por meio do método de equilíbrio-limite de Morgenstern-Price (1965).

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A ocupação urbana de encostas tem sido apontada como um dos principais fatores associados ao aumento da ocorrência de movimentos de massa em áreas tropicais, sobretudo em ambientes caracterizados por solos residuais e coluvionares sobre embasamento rochoso fraturado. Abramson et al. (2002), Gerscovich, (2012) e Duncan et al., (2014) indicam que cortes executados sem critérios técnicos, associados à modificação do regime natural de drenagem superficial e subterrânea, tendem a reduzir significativamente os fatores de segurança, favorecendo a ocorrência de fissuras de tração, escorregamentos rasos e rupturas progressivas.

Os depósitos coluvionares apresentam elevada heterogeneidade espacial, fraca estruturação interna e propriedades mecânicas fortemente dependentes do grau de intemperismo, da distribuição granulométrica e do estado de saturação. Esses materiais são frequentemente marcados pela presença de superfícies de cisalhamento reliquiares, oriundas de eventos pretéritos de instabilização, que atuam como planos preferenciais de ruptura quando submetidos a novas alterações geométricas ou hidráulicas (Gerscovich, 2012). Em regiões tropicais úmidas, a elevação das poropressões durante eventos pluviométricos intensos é reconhecida como um dos principais mecanismos de perda de resistência efetiva e de deflagração de movimentos de massa (Fredlund & Rahardjo, 1993; Duncan et al., 2014).

Nesse contexto, a caracterização adequada do modelo geológico-geotécnico é etapa fundamental para a análise de estabilidade e o dimensionamento de soluções de contenção. Embora as sondagens à percussão (SPT) permaneçam amplamente empregadas como ferramenta básica de investigação, diversos autores destacam suas limitações na representação da continuidade lateral de camadas, zonas cisalhadas e condições hidrogeológicas em encostas complexas (Abramson et al., 2002; Dahlin & Zhou, 2004). Assim, a integração de métodos geofísicos, especialmente os baseados em resistividade elétrica, tem se consolidado como uma abordagem eficiente para complementar as investigações tradicionais.

O uso de caminhamentos elétricos e sondagens elétricas verticais permite identificar contrastes geoelétricos associados a variações litológicas, grau de fraturamento, teor de umidade e presença de zonas de percolação preferencial (Loke, 2000; Dahlin & Zhou, 2004). A combinação da eletrorresistividade com a técnica de sísmica de refração pode ser um meio de mapear com segurança a saturação e as condições do subsolo, tais como feições de movimentação de massa e/ou bolsões de baixa resistividade (Santos et al., 2024). Aplicações em encostas instáveis demonstram que zonas de baixa resistividade estão frequentemente associadas a materiais mais argilosos, regiões cisalhadas ou setores com maior grau de saturação, fornecendo condições suficientes para superfícies potenciais de ruptura e para drenagem. Avanços recentes na tomografia de resistividade elétrica com aquisição repetida no tempo (time-lapse ERT) têm permitido o monitoramento contínuo do comportamento hidrogeológico de encostas instáveis, possibilitando identificar variações de saturação e antecipar processos de instabilização (Lapenna & Perrone, 2022).

No que se refere às técnicas de estabilização, o solo grampeado tem sido amplamente empregado em áreas urbanas devido à sua versatilidade geométrica, menor impacto construtivo e boa adaptação a maciços heterogêneos. O desempenho desse sistema está diretamente relacionado à mobilização progressiva da resistência do solo ao longo dos grampos, à rigidez do revestimento superficial e às condições hidráulicas atuantes no maciço. Estudos experimentais e numéricos indicam que, em solos coluvionares, a eficiência do grampeamento pode ser significativamente reduzida na presença de elevadas poropressões, reforçando a necessidade de soluções associadas de drenagem (Abramson et al., 2002; Duncan et al., 2014).

A drenagem, tanto superficial quanto profunda, é amplamente reconhecida como um dos métodos mais eficazes para o aumento da estabilidade de encostas, uma vez que atua diretamente na redução das pressões neutras e no controle do fluxo subterrâneo. A literatura destaca que a eficácia desses sistemas depende do correto posicionamento, espaçamento e conectividade hidráulica com as zonas mais permeáveis do maciço (Abramson et al., 2002).

Para a avaliação quantitativa da estabilidade, os métodos de equilíbrio-limite permanecem amplamente aceitos na prática profissional e em normativas técnicas. Formulações rigorosas, como o método de Morgenstern-Price, permitem a análise de superfícies de ruptura gerais e a consideração de diferentes cenários construtivos e condições hidráulicas, sendo compatíveis com os critérios estabelecidos pela ABNT NBR 11682 (2009) para obras permanentes em encostas. A combinação entre investigação integrada, modelagem geotécnica representativa e análises de estabilidade em múltiplos cenários é apontada como abordagem robusta para reduzir incertezas e aumentar a confiabilidade das soluções adotadas em encostas urbanas (Duncan et al., 2014; Gerscovich, 2012).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Localização

A área objeto do projeto de estabilização está localizada no bairro Cabeçudas, município de Itajaí, estado de Santa Catarina, conforme ilustrado na Figura 1. A encosta situa-se em área urbana consolidada, com ocupação residencial a montante e a jusante, o que confere maior relevância aos aspectos de segurança e desempenho das soluções adotadas.

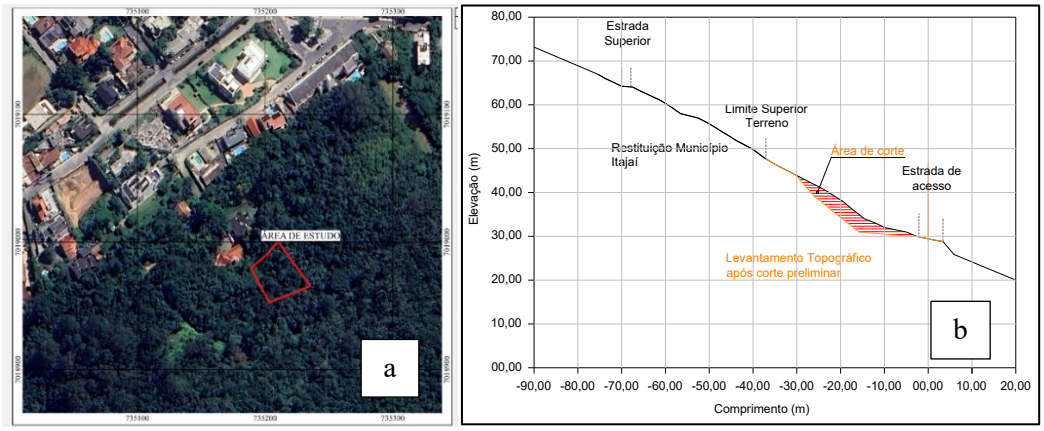


Figura 1. Localização do empreendimento da intervenção. a) Vista aérea e b) seção transversal.

3.2 Programa de investigação

O programa de investigação geotécnica foi composto por visita técnica de campo, duas sondagens de simples reconhecimento do tipo SPT e uma investigação geofísica baseada em métodos elétricos, incluindo três caminhamentos elétricos e duas sondagens elétricas verticais. Essa combinação teve como objetivo caracterizar tanto os materiais do maciço quanto as condições hidrogeológicas associadas.

As sondagens elétricas verticais foram executadas com arranjo de Schlumberger, com espaçamento máximo entre os eletrodos de corrente de 120 m, permitindo investigar profundidades da ordem de 30 m. Os dados de resistividade aparente foram interpretados por meio de inversão unidimensional, utilizando o software IX1D v.2. Os caminhamentos elétricos, com extensão de 150 m, foram realizados com arranjo dipolo-dipolo, espaçamento entre eletrodos de 10 m e até 13 níveis de investigação, possibilitando alcançar profundidades aproximadas de 35 m. A interpretação dos dados foi realizada por inversão bidimensional, com auxílio do software RES2DINV. Em ambas as técnicas foi utilizado resistivímetro com potência de 250 W.

3.3 Modelo geológico-geotécnico

O modelo geológico-geotécnico da encosta foi desenvolvido a partir da integração da base topográfica com os resultados das investigações geotécnicas e geofísicas).

3.4 Análises de estabilidade

As análises de estabilidade foram realizadas por meio do módulo SLOPE/W do software GeoStudio, utilizando o método de equilíbrio-limite de Morgenstern-Price. As superfícies potenciais de ruptura foram investigadas a partir de malhas de centros e conjuntos de linhas tangentes, permitindo avaliar mecanismos de ruptura tanto no colúvio quanto na interface com o maciço rochoso.

A avaliação realizada baseou-se na definição de uma matriz de estudos composta por quatro cenários distintos, representativos das diferentes condições geométricas e construtivas da encosta ao longo do processo de intervenção. Esses cenários, analisados de forma sequencial, permitem avaliar a evolução do comportamento do maciço e a influência isolada e combinada da geometria, do reforço estrutural e do controle das condições hidráulicas. Os cenários considerados foram: (I) talude na condição natural; (II) talude após a execução do corte preliminar; (III) talude estabilizado com solo grampeado sem a presença de drenagem; e (IV) talude estabilizado com solo grampeado associado a sistemas de drenagem.

O cenário I corresponde à geometria natural do terreno, previamente à execução de quaisquer intervenções, sendo utilizado como referência para a avaliação da condição original de estabilidade da encosta. O cenário II representa a condição do talude após a realização da escavação preliminar, na qual foi adotada declividade mínima de 0,75H:1V, com base posicionada na cota EL. 31,00 m e crista de elevação variável ao longo do perfil analisado. Esse cenário reproduz a condição geométrica que desencadeou o processo de instabilização observado em campo.

Os cenários III e IV contemplam a intervenção com sistema de contenção do tipo solo grampeado. O sistema é constituído por grampos metálicos associados a revestimento superficial em tela metálica soldada do tipo Felcon Q-138, ou equivalente, com acabamento em concreto projetado. Os grampos foram executados com barras de aço THB 25, com comprimento de 24,00 m, com carga mínima de escoamento de 35 tf, sendo instalados em furos de 10 cm de diâmetro, inclinados a 15° em relação à horizontal. A disposição dos grampos seguiu uma malha regular com espaçamento de 2,00 m na vertical e 1,70 m na horizontal, assegurando desempenho compatível com as exigências normativas para obras permanentes e contribuindo para a estabilidade global do maciço.

No cenário IV, além do sistema de solo grampeado, foi considerada a implantação de dispositivos de drenagem, constituídos por drenos horizontais profundos (DHP) e barbacãs. Os DHP foram projetados em tubos de PVC com diâmetro de 50 mm e comprimento de 24,00 m. A malha de barbacãs foi disposta com espaçamento de 3,00 m na vertical e 3,40 m na horizontal, com o objetivo de promover a redução das poropressões no maciço e melhorar as condições de estabilidade do talude.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Sondagens a percussão (SPT)

Após a execução das investigações geotécnicas, não foi identificada a presença de nível freático em nenhum dos furos de sondagem. O furo SPT-01, executado no pé do talude, na cota aproximada de 30,00 m, indicou a ocorrência de solo classificado como silte argiloso marrom, de consistência dura, com presença de material de alteração de rocha. Já o furo SPT-02, realizado em um patamar localizado à esquerda do terreno, na cota de 34,00 m, revelou a presença de silte argiloso marrom-avermelhado, de consistência rija, igualmente associado à alteração de rocha.

Observações de campo complementares permitiram identificar que o impenetrável corresponde a um maciço rochoso xistoso, variando de medianamente a muito alterado, com grau de coerência entre medianamente coerente e incoerente, e apresentando intenso fraturamento. O índice de qualidade da rocha

(RQD) varia de péssimo a regular, sendo essa condição observada principalmente nas regiões onde o embasamento rochoso foi exposto após a execução do corte preliminar, o que evidencia a elevada heterogeneidade geológica e geotécnica do maciço.

4.2 Sondagens geofísicas

A interpretação integrada dos resultados permitiu identificar três unidades geoelétricas bem definidas ao longo da encosta. A unidade mais superficial, denominada C1, corresponde a um depósito coluvionar constituído por solos transportados e solos de alteração, frequentemente contendo fragmentos rochosos de dimensões variando entre blocos e matacões. Essa unidade apresenta comportamento geoelétrico predominantemente resistivo, compatível com materiais relativamente menos saturados e de granulometria heterogênea.

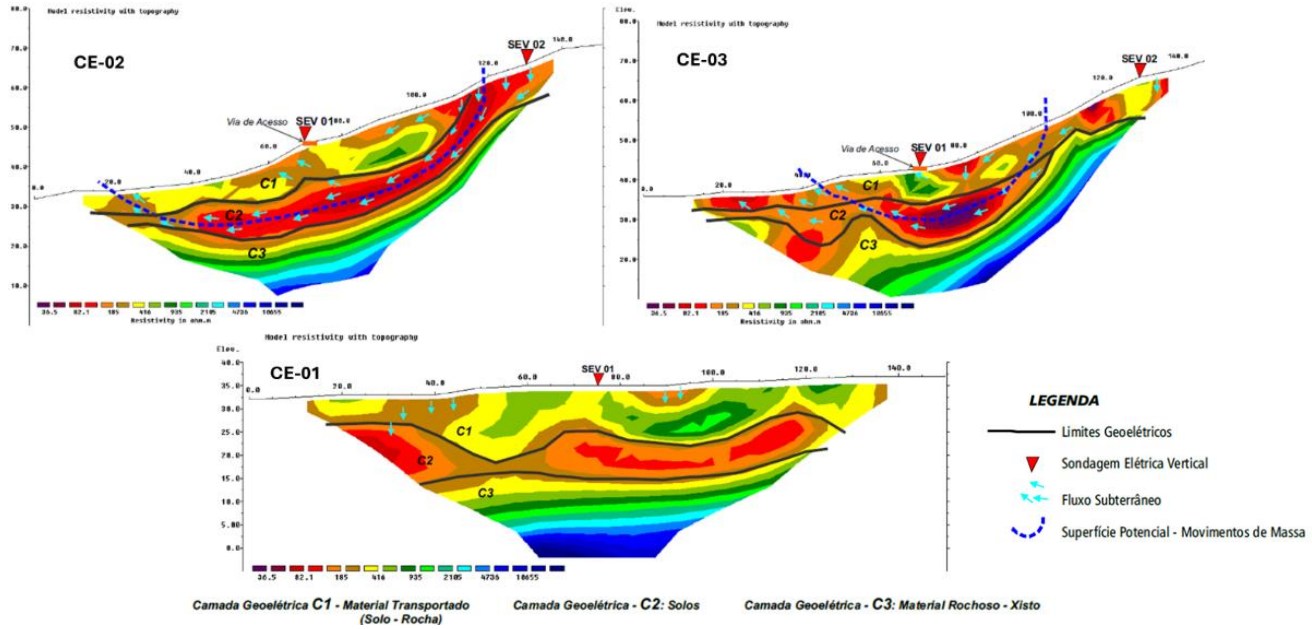


Figura 2. Perfis eletroresistivos do terreno

A unidade intermediária, denominada C2, foi caracterizada por comportamento geoelétrico marcadamente pouco resistivo, sendo interpretada como uma zona de baixa resistividade associada ao cisalhamento, associada a maior grau de alteração, fraturamento e presença de água. A continuidade espacial dessa camada, identificada ao longo de grande parte da encosta, indica que a unidade C2 atua como um caminho preferencial para o fluxo subterrâneo, favorecendo a concentração de água principalmente no terço inferior do talude, em função da geometria do contato com o embasamento rochoso.

A unidade mais profunda, denominada C3, corresponde ao embasamento rochoso constituído por xisto, apresentando comportamento geoelétrico fortemente resistivo. Observações de campo e dados geofísicos indicam que esse embasamento se encontra intensamente fraturado e dobrado, com variação da direção da xistosidade ao longo da encosta, condição que pode influenciar de maneira diferenciada os mecanismos de instabilização e a resposta do maciço aos carregamentos hidráulicos.

A identificação da camada cisalhada pouco resistiva (C2) por meio da geofísica elétrica foi determinante para a definição das hipóteses de linha freática adotadas nas análises de estabilidade. Com base nos resultados obtidos, assumiu-se que, em períodos chuvosos, o nível freático tende a se estabelecer preferencialmente no interior dessa camada, elevando-se conforme a intensidade pluviométrica. Essa interpretação fundamentou a simulação dos diferentes cenários hidráulicos considerados nas análises numéricas, bem como o posicionamento e a concepção do sistema de drenagem profunda adotado na solução de estabilização.

Dessa forma, a investigação geofísica não apenas complementou os dados obtidos pelas sondagens SPT, mas constituiu elemento central para a compreensão do comportamento hidrogeológico da encosta, reduzindo incertezas no modelo geológico-geotécnico e aumentando a confiabilidade das análises de estabilidade e das soluções de engenharia propostas. A Figura *4* mostra o modelo do terreno definido a partir da interpretação dos resultados das sondagens.

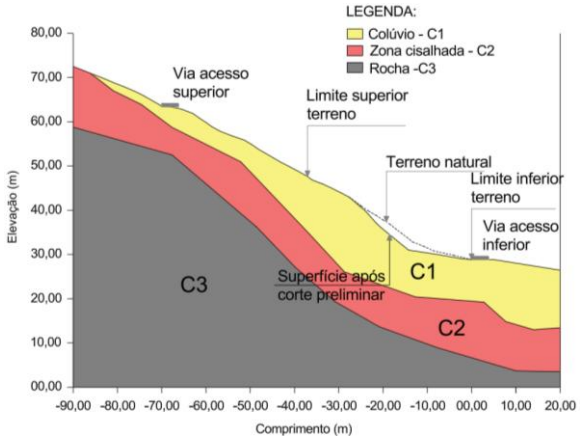


Figura 3. Modelo geológico-geotécnico concebido a partir dos resultados das sondagens.

4.3 Parâmetros geotécnicos

Os parâmetros geotécnicos empregados nas análises de estabilidade foram definidos a partir de correlações com os resultados das sondagens SPT, da interpretação dos ensaios geofísicos e de retroanálises realizadas em modelos computacionais. Essas informações foram complementadas pela experiência dos autores em obras com materiais de características semelhantes. A Tabela 1 apresenta os valores adotados de peso específico, coesão efetiva e ângulo de atrito efetivo para os materiais identificados.

Tabela 1. Parâmetros de resistência dos materiais

Material	Parâmetros de Resistência		
	γ(kN/m³)	c'(kN/m²)	φ'(°)
Colúvio – C1	18	8	30
Zona cisalhada - C2	18	5	28
Rocha – C3	26	150	32

4.4 Análises de estabilidade

A análise de estabilidade do talude indica que, na condição natural, o maciço apresenta fator de segurança próximo ao limite mínimo recomendado pela ABNT NBR 11682 (2009), com superfícies potenciais de ruptura desenvolvendo-se preferencialmente nos materiais de menor resistência, como o colúvio (C1) e a zona cisalhada (C2), caracterizando uma condição de estabilidade iminente a ruptura (FS=1,0). Como pode ser observado na Figura 4ª, a geometria natural favorece concentração de tensões cisalhantes na transição entre colúvio e rocha e associada a ausência de sistema de drenagem implica pressões neutras elevadas, incrementando empuxo ativo.

A execução do corte preliminar (Figura 4b) alterou o equilíbrio de tensões do maciço, pois aumento da inclinação (mais íngreme) do talude desenvolveu uma condição suscetível a ruptura local, de modo que a redistribuição de tensões cisalhantes reduziu o fator de segurança global, tornando o talude inadequado para condições permanentes e novamente iminente a ruptura (Gerscovich, 2012).

A introdução do sistema de solo grampeado (Figura 5a) promoveu aumento do fator de segurança por meio da mobilização da resistência ao cisalhamento ao longo dos reforços, porém, na ausência de drenagem, a manutenção de pressões neutras elevadas limita a eficiência do sistema, sendo essa condição aceitável apenas de forma temporária. Por outro lado, a associação do grampeamento com sistemas de drenagem (barbacãs) resultou na redução das poropressões, reduzindo o empuxo ativo, e consequentemente elevando o fator de segurança para valores compatíveis com as exigências normativas para obras permanentes, atendendo aos critérios da ABNT NBR 11682 (2009), como pode ser observado na Figura 5b. A partir dos dados da Figura 4 e da Figura 5 foi possível consolidar as informações via
Tabela 2.

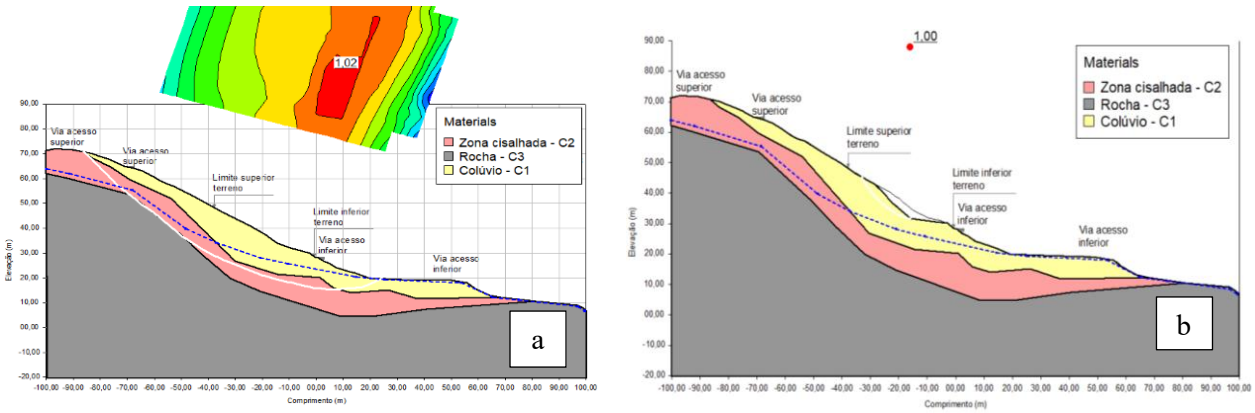


Figura 4. Análise de estabilidade do talude: (a) Condição Natural: (b) Corte preliminar no talude

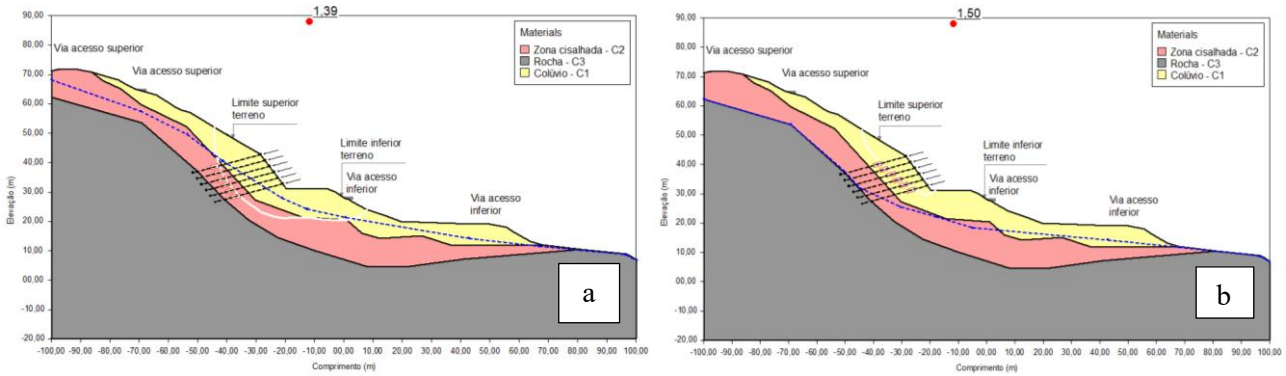


Figura 5. Análise de estabilidade do talude: (a) Contenção sem drenagem; (b) Contenção com drenagem

Tabela 2. Consolidação dos Fatores de Segurança por cenário de análise

Cenários	Descrição	FS
I	Talude natural	1,02
II	Talude escavado sem tratamento	1,00
III	Solo grampeado s/ drenagem	1,39
IV	Solo grampeado c/ drenagem	1,50

5 CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou o estudo de caso da estabilização da encosta de Cabeçudas, em Itajaí/SC, cuja instabilidade foi desencadeada pela execução de cortes irregulares, resultando no surgimento de fissuras de tração e em uma condição crítica de equilíbrio. A investigação geotécnica foi conduzida a partir da integração de sondagens à percussão (SPT) e métodos geofísicos de resistividade elétrica, o que possibilitou uma caracterização mais consistente do modelo geológico-geotécnico e das condições hidrogeológicas do maciço.

As análises de estabilidade consideraram quatro cenários representativos da evolução geométrica e construtiva da encosta: condição natural, pós-corte, contenção sem drenagem e contenção associada à drenagem. Os resultados indicaram fatores de segurança baixos na condição natural (FS = 1,02) e após o corte preliminar (FS ≈ 1,0), ambos incompatíveis com critérios de segurança para situações permanentes.

A aplicação integrada da geofísica elétrica foi fundamental para a identificação de uma zona de baixa resistividade associada ao cisalhamento, interpretada como caminho preferencial de fluxo subterrâneo, e para a definição das hipóteses de linha freática adotadas nas análises numéricas. Essa informação foi determinante para a correta concepção dos cenários hidráulicos e para o posicionamento do sistema de drenagem, reduzindo incertezas associadas à interpretação exclusivamente pontual das sondagens SPT.

A adoção do sistema de contenção em solo grampeado, associada à drenagem horizontal profunda e aos dispositivos de alívio superficial, promoveu aumento significativo da estabilidade local do talude, com fatores de segurança superiores a 1,50, atendendo aos critérios estabelecidos pela ABNT NBR 11682 (2009) para obras permanentes. Esses resultados confirmam que a eficiência do solo grampeado, em encostas coluvionares, está fortemente condicionada ao controle das poropressões no maciço.

Por outro lado, a análise da estabilidade global da encosta, que extrapola os limites do terreno e envolve áreas adjacentes do condomínio, indicou fatores de segurança da ordem de 1,30, condicionados à implantação de medidas adequadas de controle e desvio das águas pluviais na região de cabeceira. Dessa forma, a solução contemplou um sistema de drenagem em escala mais ampla.

De forma geral, o estudo evidencia que a integração entre investigação geotécnica convencional, métodos geofísicos e análises de estabilidade constitui uma abordagem robusta e eficiente para a redução de incertezas e para o dimensionamento de soluções de estabilização em encostas urbanas, especialmente em contextos geológicos complexos.

AGRADECIMENTOS

Os autores expressam os seus agradecimentos ao CNPQ (Conselho Nacional de Pesquisa) e a CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) pelo fomento à pesquisa no Brasil, como também a Universidade Federal do Paraná (UFPR) pelo incentivo a atividades científicas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abramson, L. W.; Lee, T. S.; Sharma, S.; Boyce, G. M. (2002). *Slope Stability and Stabilization Methods*. 2nd ed. New York: John Wiley & Sons, 712 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2009). *NBR 11682: Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.

Dahlin, T.; Zhou, B. (2004). A numerical comparison of 2D resistivity imaging with ten electrode arrays. *Geophysical Prospecting*, v. 52, n. 5, p. 379–398.

Duncan, J. M., Wright, S. G., Brandon, T. L. (2014). *Soil Strength and Slope Stability*. 2nd ed. Hoboken: John Wiley & Sons, 336 p.

Fredlund, D. G.; Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. New York: John Wiley & Sons, 517 p.

Gerscovich, D. M. S. (2012). *Estabilidade de Taludes*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 176 p.

Loke, M. H. (2000). Electrical imaging surveys for environmental and engineering studies: a practical guide to 2D and 3D surveys. Penang: Geotomo Software, 67 p.

Lapenna & Perrone (2022), "Time-Lapse Electrical Resistivity Tomography (TL-ERT) for Landslide Monitoring: Recent Advances and Future Directions

MapBiomas Brasil (2024). *Cidades brasileiras crescem mais em encostas e áreas de risco*. Disponível em: https://brasil.mapbiomas.org/2024/11/08/cidades-brasileiras-crescem-mais-em-encostas-e-areas-de-risco/. Acesso em: 01 jan. 2026.

Morgenstern, N. R.; Price, V. E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. *Géotechnique*, v. 15, n. 1, p. 79–93.

Santos, C. L.; Picanço, J. L.; Gandolfo, O. C. B.; Stangari, M. C.; Santo, J. V.; Lämmle, L. (2024) Tomografia de resistividade elétrica e sísmica de refração na avaliação de encostas: o caso da Encosta do Mirante, Guarujá-São Paulo. *Revista de Geociências do Nordeste*, v. 10, n. 1, p. 177-196.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/68

Estabilização De Talude Ferroviário: Avaliação De Um Caso De Modificação De Escopo De Projeto Após Mobilização Da Obra

Alvaro Pereira
Engenheiro Civil, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, alvaro@fgs.eng.br

Maurício Birkan Azevedo
Engenheiro Civil, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, mauricio@fgs.eng.br

Felipe Gobbi
Engenheiro Civil, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, felipe@fgs.eng.br

Bruno Denardin da Rosa
Engenheiro Civil, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, bruno@fgs.eng.br

Fabiano Garcia Madrid
Geólogo, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, madrid@fgs.eng.br

Christian Thalis de Araujo
Engenheiro Civil, Concremat Engenharia e Construções, Nova Era, Brasil, christiandearaujo@yahoo.com.br

Priscilla Rodrigues Araújo Gonçalves
Engenheira Civil, Vale, Belo Horizonte, Brasil, priscilla.rodriguess@live.com

RESUMO: O presente trabalho aborda o projeto de recuperação de área degradada (RAD) localizada a jusante de um talude ferroviário, no estado de Minas Gerais/Brasil, que teve avanços nos processos de instabilidade, principalmente relacionados a processos erosivos. A ferrovia está localizada a montante da crista deste talude, que apresenta altura superior a 100 metros, enquanto um curso da água está localizado no seu pé. Previamente, a região já havia sido objeto de intervenção com solução de terraplenagem (corte e aterro), associada a um sistema de drenagem superficial. O talude superior apresenta bermas bem definidas, que já receberam intervenções antigas (previamente à atual) em solo grampeado e drenagem, denominadas de projeto inicial. Porém, os processos erosivos na região agravaram-se principalmente no período chuvoso entre 2021 e 2022. As instabilidades recentes são predominantemente superficiais e localizadas entre bancadas, o que comprometeu parte da drenagem, resultando em assoreamento ou patologias estruturais verificadas no início dos trabalhos atuais, o que pode indicar que processos erosivos e carreamento e deposição de finos interromperam o fluxo e potencializaram instabilidades. Adicionalmente, o sistema em solo grampeado implantado anteriormente mostrou-se ineficiente pela falha do paramento. A nova intervenção proposta para a RAD consistia de recuperação dos taludes superiores com a solução de solo grampeado com faceamento em tela metálica associada a manta antierosiva e, para a porção inferior, a recuperação da geometria dos taludes e criação de bermas de equilíbrio com utilização de muro de pedra (aterro de enrocamento), associado à revisão de todo o sistema de drenagem, sendo esta a revisão 1. Com a mobilização da obra, questões relacionadas ao lindeiro e limitações ambientais, associadas à obtenção de informações geotécnicas complementares (investigações) e alterações nas premissas (diferentes valores de fator de segurança ao longo da encosta), levaram à necessidade de revisão do projeto. Nesta, foram utilizados dados de furos de reconhecimento realizados na obra, distribuídos ao longo da altura do talude, resultados de uma sondagem mista realizada na porção intermediária e ensaios de laboratório. O fator de segurança a ser atingido foi dividido em duas partes, para a porção superior (próximo à ferrovia) trabalhou-se com valor de 1,5 e, na porção inferior, com 1,3. O novo projeto de estabilização (denominado de revisão 2) manteve solo grampeado com faceamento em tela metálica e o conceito da drenagem no trecho superior e, para a porção inferior, foram propostas grelhas atirantadas, associadas a muretas de drenagem.

PALAVRAS-CHAVE: talude, estabilização, contenções, erosão.

ABSTRACT: This study presents the design of a degraded area recovery project located downstream a railway slope in the Minas Gerais State, Brazil, which has shown progressive instability processes in recent years, specially related to erosion. The railway is located upstream of the crest of this slope, which has a total height exceeding 100 meters, while a watercourse is located at its toe. Previously, the region had already undergone a solution intervention involving earthworks (cut and fill), associated with a superficial drainage system. The upper section of the slope presents well-defined benches, which were previously treated with soil nailing system and drainage solutions, called here as initial project. However, the erosion processes in the area intensified specially during the rainy season between 2021 and 2022. Recent instabilities are predominantly superficial and occurred between benches, which compromised part of the drainage system, resulting in aggradation or structural pathologies identified at the beginning of the current works. This may indicate that erosive processes and the transport and deposition of fines interrupted the flow and intensified instabilities. Moreover, the previously installed soil nailing system proved to be ineffective due to the failure of the facing system. The new intervention proposed to the area consisted of the rehabilitation of the upper slopes using a soil nailing solution using wire mesh facing associated with an anti-erosion mat. For the lower region, the proposal included the restoration of the slope geometry and the creation of stabilization berms using a rock-fill wall (rock embankment), along with the revision of the entire drainage system, corresponding to revision 1. After the mobilization of the works, issues related to adjacent properties and environmental constraints, in addition to the acquisition of additional geotechnical information (investigations) and changes in the design assumptions (different safety factor values along the slope), led to the necessity for a project revision. In this revision, data from exploratory boreholes carried out on site, distributed along the height of the slope, were used, in addition to the results of a combined drilling investigation performed in the intermediate portion and laboratory tests. The target safety factor was divided into two parts: for the upper portion (near the railway), a value of 1.5 was adopted, while for the lower portion a value of 1.3 was considered. The new stabilization design (referred to as revision 2) kept the soil nailing system using wire mesh facing and the drainage concepts in the upper section. For the lower portion, anchored grids were proposed, associated with drainage walls.

KEYWORDS: slope, stability, retaining structures, erosion.

1 INTRODUÇÃO

Durante a estação chuvosa entre dezembro/2021 e março/2022, Minas Gerais/Brasil registrou precipitações extremas, com volumes de chuva acima da média, concentradas em curtos espaços de tempo. Consequentemente, instabilidades ocorreram em taludes ferroviários, rodoviários e urbanos ocasionando fatalidades e prejuízos econômicos. O presente estudo aborda o desenvolvimento de um sistema de estabilização de um talude ferroviário existente (para recuperação de uma área degradada, RAD) que apresentou séries de instabilidades por consequência do excesso de chuva.

Obras geotécnicas de estabilização de taludes, assim como, implementação de sistemas de drenagem, apresentam inúmeros desafios, como dificuldades de acesso, impossibilidade de investigação geotécnica durante etapa de projeto e questões ambientais. Esses desafios são potencializados quando o projeto e a execução devem ocorrer em um curto prazo, a fim de evitar progressões nas instabilidades existentes, as quais podem acarretar em danos mais severos, exigindo a necessidade de adequações no projeto após a mobilização da obra. Outro desafio fundamental na vida útil destas obras está relacionado à manutenção dos elementos executados, principalmente no que tange à limpeza dos sistemas de drenagem.

Este é o caso do presente estudo, em que, após finalizada a obra de recuperação do talude, poucos anos depois foram observadas séries de instabilidades que demandaram a elaboração de um novo projeto de recuperação e estabilização, finalizado em 2023. Entretanto, após a mobilização da obra, em 2024, foi necessária uma reavaliação dos conceitos e premissas inicialmente utilizadas no desenvolvimento do projeto.

Este artigo tem por objetivo abordar o diagnóstico da instabilidade do talude, o projeto inicialmente concebido e as modificações necessárias no projeto – identificadas no início da mobilização da obra – em virtude do acesso à frente de serviço e de complexidades executivas. Em paralelo, ainda se fez necessária uma verificação do projeto a partir de investigações de campo, apenas possíveis de serem executadas após a mobilização da obra. Mudanças nas premissas de fatores de segurança, a partir das interpretações de campo,

também foram realizadas. Ao longo deste artigo, o projeto anterior (realizado por outra empresa) é denominado de projeto inicial, enquanto a atual intervenção é dividida em revisão 1 (antes da mobilização da obra) e revisão 2 (após a mobilização da obra).

2 APRESENTAÇÃO DO TALUDE E DO PROBLEMA IDENTIFICADO

A área de interesse está situada no contexto geológico do Grupo Piracicaba, localmente Formação Cercadinho, próximo ao contato com o Grupo Sabará, na unidade da Formação Saramenha. A norte (pé do talude) este contato é marcado pela Zona de Cisalhamento São Vicente, estrutura tectônica que atua como a superfície de descolamento basal do Sistema de Nappes Ouro Preto, conforme indicado na Figura 1 (Endo et al., 2019). São encontrados, na encosta, filitos e xistos sericíticos, sugerindo um ambiente de deposição marinho característico deste contexto, em uma porção com pouca energia. O trecho ferroviário está posicionado na crista da encosta; enquanto o curso da água, no pé. A composição dos materiais ao longo da encosta, do ponto de vista geotécnico, pode ser caracterizada como um misto de solo residual e aterro, tendo passado por sucessivos processos erosivos ao longo dos anos. A diferença de nível total é superior a 100 m em um curto deslocamento.

Ainda na Figura 1, na imagem da direita, ilustra-se um panorama geral do talude, em imagem aérea datada de junho/2022, época do início dos estudos atuais e anterior à mobilização das obras. O trecho superior apresenta bermas bem definidas, com intervenções anteriores de terraplenagem (corte e aterro) e drenagem (canaletas longitudinais e descidas de água em degraus – DAD's). Os dispositivos de drenagem se encontravam assoreados ou danificados em razão de patologias estruturais. Além disso, soluções em solo grampeado com faceamento em tela metálica, já existentes anteriormente à emissão da revisão 1 do projeto, foram identificadas no talude superior, à esquerda, em vista frontal, tendo apresentado falha do paramento e ruptura do sistema. Já o trecho inferior recebeu paliçadas revestidas em geotêxtil, também danificadas ou com significativa quantidade de material retido. Esta região apresenta menor frequência de bermas bem definidas.

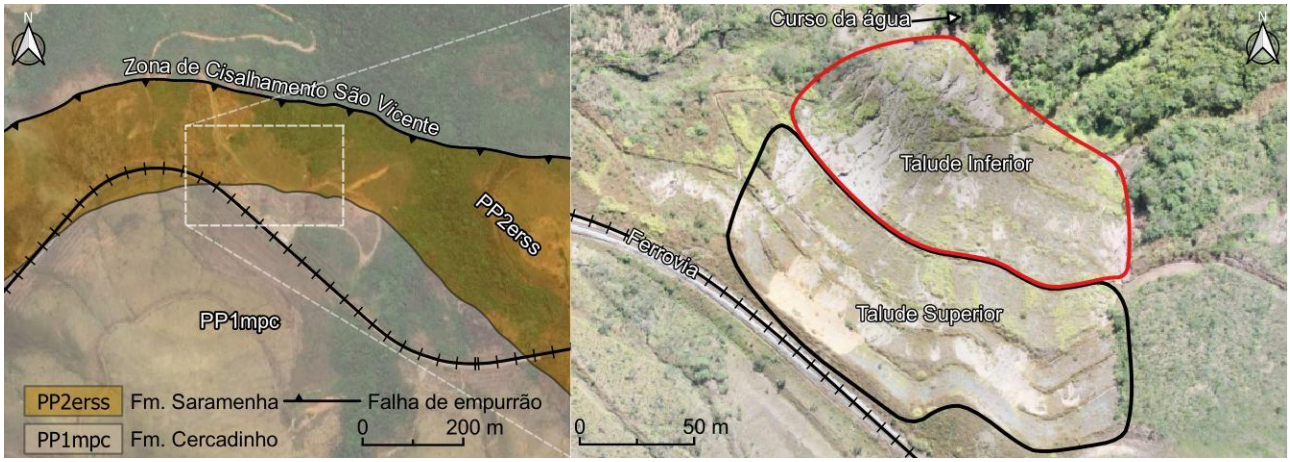


Figura 1. Contexto geológico local (esquerda) e panorama em ortoimagem aérea de junho/2022 (direita).

Na inspeção de campo, foi possível observar movimentações distintas. À época da revisão 1, não era possível afirmar se havia movimentação global, porém eventos envolvendo até duas ou três bancadas proporcionaram mobilização significativa de material para jusante. A maior parte das instabilidades ocorreram nos taludes entre bermas, sendo causadas por processos erosivos.

As instabilidades foram definidas inicialmente como independentes, sendo evidente que a deficiência no sistema de drenagem é um dos principais fatores causadores, seja por seu assoreamento ou por suas patologias estruturais, tendo como principal causa a baixa declividade dos dispostivos e elevada extensão até os pontos de desague, além do subdimensionamento do paramento da solução em solo grampeado executada anteriormente. Todavia, não é possível afirmar se o assoreamento ocorreu devido a pequenos processos erosivos, carreamento e deposição de finos que resultaram no galgamento da drenagem ou a movimentações superiores que interromperam o fluxo da drenagem e possibilitaram a movimentação dos taludes inferiores.

3 REVISÃO 01 DO PROJETO

A revisão 01 foi realizada entre os anos de 2022 e 2023 e demandou uma série de inferências e simplificações em função da inacessibilidade ao local na época, impossibilitando investigações de subsuperfície, como sondagens mistas (SM) ou furos de reconhecimento (FR). Entretanto, foram coletados blocos indeformados para realização de ensaios de laboratório, sendo os resultados apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Principais resultados dos ensaios de laboratório.

Bloco	γs (kN/m³)	φ' (º)	c' (kPa)	γ (kN/m³)	Índice vazios	IP (%)	Granulometria
Bl-01	28,48	36,5	106,9	19,5	0,59	NP	Silte arenoso
Bl-02	30,40	27,5	20,5	17,3	1,26	23	Silte argilo-arenoso
Bl-03	28,86	31,6	17,3	22,0	1,40	NP	Silte arenoso c/ pouca argila

3.1 Diagnóstico, Setorização e Soluções geotécnicas

Conforme abordado na apresentação do problema, as instabilizações consistem principalmente de processos erosivos e algumas rupturas de pequeno e médio porte entre bancadas. As intervenções geotécnicas almejaram três objetivos principais: recuperar o sistema de drenagem local, evitar o carreamento de materiais para o curso de água a jusante e evitar o desenvolvimento de novos processos erosivos e/ou avanço de instabilidades já existentes.

Buscando otimizar a identificação e proposição de intervenções, o talude foi setorizado, conforme a vista frontal na imagem aérea apresentada na Figura 2. Desta forma, o tratamento foi individualizado para cada setor, buscando atingir o fator de segurança alvo de FS=1,50 localmente, de modo a atender aos critérios mais rigorosos da ABNT NBR 11682 (ABNT, 2009).



Figura 2. Setorização proposta para o talude (vista frontal).

Os setores 1 e 5, no trecho de bermas bem definidas, apresentaram movimentações mais superficiais (com espessura variando entre 0,50 e 1,50 m). A solução adotada nestes locais foi de solo grampeado com faceamento em tela metálica, sendo o espaçamento entre grampos – após dimensionamento – reduzido em relação ao sistema anteriormente instalado no local e que apresentou rupturas devido ao subdimensionamento. Já o setor 2 apresenta processos erosivos de maiores dimensões (ravinas), associados a instabilidades superficiais, resultando em grande movimentação de material para jusante. Para estabilização desta região, foi considerada a execução de chaves granulares intermediárias, complementadas por muro de pedra (aterro de enrocamento), formando bermas de equilíbrio. A Figura 3 apresenta seção tipo dos setores 1 e 5 e do setor 2. O dimensionamento geotécnico nesta etapa utilizou a simplificação de um perfil homogêneo, em razão da impossibilidade de realização de investigação de campo. O dimensionamento desta etapa – assim como a da revisão 02 – atendeu a ABNT NBR 11682 (ABNT, 2009) e a ABNT NBR 16920-2 (ABNT, 2021).

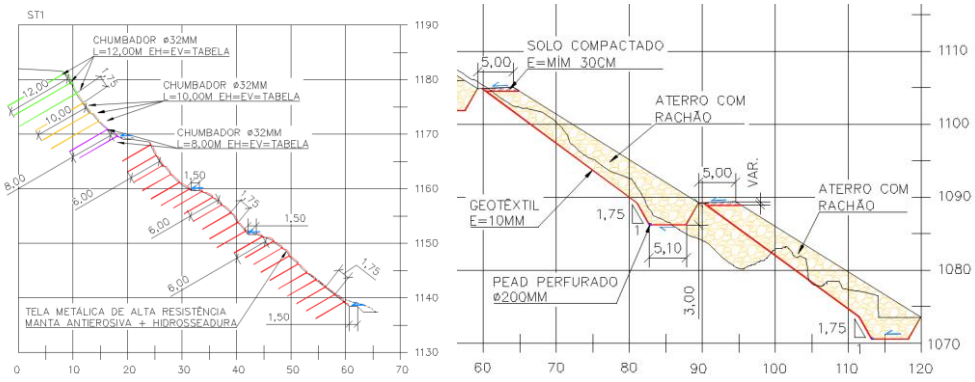


Figura 3. Projeto original – Seções tipo dos setores 1 e 5 (esquerda) e 2 (direita).

Os setores 2.5 e 3 apresentam processos erosivos superficiais com espessuras de até 0,5 m. Para estes, a proposição final das soluções abordou apenas regularização manual do talude, compactação manual da face do talude e execução de bioengenharia. Já o setor 4 apresenta a mesma solução do setor 2, sendo uma continuação deste.

3.2 Soluções de drenagem

Visto que falhas no sistema de drenagem existente constituíram o principal gatilho das instabilidades ocorridas, é fundamental que um novo sistema de drenagem – complementar aos tratamentos geotécnicos – seja implantado. O local anteriormente apresentava canaletas de bancadas (danificadas) e DAD's no flanco oeste do talude, além de alguns dispositivos em uma região na porção inferior do talude.

Foi diagnosticado que os processos erosivos estavam mais avançados no flanco oeste, possivelmente devido à concentração do escoamento para esta região, e nos taludes inferiores, onde existiam poucos dispositivos. Ademais, os dispositivos longitudinais (canaletas) existentes nas bermas apresentam comprimentos aproximados de 200 m, com um único local de deságue, portanto com grande potencial de prejuízos em caso de falha.

A principal proposta para o sistema de drenagem objetivou reduzir as distâncias percorridas pelo fluxo ao longo dos dispositivos longitudinais nos patamares, inserindo mais alinhamentos de direcionamento de água para jusante, por meio de DAD's. Foram implantados três alinhamentos de drenagem transversais ao talude, de modo a reduzir estas distâncias. Nos trechos onde não há bermas que permitam a instalação de canaletas trapezoidais ou retangulares longitudinalmente, foram propostas muretas triangulares.

3.3 Problemas executivos

Ao mobilizar a obra para executar esta revisão 01 do projeto, problemas executivos ocorreram em virtude da complexidade do acesso ao local. O talude apenas era acessível via túnel da ferrovia (por sua crista), demandando percorrer uma distância de cerca de 1 km pelo gabarito ferroviário, o que apresenta grandes desafios logísticos. Já o acesso por seu trecho intermediário demandava passar pelo terreno lindeiro.

Um acesso foi executado a partir do trecho intermediário do talude, passando pelo citado terreno lindeiro. Todavia, novas instabilidades ocorreram ao realizar as escavações para o mesmo, agravadas pela elevada inclinação da encosta. O acesso ocasionou novas instabilidades no talude cortado, que tiveram de ser incorporadas no projeto.

O trecho inferior, onde estava previsto tratamento em aterro de enrocamento, demandou alteração por questões ambientais e de dificuldades para carregamento dos materiais previstos para tal intervenção.

3.4 Campanha de investigação executiva

A revisão 01 de projeto previa a execução de sondagens mistas e coletas de amostras indeformadas para ensaios de laboratório ao longo do talude. As citadas sondagens não foram executadas naquele momento, em

virtude da dificuldade do acesso de equipamentos de grande porte, por questões operacionais e de segurança. Já a coleta de amostras apenas pôde ser realizada em alguns locais, não tendo sido realizada de forma completa.

Com a mobilização da obra, uma sondagem mista (SM-01) pôde ser realizada em um ponto intermediário do acesso. Adicionalmente, visto que equipamentos para execução de solo grampeado estavam mobilizados, foram realizados furos de reconhecimento ao longo do talude, a fim de permitir refinar a interpretação do perfil geotécnico do local. A Figura 4 apresenta a localização destes pontos de investigação, bem como o acesso executado da obra e as áreas de tratamento (a de solo grampeado e a que demandou alteração de projeto). Esta figura foi realizada sobre imagem do *Google Earth Pro* datada de março/2025, após a mobilização da obra.



Figura 4. Imagem após mobilização da obra indicando acesso e investigações geotécnicas executadas (Fonte da imagem de satélite: *Google Earth Pro).*

3.5 Novas interpretações, revisões dos setores e soluções geotécnicas

A seção geotécnica da Figura 5 foi reinterpretada no *Leapfrog Works* a partir da interpolação dos dados da sondagem SM-01 e dos FR's O material natural foi classificado como filito em diferentes graus de intemperismo e a espessura do aterro foi definida com base nos FR's. O refinamento do modelo de alteração considerou a taxa de avanço (min/m) como indicador indireto, associando maiores tempos de perfuração a materiais menos alterados e, consequentemente, mais resistentes. A imagem da direita na Figura 5 mostra, em cada FR, uma escala gráfica indicando o tempo de perfuração. Nota-se que ele é crescente com a profundidade, indicando menor grau de intemperismo à medida que a perfuração atinge profundidades mais elevadas.

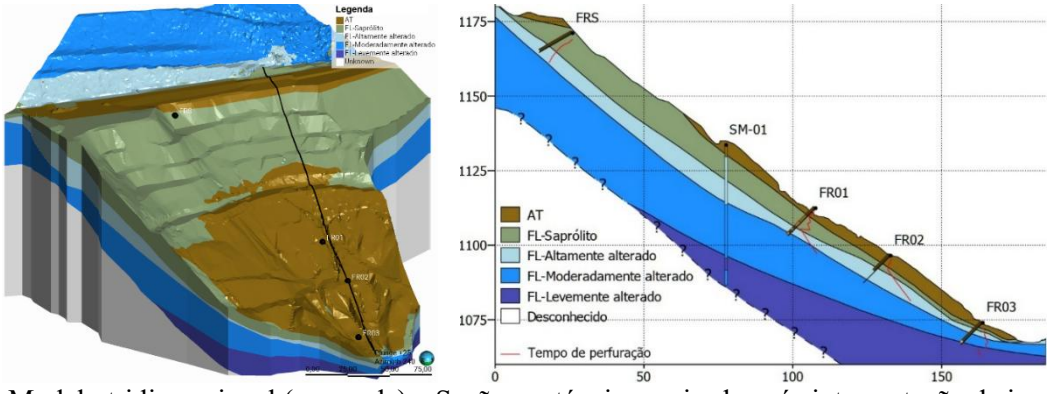


Figura 5. Modelo tridimensional (esquerda) e Seção geotécnica revisada após interpretação da investigação (direita).

4 REVISÃO 02 DO PROJETO

Em função dos problemas encontrados para a execução da porção inferior da obra (item 3.3), foi solicitada a revisão do projeto de forma que a metodologia executiva fosse descencional, sem acessar a porção inferior do talude pela área do lindeiro. Por consequência, dado o elevado volume de material pétreo inicialmente previsto, esta foi a principal necessidade de mudança. Associado a isso, com a investigação realizada e a definição de um modelo geotécnico mais assertivo – além de indicação da revisão de premissas de projeto, principalmente no que tange os fatores de segurança – foi iniciada a revisão do projeto executivo.

A execução do acesso na porção intermediária do talude acabou por gerar um ponto de atenção em termos de estabilidade geral da porção superior do talude como um todo. Em relação às premissas, avaliando as questões relacionadas à definição de FS da ABNT NBR 11682 (ABNT, 2009) e diretrizes internas do cliente, não sendo identificados indícios de possibilidade de rupturas globais de grande porte (envolvendo toda a altura do talude), optou-se por trabalhar com fatores de segurança de 1,5 entre bancadas e entre a crista do talude e o acesso, além de um fator de segurança global e para a porção inferior do talude de 1,3.

Foi realizado um estudo de alternativas contemplantado diferentes soluções substitutivas para o trecho que receberia obras de terraplenagem no projeto original. Para a porção superior do talude, não houve alteração em relação à solução do projeto, exceto para o talude do acesso onde foi dimensionada uma linha de grelhas atirantadas, compensando a escavação do pé do talude. Para a porção inferior, foram estudadas grelhas atirantadas, com diferentes linhas, cortinas atirantadas e soluções mistas de grelha e cortina.

A solução escolhida consistiu em 7 linhas de grelhas atirantadas, com 2 linhas de tirantes em cada grelha. Os tirantes atenderam às especificação da ABNT NBR 5629 (ABNT, 2018). A Figura 6 apresenta o resultado da análise de estabilidade, indicando o FS crítico que ocorre entre o acesso e o pé (FS=1,317).

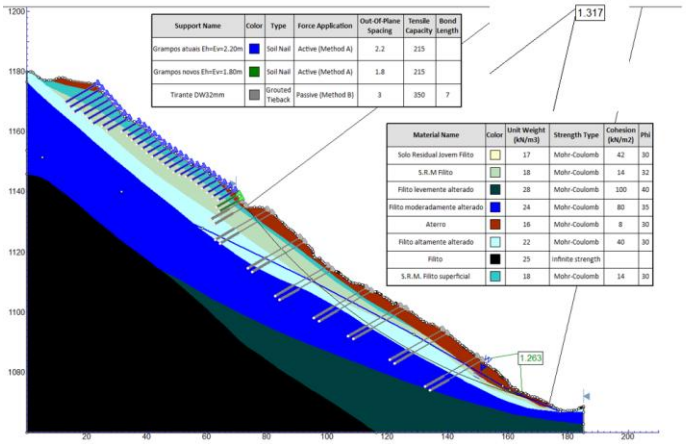


Figura 6. Resultado da análise de estabilidade para projeto revisado.

Novos trechos de tratamento tiveram de ser incorporados em função das mobilizações ocorridas após a abertura do acesso (ao mobilizar a obra) e também em virtude de novas instabilidades (recentes ou não identificadas quando das avaliações iniciais). Estes receberam intervenções de bioengenharia e solo grampeado com faceamento em tela metálica, além de uma linha adicional de grelha atirantada a montante do acesso. A Figura 7 apresenta a configuração final das áreas de tratamento.

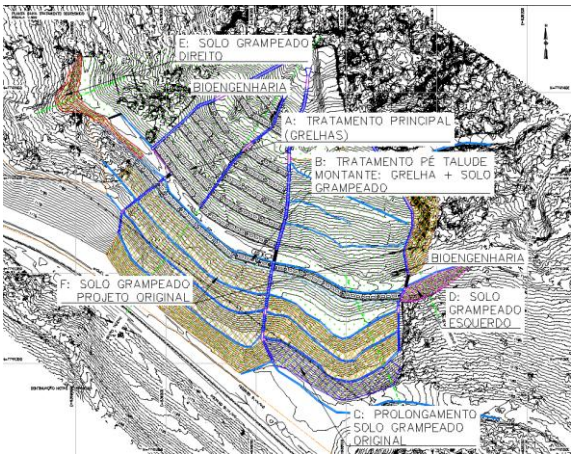


Figura 7. Projeto revisado – configuração final das áreas de tratamento.

O projeto de drenagem buscou seguir as mesmas premissas da revisão 01. Os alinhamentos foram revisados no novo levantamento topográfico para o trecho superior. As diferenças mais importantes estão no trecho inferior, visto que intervenções de terraplenagem foram suprimidas, o que interfere substancialmente no sistema de drenagem. As grelhas foram projetadas para trabalharem tendo sua parede superior atuando como mureta de drenagem, otimizando a execução. Ainda, criou-se um alinhamento de drenagem adicional, sendo este apenas no trecho abaixo do acesso, como pôde ser visualizado na Figura 7 (alinhamentos em azul).

5 CONCLUSÕES

Este artigo apresentou duas etapas de um projeto de estabilização de talude ferroviário (além da intervenção anterior realizada por outra projetista). É importante destacar o fato que projetos geotécnicos possuem a característica de demandarem adequações com a realidade de campo. Neste caso, ao mobilizar a obra, avaliações puderam ser refinadas, tal condição é frequente em projetos deste tipo. No entanto, outras condições (acesso, necessidade de mudança de escopo) demandaram uma revisão completa do projeto.

O acesso executado ao iniciar a obra permitiu a realização da investigação geotécnica de campo, que possibilitou refinar o modelo geotécnico. No entanto, o mesmo acesso promoveu novas instabilizações, que tiveram de ser incorporadas ao projeto. Devido às questões com o lindeiro e ambientais, o trecho inferior necessitou ter seu escopo alterado, tendo sido modificada uma solução que envolvia terraplenagem (aterro de enrocamento) por uma solução com elementos ativos para atingir o fator de segurança alvo.

A partir da mobilização da obra para execução do novo projeto, acompanhamento técnico será mantido para assegurar que o projeto seja implantado com assertividade, bem como avaliar possíveis modificações necessárias.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem às equipes envolvidas em projeto e execução desta obra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 16920-2. *Muros e Taludes em solos reforçados – Parte 2: Solos grampeados*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 5629. *Tirantes ancorados no terreno – Projeto e Execução*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de Encostas*. Rio de Janeiro.

Endo, I. et al. (2019). *Mapa geológico do Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brasil. Escala 1:150.000: uma celebração do cinquentenário da obra de Dorr (1969)*. Departamento de Geologia da Escola de Minas – UFOP; Centro de Estudos Avançados do Quadrilátero Ferrífero. Ouro Preto, MG, BR, 480 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/69

Estabilização de Talude Rodoviário Crítico Pós-Eventos Pluviais Extremos: Interceptação de Galeria e Controle Erosivo com Colchão Reno

Sergio Enrique Arguello Vera
Eng, Geotécnico, Grupo FG Moretti, São Paulo, Brasil, sergio.arguello@morettiengenharia.com.br

Daniel Kina Murakami
Coordenador de Obras, Grupo FG Moretti, São Paulo, Brasil, daniel.murakami@morettiengenharia.com.br

Ramon Claudino
Eng, Geotécnico, FG Moretti, São Paulo, Brasil, ramon.claudino@morettiengenharia.com.br

Geraldo Vanzolini Moretti
Engenheiro Geotécnico/Diretor, FG Moretti, São Paulo, Brasil, geraldo@morettiengenharia.com.br

Leonardo Bastos Ribeiro
Coordenador, FG Moretti, São Paulo, SP, leonardo@morettiengenharia.com.br

RESUMO: Eventos pluviais extremos em maio de 2024 no Rio Grande do Sul deflagraram a movimentação de um talude crítico numa rodovia federal nas proximidades de Novo Hamburgo. O diagnóstico pós-evento identificou que, embora as chuvas (621 mm em Nova Petrópolis) tenham sido o gatilho, o fator determinante da instabilidade era uma galeria subsuperficial preexistente, cuja descarga mantinha o pé do talude permanentemente saturado. O talude, inserido em um talvegue com 30 a 40 metros de altura e inclinação de 20° a 45°, é composto por um aterro argiloso (6 a 13 metros) sobre rocha. Este artigo apresenta a solução de drenagem executada como medida de estabilização ativa, complementar à contenção estrutural. A estratégia consistiu na interceptação da galeria com uma caixa de passagem, conduzindo o fluxo por uma descida em degraus até um canal de colchão Reno. Este canal trapezoidal, revestido com manta geotêxtil, deságua em uma bacia de amortecimento para proteger o pé do talude contra erosão. O dimensionamento hidráulico utilizou o Método Racional, com a equação IDF de Fendrich (2003) calibrada com dados do INMET para um período de retorno de 10 anos, e a Equação de Manning para os canais. O caso demonstra que o controle do fluxo hídrico subsuperficial é uma condição determinante para a estabilização permanente de taludes em talvegues sujeitos a eventos climáticos extremos.

PALAVRAS-CHAVE: Drenagem Subsuperficial; Colchão Reno; Método Racional; Equação de Manning; Bacia de Amortecimento;

ABSTRACT: Extreme rainfall in May 2024 in Rio Grande do Sul triggered critical slope movements on a Federal highway close to Novo Hamburgo, compromising road safety. A post-event diagnosis identified that, while the rainfall (621 mm in Nova Petrópolis) was the trigger, the instability's determining factor was a pre-existing subsurface gallery. Its uncontrolled discharge kept the slope toe permanently saturated. The site is a natural thalweg with 30 to 40-meter high slopes inclined at 20° to 45°, comprising a 6 to 13-meter clayey fill over rock. This paper presents the drainage solution implemented as an active stabilization measure, complementing the structural containment. The strategy involved intercepting the gallery with a catch basin, conveying the flow via a stepped spillway into a trapezoidal, geotextile-lined Reno mattress channel, and terminating in a stilling basin at the slope toe. The hydraulic design used the Rational Method with Fendrich's (2003) IDF equation, calibrated with INMET data for a 10-year return period, and Manning's Equation for the channel. This case demonstrates that controlling subsurface flow is a determining condition for the permanent stabilization of road slopes in thalwegs subject to extreme weather events.

KEYWORDS: Subsurface Drainage; Reno Mattress; Rational Method; Manning's Equation; Stilling Basin.;

1 INTRODUÇÃO

A infraestrutura rodoviária do Rio Grande do Sul enfrentou, em maio de 2024, um cenário de colapso geotécnico sem precedentes na história recente do estado. Os acumulados de precipitação registrados pelas estações do Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN) atingiram valores de aproximadamente 500 mm em Novo Hamburgo e 621 mm em Nova Petrópolis durante aquele mês, com picos diários superiores a 110 mm em 02 de maio, 60 mm nos dias 1, 11 e 12. Esses volumes excederam largamente qualquer período de retorno usualmente adotado em projetos de drenagem rodoviária, saturando os perfis de solo e deflagrando rupturas em múltiplos pontos ao longo das rodovias da região serrana.

Num trecho de uma rodovia federal nas proximidades de Novo Hamburgo (rodovia de importância logística nacional que conecta o Nordeste ao Sul do Brasil), as consequências foram particularmente graves. O afundamento da plataforma e o padrão de trincamento severo do pavimento asfáltico, observados durante a inspeção técnica, evidenciaram a mobilização de uma massa de solo profunda no talude à jusante da rodovia.

O trecho está inserido em uma feição de talvegue natural, com altura entre 30 e 40 metros e inclinação de 20° a 45°, condição geomorfológica que favorece a convergência de fluxos hídricos superficiais e subsuperficiais para o interior do maciço.

A análise técnica revelou que a instabilidade não pode ser explicada exclusivamente pelo evento pluviométrico de 2024. O fator condicionante determinante era preexistente: uma galeria de drenagem subterrânea de seção retangular 1,0×1,0 m, revestida em pedra argamassada, que apresentava falhas de integridade e descarregava seu fluxo de forma desordenada no corpo do talude. Com declividade de 0,701 m/m e vazão estimada em 1,705 m³/s, essa estrutura mantinha o pé da encosta em estado crônico de saturação, elevando as pressões neutras e reduzindo sistematicamente a resistência ao cisalhamento dos materiais de aterro. As chuvas de maio de 2024 atuaram, portanto, como agravante de uma condição de vulnerabilidade estrutural já instalada.

Reconhecida essa causalidade, a solução de engenharia adotada integrou contenção estrutural: cortina atirantada em concreto armado com estacas raiz e solo grampeado, a um sistema de drenagem concebido para eliminar definitivamente a fonte de saturação.

Este artigo foca na apresentação e justificativa técnica deste sistema de drenagem, cuja eficácia é condição necessária para a perenidade de toda a estabilização implantada.

2 OBJETIVOS

Este artigo tem por objetivo apresentar a concepção e o dimensionamento hidráulico do sistema de drenagem executado como medida de estabilização ativa. Especificamente, busca-se: (i) caracterizar o contexto geotécnico e hidrológico que condiciona a instabilidade; (ii) detalhar a estratégia de interceptação e condução controlada da galeria preexistente; (iii) apresentar o dimensionamento dos dispositivos hidráulicos conforme o Manual de Drenagem de Rodovias do DNIT (2006); e (iv) discutir a adequação do colchão Reno como estrutura de condução final em maciços sujeitos a deformações progressivas.

3 METODOLOGIA

A metodologia aplicada compreendeu etapas integradas de levantamento, investigação, diagnóstico e dimensionamento. O mapeamento da área foi realizado por aerofotogrametria com perfilamento LiDAR via drone Matrice 300 RTK, gerando Modelos Digitais de Terreno com precisão Classe A, essenciais para a delimitação das bacias de contribuição, definição de cotas de projeto e traçado dos dispositivos em terreno de topografia complexa.

A investigação geotécnica consistiu na execução de sondagens mistas que conjugaram ensaios de penetração padrão (SPT), conforme NBR 6484:2020, em solo, e sondagem rotativa em rocha, para caracterização dos horizontes estratigráficos e obtenção de parâmetros de resistência. O diagnóstico da galeria preexistente foi realizado por inspeção técnica com verificação dimensional e avaliação das condições de integridade, complementada pelo cálculo da capacidade hidráulica pela equação de Hazen-Williams.

O dimensionamento hidráulico utilizou o Método Racional para determinação das vazões de projeto, com a equação de intensidade-duração-frequência de Fendrich (2003), calibrada para a estação INMET de Novo Hamburgo, período de retorno de 10 anos e tempo de concentração mínimo de 5 minutos, conforme

Manual de Drenagem de Rodovias (DNIT, 2006). O dimensionamento dos dispositivos de condução foi realizado pela Equação de Manning associada à Equação da Continuidade.

4 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA E DIAGNÓSTICO DE INSTABILIDADE

4.1 Localização e contexto geomorfológico

O trecho estudado localiza-se nas proximidades de Novo Hamburgo, estado do Rio Grande do Sul. A área insere-se na unidade geomorfológica dos Patamares da Borda Oriental da Bacia do Paraná, caracterizada por relevo fortemente dissecado, com encostas abruptas e vales encaixados.

O ponto específico de instabilidade está posicionado em um talvegue natural, feição que favorece a convergência de fluxos hídricos superficiais e subsuperficiais provenientes de uma bacia de contribuição de 117.988 m². O talude à jusante da rodovia apresenta altura entre 30 e 40 metros e inclinação variável de 20° a 45°, configuração que implica elevada energia potencial disponível para mobilização de massas e escoamento.

O clima regional é classificado como Cfb (Köppen), com distribuição de chuvas ao longo de todo o ano e ausência de estação seca pronunciada, condições que favorecem a manutenção de elevados teores de umidade nos perfis de solo.

4.2 Evento deflagrador e precipitação regional

O mês de maio de 2024 representou um marco hidrológico para a região serrana do Rio Grande do Sul. A estação CEMADEN de Nova Petrópolis, localizada a aproximadamente 20 km da área de intervenção, registrou acumulado mensal de 621 mm, com pico diário de 110 mm em 02 de maio e eventos superiores a 60 mm/dia nos dias 1, 11 e 12 do mesmo mês. A estação de Novo Hamburgo, a cerca de 15 km, registrou acumulado próximo a 500 mm no mesmo período, com múltiplos eventos acima de 50 mm/dia. No trecho em estudo, o evento pluviométrico atuou sobre uma condição de saturação crônica já induzida pela galeria subsuperficial com falhas de integridade, configurando mecanismo combinado de ruptura no qual o papel das chuvas foi essencialmente o de agravante de uma vulnerabilidade preexistente.

4.3 Investigação Geotécnica e Parâmetros de Projeto

A campanha de investigação geotécnica, composta por duas sondagens mistas que conjugaram ensaios de penetração padrão (SPT) em solo e sondagem rotativa em rocha, permitiu caracterizar três horizontes estratigráficos no maciço. O horizonte superior é composto por aterro (AT) de silte argiloso com presença de areias, de consistência média a rija, com valores de N_{SPT} entre 3 e 26 e espessura variando entre 6 e 13 metros. Subjacente a este horizonte, ocorre rocha alterada (RA) de basalto amigdaloidal extremamente fraturado, impenetrável ao trépano, com espessura em torno de 3 metros, evoluindo em profundidade para rocha sã (RS). A seção geológica interpretada, com a geometria do talude e a superfície de ruptura estimada, é apresentada na Figura 4.1.

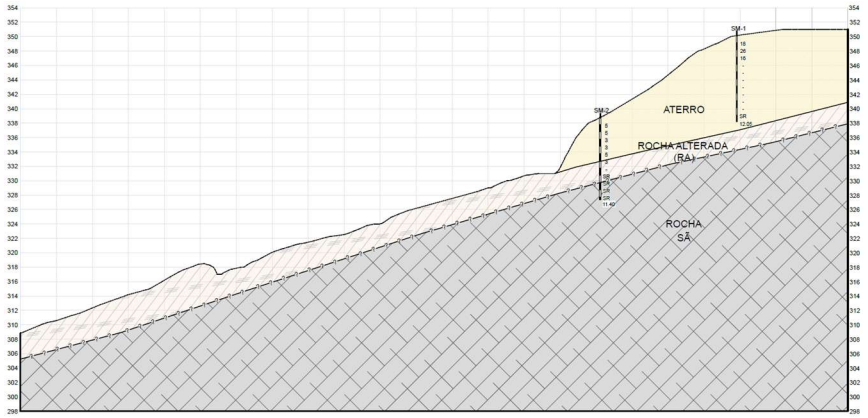


Figura 4.1. Seção geológica do talude estudado.

Os parâmetros de resistência adotados no dimensionamento foram obtidos por correlações com os ensaios de campo (Schnaid, 2000) e validados mediante retroanálise da ruptura ocorrida, conduzida até a obtenção de fator de segurança próximo da unidade (FS = 1,040) no software Slide 5.0 (Rocscience), pelo método de Morgenstern-Price. Os valores consolidados estão apresentados naTabela 4.1.

Tabela 4.1. Parâmetros de resistência de cada camada de solo considerada no estudo

DESCRIÇÃO DO SOLO	γ (kN/m³)	ϕ' (º)	c' (kN/m²)
Aterro (AT)	17	24	12
Rocha Alterada (RA)	18	26	17
Rocha Sã (Rocha Sã)	26	40	30

4.4 Diagnóstico da galeria preexistente

A inspeção técnica identificou a presença de uma galeria subterrânea de seção retangular 1,0×1,0 m, revestida em pedra argamassada, que cruzava o corpo do talude sem dispositivo de saída controlada. A aplicação da equação de Hazen-Williams, com coeficiente de rugosidade c = 50 para pedra argamassada e declividade de 0,701 m/m, resultou em vazão de 1,705 m³/s e velocidade de escoamento de 12,651 m/s. O lançamento desta vazão de forma desordenada no interior do talude constituía o principal mecanismo de elevação das pressões neutras na base do aterro, explicando a condição de instabilidade mesmo em períodos sem precipitações excepcionais. A interceptação desta galeria foi, portanto, a intervenção prioritária e insubstituível para a estabilização definitiva do talude.

5 SISTEMA DE DRENAGEM: CONCEPÇÃO E DIMENSIONAMENTO

5.1 Concepção geral

A solução de drenagem foi concebida como um sistema hierárquico de captação, condução e dissipação, estruturado em duas frentes complementares. A primeira trata dos fluxos superficiais gerados pela precipitação direta sobre a plataforma rodoviária, as bermas e os lances do talude retaludado, captados por sarjetas (SAR-01 e SAR-02) e valetas (CAN-01 a CAN-06) que convergem para caixas de passagem intermediárias. A segunda, e mais crítica do ponto de vista geotécnico, trata da interceptação da galeria subterrânea preexistente, cujo fluxo é capturado por uma caixa de passagem em concreto armado e redirecionado para fora do corpo do talude por meio de descidas d'água em degraus. Ambas as frentes confluem para um canal de colchão Reno de seção trapezoidal, que conduz a vazão total até uma bacia de amortecimento posicionada no pé do talude. Uma planta geral do sistema é apresentado na Figura 5.1.

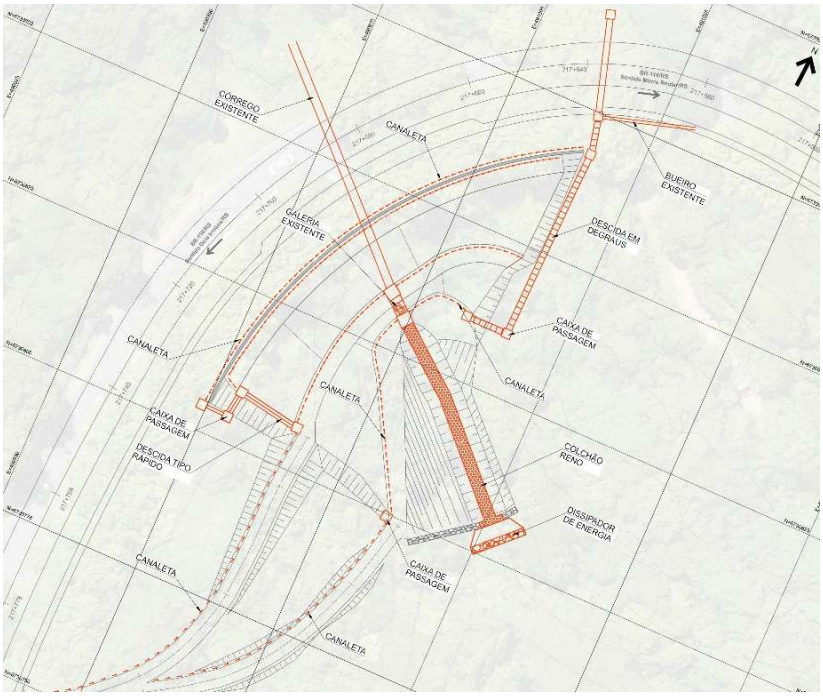


Figura 5.1 Planta geral do sistema de drenagem superficial e subsuperficial implantado no talude estudado.

5.2 Intensidades de chuva e vazões de projeto

Para a determinação das vazões de projeto foi utilizada a equação de intensidade-duração-frequência proposta por Fendrich (2003), calibrada com dados da estação INMET correspondente às coordenadas geográficas 29°40'40" S e 51°07'51" O (Novo Hamburgo/RS), com os seguintes parâmetros regionais: K = 4.732,80; m = 0,1560; t_0 = 31,80 e n = 1,0413.

$$i = \frac{K \times T_R^m}{(t + t_0)^n}$$

Adotando período de retorno T = 10 anos, conforme recomendação do item 3.3.3 do Manual de Drenagem de Rodovias (DNIT, 2006), e tempo de concentração mínimo t = 5 minutos para duração da chuva igual ao tempo de concentração da bacia, obtém-se:

$$i = \frac{4732{,}80 \times 10^{0{,}156}}{(5 + 31{,}80)^{1{,}0413}} = 158{,}71\ mm/h$$

As vazões de projeto foram calculadas pelo Método Racional, aplicável à bacia de contribuição de 117.988 m², inferior ao limite de 2 km² recomendado para o método:

$$Q = \frac{C \times i \times A}{360.000}$$

Os coeficientes de escoamento superficial adotados foram C = 0,90 para áreas pavimentadas, C = 0,70 para superfícies em taludes e C = 0,25 para áreas florestadas, conforme Tabela 39 do Manual DNIT (2006). A vazão de projeto para os dispositivos de grande porte, incorporando a contribuição da galeria interceptada, atingiu 1,834 m³/s no canal de colchão Reno.

5.3 Descidas d'água

A diferença de cota entre os dispositivos de captação e o canal de colchão Reno, da ordem de 20 metros no trecho mais crítico, exigiu o dimensionamento de cinco descidas d'água. As descidas AA, BB e CC, com vazões da ordem de 0,06 m³/s, foram dimensionadas como descidas rápidas do tipo DAR 60-30 (0,60×0,30 m), suficientes para as vazões provenientes das sarjetas e valetas superiores. As descidas DD e EE, responsáveis pela condução da vazão interceptada da galeria somada às contribuições das canaletas inferiores, totalizando aproximadamente 1,80 m³/s, foram dimensionadas como descidas em degraus do tipo DAD 200-40 (2,00×0,40 m). A escolha pela tipologia em degraus para os dispositivos de maior porte é tecnicamente justificada pela necessidade de dissipação progressiva da energia cinética ao longo da descida, reduzindo as velocidades de chegada ao canal receptor e minimizando o risco de erosão por impacto. O dimensionamento foi realizado pelo método do perfil de linha d'água, com cálculo por etapas da profundidade, velocidade e energia específica ao longo de cada trecho. Os resultados consolidados são apresentados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1Características hidráulicas das descidas d'água dimensionadas.

Descida	Tipo	Cota inicial (m)	Cota final (m)	Q (m³/s)	B (m)	H (m)	Vf (m/s)
DESC-AA	DAR 60-30	347,2	345,5	0,0594	0,6	0,3	4,19
DESC-BB	DAR 60-30	345,0	341,2	0,0594	0,6	0,3	5,33
DESC-CC	DAR 60-30	341,0	336,3	0,0665	0,6	0,3	4,24
DESC-DD	DAD 200-40	335,0	328,1	1,7953	2,0	0,4	12,14
DESC-EE	DAD 200-40	328,0	327,0	1,8158	2,0	0,4	5,36

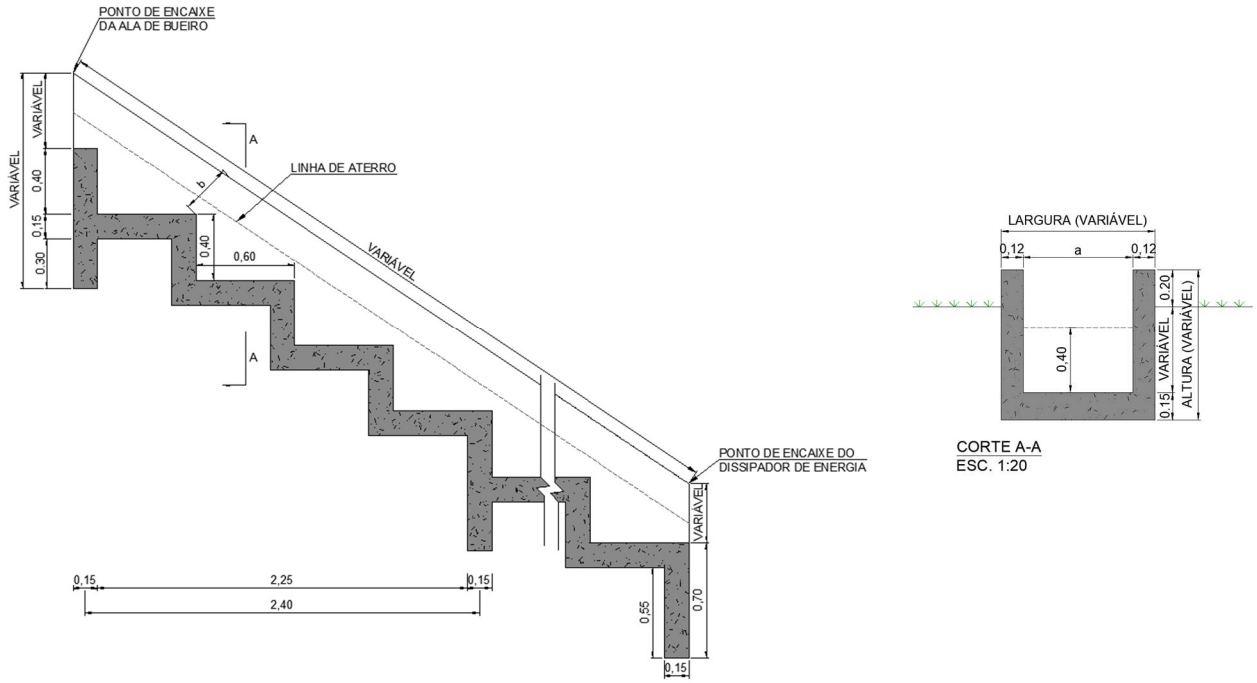


Figura 5.2 Desenho esquemático das descidas d'água DD e EE (tipo DAD 200-40) com perfil de linha d'água calculado.

5.4 Canal de colchão Reno e bacia de amortecimento

Ao final das descidas, o efluente é lançado em canal de colchão Reno de seção trapezoidal, com extensão de 35,94 metros, declividade de 0,288 m/m e revestimento interno em manta geotêxtil agulhada de poliéster. A escolha do colchão Reno como estrutura de condução final é fundamentada em três características técnicas decisivas para este contexto geotécnico específico. A flexibilidade intrínseca da estrutura permite acomodar deformações e recalques diferenciais do maciço subjacente sem perda de funcionalidade hidráulica, característica inviável em canais rígidos de concreto em taludes ainda em processo de acomodação. A manta geotêxtil atua como elemento filtrante na interface canal-solo, impedindo o carreamento de partículas finas por piping e preservando a integridade do maciço ao longo da vida útil da obra. A massa do colchão preenchido com pedras confere resistência à ação erosiva de velocidades elevadas sem necessidade de ancoragem adicional.

O dimensionamento hidráulico, realizado pela Equação de Manning com coeficiente de rugosidade n = 0,012 para manta geotêxtil, resultou em vazão de projeto de 1,834 m³/s, altura de lâmina d'água de 0,098 m e velocidade de escoamento de 9,024 m/s, dentro do limite máximo de 6,00 m/s estabelecido para o tipo de revestimento. A seção transversal do canal é apresentada na Figura 4. No extremo inferior do canal, a elevada energia cinética do escoamento (número de Froude $F_1 = 9,18$, caracterizando regime supercrítico com ressalto violento) exigiu a implantação de uma bacia de amortecimento do tipo DED 12 B, dimensionada pelo método do Bureau of Public Roads (BPR).

Os parâmetros de projeto e as dimensões resultantes estão consolidados na Tabela 3. A bacia reduz a velocidade de 9,024 m/s para 0,722 m/s na saída, com altura de lâmina passando de 0,098 m para 1,230 m após o ressalto hidráulico, protegendo efetivamente o pé do talude contra erosão de descarga e impedindo o desenvolvimento de processos erosivos regressivos que comprometeriam a base da contenção estrutural.

Tabela 5.2 Parâmetros hidráulicos do canal de colchão Reno e da bacia de amortecimento.

Dispositivo	Q (m³/s)	V_1 (m/s)	y_1 (m)	F_1	V_2 (m/s)	y_2 (m)	L (m)
Canal colchão Reno	1,834	9,024	0,098	9,18	0,722	1,23	6

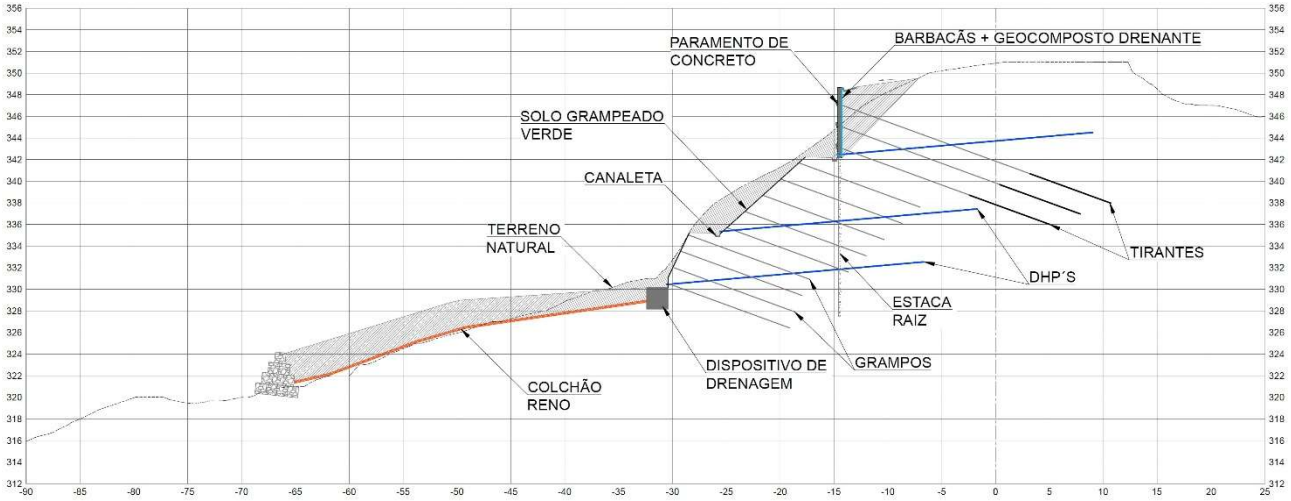


Figura 5.3 Seção transversal e perfil do canal de colchão Reno com detalhe da bacia de amortecimento tipo DED 12 B

6 DISCUSSÃO

Os resultados apresentados permitem estabelecer uma relação causal entre o regime hídrico subsuperficial e a instabilidade do talude estudado. A galeria preexistente, com capacidade de conduzir 1,705 m³/s a velocidade de 12,651 m/s, representava uma fonte contínua de saturação no pé da encosta que nenhuma solução estrutural isolada seria capaz de neutralizar permanentemente. A retroanálise da ruptura, com FS = 1,040, confirma que o maciço operava próximo do equilíbrio limite mesmo antes dos eventos pluviométricos de maio de 2024, o que evidencia que a condição crítica não era eventual, mas crônica.

A decisão de adotar o colchão Reno como estrutura de condução final merece destaque do ponto de vista da engenharia de riscos. Em taludes que acabaram de sofrer ruptura rotacional profunda e estão em processo de acomodação pós-contenção, a adoção de canais rígidos de concreto implica risco considerável de fissuração por recalques diferenciais, com consequente perda de funcionalidade hidráulica precisamente no período em que o sistema é mais necessário. A flexibilidade do colchão Reno elimina esse risco, sendo esta uma vantagem que transcende o simples critério de resistência erosiva. A associação com a manta geotêxtil agulhada de poliéster agrega uma função adicional frequentemente subestimada em projetos de drenagem rodoviária: a proteção contra piping, mecanismo que pode deflagrar novos processos erosivos internos mesmo após a estabilização aparente do talude.

O número de Froude calculado para a entrada da bacia de amortecimento ($F_1 = 9{,}18$) merece atenção específica. Valores dessa magnitude, classificados pelo Bureau of Reclamation como associados a ressaltos violentos, resultam em forças de impacto significativas sobre o fundo e as paredes da bacia. O dimensionamento pelo método BPR, com comprimento de bacia de 6,00 metros e altura de parede de 0,80 metros, garante a contenção do ressalto e a dissipação da energia antes do lançamento no curso d'água natural, prevenindo erosão regressiva que poderia comprometer a base da cortina atirantada implantada a montante.

Cabe registrar uma limitação inerente ao dimensionamento adotado. O período de retorno de 10 anos, prescrito pelo Manual de Drenagem de Rodovias do DNIT (2006) para dispositivos de drenagem superficial em rodovias, é notoriamente conservador diante do cenário climático observado em maio de 2024, cujo acumulado mensal de 621 mm supera largamente qualquer estimativa razoável para esse período de retorno na região. A adoção desse critério normativo, portanto, deve ser acompanhada de manutenção periódica rigorosa dos dispositivos implantados, especialmente das caixas de passagem e da bacia de amortecimento, para garantir a funcionalidade do sistema diante de eventos que fujam ao espectro de projeto. Esta é uma limitação do estado da prática normativa brasileira que o presente caso ilustra com clareza e que merece reflexão pela comunidade geotécnica.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O caso apresentado demonstra que a estabilização permanente de taludes rodoviários inseridos em talvegues com presença de estruturas hidráulicas subsuperficiais depende, de forma determinante, do controle do regime hídrico interno do maciço. A identificação da galeria preexistente como fator condicionante primário da instabilidade, e não as chuvas de 2024 em si, redirecionou a estratégia de intervenção para além das soluções estruturais convencionais e evidenciou que diagnósticos geotécnicos superficiais teriam resultado em obras de contenção insuficientes ou de vida útil comprometida.

O sistema de drenagem implantado, estruturado na sequência interceptação, condução em degraus, canal de colchão Reno e bacia de amortecimento, respondeu tecnicamente a cada uma das exigências impostas pelo contexto: vazões elevadas provenientes da galeria, desníveis significativos ao longo do talude, necessidade de flexibilidade estrutural do canal em maciço recém-estabilizado e proteção do pé do talude contra erosão de descarga com número de Froude supercrítico. A solução estrutural de contenção implantada em paralelo, composta por cortina atirantada com estacas raiz e solo grampeado, atingiu fator de segurança global de 1,587 pelo método de Morgenstern-Price, atendendo ao mínimo de 1,5 exigido pela NBR 11682:2009 para rodovias de tráfego intenso. Ressalta-se, contudo, que esse resultado só é sustentável no longo prazo enquanto o sistema de drenagem mantiver sua funcionalidade plena.

Por fim, o uso de levantamento LiDAR com drone Matrice 300 RTK mostrou-se indispensável para a precisão geométrica das bacias de contribuição e das cotas de projeto em terreno de topografia complexa, contribuindo diretamente para a confiabilidade dos cálculos hidráulicos. A integração entre tecnologias de mapeamento de alta precisão, investigação geotécnica clássica e dimensionamento hidráulico criterioso constitui, no entendimento dos autores, o caminho metodológico mais robusto para o enfrentamento dos desafios crescentes impostos pela intensificação dos eventos climáticos extremos sobre a infraestrutura rodoviária brasileira.

7 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT/RS) pela autorização para publicação dos dados utilizados neste trabalho, e às equipes da FG Fundações e Geotecnica e da Moretti Engenharia Consultiva pela execução e suporte técnico às obras descritas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT — Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6484: Solo — sondagens de simples reconhecimento com SPT — método de ensaio. Rio de Janeiro, 2020.

ABNT — Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 11682: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Manual de drenagem de rodovias. 2. ed. Rio de Janeiro: IPR, 2006. (IPR. Publicação, 724).

CEMADEN — Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais. Dados de precipitação acumulada — maio de 2024. Disponível em: www.cemaden.gov.br. Acesso em: 2025.

FENDRICH, R. Chuvas intensas e drenagem urbana. Curitiba: Ed. do Autor, 2003.

SCHNAID, F. Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/70

Estabilização de Taludes Rochosos e Sistema de Drenagem Superficial em Acesso à Casa de Força de Usina Hidrelétrica

Caio Duque Estrada Amendola
Líder da Célula de Infraestrutura Civil e Energia, ALTA Geotecnia Ambiental, Rio de Janeiro, Brasil, caio.amendola@altageotecnia.com

Manuella Suellen Vieira Galindo
Dir. Operações, ALTA Geotecnia Ambiental, Rio de Janeiro, Brasil, manuella.galindo@altageotecnia.com

Alvaro Viana
Diretor-Executivo, ALTA Geotecnia Ambiental, Rio de Janeiro, Brasil, alvaro.viana@altageotecnia.com

Kadson Matheus Barreiros Gomes
Geólogo, ALTA Geotecnia Ambiental, Rio de Janeiro, Brasil, kadson.gomes@altageotecnia.com

Brunella Casagrande Brunelli Santos
Engenheira Geotécnica Jr. III, ALTA Geotecnia Ambiental, Cachoeiro de Itapemirim, Brasil, brunella.casagrande@altageotecnia.com

RESUMO: O presente trabalho descreve um estudo aplicado de estabilização de taludes predominantemente rochosos adjacentes à via de acesso à Casa de Força de uma usina hidrelétrica, incluindo o desenvolvimento de um sistema de drenagem superficial complementar ao existente. Para subsidiar as análises e definir as soluções mitigadoras, foram utilizados levantamento topográfico planialtimétrico, inspeções geológico-geotécnicas detalhadas e avaliação da rede de drenagem instalada. A partir das condições mapeadas em campo e das propriedades geotécnicas do maciço, adotaram-se soluções de contenção envolvendo solo grampeado, telas metálicas com chumbadores e cortinas de encaminhamento de blocos. Para a drenagem superficial, projetou-se um conjunto de dispositivos composto por canaletas, escadas hidráulicas e caixas de passagem, implantados na porção superior do maciço para conduzir as vazões captadas a pontos específicos de deságue. Os resultados demonstram que as soluções propostas satisfazem as verificações de projeto, em conformidade com normas técnicas brasileiras aplicáveis. Ressalta-se, por fim, a importância da execução de ensaios de arrancamento para avaliar o desempenho real das contenções e aprimorar as estimativas de valores de adesão adotados na fase de projeto.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilização de Taludes; Queda de Blocos; Telas de Alta Resistência; Solo Grampeado; Drenagem Superficial.

ABSTRACT: This paper presents an applied study on stabilization of predominantly rock slopes adjacent to an access road to a hydroelectric power plant powerhouse, including the design of a surface drainage system complementary to the existing one. To support the assessments and define mitigation measures, detailed topographic surveying, comprehensive engineering geological and geotechnical inspections, and an evaluation of the installed drainage system were carried out. Based on the field-mapped conditions and the geotechnical characteristics of the rock mass, the stabilization measures combined soil nailing, anchored high-strength wire mesh, and rockfall guiding drapery systems. Regarding surface drainage, a set of devices consisting of concrete drainage channel, stepped chutes, and junction boxes was designed and installed in the upper portion of the slope to convey the superficial water flow to predefined discharge points. The results indicate that the proposed measures meet the design verification requirements in accordance with applicable technical standards. Finally, the importance of pull-out testing is emphasized to assess the as-built performance of the anchorage systems and to refine the bond strength parameters adopted during the design stage.

KEYWORDS: Slope Stabilization; Rockfall; High-Strength Mesh; Soil Nailing; Surface Drainage.

1 INTRODUÇÃO

Taludes rochosos adjacentes a vias operacionais em empreendimentos hidrelétricos requerem soluções integradas de estabilização e drenagem, uma vez que processos de intemperismo, fraturamento e descompressão superficial favorecem instabilidades localizadas e queda de blocos. Em acessos a estruturas críticas, mesmo eventos de pequeno volume podem comprometer a segurança e a continuidade operacional.

Segundo Stacey (1968), diversos fatores devem ser considerados para análise da estabilidade de taludes em rocha, tais como: estruturas geológicas; o estado de tensões e as condições da água subterrânea; a resistência das descontinuidades e da rocha intacta; a geometria da escavação; as condições climáticas.

Este trabalho apresenta um estudo aplicado de mitigação de instabilidades predominantemente superficiais em taludes rochosos e de complementação de drenagem superficial, com foco em desempenho, construtibilidade e manutenção. A seleção das medidas foi baseada em inspeções geológico-geotécnicas e em base topográfica de alta resolução, permitindo setorização e definição de soluções por mecanismo predominante.

2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA E MECANISMOS DE INSTABILIDADE

O mapeamento geológico-geotécnico de taludes indicou relativa homogeneidade litológica ao longo dos trechos avaliados, com predominância de xistos micáceos foliados, caracterizados por foliação majoritariamente sub-horizontal e variação de coloração do cinza ao amarelado em função do grau de alteração. As inspeções contemplaram tanto as porções adjacentes às vias quanto os setores superiores dos taludes (Figuras 1 a 4).



Figura 1. Mapeamento geológico-geotécnico realizado nos taludes junto a via de acesso.



Figura 2. Mapeamento realizado nos trechos superiores dos taludes.



Figura 3. Caracterização tátil visual de rocha observada nos taludes junto a via de acesso.



Figura 4. Caracterização tátil visual de rocha observadas na porção superior dos taludes.

Embora os materiais compartilhem a mesma gênese, as diferenças de comportamento registradas decorrem principalmente de variações locais na densidade, orientação e persistência das descontinuidades, bem como no grau de intemperismo.

De modo geral, conforme apresenta pela Figura 5, observa-se rocha pouco alterada a moderadamente alterada nos trechos adjacentes às vias, com evolução para níveis mais intemperizados e presença de solo residual jovem nas porções superiores, refletindo controles estruturais e geomorfológicos locais (DEARMAN, 1974; HOEK E BRAY, 1981; WYLLIE E MAH, 2004).

Do ponto de vista de processos instabilizantes, a proximidade entre taludes rochosos e a infraestrutura de acesso, associada a perfis de solo pouco espessos, indica que a queda de blocos constitui o mecanismo de maior relevância em termos de risco à via. Assim, as soluções de estabilização foram definidas por trecho, considerando o tipo de material, o grau de alteração do maciço e o padrão de fraturamento observado.

Como implicações para projeto, conclui-se que as soluções de estabilização contemplaram, de forma integrada, trechos em rocha e em solo, uma vez que ambos ocorrem ao longo dos perfis de alteração. Intervenções em maciço rochoso são mais extensas em termos de área, dada a predominância de afloramentos e cortes rochosos junto às vias. Ainda que a litologia seja homogênea, o tratamento em rocha foi necessariamente setorizado, com ajuste trecho a trecho em função do grau de alteração do maciço e das características do arcabouço estrutural. Logo, essa interpretação direcionou a adoção de soluções de contenção superficial e passiva em rocha, complementadas por solução ativa em trechos em solo.

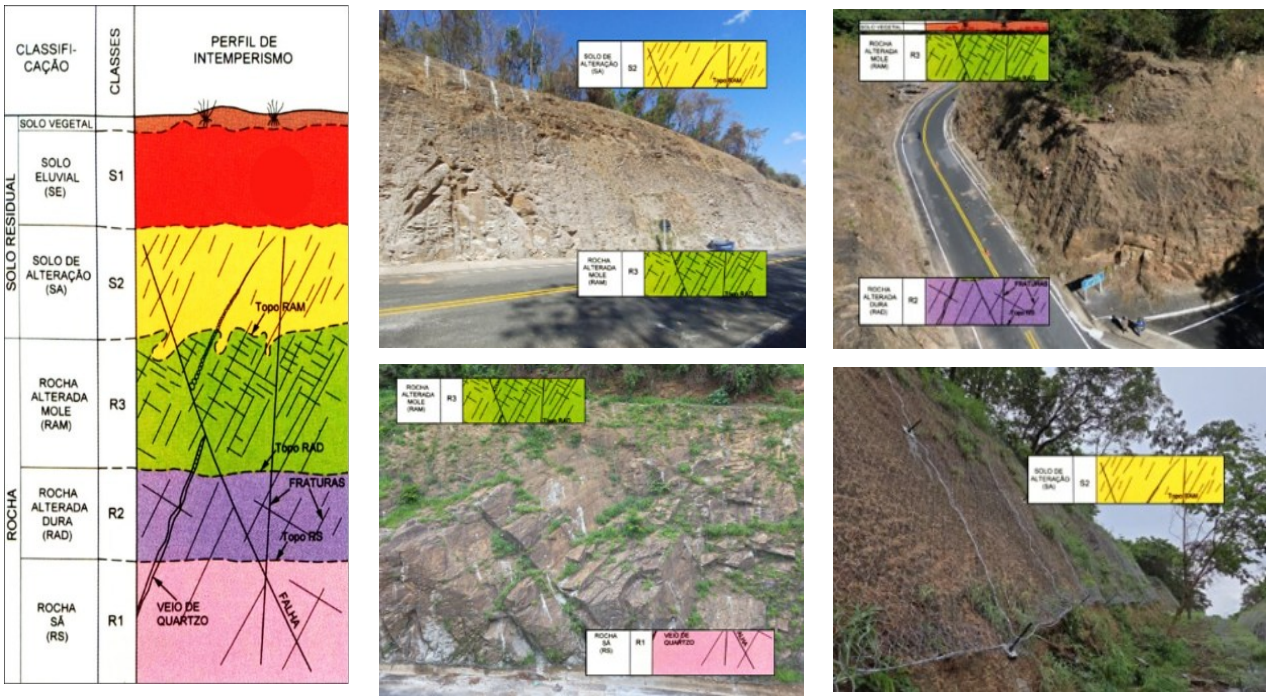


Figura 5. Classificação dos materiais observados na vistoria de acordo com o esquema de perfis de intemperismo proposto por Vaz (1996).

3 SOLUÇÕES DE ESTABILIZAÇÃO

Com base nas condições geológico-geotécnicas e na morfologia do terreno, foram definidas soluções integradas de contenção e drenagem superficial, com adaptação por trechos conforme o perfil de alteração e o grau de fraturamento do maciço. Nos setores com materiais mais intemperizados, adotou-se estabilização por solo grampeado com tratamento superficial em face vegetada associada a telas metálicas ancoradas, complementada por biomanta. Em trechos rochosos e/ou mais fraturados, priorizou-se telamento metálico ancorado e dispositivos de encaminhamento ou retenção de blocos. A drenagem superficial foi concebida para condução segura das águas pluviais, minimizando infiltração e erosão como medida complementar à estabilidade.

3.1 Solo grampeado e proteção superficial

Diante das condicionantes geológico-geotécnicas identificadas em campo, incluindo as propriedades dos materiais e os mecanismos de instabilização predominantes, adotou-se a estabilização por solo grampeado com face vegetada na bancada superior do maciço. Após a limpeza e regularização da área, o sistema foi executado por meio de perfurações no terreno, instalação de barras de aço e posterior injeção com calda de cimento, resultando em grampos com carga de trabalho especificada de 100 kN e comprimentos entre 3 e 8 m.

A premissa de desempenho do sistema está associada, de forma direta, ao comportamento na interface solo-reforço, expresso pela adesão (qs), cuja variabilidade depende de fatores executivos, como perfuração, limpeza do furo e processo de injeção, reforçando a importância do controle tecnológico por ensaios de arrancamento para verificação do desempenho em campo e calibração das hipóteses (AMENDOLA, PINTO e VIANA, 2022; PINTO, AMENDOLA e SILVA, 2024).

Para a proteção superficial, especificou-se geocomposto reforçado com malha metálica hexagonal de dupla torção, visando ao confinamento superficial, ao controle de erosão e ao suporte ao estabelecimento de cobertura vegetal. Essa solução favorece o recobrimento progressivo do talude ao longo do tempo, contribuindo para o desempenho do sistema e para a integração visual da estrutura ao ambiente, conforme indicado na Figura 6.

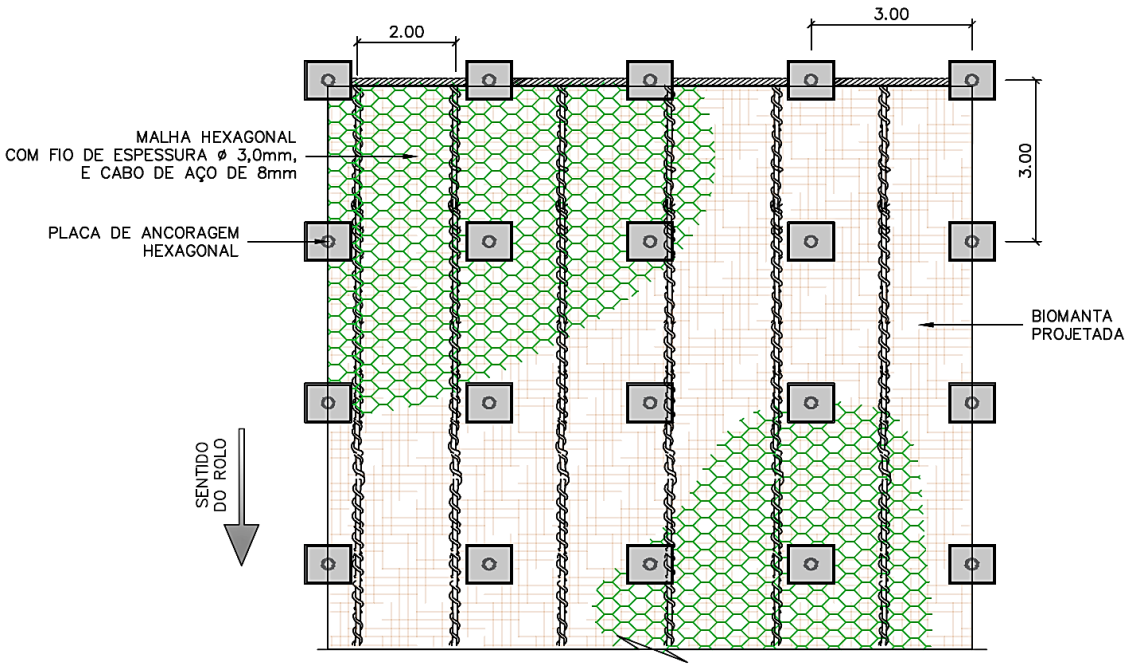


Figura 6. Esquema em vista frontal da solução de estabilização por solo grampeado com face vegetada.

3.2 Cortina de encaminhamento de blocos

Conforme a análise realizada, os riscos geotécnicos identificados associam-se predominantemente a processos de instabilização superficial e desprendimento de blocos isolados, não havendo indícios de mecanismos de ruptura global. Nesse contexto, adotou-se a cortina de encaminhamento como medida de mitigação para quedas de blocos rochosos, indicada para situações em que se espera baixa a moderada energia cinética dos fragmentos instabilizados (TURNER E SCHUSTER, 1996; WYLLIE E MAH, 2004).

O sistema tem por finalidade interceptar os blocos, controlar sua trajetória e conduzi-los ao longo da face do talude, no espaço entre a malha e o maciço rochoso, até uma zona de captação previamente definida na base do talude, adjacente à via. Ressalta-se que o desempenho do dispositivo depende de inspeções periódicas e da remoção dos blocos eventualmente acumulados atrás da cortina e na área de deposição, a fim de preservar a capacidade de encaminhamento e evitar sobrecargas localizadas.

A solução executiva empreada consiste em malha metálica fixada na crista do talude por cabos de aço e chumbadores ancorados no maciço rochoso, com espaçamento médio da ordem de 2,0 m, proporcionando o encaminhamento controlado dos blocos instabilizados, conforme apresentado na Figura 7.

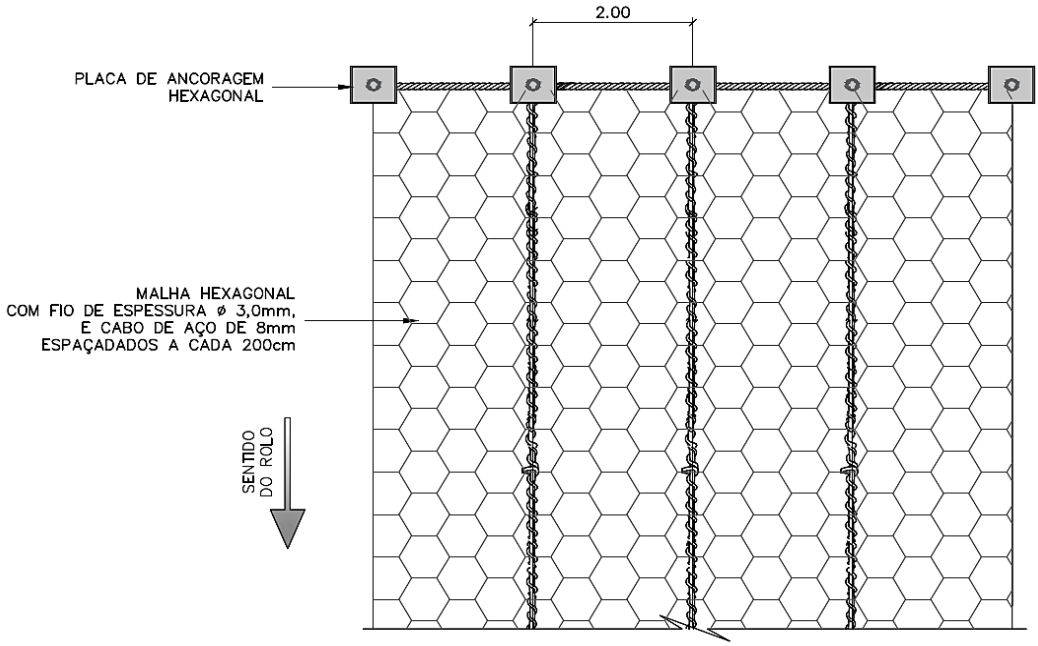


Figura 7. Esquema em vista frontal da cortina de encaminhamento de blocos rochosos.

3.3 Entelamento metálico com chumbadores

Visando-se estabilizar trechos de talude rochoso e reduzir o risco de deslocamento de blocos, adotou-se o telamento metálico ancorado por chumbadores (Figura 8). Trata-se de um sistema de contenção passiva, cujo mecanismo de atuação baseia-se no confinamento e na retenção de blocos potencialmente mobilizáveis por desplacamento e instabilizações superficiais, limitando sua projeção e mantendo-os aderidos à face do maciço.

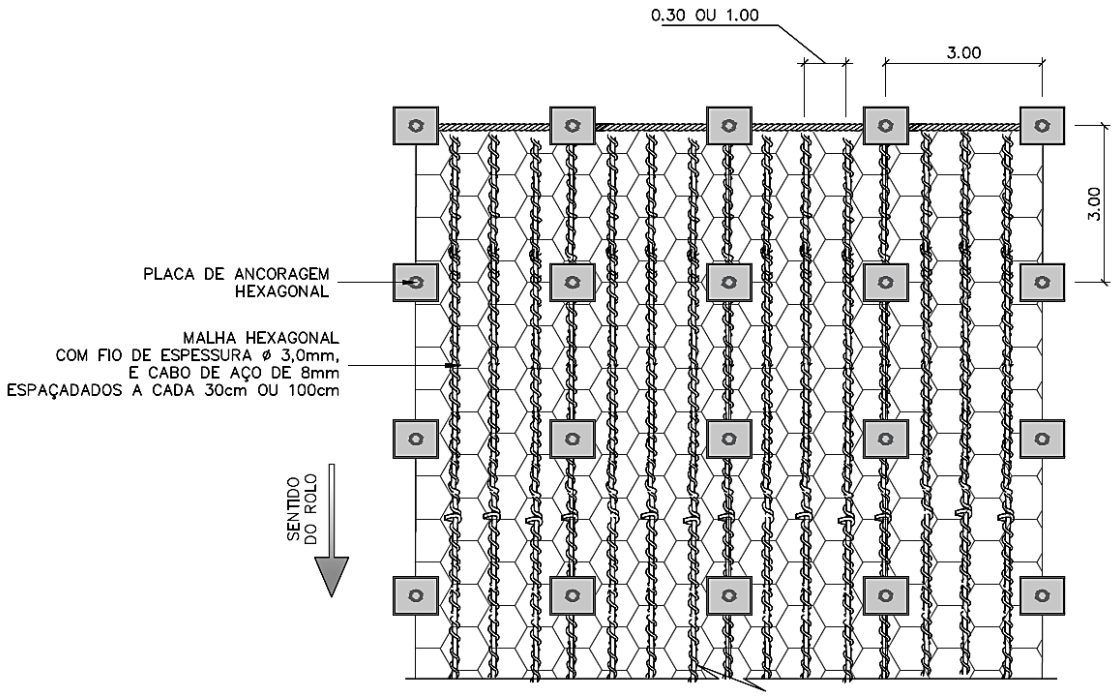


Figura 8. Esquema em vista frontal do sistema de entelamento metálico ancorado por chumbadores.

O sistema é composto por telas metálicas de alta resistência fixadas ao maciço por chumbadores ancorados, com comprimentos típicos variando entre 2 e 6 m, associados a placas de ancoragem para adequada distribuição de tensões no paramento. As junções das telas e o perímetro da área tratada são delimitados e reforçados por cabos de contorno devidamente ancorados, assegurando a continuidade estrutural do conjunto e a transferência eficiente de esforços ao maciço rochoso.

As distâncias entre os cabos de aço foram condicionadas às variações nas características das rochas, principalmente nas variações na densidade das descontinuidades e no grau de intemperismo que ocorrem localmente, coforme apresentado na Figura 9.

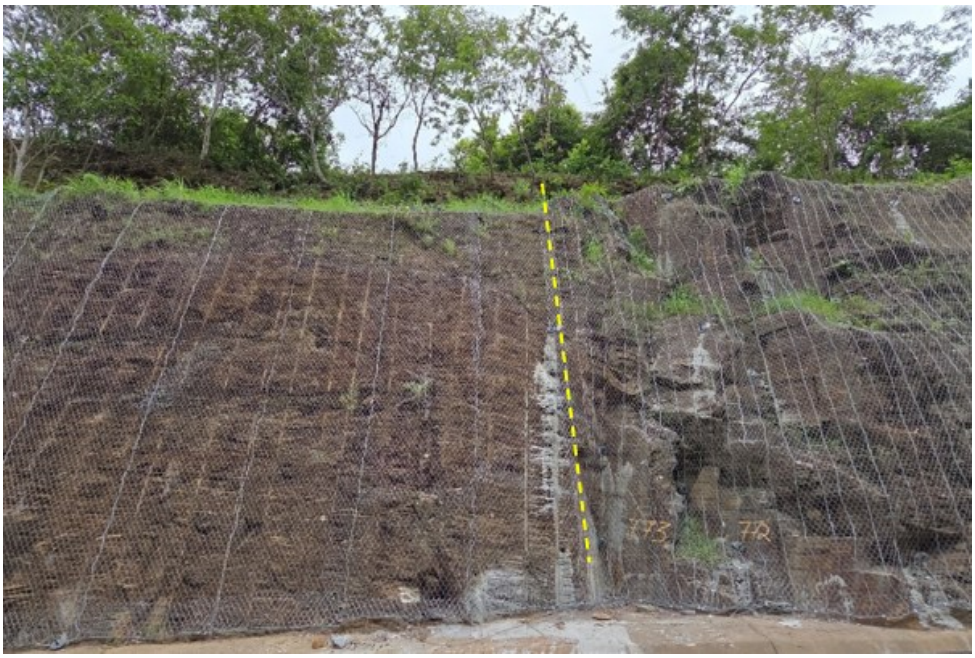


Figura 9. Destaque para trecho com diferença de densidade de descontinuidades, com maior fraturamento observada no trecho à direita em relação ao trecho à esquerda.

4 SISTEMA DE DRENAGEM SUPERFICIAL

O sistema de drenagem superficial é composto por dispositivos em concreto armado, incluindo canaletas retangulares, caixas de passagem e descidas hidráulicas em degraus, dimensionados para tempo de recorrência de 10 anos. Os elementos foram implantados com o objetivo de disciplinar o escoamento pluvial (DNIT, 2006).

O empreendimento apresenta um trecho crítico quanto à declividade, com extensão horizontal aproximada de 43 m e desnível da ordem de 18 m. Para mitigar essa condição, adotou-se um sistema não convencional de descidas d'água em seção retangular, interligadas por caixas de passagem e por canaletas providas de camada de material pétreo fixada à base, com o objetivo de aumentar a rugosidade do escoamento (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**).

Executou-se na base das canaletas uma camada de pedra de mão irregular, com dimensões típicas entre 15 e 20 cm, com fixação em concreto (fck ≥ 20 MPa) e recobrimento em concreto com espessura de 10 cm. O uso dessa camada visou elevar a rugosidade da canaleta, aumentando o coeficiente de Manning, típico de estruturas em concreto, de 0,022 para 0,024, conforme critérios usuais de dimensionamento e verificação hidráulica de canais revestidos.

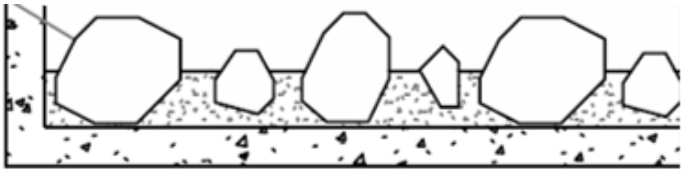


Figura 10. Croqui esquemático da fixação da camada de pedra de mão na base das canaletas.

5 CONCLUSÕES

O estudo evidenciou que a integração entre sistemas de contenção e drenagem superficial é determinante para o desempenho, a segurança operacional e a durabilidade de taludes em maciços heterogêneos. A setorização do maciço, baseada na caracterização geológico-geotécnica e na identificação do mecanismo instabilizante dominante, possibilitou a seleção racional de soluções, combinando medidas passivas em trechos rochosos para mitigação de quedas de blocos com soluções ativas em setores em solo, resultando em melhor adequação técnica e otimização das intervenções. De forma complementar, o sistema de drenagem superficial mostrou-se essencial para o disciplinamento do escoamento pluvial, redução de processos erosivos e preservação do desempenho global das obras.

Como recomendações, destaca-se a necessidade de controle tecnológico sistemático, com ensaios de arrancamento em chumbadores e grampos para verificação do desempenho em campo e eventual calibração de parâmetros de aderência uma vez que são determinantes na concepção e validação de estruturas grampeadas. Recomenda-se, ainda, a implementação de um plano de inspeções periódicas e manutenção preventiva do sistema de drenagem, contemplando limpeza de canaletas e caixas, remoção de materiais acumulados e vistorias pós-eventos pluviométricos, de modo a assegurar a continuidade hidráulica e minimizar riscos de degradação e instabilidades localizadas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à ALTA Geotecnia Ambiental pela confiança depositada e pela disponibilização dos recursos necessários para a elaboração deste artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Amendola, C. D. E.; Pinto, J. P. C.; Viana, A. F. (2022) Resistência ao arrancamento de tirantes e microestacas em solo residual e gnaisse da Suíte Rio de Janeiro. In: Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - VIII COBRAE, Recife, Brasil. *Anais...* ABMS. Volume único.

Dearman, W.R. (1974) Weathering classification in the characterization of rock for engineering purposes. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, 9, p. 33–42.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2006). Manual de Drenagem de Rodovias (Publicação IPR 724). Rio de Janeiro: IPR/DNIT. Disponível em: https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-manuais/vigentes/724_manual_drenagem_rodovias.pdf. Acesso em: 24 fev. 2026.

Hoek, E.; Bray, J. W. (1981) *Rock Slope Engineering,* 3rd ed. Institution of Mining and Metallurgy, London, UK.

Pinto, J. P. C.; Amendola, C. D. E.; Silva, T. P. (2024) Resistência ao arrancamento de grampos executados em solo mobilizado e solo residual no município de Duque de Caxias-RJ. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – XXI COBRAMSEG 2024, Balneário Camboriú, Brasil. *Anais...* ABMS. Volume único.

Stacey, T. R. (1968) *Stability of Rock Slopes in Open Pit Mines*. National Mechanical Engineering Research Institute, Council for Scientific and Industrial Research - CSIR. Report MEG 737, Pretoria, South Africa.

Turner, A.K.; Schuster, R.L. (eds.) (1996) *Rockfall: characterization and control.* Washington, DC: Transportation Research Board, National Research Council. (Special Report 247).

Vaz, L. F. (1996) Classificação Genética dos Solos e dos Horizontes de Alteração de Rocha em Regiões Tropicais. *Solos e Rochas*, 19 (2), p.117-136.

Wyllie, D. C.; Mah, C. W. (2004) *Rock Slope Engineering: Civil and Mining*, 4th ed., Spon Press, London, UK, 431 p.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/71

ESTABILIZAÇÃO DE UM CANAL DE ADUÇÃO POR MEIO DE UMA SOLUÇÃO COM TERRAMESH SYSTEM®

Isabelle Pipper
Geóloga, G5 Engenharia, Curitiba, Brasil, ipr@g5engenharia.com.br

Isabela Grossi da Silva
Engenheira civil, G5 Engenharia, Curitiba, Brasil, igs@g5engenharia.com.br

Milena Arruda Silva
Geóloga, G5 Engenharia, Curitiba, Brasil, mas@g5engenharia.com.br

Joaquim Duarte
Engenheiro civil, G5 Engenharia, Curitiba, Brasil, jd@g5engenharia.com.br

RESUMO: Este trabalho tem como objetivo apresentar o desenvolvimento e a verificação geotécnica de uma contenção em solo reforçado associado à geogrelhas de alta resistência para estabilização da margem da direita hidráulica do canal de adução de uma PCH no estado de Santa Catarina, cuja instabilidade representava risco à operação. Foram realizadas as verificações de estabilidade externa, incluindo capacidade de carga da fundação, tombamento, deslizamento e análise de estabilidade global da estrutura. Adicionalmente, foram avaliadas as verificações internas, analisando a estabilidade quanto à ruptura do elemento de reforço e à ruptura do sistema do solo reforçado. As análises foram realizadas por meio de métodos de equilíbrio limite e softwares especializados (Slide2 e Macstars 4.0). As análises abrangeram diferentes cenários: final de construção, operação e condição excepcional. As definições de geometria foram realizadas com base na topografia objetivando a melhor utilização dos recursos. As geogrelhas empregadas na solução foram do tipo WG40 e WG30, com tração longitudinal última de 400 e 300, respectivamente, ambas com 12 m de comprimento. Visando recompor a geometria do canal e atingir a elevação necessária da margem direita do canal, foi considerado um aterro com inclinação de 1V:1,5H e 5,4 m de altura apoiado na região superior da contenção. Para as análises globais, obteve-se FS de 1,59 para final de construção, 1,55 para operação e 1,36 para cenário excepcional. A partir dos resultados obtidos, a solução demonstrou desempenho satisfatório frente às solicitações atuantes e aos critérios normativos, garantindo estabilidade global e integridade funcional da estrutura.

PALAVRAS-CHAVE: Solo Reforçado; Terramesh System®; Geogrelhas; Estabilidade de Taludes; Contenção; Canal de Adução.

ABSTRACT: This study aims to present the development and geotechnical verification of a reinforced soil retaining structure associated with high-strength geogrids for stabilizing the hydraulic right bank of the intake channel of a small hydroelectric power plant in the state of Santa Catarina, whose instability represented a risk to operation. External stability verifications were performed, including foundation bearing capacity, overturning, sliding, and global stability analysis of the structure. Additionally, internal verifications were evaluated, analyzing the stability regarding the rupture of the reinforcement element and the rupture of the reinforced soil system. The analyses were performed using limit equilibrium methods and specialized software (Slide2 and Macstars 4.0). The analyses covered different scenarios: end of construction, operation, and exceptional conditions. The geometry definitions were based on the topography aiming at the best use of resources. The geogrids adopted in the solution were WG40 and WG30, with ultimate longitudinal tensile strengths of 400 kN/m and 300 kN/m, respectively, both with a length of 12 m. To restore the original canal geometry and achieve the required elevation, a fill with a slope inclination of 1V:1.5H and a height of 5.4 m supported on the upper portion of the retaining structure was considered. Global stability analyses resulted in factors of safety (FS) of 1.59 for the end-of-construction condition, 1.55 for the operational condition, and 1.36 for the exceptional scenario. Based on the obtained results, the proposed solution demonstrated satisfactory

performance under the acting loads and in accordance with the applicable design criteria, ensuring the global stability and functional integrity of the structure.

KEYWORDS: Reinforced Soil; Terramesh System®; Geogrids; Slope Stability; Retaining Wall; Water Intake Channel.

1 INTRODUÇÃO

Este trabalho apresenta o desenvolvimento e a verificação interna e externa da contenção de solo reforçado do tipo Terramesh System® associado à geogrelhas de alta resistência para estabilização de um trecho de 50 m da margem direita de um canal de adução revestido com manta PEAD de uma PCH no estado de Santa Catarina.

O canal de adução, construído em meia encosta, apresenta desde o início de operação, histórico de instabilidades. Em dezembro de 2022, devido às chuvas intensas, ocorreram diversos deslizamentos ao longo de toda extensão do canal, sendo que o deslizamento de maior proporção é objeto de estudo.

O sistema do solo reforçado é composto por painéis de malha metálica de dupla torção que formam a face do muro e painéis horizontais da malha se estendem para dentro do aterro, e funcionam como reforço. A face é geralmente é revestida por gabião e as caixas podem ter entre 0,5 a 1 m de altura. Referente às geogrelhas, podem ser de poliéster ou polietileno de alta densidade, dispostas horizontalmente em camadas no interior do aterro com espaçamento entre si para complementar os reforços metálicos.

A contenção estudada busca viabilidade construtiva, eficiência estrutural, baixo impacto hidráulico e ambiental. A verificação da condição de segurança com relação aos possíveis cenários e carregamentos durante a implantação e operação do empreendimento tem o objetivo de assegurar a segurança da estrutura considerando situações diversas durante sua vida útil.

2 METODOLOGIA UTILIZADA NAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE

2.1 Análise de estabilidade externa

A análise de estabilidade externa tem como objetivo verificar a segurança global da estrutura frente às ações que possam comprometer seu desempenho ao longo da vida útil.

2.1.1 Estabilidade Global

As análises de estabilidade global foram realizadas no *software Slide2*, da Rocscience®. A teoria utilizada foi a do Equilíbrio Limite, a qual considera o solo como um material rígido e indeformável, com resistência ao cisalhamento representada pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb em termos de tensões efetivas (Equação 1) que utiliza os parâmetros de resistência compostos por coesão, ângulo de atrito e peso específico como valores de entrada. Para esta análise, adotou-se a base de cálculo de Spencer.

$$\tau = \sigma' \tan \varphi' + c' \quad (1)$$

Em que:

τ = tensão cisalhante (kPa); σ' = tensão normal efetiva (kPa); φ' = ângulo de atrito efetivo (°); c' = intercepto coesivo efetivo (kPa).

2.1.2 Capacidade de carga da fundação, tombamento e deslizamento

A avaliação da estabilidade da estrutura de contenção de solo reforçado com geogrelhas e face metálica frente ao tombamento, deslizamento da base e capacidade de carga da fundação foi realizada por meio do *software Macstar 4.0*, desenvolvido pela empresa Maccaferri®. Quanto as verificações de estabilidade realizadas neste programa, também é utilizado o Método do Equilíbrio Limite sendo a base de cálculo de Bishop.

2.2 Análise de estabilidade interna

A análise de estabilidade interna tem como objetivo verificar a capacidade da estrutura reforçada em resistir às solicitações atuantes, assegurando que os elementos de reforço estejam devidamente dimensionados para manter o equilíbrio interno da estrutura.

A NBR 16920-1:2021 preconiza que a resistência à tração longitudinal última (T_{ULTMD}) das geogrelhas deve ser minorada através da divisão resultante do produto dos fatores de redução para se determinar a resistência de projeto a longo prazo (LTDS) do material. A norma define os fatores de redução a serem considerados em efeitos de fluência (RF_{CR}), de danos mecânicos durante a instalação (RF_{ID}) e de degradação ambiental (RF_D). Estes fatores consideram as incertezas inerentes à fabricação, transporte, armazenamento e instalação, garantindo que os valores adotados em projeto representem uma estimativa segura da resistência efetiva que poderá ser mobilizada na estrutura de solo reforçado. A Tabela 1 apresenta os valores considerados para obtenção da resistência de projeto a longo prazo (LTDS) dos materiais utilizados no projeto.

Tabela 1. Elementos de reforço e obtenção de sua resistência de projeto a longo prazo.

Geogrelha	T_{ULTMD} (kN/m)	RF_{CR}	RF_{ID}	RF_D	LTDS (kN/m)
WG 300®	300	1,63	1,12	1,05	156,5
WG 400®	400	1,63	1,12	1,05	208,7

Fonte: Maccaferri (2010)

A avaliação da estabilidade interna de cada bloco da estrutura de contenção foi realizada por meio do *software Macstar 4.0.*

2.2.1 Análise de Estabilidade à Ruptura do Elemento de Reforço

A análise de estabilidade à ruptura por tração tem como objetivo verificar se a resistência última do reforço é suficiente para suportar os esforços de tração impostos pela estrutura do aterro e pelas sobrecargas consideradas, sendo que quando a força solicitante no reforço excede sua resistência disponível à tração, ocasiona a falha do elemento por cisalhamento das fibras.

A verificação consiste na comparação entre a tensão de tração máxima solicitante ($T_{máx}$) e a resistência à tração de cálculo disponível do reforço ($T_{disponível}$) para cada camada da geogrelha. A Equação 2 apresenta a equação adotada para determinação do $T_{máx}$:

$$T_{máx} = (\sigma' \cdot Ka - 2 \cdot c' \cdot (Ka)^{0,5}) \cdot (z_n - z_{n-1}) \quad (2)$$

Em que:

$T_{máx}$= tensão máxima solicitante no reforço (kN); σ' = tensão efetiva normal ao reforço (kPa); Ka = coeficiente de empuxo ativo (adimensional); c'= coesão efetiva do solo do aterro (kPa); z_n = profundidade da camada "n" (m).

2.2.2. Análise de Estabilidade ao Arrancamento

A análise de estabilidade ao arrancamento tem por finalidade assegurar que o comprimento de reforço situado além da superfície potencial de ruptura seja suficiente para resistir aos esforços de tração transmitidos pelo maciço de solo. O mecanismo de arrancamento ocorre quando o reforço é deslocado por não dispor de comprimento ancorado capaz de mobilizar resistência por atrito solo-geogrelha.

Para esta verificação, o comprimento total de inclusão é dividido em duas etapas, o comprimento de ancoragem, inserido na zona resistente (Le) e o comprimento inserido na zona ativa (Lr). O comprimento Lr pode ser obtido através da seguinte equação 4:

$$Lr = (H - z) \cdot \left[tan\left(45° - \frac{\theta}{2}\right) - tg(\beta)\right] \quad (4)$$

Em que:

H = altura da estrutura (m); z = profundidade da camada analisada, medida a partir do topo da estrutura (m); θ = ângulo de atrito interno do solo do aterro (°); β = inclinação do talude em relação à horizontal (°).

O comprimento Le é encontrado estimando-se o fator de segurança a ser considerado no cálculo, conforme a equação 5:

$$Le = \frac{S_v . \sigma h . FS}{2 . (\gamma . z . \tan(\delta))} \quad (5)$$

Em que:

Sv = espaçamento vertical entre reforços (m); γ = peso específico do solo que compõe o aterro reforçado (kN/m³); z = profundidade da camada analisada, medida a partir do topo da estrutura (m); δ = coeficiente de atrito entre o solo e a inclusão (°); σh = tensão total horizontal na profundidade considerada (kPa).

Sendo que a tensão total horizontal pode ser calculada conforme a equação 6:

$$\sigma h = (K_a . \gamma . z) + (K_a . q) \quad (6)$$

Em que:

Ka = coeficiente de empuxo ativo (adimensional); γ = peso específico do solo que compõe o aterro reforçado (kN/m³); z = profundidade da camada analisada, medida a partir do topo da estrutura (m); q = sobrecarga (kN/m).

Por fim, o empuxo ativo foi calculado com a fórmula 7, conforme a Teoria de Rankine de 1857.

$$Ka = tg^2\left(45° - \frac{\theta}{2}\right) \quad (7)$$

Em que:

θ = ângulo de atrito interno que compõe o aterro reforçado;

2.3 Estratigrafia e Parâmetros Geotécnicos Adotados

O perfil geológico-geotécnico da seção foi definido com base nos resultados das sondagens realizadas próxima ao talude analisado. Com relação ao lençol freático, não foi encontrado nível de água nas sondagens. O canal de adução é revestido com manta PEAD, dessa forma, também não há nível d'água no talude em condições adequada de operação.

Os parâmetros de resistência adotados para os materiais presentes na estratigrafia foram definidos com base nas sondagens realizadas na região e retroanálise de uma ruptura ocorrida próximo da região de estudo. Os parâmetros utilizados nas análises de estabilidade são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Parâmetros de Resistencia Adotados.

Material Geotécnico	γ (kN/m³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Aterro	18	10	30
Solo residual maduro	17	10	25
Solo residual jovem	18	20	30
Saprólito	18	25	32
Rocha sã granítica	27	500	50

2.4 Fatores de Segurança Mínimos

A norma brasileira NBR 11682:2009 apresenta os requisitos a serem atendidos para estabilidade de encostas e de taludes. Para o fator de segurança mínimo de ruptura interna ou global deve-se avaliar o nível de

segurança contra perdas de vidas humanas e danos materiais e ambientais. Para a situação do empreendimento, o nível contra vida humana foi adotado como alto devido à população a jusante do canal de adução e, contra danos materiais e ambientais foi adotado alto, resultando, assim, em um fator de segurança mínimo de 1,50.

A NBR 16920-1:2021 estabelece os fatores de segurança mínimos a serem atendidos para aterros em solos reforçados. O fator de segurança mínimo para a verificação de segurança referente ao tombamento e a capacidade de carga da fundação é igual a 2,00 e, para as condições de deslizamento da base, ruptura estrutural e arrancamento do reforço é igual a 1,50.

Com relação à situação de condição provisória, o fator de segurança mínimo foi de 1,30, de acordo com Eletrobrás (2003), que também foi o valor mínimo considerado para a condição excepcional.

2.5 Características da solução empregada

As definições de geometria foram realizadas com base na topografia objetivando a melhor utilização dos recursos. Os blocos se referem a distinção de altura do segmento do sistema de reforço e para análise de estabilidade interna, essa divisão é unicamente didática, o muro de contenção se comporta como uma estrutura monolítica.

Os blocos 1 e 2 possuem 3,0 m, o bloco 3 possui 2,5 m e os blocos 4 e 5 possuem 4,0 m de altura. Todos com inclinação da face de 2º. O Terramesh System® possui 4,0 metros de comprimento e 2,0 m de largura, sendo que para os blocos 1 ao 3 a altura é da caixa é de 0,5 m e para os blocos 4 e 5 é 1,0 m. O comprimento definido das geogrelhas foi de 12 m. Para o bloco 1, foi considerada a geogrelha WG40® com espaçamento vertical de 0,5 m. Para os demais blocos a WG30®, com espaçamento de 1,0 m, com exceção do bloco 2, com espaçamento de 0,5 m. Por tanto, a contenção resultou em 16,5 m de altura.

Visando recompor a geometria do canal e atingir a elevação necessária da margem direita do canal, foi considerado um aterro com inclinação de 1V:1,5H e 5,4 m de altura apoiado na região superior da contenção.

3 RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE

3.1 Resultados da Estabilidade Interna

A Tabela 3 apresenta resultados obtidos nas análises de estabilidade à ruptura dos elementos de reforço. Observa-se que os fatores de segurança à ruptura obtidos atenderam os requisitos mínimos (FS≥1,5) para todas as camadas, confirmando que os elementos de reforço especificados para cada camada apresentam capacidade resistente suficiente para suportar as solicitações atuantes.

Tabela 3. Análise de estabilidade interna quanto à ruptura dos elementos de reforço

Camada	Espaçamento s (m)	Profundidade z (m)	σv estático (kN/m)	$T_{máx}$ (kN/m)	Geogrelha adotada	$T_{disponível}$ (kN/m)	FS à ruptura da geogrelha
1	1,00	1,00	128,00	31,12	WG 300	156,50	5,03
2	1,00	2,00	146,00	37,12	WG 300	156,50	4,22
3	1,00	3,00	164,00	43,12	WG 300	156,50	3,63
4	1,00	4,00	182,00	49,12	WG 300	156,50	3,19
5	1,00	5,00	200,00	55,12	WG 300	156,50	2,84
6	1,00	6,00	218,00	61,12	WG 300	156,50	2,56
7	1,00	7,00	236,00	67,12	WG 300	156,50	2,33
8	1,00	8,00	254,00	73,12	WG 300	156,50	2,14
9	0,50	8,50	263,00	38,06	WG 300	156,50	4,11
10	1,00	9,50	281,00	82,12	WG 300	156,50	1,91
11	1,00	10,50	299,00	88,12	WG 300	156,50	1,78
12	0,50	11,00	308,00	45,56	WG 300	156,50	3,44
13	0,50	11,50	317,00	47,06	WG 300	156,50	3,33
14	0,50	12,00	326,00	48,56	WG 300	156,50	3,22
15	0,50	12,50	335,00	50,06	WG 300	156,50	3,13
16	0,50	13,00	344,00	51,56	WG 300	156,50	3,04
17	0,50	13,50	353,00	53,06	WG 300	156,50	2,95
18	0,50	14,00	362,00	54,56	WG 400	208,67	3,82
19	0,50	14,50	371,00	56,06	WG 400	208,67	3,72
20	0,50	15,00	380,00	57,56	WG 400	208,67	3,63
21	0,50	15,50	389,00	59,06	WG 400	208,67	3,53
22	0,50	16,00	398,00	60,56	WG 400	208,67	3,45
23	0,50	16,50	407,00	62,06	WG 400	208,67	3,36

Os resultados obtidos nas verificações de estabilidade à ruptura do sistema de solo reforçado para os blocos 01 a 05 estão apresentados na Figura 1. Observa-se que os fatores de segurança à ruptura interna obtidos atenderam o fator de segurança mínimo de 1,5 para cada bloco analisado, sendo FS de 2,26, 2,25, 2,00, 2,15 e 2,18 respectivamente.

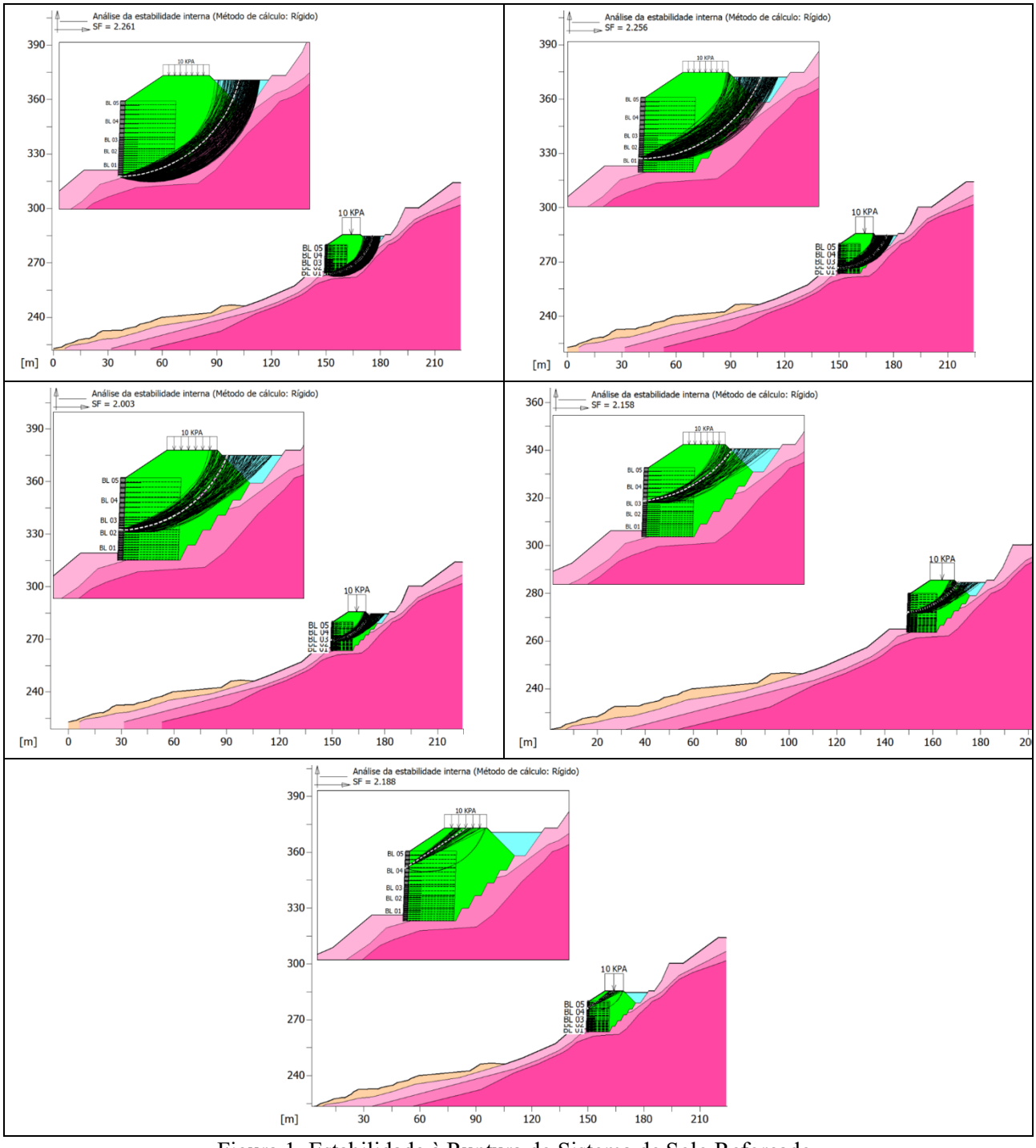


Figura 1. Estabilidade à Ruptura do Sistema de Solo Reforçado.

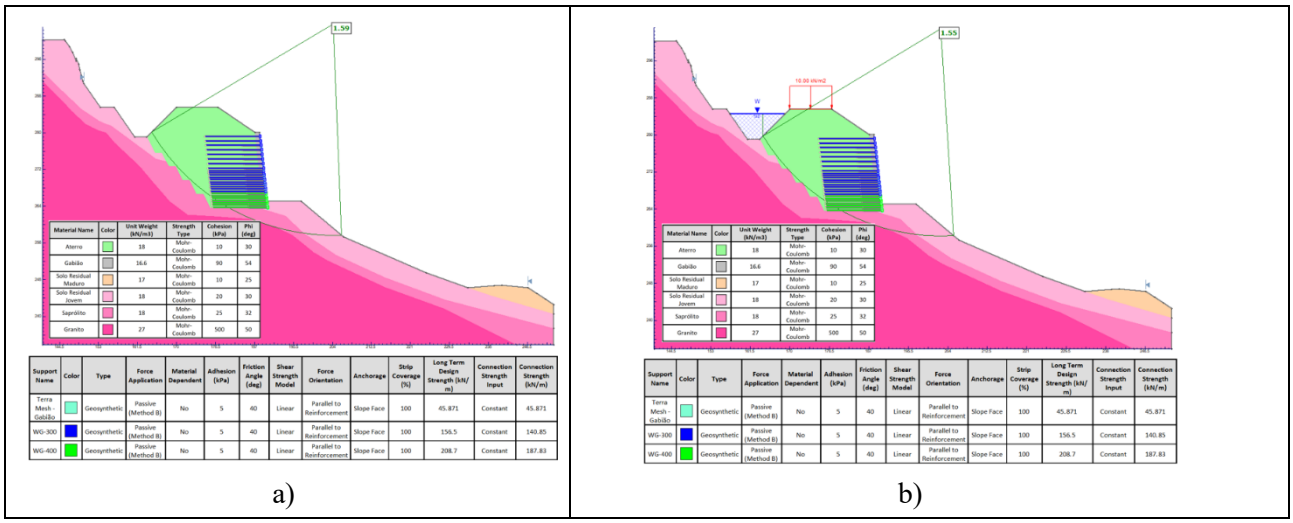
Em relação a análise de estabilidade do reforço quanto ao arrancamento, obtida pela interação solo-reforço, apresentados na Tabela 4**Erro! Fonte de referência não encontrada.**, conclui-se que o reforço está estável em toda sua profundidade, pois a resistência ao arrancamento é superior à tensão máxima atuante nos esforços.

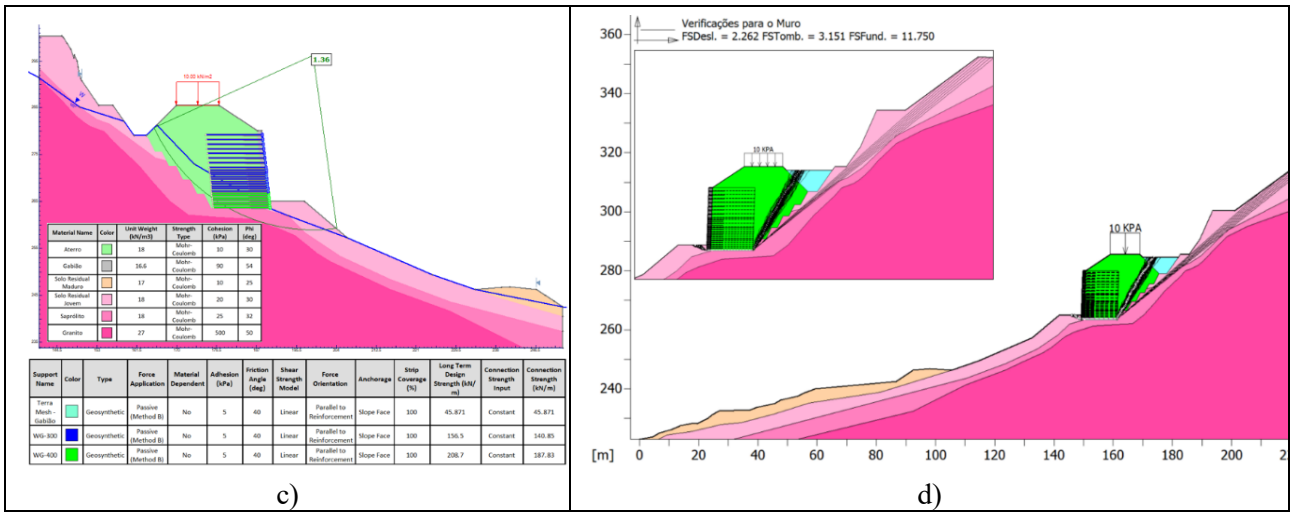
Tabela 4. Análises de estabilidade interna quanto ao arrancamento elementos de reforço

H (m)	reforço	z (m)	Beta (°)	Ø' (°)	Lr (m)	q (kPa)	Ka [tg²(45-Ø/2)]	σh	peso específico (kN/m³)	δ (°)	Sv (m)	FS	Le necessário para FS = 1,5 (m)	Lt necessário para FS = 1,5 (m)	Lt definido (m)	Le definido (m)	FS para L=12
	1,00	1,00			7,32			42,67		22,50	1,00		4,29	11,61	12,00	4,68	1,64
	2,00	2,00			6,85			48,67		22,50	1,00		2,45	9,30	12,00	5,15	3,16
	3,00	3,00			6,38			54,67		22,50	1,00		1,83	8,21	12,00	5,62	4,60
	4,00	4,00			5,90			60,67		22,50	1,00		1,53	7,43	12,00	6,10	5,99
	5,00	5,00			5,43			66,67		22,50	1,00		1,34	6,77	12,00	6,57	7,35
	6,00	6,00			4,96			72,67		22,50	1,00		1,22	6,18	12,00	7,04	8,67
	7,00	7,00			4,49			78,67		22,50	1,00		1,13	5,62	12,00	7,51	9,97
	8,00	8,00			4,01			84,67		22,50	1,00		1,06	5,08	12,00	7,99	11,25
	9,00	8,50			3,78			87,67		22,50	0,50		0,52	4,30	12,00	8,22	23,77
	10,00	9,50			3,31			93,67		22,50	1,00		0,99	4,30	12,00	8,69	13,15
	11,00	10,50			2,83			99,67		22,50	1,00		0,95	3,79	12,00	9,17	14,40
16,50	12,00	11,00	6,00	30,00	2,60	110,00	0,33	102,67	18,00	22,50	0,50	1,50	0,47	3,07	12,00	9,40	30,04
	13,00	11,50			2,36			105,67		22,50	0,50		0,46	2,82	12,00	9,64	31,29
	14,00	12,00			2,13			108,67		22,50	0,50		0,46	2,58	12,00	9,87	32,52
	15,00	12,50			1,89			111,67		22,50	0,50		0,45	2,34	12,00	10,11	33,75
	16,00	13,00			1,65			114,67		22,50	0,50		0,44	2,10	12,00	10,35	34,99
	17,00	13,50			1,42			117,67		22,50	0,50		0,44	1,86	12,00	10,58	36,21
	18,00	14,00			1,18			120,67		22,50	0,50		0,43	1,61	12,00	10,82	37,44
	19,00	14,50			0,94			123,67		22,50	0,50		0,43	1,37	12,00	11,06	38,66
	20,00	15,00			0,71			126,67		22,50	0,50		0,42	1,13	12,00	11,29	39,88
	21,00	15,50			0,47			129,67		22,50	0,50		0,42	0,89	12,00	11,53	41,10
	22,00	16,00			0,24			132,67		22,50	0,50		0,42	0,65	12,00	11,76	42,31
	23,00	16,50			0,00			135,67		22,50	0,50		0,41	0,41	12,00	12,00	43,53

3.2 Resultados da Estabilidade Externa

A Figura 2 apresenta a análise de estabilidade global do talude do com o tratamento de estabilização proposto. Para a condição de final de construção (Figura 2a), com o canal ainda vazio, o fator de segurança obtido foi de 1,59, maior que o mínimo requerido de 1,3. Para a condição de operação, considerando o enchimento do canal e a carga de 10 kPa no aterro referente ao tráfego de veículos pequenos, o FS foi de 1,55 (Figura 2b). Para a condição excepcional, considerando rompimento da manta PEAD do canal e falha do sistema de drenagem interna da estrutura, assim, com a presença de água no talude e considerando ainda a carga aplicada no acesso, obteve-se FS de 1,36 (Figura 2c) acima do mínimo adotado que para esse caso é de 1,3. Para a condição de operação (Figura 2d), obteve-se FS deslizamento de 2,26, para tombamento um FS de 3,15 e capacidade da fundação FS de 11,75, todos acima do fator de segurança mínimo requerido pela norma.





c) d)

Figura 2: Resultado análise de estabilidade externa: a) Condição provisória final de construção; b) Condição de operação; c) Condição de excepcional; d) Deslizamento, tombamento e capacidade da fundação

4 CONCLUSÕES

Para restabelecer a estabilidade e garantir a integridade da margem, visando superar a alta declividade do terreno, adotou-se uma solução de contenção em solo reforçado do tipo Terramesh System® associado a geogrelhas de alta resistência, combinando materiais geotécnicos compactados de forma controlada com elementos manufaturados de reforço e revestimento metálico.

Os cálculos de dimensionamento e das análises de estabilidade realizadas demonstram que a solução adotada apresenta desempenho satisfatório frente aos requisitos normativos e às condições geotécnicas e hidráulicas locais.

As verificações contemplaram as análises de estabilidade global, interna e externa, considerando os diferentes cenários de atuação. O primeiro cenário de final de construção da contenção, com o canal de adução ainda vazio. O segundo cenário foi referente a operação normal da usina, considerando o nível de água normal do canal e o carregamento dos veículos de operação no aterro acima da contenção. E por fim, o cenário de condição excepcional, considerando a ruptura da manta PEAD do canal e a saturação parcial do aterro. Em todas as situações avaliadas, os fatores de segurança obtidos foram superiores aos valores mínimos recomendados pelas normas ABNT NBR 11682:2009, ABNT NBR 16920-1:2021 e pelas diretrizes da Eletrobrás (2003), assegurando a estabilidade e funcionalidade da estrutura durante sua vida útil.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a G5 Engenharia pela possibilidade de realização deste estudo e a Maccaferri® pelo apoio.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2009). NBR 11682. Estabilidade de encostas.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2021). NBR 11902. Estabilidade de encostas.

Eletrobrás (2003). Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas, 2ª edição.

Maccaferri (2010). Catálogo MacGrid® WG. Características técnicas.

Maccaferri. Critério Gerais para Projetos, Especificações e Aplicações de Geossintéticos Manual Técnico.

Macstars 4.0 (2000). *Stability Analysis of Reinforced Slopes*. Guia para Elaboração de Projetos.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/72

Estabilização do Aterro do km 63 da Rodovia Fernão Dias

Werner Bilfinger
Engenheiro, Vecttor Projetos Ltda., São Paulo, Brasil, werner@vecttor.com.br

Danielle Mie Kawamura
Engenheira, Vecttor Projetos Ltda., São Paulo, Brasil, danielle@vecttor.com.br

Bruno Szpigel Dzialoszynski
Engenheiro, Vecttor Projetos Ltda., São Paulo, Brasil, bruno@vecttor.com.br

Clara Naoko Takaki
Engenheira, Vecttor Projetos Ltda., São Paulo, Brasil, clara@vecttor.com.br

RESUMO: O artigo apresenta o caso de obra de estabilização de contenção e talude em aterro construídos na altura do km 63/SP da duplicação da Rodovia Fernão Dias, na região de Mairiporã. A obra original incluía cortina atirantada em maciço de aterro em seção de meia encosta que, após alguns anos, mostrou sinais de movimentação, e levou à implantação de um reforço, com tirantes adicionais, terraplenagem e fundação em estacas tipo raiz. Novos sinais de movimentação levaram à implementação de medidas de estabilização emergenciais, incluindo rebaixamento do lençol freático com poços profundos, e o desenvolvimento e implementação de solução de estabilização robusta. O artigo apresenta a evolução do modelo geológico-geotécnico, resultados das campanhas de investigação, das retroanálises realizadas e a solução de estabilização implantada com sucesso. Inclui resultados de instrumentação, com marcos superficiais, indicadores de nível de água, piezômetros e inclinômetros.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de Taludes; Contenção; Cortina atirantada; Aterro.

ABSTRACT: The paper presents a case study of a retaining structure and embankment slope stabilization project carried out at km 63 of Highway SP-063 (Fernão Dias Highway), in the Mairiporã region. The original works included an embankment and an anchored retaining structure which, after a few years, showed signs of movement, leading to the implementation of a reinforcement intervention with additional anchors and root pile foundations. Further signs of movement subsequently required the implementation of emergency stabilization measures, including groundwater lowering using deep wells, as well as the development and construction of a robust stabilization solution. The paper describes the evolution of the geological–geotechnical model, the results of the site investigation campaigns and back-analyses performed, and the stabilization solution successfully implemented. It also includes monitoring results including superficial displacements, water level indicators, piezometers, and inclinometers.

KEYWORDS: Slope Stability; Retaining structure; Anchored retaining structure; Embankment.

1. INTRODUÇÃO

Este artigo apresenta o histórico da obra de estabilização do km 63 da Rodovia Fernão Dias, próximo a Mairiporã, São Paulo. Desde a duplicação da rodovia, finalizada em 2002, o local vinha sofrendo movimentações significativas, tendo sido objeto de obras de reforço da contenção inicialmente construída no local. Novas movimentações levaram à necessidade de obras de emergência, para evitar a interrupção da rodovia, e implantação de solução definitiva mais robusta. O artigo apresenta o histórico do local, a evolução do modelo geológico-geotécnico, resultados das campanhas de investigação, das retroanálises realizadas e a solução de estabilização implantada. Incluem-se também resultados de instrumentação, com marcos superficiais, indicadores de nível de água, piezômetros e inclinômetros.

2. HISTÓRICO DO LOCAL

Em 1961 a rodovia foi inaugurada em pista simples. De 1990 a 2002 a rodovia foi duplicada, mantendo-se em grande parte o traçado. A duplicação foi realizada através de aumento de cortes e aterros. Na região da instabilização ora discutida a duplicação envolveu a implantação de uma cortina atirantada.

No período chuvoso de 2009/2010 foi observada a ocorrência de trincas e movimentações na pista, além de deformações na cortina atirantada (ver Figura 1(a)), levando à implantação de instrumentação, realização de investigações geotécnicas e ao desenvolvimento de projeto de reforço da cortina atirantada, implantado entre 2012 e 2013, que incluiu tirantes adicionais e reforço da fundação do paramento em estaca raiz, apoiadas em rocha / solo de alteração. Também foi executado reaterro com bermas intermediárias e instalados drenos horizontais profundos (DHPs) ao longo do talude de jusante.

Após alguns anos de operação, foram detectadas novas movimentações, ilustradas na Figura 1(b); o mapeamento de trincas associado é ilustrado na Figura 2. As movimentações levaram à realização de medidas emergenciais no período chuvoso de 2016/2017, incluindo rebaixamento emergencial do lençol freático com poços profundos e instalação de DHPs longos no pé do talude, adequação da drenagem superficial, realização de testes e alívio em alguns tirantes na cortina atirantada e instalação de instrumentação adicional. Em paralelo foi realizada campanha de investigações complementar através de sondagens mistas.



(a) (b)

Figura 1 – Fotografias do histórico de movimentações. (a) Foto de trincas na pista em maio de 2010. (b) Foto da base da contenção 09/2016, notar “descolamento” da canaleta.

As investigações adicionais e o monitoramento realizados nesse período apoiaram o diagnóstico da instabilização, a concepção do projeto e as obras de estabilização descritas neste artigo, que foram implantadas entre 2018 e 2019.

3. GEOLOGIA LOCAL E EVOLUÇÃO DO CONHECIMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

O subsolo do local da obra consiste de aterros sobrepostos a um perfil de alteração de solo de alteração de granito milonitizado. Localmente foi identificado colúvio e aluvião entre o aterro e o solo de alteração, principalmente na porção mais central do talude. Regionalmente, a obra se localiza na encosta da margem direita do rio Juqueri na borda de corpo de Granito Mairiporã, com ocorrência de falhamento paralelo ao rio Juqueri (CPRM, 2019).

Ao longo do histórico descrito de movimentações e instabilizações, foram realizadas algumas campanhas de investigação geológico-geotécnicas, resumidas na Figura 2, que também apresenta o mapeamento de trincas e instabilizações superficiais em 2016/2017.

Baseado nas campanhas de investigação foi possível estabelecer um modelo geológico-geotécnico do local, ilustrado em seção transversal na Figura 3. A figura também ilustra o diagnóstico e a retroanálise da instabilização discutidos adiante.

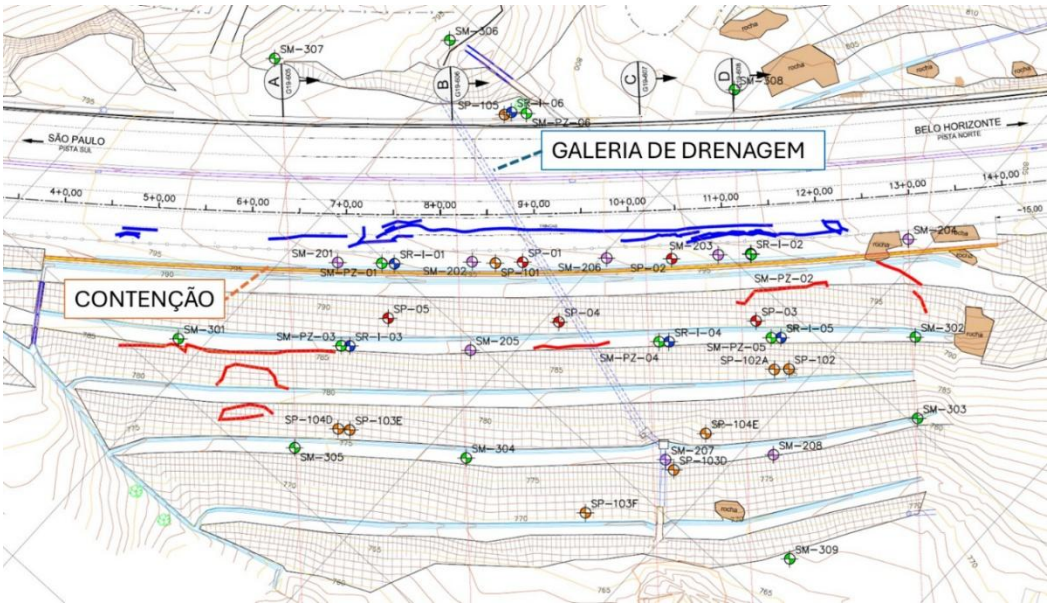


Figura 2 – Locação das investigações geológico-geotécnicas e mapeamento de trincas (azul) e escorregamentos superficiais (vermelho) em 2016/2017.

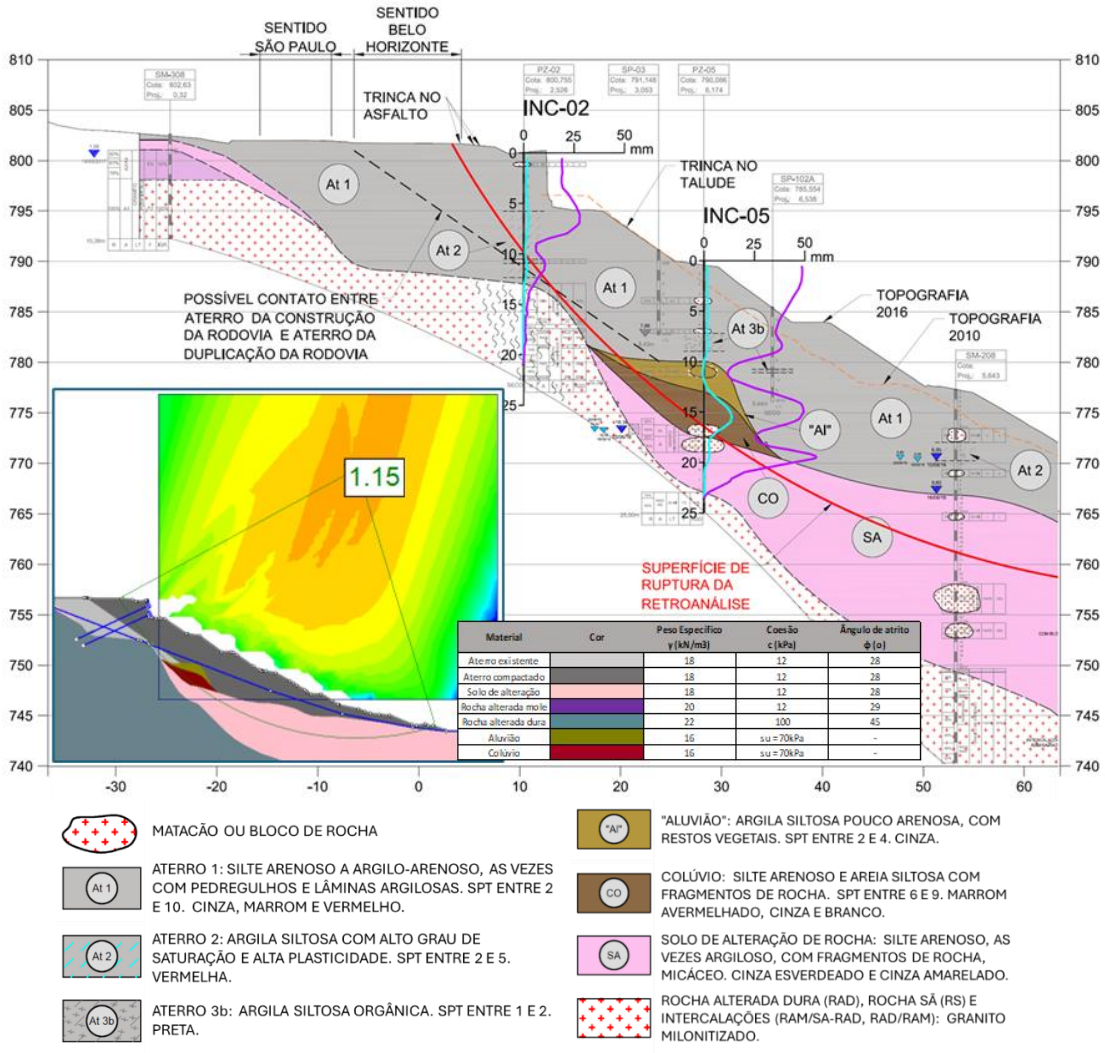


Figura 3 – Seção geológico-geotécnica típica e interpretação de superfície de ruptura segundo leituras de 2 inclinômetros (a montante e a jusante da contenção existente) e retroanálise.

O aterro existente foi construído em diversas épocas e etapas, com diversos tipos de controle e material, mostrando variabilidade de natureza e compacidade. O material predominante é um silte argilo-arenoso / areno-argiloso, com índices N_{SPT} de 2 a 10. Contudo, foram identificadas zonas com pedregulhos e zonas maiores de aterro em argila de alta plasticidade, e, localmente, até argila orgânica muito mole. Os aterros estão apoiados diretamente sobre a rocha do embasamento ou em solo residual. Também identificou-se, localmente, colúvio e aluviões associados a um antigo talvegue local, sobre o qual o aterro foi construído.

As investigações e avaliações realizadas indicaram que o fluxo d'água no maciço ocorre de forma complexa, condicionada por caminhos e direções preferenciais de percolação associados a estruturas geológicas e a heterogeneidades do aterro.

A posição do topo rochoso de granito milonitizado é variável, chegando a 6m de desnível entre sondagens distantes 3m, em possível associação a estruturas geológicas, bem como processos de alteração particulares. De forma semelhante, os índices N_{SPT} medidos no solo de alteração não mostram tendência sistemática de crescimento com a profundidade, chegando a ocorrer trechos onde foi atingido impenetrável sucedidos por trechos com baixos índices N_{SPT}.

Ocorre a presença de matacões de dimensão variável, de decímetros, até ~5m, tanto no corpo de aterro – provavelmente lançados sem controle durante sua execução – quanto no solo de alteração.

Perdas d'água em sondagens e consumos de material de pré-filtro em poços emergenciais indicaram a provável presença de vazios no contato do solo de alteração com o topo rochoso, e nas "bordas" dos matacões. Tais vazios foram interpretados como associados a caminhos preferenciais de fluxo, com energia suficiente para transportar material.

4. DIAGNÓSTICO DOS MECANISMOS DE INSTABILIZAÇÃO

A Figura 3 ilustra a interpretação das deformações em seção geológico-geotécnica representativa, com base em leituras de dois inclinômetros, um a montante e outro a jusante da contenção existente; no canto inferior é apresentado exemplo de uma das retroanálises realizadas, para a mesma seção.

O mecanismo de instabilização se manifestou em superfície como movimentações na cortina atirantada existente, na canaleta no pé da cortina, bem como trincas na pista e no talude. As trincas na pista se distribuíam de forma praticamente contínua na pista, a montante da cortina atirantada existente, (ver Figura 2) sugerindo uma movimentação global, de maior proporção. As trincas no talude apresentavam distribuição heterogênea e descontínua, sugerindo movimentações locais, ou secundárias.

Como ilustrado na Figura 3, a jusante da contenção observavam-se oscilações ao longo do perfil de deslocamentos ao longo da profundidade do INC-5 em padrão pouco usual, e diferente do INC-2. O inclinômetro INC-5 apresentava pouco embutimento em rocha (em "material indeslocável"), dificultando a sua interpretação. Considerando o modelo geológico e o conjunto dos instrumentos, interpretou-se região de concentração de deslocamentos a profundidades de cerca de 19m. A região na qual foram identificados deslocamentos não se limitou aos aterros existentes, mas também envolveu o solo residual subjacente.

Com base em tais avaliações foi inferida uma geometria potencial para a superfície de escorregamento da instabilização. Foram realizadas retroanálise a partir de análises de equilíbrio limite com auxílio do software Slide 6 (Rocscience, 2026), buscando reproduzir superfície de escorregamento compatível com tal cinemática. Como a instabilidade se caracterizou por movimentações progressivas e não por ruína completa, foi assumido que o fator de segurança do talude estaria entre 1,0 e 1,2. As análises de estabilidade foram realizadas considerando superfícies potenciais de ruptura circulares e não circulares, utilizando o método de Spencer, para diversas seções geológico-geotécnicas (na Figura 3 é ilustrado um exemplo).

5. SOLUÇÃO DE ESTABILIZAÇÃO

Devido às significativas complexidades associadas ao maciço instabilizado, foi concebida uma solução que buscou cobrir as incertezas e possíveis mecanismos existentes de forma robusta, incluindo a introdução de elementos ativos de reforço próximos à crista, remoção de massa ativa do talude por terraplenagem, rebaixamento / controle do nível d'água com drenagem profunda, injeções com calda de cimento, e melhorias na drenagem superficial, conforme ilustrado na Figura 4.

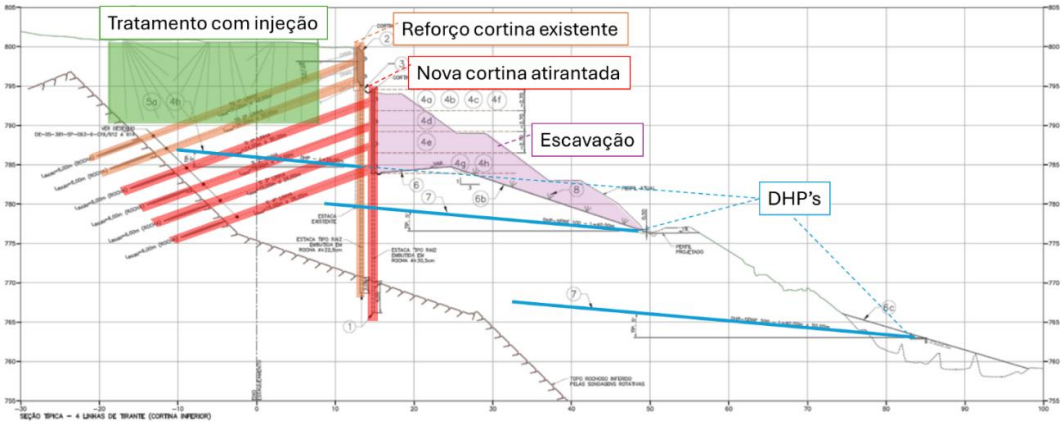


Figura 4 – Seção típica esquemática da solução de estabilização implantada.

A solução de contenção incluiu o reforço da cortina atirantada existente – Cortina Superior - com 2 linhas de tirantes, integrados por meio de contrafortes e novas fundações em estaca raiz embutidas em rocha. Foi implementada uma nova cortina atirantada – Cortina Inferior - com 8m a 10m de altura e 3 a 4 linhas de tirantes, com cargas entre 650kN e 850kN, respectivamente, com espaçamento de cerca de 2,5m na horizontal.

A Cortina Inferior foi implementada em escavação próxima ao pé da Cortina Superior, viabilizando a terraplenagem para redução da massa ativa do talude. A fundação desta cortina consiste também de estacas raiz embutidas em rocha. A Figura 5 apresenta fotos da obra e contenção finalizada.



(a) (b)

Figura 5 – Fotos da contenção. (a) Cortina Superior com reforço com contrafortes em execução e (b) Contenção finalizada, incluindo Cortina Superior e Cortina Inferior.

Também foi reforçado o sistema de drenagem profunda, com instalação e recuperação de DHPs nas cortinas e ao longo do talude. Os DHPs foram instalados com comprimentos de 25m até 50m, e após os trabalhos de injeção descritos adiante, para garantir sua integridade. Complementarmente, foram implementadas melhorias na drenagem superficial, com recuperação de dispositivos existentes e implantação de novas descidas hidráulicas e caixas de dissipação.

Como ação complementar, foi executado tratamento com injeções de calda de cimento sob toda a pista de rolamento, para o preenchimento de vazios existentes / eventualmente existentes no subsolo sob rodovia, visando mitigar riscos de subsidências e recalques. As injeções foram realizadas em 2 fases, com um total de 10m de profundidade. A 1ª fase foi executada nos 5m superiores, com pressão máxima equivalente ao peso próprio da coluna. A 2ª fase foi executada de baixo para cima, com pressão máxima definida por furos exploratórios. A execução das injeções foi realizada com controle de volume e pressão, além de inspeção de DHPs, talude e de galeria de drenagem em tubo ARMCO revestido existente no local.

O efeito estabilizante da solução no talude foi verificado com base em análises e estabilidade por equilíbrio limite segundo superfícies críticas locais e globais. Os fatores de segurança mínimos foram definidos

de forma específica para diferentes superfícies críticas em função de envolverem a pista de rolamento, ou moradias a jusante do talude, com base na norma NBR 11682 (ABNT, 2009).

Foram realizadas análises de período construtivo considerando as contribuições do rebaixamento emergencial com poços de bombeamento. Para as análises da condição definitiva / de longo prazo tal contribuição foi desprezada, e foi levado em conta apenas o efeito dos DHPs. A Figura 6 exemplifica os resultados obtidos, para uma das análises realizadas, na mesma seção da retroanálise ilustrada na Figura 3

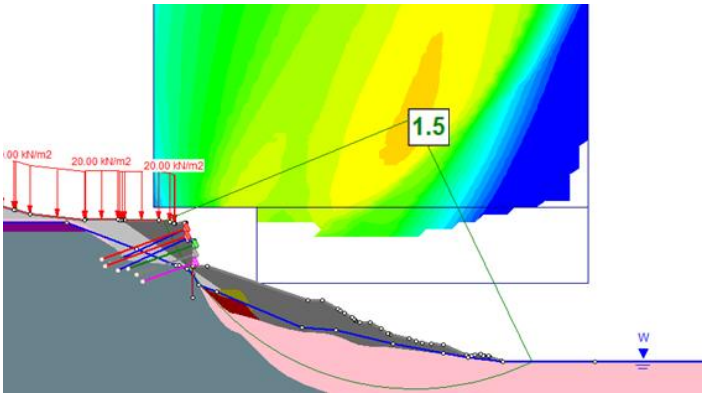


Figura 6 – Exemplo de análise de estabilidade para verificação do projeto.

Os comprimentos de ancoragem dos tirantes em solo foram estimados com base em Habib (1989) e Dias e Yassuda (1996), e em rocha com base em prescrições da NBR 5629 (ABNT, 2006), vigente à época. Os comprimentos foram posteriormente confirmados pelos ensaios de recebimento.

As fundações da cortina em estaca raiz embutida em rocha foram dimensionadas utilizando metodologias de cálculo de estacas em rocha conforme metodologia proposta na AASHTO (2002) e atendendo a NBR 6122 (ABNT, 2010). Face às incertezas associadas ao maciço rochoso local, foi considerada apenas a contribuição do atrito lateral em rocha para a capacidade de carga, desprezando a ponta e o atrito em solo.

6. INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO

A Figura 7 apresenta a locação da instrumentação comentada e de DHPs com vazão monitorada. A instrumentação completa da contenção foi omitida para facilitar a visualização dos instrumentos ora discutidos.

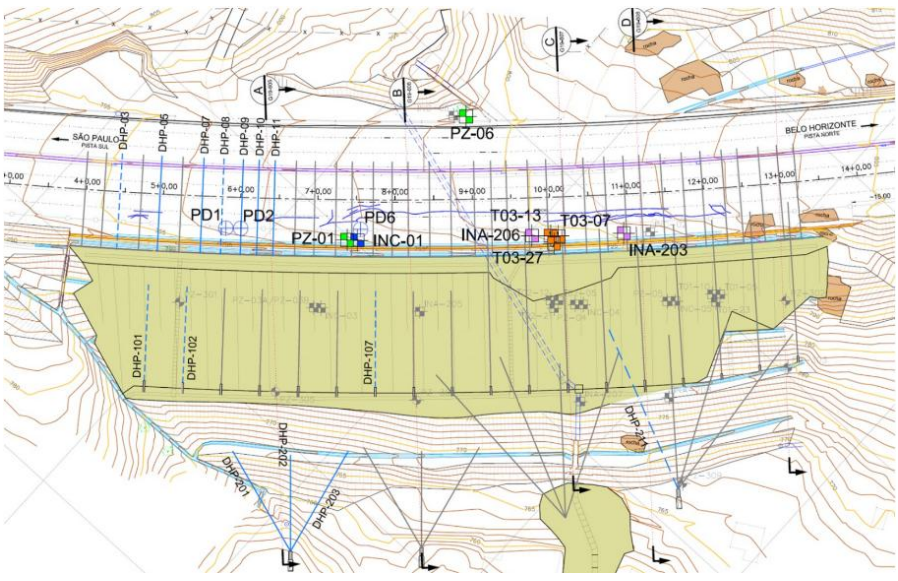


Figura 7 – Locação da instrumentação comentada e de DHPs com vazão monitorada sobre implantação.

A instrumentação no período emergencial e pré-obra, antes da execução do(s) reforço(s) propriamente dito consistiu em inclinômetros, tassômetros, pinos e marcos superficiais, indicadores de nível d'água e piezômetros. A Figura 8 mostra leituras de tassômetros, piezômetro e indicadores de nível d'água antes da execução das obras do reforço propriamente dito.

Conforme ilustrado, com relação ao período de ações emergenciais, nota-se que a instrumentação mostrou durante o período chuvoso (01/2017) uma indicação de deslocamentos abruptos, da qual interpretou-se que os DHPs longos e poços drenantes ("poços de infiltração para camadas profundas drenantes") executados não foram suficientes para a redução da velocidade de deslocamentos, sendo então definidos poços de rebaixamento com bombas a montante de todo o talude. Os poços iniciaram sua operação em 30/01/2017, para enfrentar o período chuvoso. Essa ação foi primordial para a manutenção da operação da rodovia em meia pista (Pista Norte). Cabe observar que ao menos nos piezômetros instalados, o rebaixamento promovido pelos poços instalados não foi detectado de forma significativa em escala localizada, mas o monitoramento de deslocamentos ao longo do tempo indicou eficácia nas ações de drenagem profundas realizadas em nível global, reforçando a interpretação de uma hidrogeologia complexa.

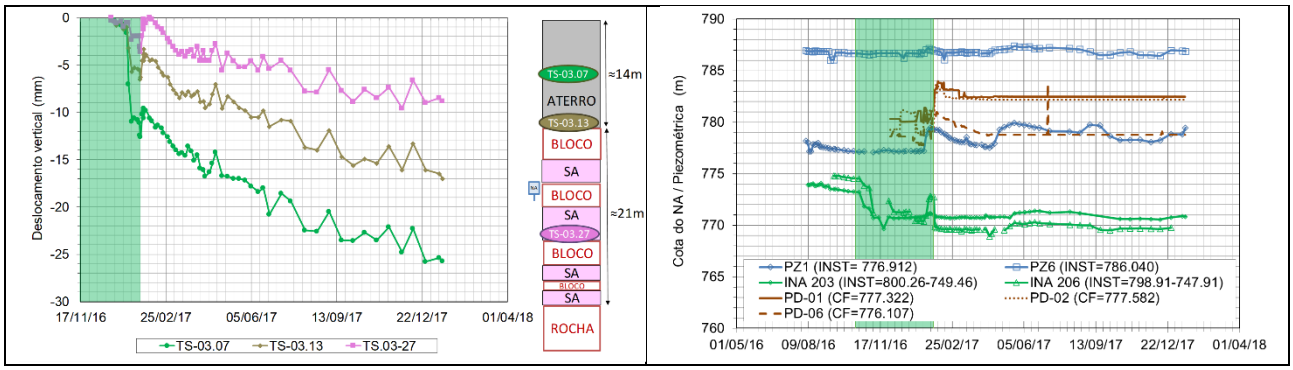


Figura 8 – Leituras de tassômetros e piezômetros / indicadores de nível d'água a montante da cortina superior. Período de implementação das ações emergenciais destacado em verde.

Referente ao período pós-obras, na Figura 9 apresentam-se o histórico de leitura do inclinômetro INC-1, remanescente dos instrumentos instalados antes das obras, em 2016, e na Figura 10 apresenta-se o histórico das leituras de vazão dos DHPs, iniciadas após o desligamento dos poços de bombeamento no final de setembro de 2019. Nota-se no controle das vazões resposta frente aos períodos chuvosos associada a DHPs localizados do lado esquerdo da contenção, em cotas mais baixas do greide da via em comparação ao lado direito.

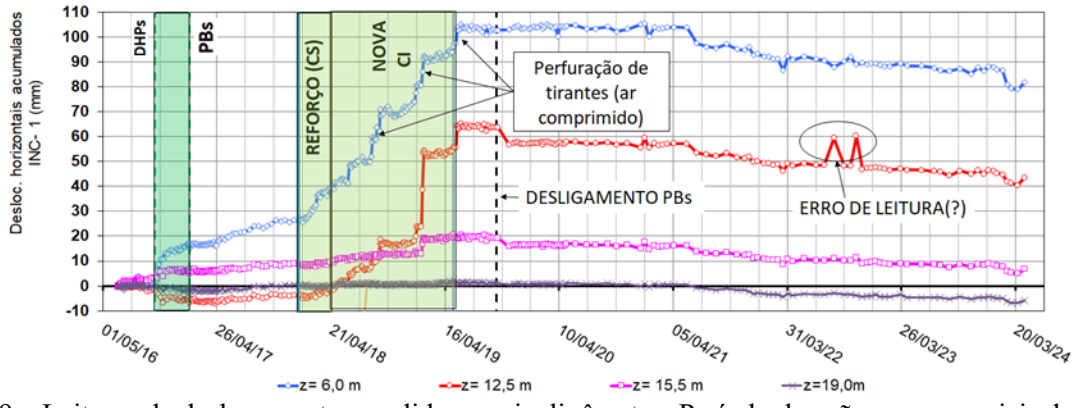


Figura 9 – Leituras de deslocamentos medidos por inclinômetro. Período de ações emergenciais destacado em verde escuro e período de reforço da Cortina Inferior e implantação da Cortina Superior em verde claro. Notar aceleração de deslocamentos durante perfuração de tirantes próximos.

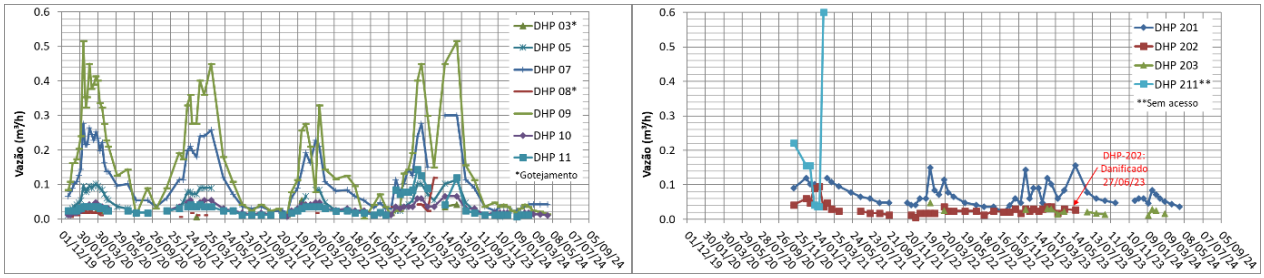


Figura 10 – Monitoramento de vazões dos DHPs no período pós-obras.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A instrumentação desde o início do evento serviu de balizamento para a concepção do projeto de reforço, apontando para a necessidade de implementação de solução robusta na região da instabilidade observada. O período de acompanhamento durante e após a execução do reforço projetado ratifica a integridade das estruturas projetadas e a complexidade do subsolo e da hidrogeologia local na interface dos aterros antigos e solos naturais, no trecho superior do talude/contenção.

Inspeções periódicas e operações de manutenção dos taludes, incluindo manutenções no sistema de monitoramento e nos dispositivos de drenagem instalados, evitando perdas no histórico de leituras, mostraram-se de grande valia para acompanhamento, tomada de decisão e garantia de vida útil da obra, reiterando a importância deste tipo de ação.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Arteris Autopista Fernão Dias, em especial ao Eng. Sergio Asakawa (in memoriam), pelo apoio e pela possibilidade de publicação deste trabalho. Agradecem, também, aos Professores Luiz Guilherme de Mello e Claudio M. Wolle pelo incentivo à sua elaboração. Finalmente, agradecem à equipe técnica da Vecttor Projetos pelo apoio prestado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (2006): *NBR 5629 – Execução de tirantes ancorados no terreno.* Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT (2010). *NBR 6022 – Projeto e execução de fundações.* Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT (2009). *NBR 11682 – Estabilidade de encostas*. Associação Brasileira de Normas Técnicas.

AASHTO (2002). *Standard Specifications for Highway Bridges*, 17th ed.. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D.C.

CPRM (2019). *Mapa Geológico Integrado da Região Metropolitana de São Paulo Escala 1:250.000*. Acessado em 18/01/2026. https://rigeo.sgb.gov.br/bitstream/doc/21373/11/mapa_geologico_rmsp.pdf

HABIB, P (1989). *Recommendations for the design, calculation construction and monitoring of ground anchorages.* A. A. Balkema, Rotterdam. 1989

Rocscience (2026). *Documentation and Theory Overview*. Acessado em 01/02/2026. https://www.rocscience.com/help/slide2/overview

YASSUDA, C. T.; DIAS, P. H. V. 1996, *Fundações Teoria e Prática, Capítulo 17 – Tirantes*, Editora Pini, 1ª edição, pp. 603 a 640.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/73

Estudo Comparativo entre Equilíbrio Limite e Tensão Deformação em Estrutura de Contenção do Tipo Terramesh

Gabriel Mendes Cabral
Engenheiro Civil, TBretas, Belo Horizonte, Brasil, gabriel@tbretas.com

Ariadne Martins da Silva
Engenheira Geotécnica, TBretas, Belo Horizonte, Brasil, ariadne@tbretas.com

Thiago Cruz Bretas
Engenheiro Civil, TBretas, Belo Horizonte, Brasil, tbretas@tbretas.com

Thiago Ribeiro Dib
Engenheiro Civil, TBretas, Belo Horizonte, Brasil, thiago.dib@tbretas.com

Isabele Altoé Bissoli
Engenheira Civil, Ausenco, Belo Horizonte, Brasil, altoeisabele@gmail.com

Zharry Bueno
Estudante, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, zharryrb@gmail.com

RESUMO: As estruturas de contenção feitas com solo reforçado, como o sistema Terramesh, são bastante utilizadas em projetos geotécnicos. Isso se deve à sua alta resistência, ao bom controle de deformações e à sua viabilidade em ambientes com condições limitadas. Apesar de parecerem simples, com camadas de aterro reforçadas por geogrelhas/tela metálica e envolvidas por faces em gabião, o desempenho desse sistema depende muito da interação entre o solo e o reforço, além da maneira como é construído. Durante a construção, o aterro é colocado em camadas, as geogrelhas/tela metálica são encaixadas, e o solo é compactado em cada etapa, o que ajuda a aumentar a rigidez e a redistribuir tensões à medida que a obra avança. No entanto, as análises de estabilidade dessas estruturas ainda costumam ser feitas apenas com métodos de equilíbrio limite, que medem a segurança com base em possíveis superfícies de ruptura e em um fator de segurança geral, sem levar em conta o histórico de carga ou como as deformações evoluem durante a execução. Diante disso, este trabalho apresenta uma comparação entre os métodos de equilíbrio limite e de tensão-deformação aplicados a uma estrutura de contenção em Terramesh. Os resultados indicam diferenças significativas na previsão de deslocamentos e na redistribuição de tensões, mostrando que considerar o processo construtivo pode levar a uma avaliação mais precisa do comportamento e da estabilidade da estrutura.
PALAVRAS-CHAVE: Solo reforçado; Terramesh; Equilíbrio limite; Tensão-deformação.

ABSTRACT: Containment structures built with reinforced soil, such as the Terramesh system, are widely used in geotechnical projects due to their high resistance, good deformation control, and feasibility in environments with limited conditions. Although they appear simple, consisting of soil layers reinforced with geogrids and enclosed by gabion facing, the performance of this system strongly depends on the interaction between the soil and the reinforcement, as well as on the construction procedure. During construction, the fill is placed in layers, the geogrids are installed, and the soil is compacted at each stage, which helps increase stiffness and redistribute stresses as the structure is built. However, the stability analyses of these structures are still commonly performed using limit equilibrium methods, which evaluate safety based on potential failure surfaces and an overall factor of safety, without considering the loading history or how deformations evolve during construction. In this context, this study presents a comparison between limit equilibrium and stress–strain methods applied to a Terramesh retaining structure. The results indicate significant differences in the prediction of displacements and in the redistribution of stresses, demonstrating that considering the construction process may lead to a more accurate assessment of the structural behavior and stability.
KEYWORDS: Reinforced soil; Terramesh; Limit equilibrium; Stress–strain.

1 INTRODUÇÃO

A estabilização de taludes e encostas representa um importante desafio em obras geotécnicas, especialmente em regiões urbanas ou em áreas com relevo acentuado. Nos últimos anos, as construções de contenção que usam solo reforçado ganharam destaque devido a sua eficiência estrutural, flexibilidade construtiva e viabilidade econômica. Essas estruturas consistem na inclusão de elementos resistentes à tração, como geogrelhas, geotêxteis ou malhas metálicas, em camadas de solo compactado, formando um material composto com maior resistência ao cisalhamento e menor deformabilidade quando comparado ao solo natural (Palmeira, 1992; Massad, 2010). Dentre as opções existentes, o Terramesh se sobressai por unir o reforço interno do solo com uma parte frontal feita de gabião metálico, o que gera estruturas fortes e que se encaixam em vários tipos de obra.

Apesar da relativa simplicidade construtiva dessas estruturas, seu desempenho está ligado à forma como o solo e os reforços interagem, e às condições de execução do aterro. Durante a construção, o aterro é lançado em camadas sucessivas, com instalação dos reforços e compactação progressiva do solo, o que promove alterações no estado de tensões e deformações do maciço ao longo do processo construtivo. No entanto, na prática de projeto, a avaliação da estabilidade dessas estruturas ainda é frequentemente realizada por métodos baseados no equilíbrio limite, que consideram apenas o estado final de ruptura potencial. Segundo Koerner (2012) e Jewell (1996), análises baseadas em modelos tensão-deformação podem representar de forma mais realista o comportamento dessas estruturas, permitindo avaliar a evolução das tensões e deslocamentos ao longo da construção.

2 FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1 Solo reforçado

O princípio do solo reforçado baseia-se na incorporação de elementos resistentes à tração em camadas de solo compactado, formando um material composto com maior resistência e menor deformabilidade que o solo natural. Esses elementos podem ser geossintéticos (geogrelhas e geotêxteis) ou metálicos, atuando na limitação de deformações e no aumento da resistência ao cisalhamento. O desempenho depende da interação solo-reforço, por meio de atrito e intertravamento (Palmeira, 1992; Jewell, 1996).

A presença dos reforços promove a redistribuição de tensões, aumentando a estabilidade e reduzindo deslocamentos. Quando há tendência de deformação lateral, os reforços são tracionados, contribuindo para o equilíbrio do sistema. Assim, o solo reforçado passa a apresentar comportamento pseudo-coesivo, permitindo estruturas mais inclinadas e elevadas (Koerner, 2012).

Entre as soluções construtivas, destacam-se sistemas que integram reforço e paramento frontal, como o Terramesh, amplamente aplicado em contenções e estabilização de taludes. Nesses casos, os reforços atravessam a superfície potencial de ruptura, com parte na zona ativa e parte na zona resistente, garantindo a ancoragem e a mobilização das forças de tração.

2.2 Sistema Terramesh

O sistema Terramesh é uma solução de contenção em solo reforçado que integra o reforço interno do maciço com uma face frontal composta por gabiões metálicos. Nesse sistema, os painéis metálicos estão ligados às malhas de reforço que se estendem para o interior do aterro compactado, criando uma estrutura unificada. Ao longo da execução, o aterro é aplicado em camadas sucessivas, com a instalação dos reforços e a compactação do solo em cada fase da construção. Esse processo de construção ajuda tanto na mobilização gradual das tensões dentro do maciço quanto no desenvolvimento do comportamento estrutural da contenção.

A face frontal em gabião exerce um papel importante tanto estrutural quanto funcional, contribuindo para a contenção do material granular, proteção do aterro e controle da deformação da estrutura. Ademais, o sistema possui uma alta capacidade de drenagem graças à natureza permeável dos gabiões, o que diminui a

formação de pressões neutras no interior do maciço. Essas propriedades fazem do sistema Terramesh uma opção eficaz e frequentemente empregada em projetos de estabilização de taludes, contenções rodoviárias e obras de infraestrutura (Koerner, 2012). A Figura 1 ilustra esquematicamente o funcionamento de uma estrutura de solo reforçado com face em gabião, destacando a atuação dos reforços, o solo compactado e uma possível superfície de ruptura.

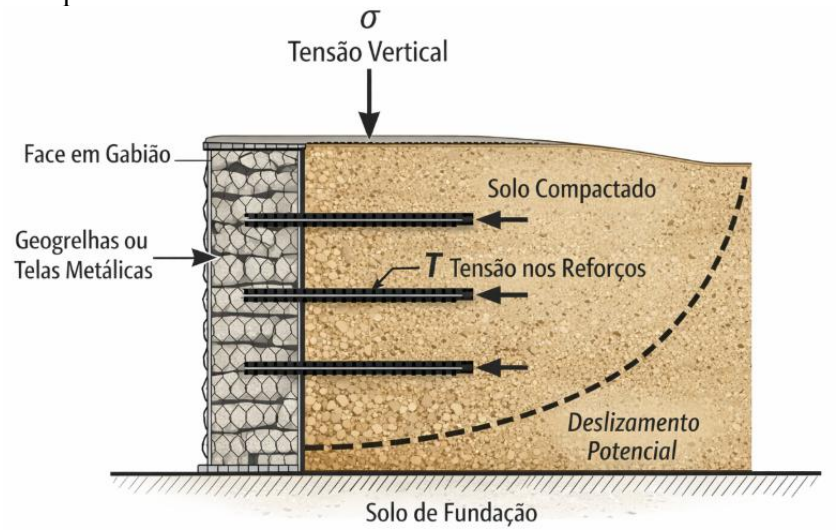


Figura 1. Esquema conceitual de uma estrutura de contenção em solo reforçado com face em gabião, destacando o solo compactado, os elementos de reforço e uma possível superfície de ruptura.

2.3 Métodos de análise de estabilidade

A estabilidade de estruturas de contenção em solo reforçado pode ser avaliada por várias abordagens analíticas, destacando-se os métodos fundamentados no equilíbrio limite e as análises de tensão deformação. Essas abordagens se distinguem principalmente na maneira como retratam o comportamento do maciço e na consideração da progressão das tensões e deformações durante a construção da estrutura.

2.3.1 Método de equilíbrio limite

Na prática da engenharia geotécnica, os métodos de equilíbrio limite são frequentemente empregados para analisar a estabilidade de taludes e estruturas de contenção. Nesta metodologia, a estabilidade é analisada por meio da avaliação de possíveis superfícies de ruptura, onde se estabelece o equilíbrio entre as forças que resistem e as forças que atuam ao longo da superfície potencial de falha. A segurança de uma estrutura é representada pelo fator de segurança, que é definido como a relação entre a resistência disponível e as demandas que o sistema mobiliza.

Apesar de esses métodos possibilitarem uma avaliação confiável da estabilidade global do maciço, o comportamento deformacional do solo e o histórico de carregamento relacionado ao processo construtivo não são levados em conta de maneira explícita. Neste estudo, utilizaram-se métodos rigorosos de equilíbrio limite, amplamente aceitos na literatura técnica, para avaliar a estabilidade global da estrutura.

A análise foi conduzida usando o software Slide2 (Rocscience), empregando os métodos de Morgenstern e Price (1965), Spencer (1967) e Sarma (1973) para calcular o fator de segurança em várias configurações de projeto. Essa metodologia possibilitou a identificação das condições críticas de estabilidade e a avaliação do impacto dos parâmetros geométricos e das características dos reforços no desempenho da estrutura.

2.3.2 Análise tensão-deformação

As análises baseadas em modelos tensão deformação visam retratar de maneira mais precisa o comportamento do solo e das estruturas geotécnicas, levando em conta a relação entre as tensões aplicadas e as deformações ocorridas no maciço. Esse tipo de abordagem é normalmente executado por meio de métodos

numéricos, como o método dos elementos finitos, que possibilitam a simulação do comportamento do solo, dos elementos de reforço e das interações entre esses componentes.

Uma das principais vantagens dessas análises é a capacidade de integrar o processo de construção na modelagem, o que possibilita a avaliação da progressão das tensões e deslocamentos durante as diversas fases de execução da estrutura. Assim, é possível obter uma representação mais precisa do comportamento do maciço reforçado, abrangendo a redistribuição de tensões e o desenvolvimento progressivo das deformações (Duncan & Wright, 2005).

Neste estudo, as análises de tensão deformação foram conduzidas com o auxílio do software RS2 (Rocscience), fundamentado no método dos elementos finitos. As simulações possibilitaram a análise do desempenho da estrutura em condições de carregamento estático, levando em conta a realização da obra em etapas construtivas. Foram examinados os movimentos do maciço, as forças atuantes nos reforços, além da distribuição de tensões e deformações ao longo da estrutura. Os resultados gerados por essa metodologia foram, posteriormente, comparados com os derivados das análises de equilíbrio limite. O objetivo era verificar a consistência das soluções e caracterizar o desempenho global da estrutura em diferentes condições de projeto.

3 METODOLOGIA

3.1 Parâmetros

Para conduzir as análises numéricas, estabeleceram-se os parâmetros geotécnicos que representam os materiais constituintes da estrutura de contenção em solo reforçado, englobando o aterro, o solo de fundação, o material passivo, o aterro reforçado e o material do gabião. As simulações foram realizadas com base em parâmetros que levaram em conta propriedades como peso específico, ângulo de atrito, coesão, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson. O modelo constitutivo de Mohr-Coulomb foi empregado para descrever o comportamento mecânico dos materiais de solo.Os valores utilizados nas análises foram incorporados ao modelo numérico de acordo com o mostrado na Tabela 1, que reúne os parâmetros geotécnicos adotados para os materiais considerados nas simulações.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos adotados para os materiais considerados nas análises numéricas.

MATERIAL	PESO ESPECÍFICO [kN/m³]	Coeficiente de Poisson -	Módulo de Young [kPa]	Coesão [kPa]	Ângulo de Atrito φ' (º)
Aterro	18	0,3	50000	**21**	**28.5**
Fundação	20	0,3	100000	**26**	**31**
Passivo	18	0,3	70000	**22**	**32**
Aterro reforçado	20	0,3	80000	**14**	**30.5**
Gabião	20	0,3	50000	**22**	**32**

O comportamento elástico linear foi considerado para os elementos de reforço, utilizando-se um módulo de rigidez axial que corresponde às propriedades do material geossintético empregado, com força à tração de 500 kN/m. Esses reforços foram concebidos como componentes estruturais incorporados ao interior do maciço reforçado, possibilitando a mobilização de esforços de tração durante as fases de construção.

3.2 Geometria da estrutura

A estrutura analisada foi projetada para simular uma contenção comum em solo reforçado do tipo Terramesh, empregada em projetos de estabilização de taludes e contenções. O sistema é composto por um maciço de aterro compactado, fortalecido por camadas horizontais de elementos resistentes à tração, que estão ligados ao paramento frontal formado por gabiões. A Figura 4 mostra um exemplo de estrutura de contenção realizada com o sistema Terramesh, evidenciando a configuração usual desse tipo de obra e a disposição das camadas de reforço ligadas ao paramento frontal em gabiões.



Figura 4. Exemplo da estrutura de contenção em solo reforçado do tipo Terramesh.

3.4 Construção do modelo

A simulação das etapas de construção sucessivas representou o processo de construção da estrutura, com o lançamento progressivo das camadas de aterro e a inclusão dos elementos de reforço no modelo numérico.

Essa metodologia possibilitou uma representação mais precisa do comportamento do maciço reforçado, levando em conta a progressão das tensões e deformações durante as diversas etapas de execução da obra. Assim, foi possível analisar o desenvolvimento gradual das deformações e a mobilização das forças de tração nos elementos de reforço durante o processo de construção. A Figura 5 mostra as várias fases envolvidas na modelagem, retratando o progresso passo a passo da estrutura até sua configuração final.

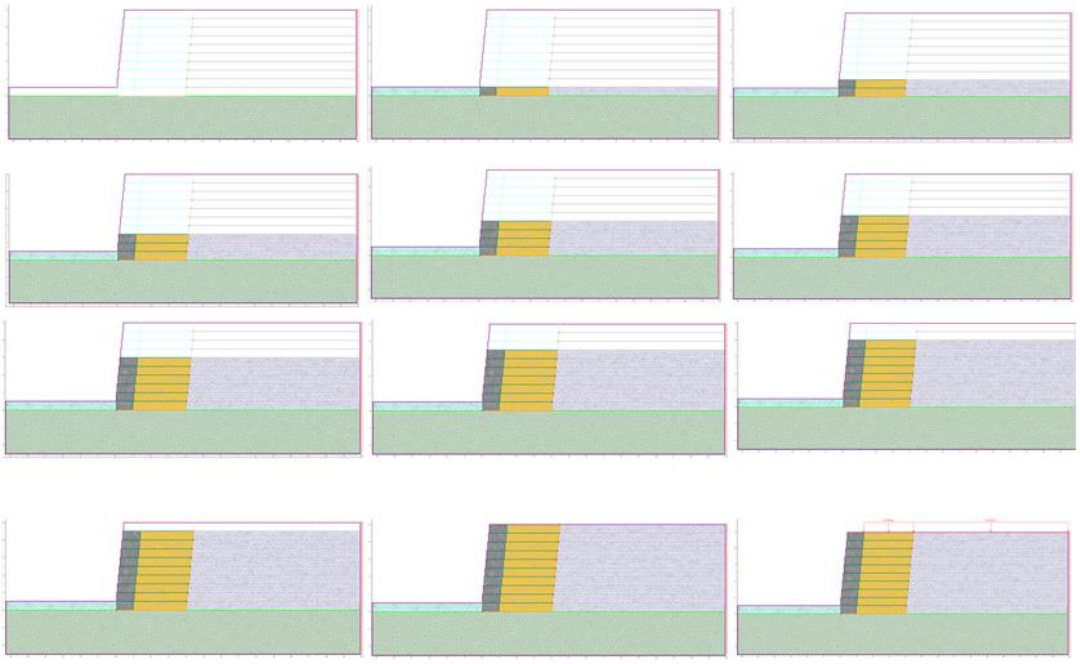


Figura 5. Etapas construtivas

Para executar as análises numéricas usando o método dos elementos finitos, o domínio do modelo foi dividido em uma malha formada por elementos triangulares com seis nós. A discretização foi estabelecida de maneira uniforme, assegurando uma representação geométrica apropriada da estrutura e a estabilidade numérica das simulações.

A qualidade da malha foi verificada utilizando os critérios de controle do software, que avaliaram aspectos como a distorção dos elementos, ângulos internos e presença de elementos invertidos. Não foram encontrados elementos de qualidade insuficiente, garantindo a confiabilidade das análises executadas.

3.5 Procedimento de análise

As análises LEM foram realizadas no Slide2 (Rocscience), utilizando os métodos de Morgenstern e Price (1965), Spencer (1967) e Sarma (1973), com busca automática da superfície crítica não circular via Particle Swarm. Isso permitiu identificar as condições críticas e a influência dos parâmetros no desempenho.

As análises tensão-deformação foram feitas no RS2 (Rocscience), avaliando deslocamentos, forças nos reforços e distribuição de tensões. Por fim, os resultados foram comparados para caracterizar o comportamento da estrutura.

4 RESULTADOS

4.1 Método de Equilíbrio Limite

As análises de estabilidade global da estrutura foram conduzidas por meio dos métodos de equilíbrio limite, utilizando os critérios de Morgenstern e Price (1965), Spencer (1967) e Sarma (1973). Os resultados obtidos (Figura 6), indicaram fatores de segurança consistentes entre os diferentes métodos, com valores variando entre 2,04 e 2,07, evidenciando a estabilidade global da estrutura nas condições analisadas.

A superfície crítica de ruptura identificada apresentou geometria predominantemente não circular, interceptando parcialmente a região reforçada e se desenvolvendo em direção ao maciço de fundação. Observa-se que os reforços atuam de forma efetiva na interceptação da superfície potencial de ruptura, contribuindo para o aumento da resistência global do sistema.

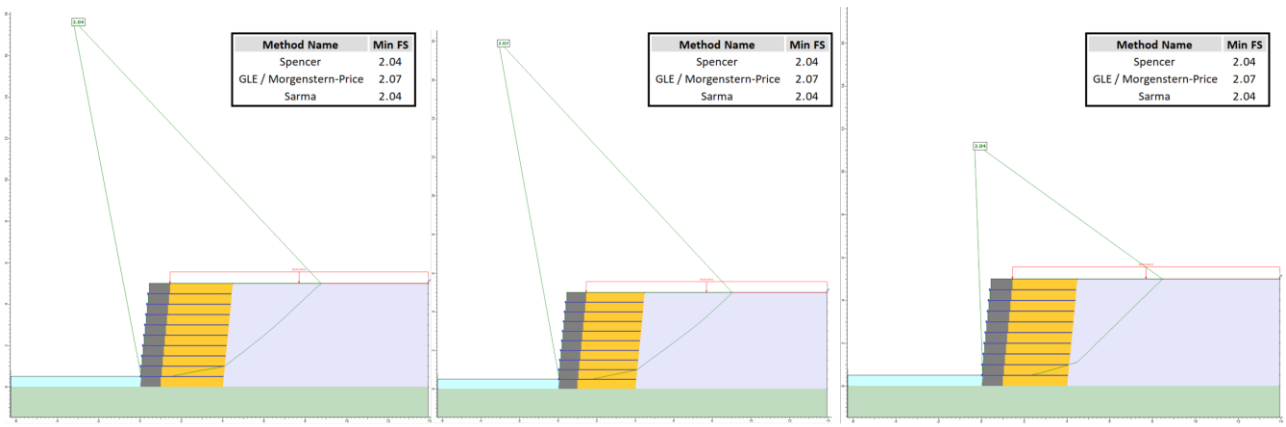


Figura 6. Fator de segurança por equilíbrio limite

4.2 Análise Tensão deformação

As análises numéricas baseadas no método dos elementos finitos permitiram avaliar o comportamento deformacional da estrutura ao longo das etapas construtivas. Os resultados indicaram que os deslocamentos horizontais máximos e ocorreram na região do paramento frontal, atingindo valores da ordem de 20 mm, enquanto os deslocamentos verticais foram da ordem de 20 mm, porém, ao término do solo reforçado(Figura 7).

A evolução dos deslocamentos ao longo das etapas construtivas evidenciou um comportamento progressivo do maciço, com incremento gradual das deformações à medida que novas camadas de aterro foram adicionadas. Esse comportamento está diretamente associado à mobilização progressiva das tensões e à interação entre o solo e os elementos de reforço.

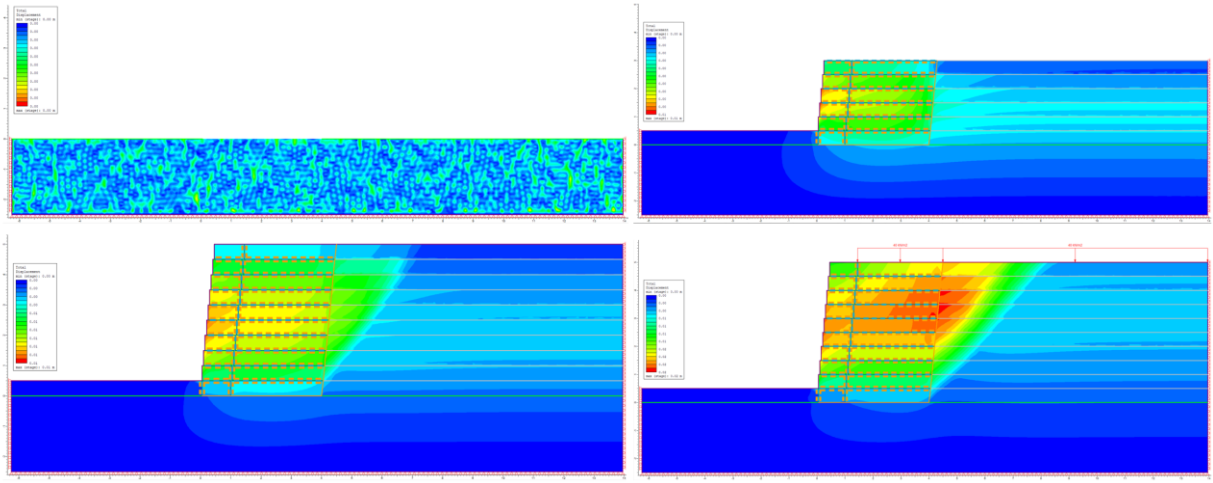


Figura 7. Deslocamentos totais

Além da avaliação dos deslocamentos e da redistribuição de tensões, foi realizada a análise de estabilidade global por meio do método de redução de resistência (Shear Strength Reduction – SSR). Nesse método, os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, como coesão e ângulo de atrito, são progressivamente reduzidos até que o modelo atinja uma condição de ruptura numérica, caracterizada pela não convergência da solução ou pelo desenvolvimento de deformações excessivas. O fator de redução aplicado nesse ponto é definido como o Strength Reduction Factor (SRF), sendo interpretado como um fator de segurança global da estrutura.

A partir dessa abordagem, obteve-se um valor de SRF igual a 1,65 (Figura 8), indicando a condição limite de estabilidade do sistema considerando o comportamento tensão-deformação e a evolução das deformações no maciço.

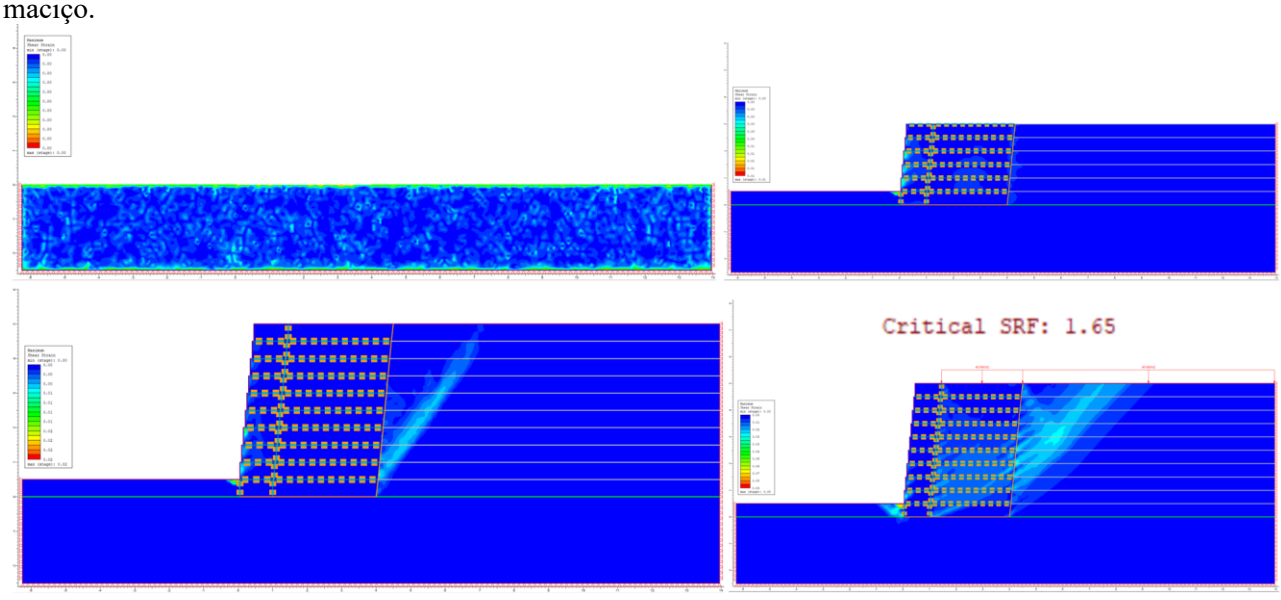


Figura 8. Deformações cisalhantes e SRF

4.3 Comparação entre métodos

Os resultados obtidos evidenciam diferenças relevantes entre os fatores de segurança calculados pelos métodos de equilíbrio limite e pela análise tensão-deformação. As análises realizadas com base nos métodos de equilíbrio limite resultaram em fatores de segurança variando entre 2,04 e 2,07, enquanto a análise numérica por elementos finitos, utilizando o método de redução de resistência (SSR), forneceu um fator de segurança equivalente (SRF) de 1,65.

Considerando esses valores, observa-se que o fator de segurança obtido pelos métodos de equilíbrio limite é aproximadamente 24% a 25% superior ao valor obtido na análise tensão-deformação.

5 CONCLUSÕES

A partir dos estudos conduzidos, é possível notar que a análise por tensão-deformação, além de fornecer um fator de segurança equivalente por meio do SRF, permite a avaliação direta dos deslocamentos e da distribuição de deformações na estrutura. Nesse contexto, embora a estrutura atenda aos critérios de estabilidade global sob o ponto de vista normativo, há deformações associadas ao seu comportamento que não são capturadas pelas análises de equilíbrio limite.

Mesmo em situações em que os fatores de segurança indicam condições adequadas de estabilidade, as deformações podem atingir níveis que impactam o funcionamento da estrutura, o desempenho do paramento ou elementos adjacentes. Assim, a análise tensão-deformação possibilita a verificação de estados limites de serviço, permitindo avaliar se os deslocamentos são compatíveis com os critérios de projeto e com as exigências de desempenho da obra.

Dessa forma, os resultados demonstram que, embora ambos os métodos indiquem estabilidade global da estrutura, a análise baseada em tensão-deformação fornece uma avaliação mais completa do comportamento do sistema, incorporando não apenas a segurança à ruptura, mas também aspectos relacionados ao desempenho em serviço.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Duncan, J.M.; Wright, S.G. (2005). Soil Strength and Slope Stability. Hoboken: John Wiley & Sons.

Jewell, R.A. (1996). Soil Reinforcement with Geotextiles. London: CIRIA.

Koerner, R.M. (2012). Designing with Geosynthetics. 6th ed. Bloomington: Xlibris Publishing.

Massad, F. (2010). Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia. São Paulo: Oficina de Textos.

Morgenstern, N.R.; Price, V.E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. Géotechnique, v. 15, n. 1, p. 79–93.

Palmeira, E.M. (1992). Soil–geosynthetic interaction: Modelling and analysis. Geotextiles and Geomembranes, v. 11, p. 481–505.

Sarma, S.K. (1973). Stability analysis of embankments and slopes. Géotechnique, v. 23, n. 3, p. 423–433.

Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. Géotechnique, v. 17, n. 1, p. 11–26.

Teixeira, A. H.; Godoy, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH, Waldemar; et al. (Ed.). Fundações: teoria e prática. 2. ed. (6. tir. rev.aum.). São Paulo: Editora Pini, ABMS/ABEF, 1998/2003. cap. 7, p. 227-264.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/74

ESTUDO DA UMIDADE DO SOLO DO SÍTIO HISTÓRICO DE OLINDA/PE
2026

Yasmim Araújo Freitas
Graduanda, UPE, Recife, Brasil, yaf1@poli.br

Wellington Carlos Damásio de Santana
Graduando, UPE, Recife, Brasil, wcds@poli.br

Pedro Eugenio Silva de Oliveira
Professor, UPE, Recife, Brasil, pedrocivil@hotmail.com

Marcílio André Félix Feitosa
Professor, UPE, Recife, Brasil, marcilio@poli.br

Andréa Batista de Farias Dias
Professora, UPE, Recife, Brasil, deinhabf@hotmail.com

RESUMO: O Sítio Histórico de Olinda (SHO), localizado no estado de Pernambuco, é reconhecido como um patrimônio histórico e cultural da humanidade pela Unesco. Sendo assim, faz-se necessário manter a preservação dos seus arredores e edificações. Seu terreno, majoritariamente, inclui um relevo acidentado com taludes de inclinação entre 14° e 45° (Gusmão, Dias e Oliveira, 2025), apresentando áreas com potencial risco para a ocorrência de deslizamentos em suas encostas (Barreto, 2024). Este trabalho apresenta um estudo do comportamento do solo do SHO em dez cenários distintos de percentuais de umidade. Foi realizada uma coleta das amostras de solo do SHO que foram divididas em recipientes e misturadas com diferentes volumes de água. Utilizou-se, para a medição do percentual de umidade, um módulo sensor capaz de medir o conteúdo volumétrico de água dentro do solo e fornecer o percentual de umidade como um sinal analógico de saída para um microcontrolador. Além disso, foi calculada a umidade das amostras pelo método gravimétrico da estufa. Esse estudo propõe comparar o resultado de umidade do solo com as leituras de umidade realizadas pelo módulo sensor de umidade HD-38 para, no futuro, está ferramenta ser aplicada na avaliação de riscos de deslizamento.

PALAVRAS-CHAVE: Sensor de umidade, monitoramento de encostas, deslizamentos, Sítio Histórico de Olinda.

ABSTRACT: The Historic Site of Olinda (SHO), located in the state of Pernambuco, is recognized as a historical and cultural heritage site of humanity by Unesco. Therefore, it is necessary to preserve its surroundings and buildings. Its terrain predominantly features rugged relief with slopes ranging between 14° and 45° (Gusmão, Dias e Oliveira, 2025), presenting areas with potential risk for the occurrence of landslides on its hillsides (Barreto, 2024). This study presents an analysis of the soil behavior of the SHO under ten distinct moisture percentage scenarios. A collection of soil samples from the SHO was carried out, and the samples were divided into containers and mixed with different volumes of water. For the measurement of moisture content, a sensor module capable of measuring the volumetric water content in the soil and providing the moisture percentage as an analog output signal to a microcontroller was used. In addition, the moisture content of the samples was calculated using the oven-drying gravimetric method. This study proposes comparing the soil moisture results with the moisture readings obtained by the HD-38 moisture sensor module so that, in the future, this tool may be applied in landslide risk assessment.

KEYWORDS: Moisture sensor; slope monitoring; landslides; Historic Site of Olinda.

1 INTRODUÇÃO

No Brasil, existe uma variedade de centros históricos considerados patrimônio mundial da humanidade pela Organização das Nações Unidas para Educação, Ciência e Cultura (Unesco) (Barreto, 2024), sendo um deles o Sítio Histórico de Olinda (SHO) situado no estado de Pernambuco. Neste local, existe um grande número de manifestações culturais que atraem turistas de todos os cantos do país, principalmente no Carnaval, quando o fluxo de pessoas aumenta consideravelmente. Visto sua relevância cultural e econômica na região metropolitana do Recife, é de extrema importância a manutenção e preservação de todo o seu perímetro tombado.

Existem pesquisas científicas sobre esse local desde a década de 1980 com ênfase na caracterização geológica dos Morros de Olinda (Gusmão, 1986) e, atualmente, por meio do Grupo de Pesquisa de Engenharia Aplicada ao Meio Ambiente (AMBITEC), foi realizada uma avaliação geotécnica das encostas no SHO (Gusmão, Dias e Oliveira, 2025). A partir desses estudos, foram apresentadas as características geotécnicas críticas em algumas áreas como a Bica dos Quatro Cantos (Figura 1) e no entorno de algumas edificações. Além disso, seu relevo possui taludes com inclinações entre 14° e 50° (Gusmão, Dias e Oliveira, 2025), condições que indicam um potencial risco de movimentação e deslizamento destas encostas. Essa situação pode se agravar devido a percentuais elevados de umidade do solo (Maffra, 2016) que geralmente são causados por fatores como grandes volumes de chuvas ou vazamentos de encanações. Devido a isso, se faz necessário um estudo mais aprofundado dessa região e a intervenção da Prefeitura de Olinda para buscar meios de diminuir os riscos de deslizamentos nas áreas em condições críticas.



Figura 1. Bica dos Quatro Cantos. (Fonte: Autor)

Este trabalho busca fazer ensaios com amostras de solo do SHO utilizando um sensor de umidade que realiza a leitura do conteúdo volumétrico de água dentro do solo e fornece o sinal de leitura para um microcontrolador (Arduíno Uno). Os dados coletados serão apresentados via gráficos com objetivo de verificar as características do solo e fazer a correlação dessas leituras com o método do Gravimétrico de Estufa. É importante destacar que este projeto faz parte da primeira etapa de um projeto maior, que busca fazer o monitoramento dos parâmetros de: variação de inclinação de taludes, volume de chuvas da região e umidade do solo.

2 METODOLOGIA

As etapas de desenvolvimento deste trabalho consistiram no levantamento bibliográfico da literatura a respeito deste tema e ensaios utilizando o método Gravimétrico da estufa juntamente com a medição dos parâmetros através do módulo sensor.

2.1 Características do solo

As amostras de solo utilizadas neste trabalho foram retiradas do talude próximo ao colégio academia Santa Gertrudes (Figura 2) que apresenta como características uma inclinação de 26° e a profundidade em que as amostras foram retiradas foi de 1,30 e 1,50 metros (Gusmão, Dias e Oliveira, 2025).



Figura 2. Talude analisado. (Fonte: Gusmão, Dias e Oliveira, 2025).

Com base no parecer técnico referente à avaliação geotécnica preliminar do perímetro tombado do Sítio Histórico de Olinda (SHO) (Gusmão, Dias e Oliveira, 2025), o solo estudado neste trabalho possui as características apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1. Características do solo do SHO.

Granulometria do material	Solo areno-argiloso
Umidade de Campo (%)	0,41 - 6,70
Densidade real dos grãos (%)	2,40 – 2,70
Limite de Plasticidade (%)	17 - 22
Limite de Liquidez (%)	21 - 25
Índices de Plasticidade (%)	0,42 – 6,98
Umidade Ótima (%)	12 - 14

Para mais informações a respeito da avaliação geotécnica recomenda-se a leitura do trabalho de "Consultoria Solos: Parecer técnico referente à avaliação geotécnica preliminar do Perímetro Tombado do Sítio Histórico de Olinda/PE" [1] (Gusmão, Dias e Oliveira, 2025).

2.2 Ensaios com o método Gravimétrico de Estufa

A umidade do solo pode ser determinada através de vários métodos, neste trabalho foi escolhido o procedimento de secagem na estufa com o objetivo de comparar os resultados deste experimento a partir dos valores lidos pelo sensor de umidade.

Dessa maneira, o método da estufa consistiu nos seguintes procedimentos (EMBRAPA, 1997):

I. Pesagem dos recipientes metálicos vazios;
II. Coleta de 10 amostras de solo em recipiente numerados;
III. Mistura de diferentes quantidades de água para cada amostra;
IV. Pesar amostras com massa úmida (Figura 3);
V. Colocar as amostras em uma estufa a 105ºC por 24 horas;
VI. Pesar novamente as amostras com massa seca.

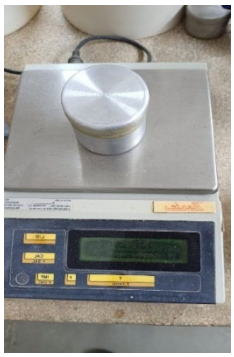


Figura 3. Pesagem das Cápsula. (Fonte: Autor).

As especificações técnicas da balança estão disponíveis na Tabela 2.

Tabela 2. Especificações técnicas da balança.

Modelo	AS 2000 C
Resolução	0,5 g
Carga máxima	2000 g
Carga mínima	0,5 g

Neste sentido, o próximo passo foi calcular o conteúdo de umidade do solo a partir dos resultados obtidos no experimento. Este cálculo foi realizado utilizando a Equação (1) (KLEIN, 2008).

$$h[\%] = \frac{Mu-Ms}{Ms}\ x\ 100 \quad (1)$$

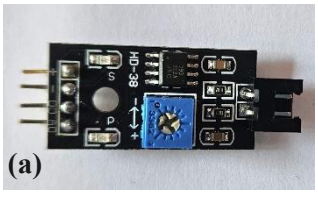
Em que:
h: percentual de umidade [%];
Mu: Massa úmida [g];
Ms: Massa seca [g].

Esse experimento foi feito em paralelo com as medições do sensor de umidade, para calibração do sensor e comparação entre as duas medições.

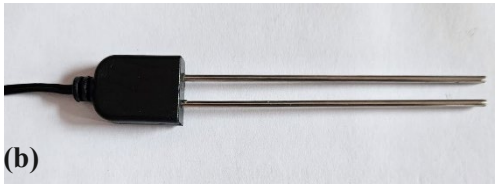
2.3 Sensor de umidade HD-38

O sensor de umidade de solo utilizado nos ensaios foi o modelo HD-38 que se destaca por possuir sondas anticorrosivas e pela sua compatibilidade com microcontroladores como o Arduino. Este sensor pode ser alimentado por tensão de Corrente Contínua (CC) no intervalo entre 3.3 V e 12 V, para isso ele possui o pino de alimentação positiva (VCC) e o pino de referência (GND) (Figura 4a). Enquanto na sua saída, há uma porta destinada para a leitura do sinal digital (D0) e outra para a resposta analógica (A0) (Faridah, 2024), estes sinais são gerados a partir da resistência elétrica entre as duas sondas ao passar corrente elétrica no solo. Portanto, em ambientes muito úmidos a corrente irá fluir melhor e, consequentemente, a resistência será menor, ou seja, o valor da resistência será inversamente proporcional ao percentual de umidade (Figura 4b).

Além disso, este dispositivo possui de um potenciômetro para definir o valor do limite inferior do sinal de entrada e um circuito LM393 que compara o valor definido pelo potenciômetro com o valor lido na entrada analógica, gerando assim, a saída digital deste sinal.



(a)



(b)

Figura 4. Sensor de Umidade: (a) Módulo do sensor; (b) Sonde de contado com o solo.

2.4 Medições com o sensor de Umidade

Neste trabalho o foco principal foi na comparação e na correlação entre as medições realizadas pelo sensor de umidade e os ensaios com o método do gravimétrico de estufa, citado anteriormente, com o objetivo de gerar uma curva de calibração e ajustes para o sensor HD-38 baseados nos resultados da técnica da estufa. Para a leitura e interpretação dos sinais do sensor, se utilizou o Arduino Uno, um microcontrolador que pode ser programado via IDE Arduino, que permite a criação de códigos em linguagem C++ para o controle e monitoramento de dispositivos conectados a esse dispositivo.

Antes das medições, foi testado o sensor em ambiente seco (ar – 0% de umidade) e em ambiente úmido (água – 100% de umidade) para definir os limites mínimos e máximos de leitura do mesmo. Esses valores foram usados no código para definir o intervalo de leitura e converter os dados lidos pelo Arduino, que variam entre 0 a 1023, para valores de porcentagem no intervalo de 0 a 100%. Como a resistência é inversamente proporcional a passagem de corrente, de acordo com a configuração do modulo sensor, os dados numéricos de 0 a 1023 correspondem a 100% e a 0% de umidade, respectivamente.

Inicialmente, as medições ocorreram no Laboratório de Solos da Universidade de Pernambuco, em que foram separadas 10 amostras, onde as duas primeiras medições (Cápsulas 1 e 2) foram feitas em solo seco, sem adição de água (Figura 5a). As cápsulas seguintes passaram por 4 situações de adição de líquido:

- Cápsula 3 e 4: Adição de 210 ml de água;
- Cápsula 5 e 6: Adição de 420 ml de água;
- Cápsula 7 e 8: Adição de 630 ml de água;
- Cápsula 9 e 10: Adição de 840 ml de água;

Considerando a necessidade de representar diferentes estados de umidade do solo durante o experimento, a definição das quantidades de água adicionadas levou em conta a relação entre o volume de água incorporado e a massa de solo utilizada nos ensaios. Para cada condição experimental foram utilizados aproximadamente 3 kg de solo, de modo que a adição inicial de 210 ml de água corresponde aproximadamente a 7% de umidade em relação à massa de solo seco. A escolha desse valor inicial baseou-se no fato de que a umidade ótima de compactação de solos arenosos geralmente se encontra em faixas próximas de 9% a 16%, dependendo da granulometria e das características do material. Dessa forma, optou-se por iniciar os ensaios em uma condição de umidade inferior à faixa ótima, permitindo avaliar o comportamento do sensor desde estados mais secos até condições progressivamente mais úmidas do solo.

A partir dessa condição inicial, foram realizados incrementos sucessivos de 210 ml de água, possibilitando a simulação de diferentes estados de umidade do solo, abrangendo desde condições abaixo da umidade ótima até valores superiores a essa faixa. Essa estratégia experimental permitiu avaliar a resposta do sensor ao longo de um intervalo representativo de umidades normalmente observadas em solos arenosos em ensaios geotécnicos de compactação, conforme valores típicos reportados na literatura técnica (Federal Highway Administration, 2021).

A mistura do solo com a água ocorreu de forma manual em um recipiente de plástico maior para uniformizar a umidade por todo o solo (Figura 5b).



Figura 5. Experimento com o sensor: (a) Medição de umidade com o sensor; (b) Processo de uniformização da umidade.

3 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

As informações coletadas nos dois ensaios estão exibidas nas Tabelas 3 e 4, na Tabela 3 temos os dados e resultados do experimento do Gravimétrico de Estufa. Vale ressaltar, que na coluna de Umidade, o cálculo foi obtido com base na Equação (1).

Tabela 3. Experimento do Gravimétrico de Estufa.

Ordem das Capsulas	Peso da Capsula vazia(g)	Quantidade de água (ml)	Capsula+solo Antes da estufa(g)	Capsula+solo Depois da estufa (g)	Umidade (%)
1	35,54	0	120,67	119,83	0,70
2	39,19	0	98,07	97,40	0,69
3	37,89	210	91,14	84,93	7,31
4	40,33	210	97,18	89,87	8,13
5	39,85	420	98,75	85,57	15,27
6	39,92	420	70,51	60,68	16,20
7	28,33	630	82,03	66,37	23,59
8	31,85	630	69,15	55,78	23,97
9	31,08	840	86,42	65,53	31,88
10	31,32	840	104,03	78,85	31,93

A Tabela 4 apresenta as leituras realizadas com o sensor de umidade HD-38, na segunda coluna temos as leituras analógicas do Arduino variando de 1023 a 0 níveis e na terceira coluna esses valores são convertidos para uma faixa invertida para iniciar no 0 até o 1023, por meio da função map() do Arduino. Na coluna 4, esses valores são apresentados no formato de porcentagem.

Tabela 4. Leituras com o sensor de umidade.

Ordem das capsulas	Leitura analógica	Leitura invertida	Umidade (%)
1	1023	1	0,00
2	1023	1	0,00
3	631	392	38,32
4	631	392	38,32
5	330	693	67,74
6	330	693	67,74
7	284	739	72,24
8	284	739	72,24
9	273	750	73,31
10	273	750	73,31

Com o objetivo de verificar a precisão do sensor de umidade, suas leituras foram comparadas com os valores de percentual de umidade do método do Gravimétrico de Estufa (Tabela 3). Assim, essa comparação foi realizada por meio do gráfico da Figura 6, em que no eixo X se encontra a umidade do gravimétrico de estufa e no eixo Y as leituras invertidas do sensor de umidade.

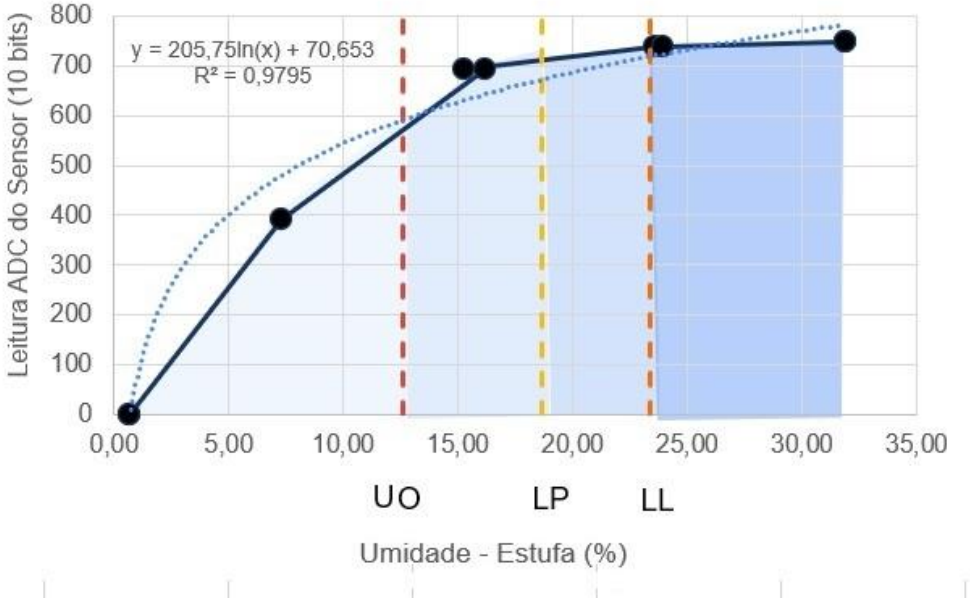


Figura 6. Gráfico de comparação entre os dois experimentos.

Neste sentido, se pode identificar no gráfico três estágios importante:

- Umidade ótima (UO): se refere ao ponto em que o teor de água não permite expulsar ar dos poros do solo (Klein, 2014);
- Limite de Plasticidade (LP): Ponto de umidade que torna o solo quebradiço (Klein, 2014);
- Limite de Liquidez (LL): Ponto de umidade que o solo se comporta como fluído (Klein, 2014).

No gráfico, evidencia-se a correlação entre os dois métodos através da Equação 2, em que y equivale a leitura do sensor (LS). Em outro cenário, pode-se utilizar essa equação em função dos valores obtidos pelo sensor HD-38 para a equação resultar nos valores de umidade (h) do método do Gravimétrico de Estufa (Equação 3).

$$y = LS = 205{,}75\ ln\ ln\ (x)\ + 70{,}653 \tag{2}$$

$$x = h = exp\left(\frac{y-70{,}653}{205{,}75}\right) \tag{3}$$

Em relação as características do solo do SHO, com base no comportamento do gráfico se percebe que a partir do ponto LP o sensor diminui a percepção de umidade, indicando um possível grau de saturação do solo, estado no qual os seus poros estão preenchidos com água (Dhruvin, 2024). Além disso, é possível verificar a variação das leituras do sensor com a umidade da estufa, e que ambas apresentam um crescimento proporcional com a adição de água no solo. Contudo, se percebe que o sensor possui uma sensibilidade maior em determinar os valores de umidade em comparação com método da estufa, que possui como percentual máximo de umidade igual a 31,93 %.

4 CONCLUSÃO

A análise dos resultados permite observar que as leituras obtidas pelo sensor de umidade estão superiores aos valores resultantes do ensaio gravimétrico de estufa, um dos fatores que pode ocasionar esta diferença é a sensibilidade do sensor que está elevada em condições baixas de umidade e satura com facilidade quando a umidade passa dos 30%. Esses erros podem ser minimizados com a calibração através do potenciômetro presente no módulo sensor e por meio da definição de pontos mais precisos de umidade mínima e máxima determinados via software.

Apesar disso, a partir dos dois métodos, ensaio com gravimétrico de estufa e medições com o sensor, foi possível identificar o ponto de saturação cujas ambas as leituras apresentaram uma região do gráfico com menor absorção de água pelo solo. Esse percentual de umidade pode ser utilizado para auxiliar em futuras pesquisas com o sensor nesse tipo de solo. Ademais, essa informação evidencia uma característica importante do solo do SHO e o percentual de umidade necessária para a sua saturação. Vale destacar, que o estudo do grau de saturação de um solo representa um mecanismo importante para deslizamentos de taludes, principalmente, em ocasiões de chuvas intensas. A partir dos dados obtidos, é possível se realizar um monitoramento mais preciso do SHO e para projetos futuros, implementar um sistema de alerta para a Defesa Civil do estado, baseado na análise de variáveis como umidade do solo e inclinação de taludes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Barreto, J.C. (2024) *Avaliação patrimonial-ambiental em restauro arquitetônico e urbano no patrimônio mundial: o casario do sítio histórico de Olinda, no Brasil*. Tese (Doutorado), Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), Recife.

Dhruvin, J., Alexandrina, U., Costin, U. (2024) *A review of soil modeling for numerical simulations of soil-tire/agricultural tools interaction.* Journal of Terramechanics.

EMBRAPA (1997). *Manual de métodos de análise de solo*. 2. ed. rev. atual. Rio de Janeiro: Embrapa, p. 212.

Faridah, S.N., Sapsal, M.T., Jamaluddin, T.A.A., Achmad, A.D., Surya, M.A. (2025) *Stability of soil moisture sensors for agricultural crop cultivation*. Res. Agr. Eng., 71: 88–94.

Federal Highway Administration (2021). *Soils and Foundations Reference Manual*. Washigton, DC: US. Disponível em: < https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/05037/05a.cfm >. Acesso em: 05 mar. 2026.

Gusmão, A.D, Dias, A.B.F, Oliveira, P.E.S. (2025) *Consultoria solos: Parecer técnico referente à avaliação geotécnica preliminar do Perímetro Tombado do Sítio Histórico de Olinda/PE (SHO) [recurso eletrônico]*. Recife: UFPE; IPHAN, 2025. 99 p. il. Color. Disponível em: <https://lup-ufpe.net.br/temp/download/consultoria-solos-parecer-tecnico-referente-a-avaliacao-geotecnica-preliminar-do-perimetro-tombado-do-sitio-historico-de-olinda-pe/>. Acesso em: 06 jan. 2026.

Gusmão Filho, J. A., de Silva, J. M. J., Figueiredo, L. C., Costa, W. D., Amorim Jr., W. M. (1986) *Caracterização Geológico-Geotécnica dos Morros de Olinda*. Recife.

Klein, V. A (2014). *Física do Solo*.3 ed. Passo Fundo: Editora da UPF, p.263.

Maffra, C.Q.T, Centeno, J.A.S. (2016) *Estimativa da umidade do solo por meio de sensoriamento remoto e suas possíveis aplicações no estudo de deslizamentos de terra*. Revista Brasileira de Cartografia, Curitiba: Universidade Federal do Paraná (UFPR).

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/75

Estudo de alternativas para estabilização de talude rochoso no estado do Paraná.

Sergio Enrique Arguello Vera
Eng, Geotécnico, FG Moretti, São Paulo, Brasil, sergio.arguello@morettiengenharia.com.br

Danilo Martins Silva
Eng. Geotécnico, FG Moretti, São Paulo, Brasil, danilo.martins@morettiengenharia.com.br

Geraldo Moretti
Eng. Geotécnico, FG Moretti, São Paulo, Brasil, geraldo@morettiengenharia.com.br

Alexandre Castro Fernandes
Eng. Civil, DER/PR – Paraná, Brasil, alexandrecastro@der.pr.gov.br

Fernando Furiatti Saboia
Eng. Civil, DER/PR – Paraná, Brasil, fernando.furiatti@seil.pr.gov.br

RESUMO: O estudo de alternativas de estabilização de taludes rodoviários constitui etapa fundamental no processo de tomada de decisão em obras geotécnicas, ao permitir a comparação entre soluções com base em critérios operacionais, econômicos, ambientais e de segurança. Em um trecho de rodovia inserido em ambiente serrano, foi conduzido um estudo de alternativas para estabilização de um talude rochoso caracterizado por relevo acidentado, clima úmido e maciço rochoso granítico intensamente intemperizado, condições frequentemente associadas à ocorrência de processos de instabilidade e desprendimento de blocos. A metodologia adotada baseou-se na caracterização geológico-geotécnica do maciço, na realização de análises cinemáticas preliminares e na proposição de três alternativas de estabilização, avaliadas por meio de uma matriz qualitativa de apoio à decisão que considerou dimensões socioeconômicas, socioambientais e de segurança operacional, conforme diretrizes técnicas aplicáveis. Os resultados indicaram que a alternativa baseada na combinação de técnicas de estabilização ativa do maciço, associadas a sistemas de proteção superficial e interceptação de blocos, apresentou melhor desempenho global e maior compatibilidade com as restrições de contorno locais. O estudo demonstra que a integração de critérios ampliados e estruturados contribui para decisões mais consistentes em intervenções geotécnicas em ambientes rodoviários sensíveis.
PALAVRAS-CHAVE: Apoio à decisão; Solução geotécnica; Talude rochoso; Estabilização de encostas; Infraestrutura rodoviária.

ABSTRACT: The evaluation of stabilization alternatives for highway slopes constitutes a fundamental step in geotechnical decision-making, as it enables the systematic comparison of solutions based on operational, economic, environmental, and safety criteria. A case study was conducted on a rock slope located along a roadway segment in a mountainous environment, characterized by steep terrain, humid climate, and intensely weathered granitic rock mass, conditions commonly associated with slope instability and rockfall processes. The adopted methodology was based on the geological and geotechnical characterization of the rock mass, the performance of preliminary kinematic analyses, and the proposal of three stabilization alternatives, which were evaluated using a qualitative multicriteria comparative approach considering socioeconomic, environmental, and operational safety dimensions, in accordance with applicable technical guidelines. The results indicated that the alternative combining active rock mass stabilization techniques with surface protection systems and rockfall interception measures achieved the best overall performance and demonstrated greater compatibility with local boundary constraints. The study highlights that the integration of expanded and structured evaluation criteria contributes to more robust decision-making in geotechnical interventions in sensitive roadway environments.
KEYWORDS: Decision support; Geotechnical solution; Rock slope; Slope stabilization; Highway infrastructure.

1 INTRODUÇÃO

A ocorrência de processos de instabilidade em encostas adjacentes a diretrizes rodoviárias em regiões serranas representa um desafio estrutural e operacional crítico para a engenharia geotécnica. Cortes executados em maciços rochosos sob topografia acidentada frequentemente expõem descontinuidades estruturais sujeitas a mecanismos de ruptura condicionados por fatores geológicos e hidrológicos.

No trecho em estudo, inserido em uma escarpa de serra com relevo dissecado, a combinação de encostas íngremes, avançado intemperismo químico do maciço granítico-gnáissico e elevados índices pluviométricos resulta na ocorrência de quedas de blocos (rockfall) e movimentos de massa localizados. Estes eventos impactam diretamente a segurança do tráfego e a integridade da plataforma da pista.

O principal limitador para a escolha da solução de engenharia neste cenário é a severa restrição geométrica no pé do talude. A proximidade imediata da pista de rolamento e a impossibilidade de alteração do traçado viário ou de supressão vegetal extensa na crista reduzem o espaço físico disponível. Essa característica restringe a aplicação de soluções convencionais massivas, como retaludamentos expressivos (que demandariam grandes volumes de escavação e geração de bota-foras) ou estruturas de contenção rígidas de grande porte no pé do corte (que avançariam sobre a calha da rodovia).

Portanto, a seleção da intervenção definitiva exige uma análise integrada que avalie o fator de segurança estrutural em conjunto com a viabilidade construtiva dentro do espaço disponível. Este trabalho apresenta o diagnóstico geológico-geotécnico do talude, a caracterização cinemática dos blocos instáveis e aplica uma abordagem comparativa multicritério qualitativa para avaliar o cenário. Esta avaliação foi conduzida de forma direta sobre diferentes critérios de impacto, sem a atribuição de pesos numéricos ou ponderações estatísticas, visando selecionar a **solução de estabilização** mais compatível com as restrições de contorno do local.

2 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

2.1 Aspectos fisiográficos e pluviométricos

O talude em estudo insere-se no compartimento geomorfológico de escarpas da Serra do Mar (Mineropar, 2006). O trecho rodoviário apresenta elevada sinuosidade e severas variações de declividade. A amplitude altimétrica regional varia de 300 m a 900 m, situando-se o corte analisado na cota aproximada de 520 m, em encosta com declividade natural local superior a 40%. Esta configuração geométrica condiciona a altura dos cortes e potencializa processos gravitacionais.

O regime hidrológico atua como o principal fator deflagrador de instabilidades no maciço. Para fundamentar o gatilho hidrológico, foram levantados os dados da estação meteorológica automática de Morretes (Código: A864), operada pelo Instituto Nacional de Meteorologia (INMET, 2023). No período crítico de outubro de 2023, a estação registrou um acumulado mensal de 543,4 mm. Desse total, destacam-se os eventos de precipitação diária concentrada de 71,6 mm em 04 de outubro e o pico de 85,6 mm em 12 de outubro de 2023. Esses volumes geram infiltração rápida, redução da sucção na cobertura pedológica e incremento de pressões neutras nas fraturas do maciço rochoso, desencadeando desprendimentos de blocos (rockfall).

2.2 Contexto geológico local

Regionalmente, a área posiciona-se no Cinturão Ribeira (Província Mantiqueira), especificamente na zona de transição entre o Terreno Curitiba e o embasamento da Microplaca Luís Alves (Heilbron et al., 2004). O local é caracterizado por rochas granítico-gnáissicas e migmatitos neoarqueanos a paleoproterozoicos, cortados por corpos graníticos tardios.

O maciço rochoso exposto no corte exibe avançado estado de intemperismo químico (grau de alteração W3 a W4), com desintegração granular localizada e formação de solo residual microfraturado na crista do talude. O arcabouço estrutural é controlado por três famílias principais de descontinuidades e fraturas de alívio de tensão subparalelas à face do corte, cuja persistência e preenchimento argiloso limitam a resistência ao cisalhamento e definem os blocos instáveis.

2.3 Caracterização geotécnica do maciço

A caracterização do maciço baseou-se em mapeamento geológico-geotécnico de superfície e análise estrutural. As medições de orientação foram obtidas com bússola digital integrada ao aplicativo Field Move Clino. A face do talude apresenta inclinação média de 78° e dip direction de 105°, geometria adotada como referência para a avaliação estrutural.

Foram identificadas cinco famílias principais de fraturas (Tabela 2.1). Esses dados estruturais fundamentaram a modelagem cinemática preliminar dos mecanismos potenciais de instabilidade (Hoek & Bray, 1981; ISRM, 2007).

Tabela 2.1 – Orientações médias das famílias de fraturas representativas do maciço (*DIP/DIPDIR*)

Família	***DIP***	***DIPDIR***
F1	85	17
F2	82	272
F3	45	185
F4	47	336
F5	56	125

A relação geométrica entre a face do corte e as descontinuidades foi projetada em uma seção geológico-geotécnica transversal representativa (Figura 2.1). Para a construção desta seção, as orientações reais das fraturas foram corrigidas para ângulos aparentes compatíveis com o plano de corte. O espaçamento entre os planos foi representado de forma esquemática para ilustrar o padrão de blocabilidade do maciço.

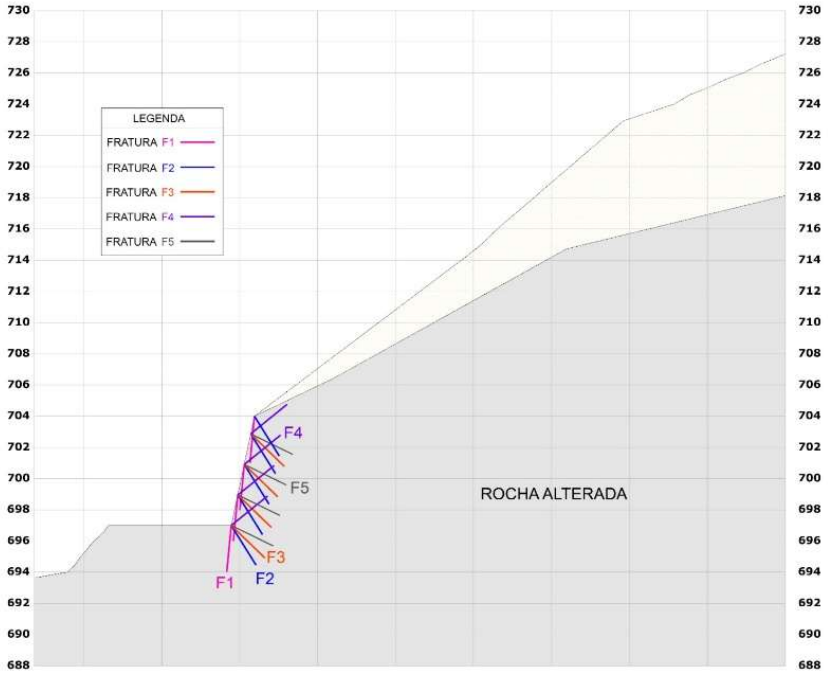


Figura 2.1 – Seção geológico-geotécnica representativa do trecho em estudo, com projeção das famílias de descontinuidades

3 DIAGNÓSTICO GEOTÉCNICO DO TALUDE.

A avaliação dos potenciais mecanismos de ruptura estruturalmente controlados foi realizada por meio de projeções estereográficas com análise de concentração de polos por contornos de densidade (Hoek & Bray, 1981). Adotou-se como envelope de resistência ao cisalhamento o ângulo de atrito básico da rocha sã recalibrado empiricamente em 35°, projetado como um cone de fricção concêntrico no estereograma.O plano médio da face do corte rodoviário (78°/105°) e sua respectiva zona limite de projeção delimitam as áreas críticas para cada modo geométrico de falha.

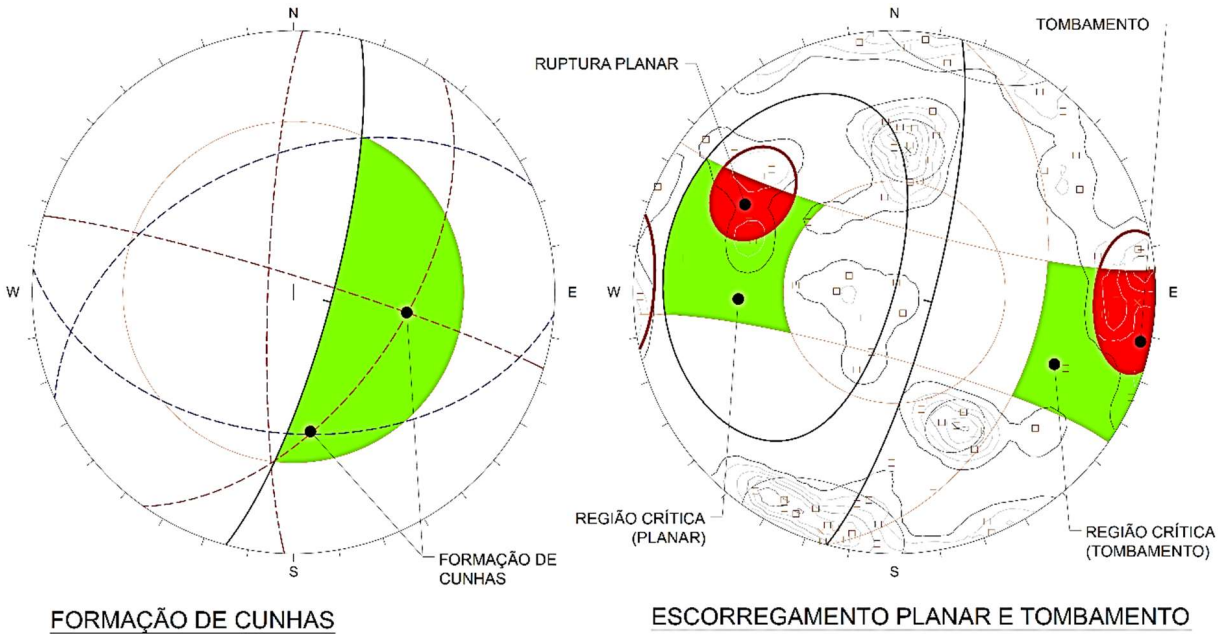
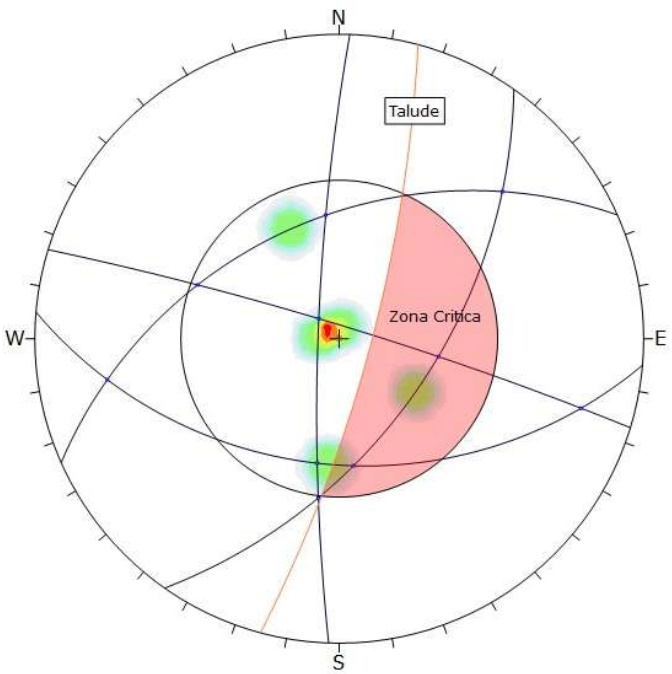


Figura 3.1 – Estereograma geral com plotagem de polos e grandes círculos correspondentes às cinco famílias de fraturas (F1 a F5) e à face do talude (78°/105°).

As análises cinemáticas automatizadas foram processadas de forma segregada para avaliar o risco de ruptura planar, ruptura por cunha e tombamento direto ou flexural (*toppling*). Os resultados gráficos estão apresentados nas Figura 3.2, 3.3 e 3.4.

A análise para ruptura planar (Figura 3.2) revelou baixa criticidade estatística. A orientação geométrica das famílias principais não satisfaz simultaneamente as condições cinemáticas necessárias, onde o *strike* da descontinuidade deve ser aproximadamente paralelo à face do talude e o mergulho da descontinuidade deve ser superior ao ângulo de atrito e inferior ao mergulho da face do talude (35°< dip < 78°). Menos de 2% dos polos totais mapeados situaram-se na zona de sombreamento crítico.



Symbol	Feature
▪	Intersection

Color	Density Concentrations
	0.00 - 3.40
	3.40 - 6.80
	6.80 - 10.20
	10.20 - 13.60
	13.60 - 17.00
	17.00 - 20.40
	20.40 - 23.80
	23.80 - 27.20
	27.20 - 30.60
	30.60 - 34.00

Contour Data	Dip Vectors
Maximum Density	33.20%
Contour Distribution	Fisher
Counting Circle Size	1.0%

Kinematic Analysis	Planar Sliding
Slope Dip	78
Slope Dip Direction	105
Friction Angle	35°

	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	1	5	20.00%

Plot Mode	Dip Vectors
Vector Count	5 (5 Entries)
Intersection Mode	Grid Data Planes
Intersections Count	10
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

Figura 3.2– Análise cinemática para o mecanismo de ruptura planar.

O mecanismo de ruptura por cunha (Figura 3.3) apresentou criticidade moderada a elevada. As interseções formadas entre os planos das famílias F1 e F5, e secundariamente entre F3 e F5, geram linhas de

interseção (eixos de cunha) que mergulham em direção ao espaço livre da rodovia com inclinações que superam o envelope de atrito interno. O cruzamento estrutural desses planos define blocos rochosos tetraédricos propensos ao escorregamento cinemático ao longo das linhas de interseção.

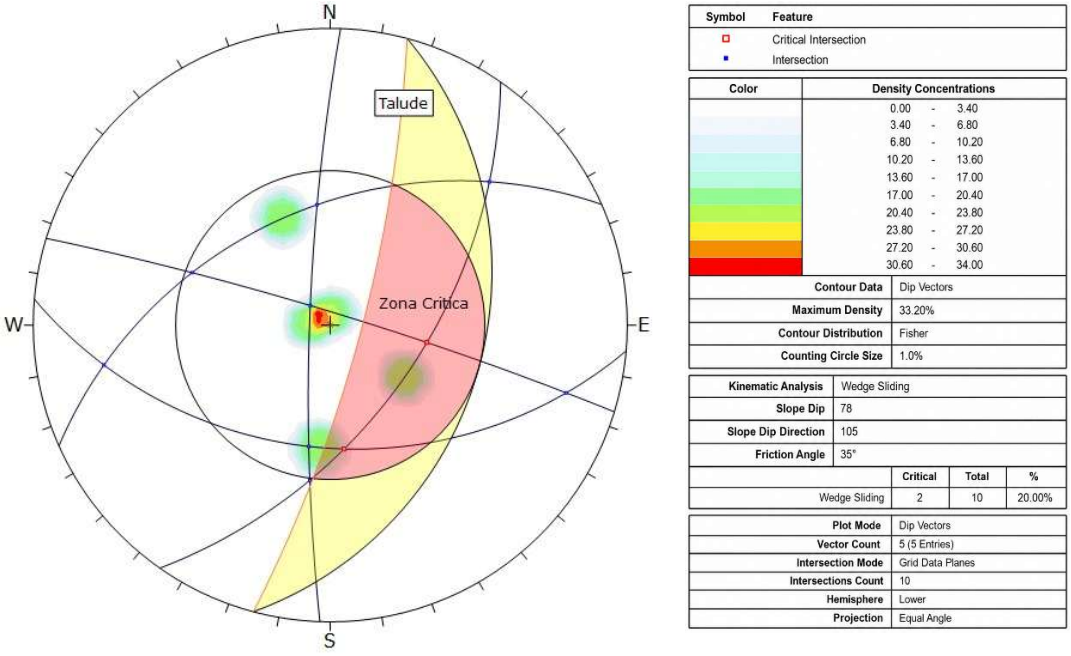


Figura 3.3 – Análise cinemática para o mecanismo de ruptura por cunha.

O modo de falha por tombamento flexural e direto (Figura 3.4) consolidou-se como o cenário de maior instabilidade física e volume potencial de mobilização no maciço. A família F2 (82°/272°) apresenta orientação quase perfeitamente oposta à face do talude (78°/105°), atendendo com precisão ao critério cinemático de instabilidade ao tombamento. A proximidade física dos polos de F2 na zona de criticidade indica que as fraturas verticais de alívio de tensão segmentam o maciço granítico intemperizado em colunas ou placas esbeltas. O desenvolvimento de pressões de água nas descontinuidades e o consequente incremento das pressões neutras durante os picos pluviométricos registrados atua como vetor cinemático de momento, gerando o deslocamento para fora da encosta e desencadeando eventos sucessivos de *rockfall* sobre a calha viária.

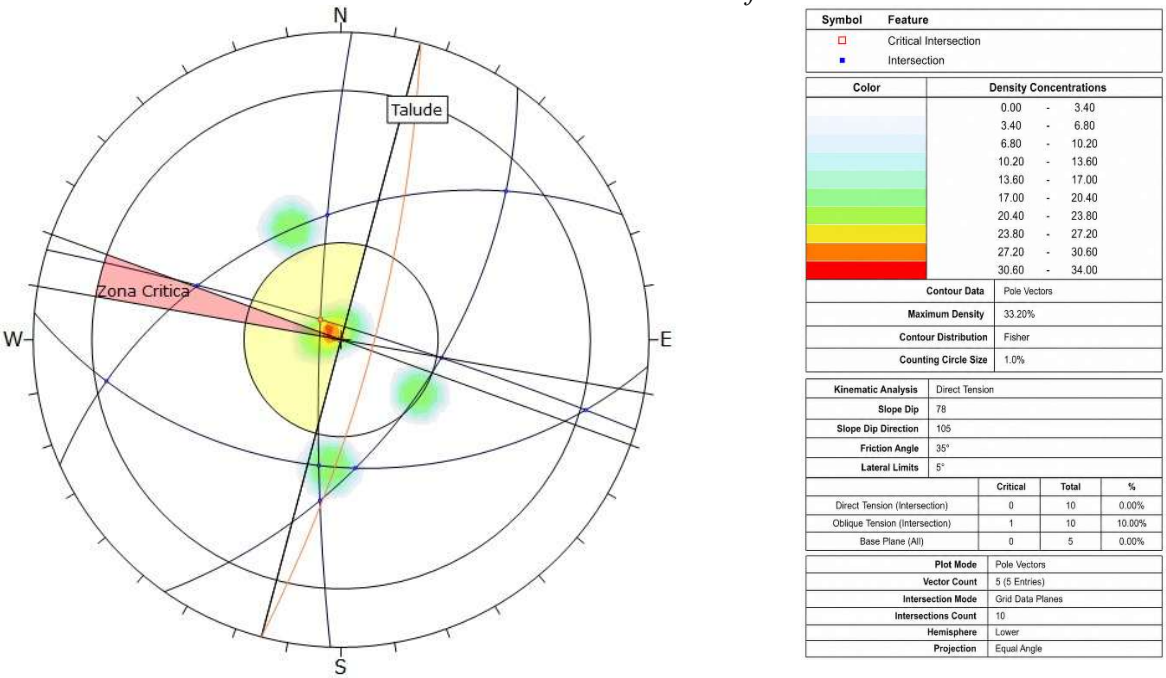


Figura 3.4 – Estereograma com a análise cinemática para ruptura por tombamento

De forma geral, o diagnóstico geotécnico evidencia que o comportamento do talude é fortemente condicionado pela orientação e pelas características das descontinuidades estruturais, com a coexistência de diferentes mecanismos potenciais de instabilidade. As análises cinemáticas realizadas fornecem a base técnica para a proposição e a avaliação das alternativas de estabilização discutidas nos capítulos subsequentes.

4 ALTERNATIVAS DE ESTABILIZAÇÃO PROPOSTAS

Com base nos mecanismos de ruptura identificados na análise cinemática — com dominância de tombamento de blocos e risco moderado de falhas em cunha —, foram estruturadas três alternativas técnicas de intervenção. As propostas foram condicionadas pela severa limitação de espaço físico no pé do talude, adjacente à pista de rolamento.

4.1 Alternativa 1: Retaludamento e limpeza de blocos instáveis

Esta alternativa consiste na modificação geométrica do corte por meio do abatimento da inclinação média atual de 78° para uma geometria de projeto com taludes escalonados em banquetas de descompressão. O processo prevê a execução de bermas de equilíbrio intermediárias para a interceptação de fragmentos menores e a remoção mecânica manual de todos os blocos rochosos identificados como instáveis na crista. Embora apresente elevada eficiência técnica a longo prazo, esta solução demanda expressivo volume de escavação em rocha sã a parcialmente alterada, gerando elevado índice de bota-fora. Adicionalmente, o avanço da crista do talude exigiria supressão vegetal massiva em área de preservação ambiental permanente e o uso de fogachos ou desmonte mecânico com restrição total de tráfego na rodovia.

4.2 Alternativa 2: Proteção passiva por estrutura de contenção rígida no pé

A Alternativa 2 propõe a manutenção da geometria atual do talude, associada à implantação de uma barreira física rígida fixada diretamente no pé do corte. A estrutura projetada consiste em um muro de gravidade em concreto ciclópico associado a uma cortina de amortecimento dútil de solo-pneu no tardoz, dimensionada para absorver a energia cinética e interceptar o impacto de blocos provenientes de eventos de *rockfall*. O principal limitador desta solução é a restrição de contorno geométrica da plataforma rodoviária. A largura necessária para a fundação e para o corpo do muro de gravidade avança sobre a calha de drenagem existente e reduz a largura útil da pista de rolamento, comprometendo o gabarito operacional da via e gerando risco de colisões diretas dos veículos contra a face da estrutura.

4.3 Alternativa 3: Estabilização ativa com proteção superficial e interceptação subparalela

A terceira alternativa adota uma abordagem combinada de intervenção ativa na face do maciço e contenção flexível periférica, baseada nas diretrizes de projeto para cortes em rocha da *Federal Highway Administration* (FHWA, 2012). A solução subdivide-se em três sistemas integrados:

1. Estabilização Ativa do Maciço: Aplicação de chumbadores passivos em barra de aço (CA-50, Ø25 mm, comprimento de 4,0 a 6,0 m) injetados com calda de cimento em furos preenchidos sob pressão. O objetivo é costurar as descontinuidades verticais da família F2, impedindo o momento de tombamento das colunas rochosas e travando as cunhas formadas pelas famílias F1/F5.
2. Proteção Superficial: Revestimento da face do talude com tela metálica de alta resistência à tração (tipo malha de arame de aço de alta resistência) ancorada e tensionada pelas placas dos próprios chumbadores. O sistema atua no guiamento controlado de fragmentos gerados por desintegração granular (W3-W4).
3. Drenagem Profunda: Instalação de drenos subhorizontais profundos (DHPs) com tubos de PVC ranhurados (comprimento mínimo de 8,0 m) dispostos na base do corte para aliviar as pressões neutras induzidas por picos de precipitação.

5 MATRIZ QUALITATIVA DE APOIO À DECISÃO E DISCUSSÃO

A seleção da alternativa definitiva de intervenção foi estruturada por meio de uma matriz qualitativa de apoio à decisão. Conforme estabelecido na premissa metodológica deste trabalho, a abordagem consistiu em uma análise comparativa direta do impacto potencial de cada solução frente às condicionantes de contorno do trecho rodoviário, sem a atribuição de pesos numéricos, notas ou ponderações estatísticas às alternativas, evitando distorções matemáticas em parâmetros qualitativos.

Para a estruturação da matriz, as soluções foram confrontadas com três dimensões principais de impacto, subdivididas em subcritérios técnicos específicos:

- Dimensão Socioeconômica: Avalia o custo relativo de implantação (insumos e equipamentos), o tempo estimado de execução da obra e o nível de interferência no fluxo logístico e comercial (necessidade de interrupção total ou parcial do tráfego).
- Dimensão Socioambiental: Pondera a necessidade de supressão vegetal na crista do talude, o volume de escavação e geração de bota-foras em rocha e a degradação visual da encosta exposta.
- Dimensão de Segurança Operacional: Avalia o risco residual à segurança dos usuários após a intervenção e a complexidade de operação, inspeção e manutenção dos sistemas implantados.

Os resultados da análise comparativa qualitativa estão consolidados na Tabela 5.1

Tabela 5.1– Matriz de avaliação multicritério das alternativas de estabilização

Dimensão / Critério	**Alternativa 1: Retaludamento**	**Alternativa 2: Muro de Gravidade**	**Alternativa 3: Estabilização Ativa**
Socioeconômica			
Custo de Implantação	Elevado	Moderado	Moderado a Elevado
Prazo de Execução	Elevado	Moderado	Reduzido
Interferência no Tráfego	Crítica (Bloqueio total)	Moderada (Meia pista)	Baixa (Fluxo controlado)
Socioambiental			
Supressão Vegetal	Elevada	Nula	Baixa / Localizada
Geração de Bota-fora	Crítica (Alto volume)	Baixa	Nula
Segurança Operacional			
Risco Residual (Segurança)	Reduzido	Moderado (Risco de transbordo)	Reduzido
Complexidade de Manutenção	Baixa	Baixa	Moderada

A análise integrada da Tabela 5.1 fundamenta a seleção da Alternativa 3 como a solução de engenharia ideal para o cenário analisado. Embora a Alternativa 1 (Retaludamento) elimine na fonte o risco de instabilidade, sua viabilidade é anulada pelos impactos socioambientais e econômicos críticos. O desmonte de grandes volumes de rocha exigiria interrupções prolongadas no tráfego da rodovia e causaria severa degradação em área de preservação.

A Alternativa 2 (Muro de Gravidade), por sua vez, esbarra na restrição geométrica intransponível descrita no diagnóstico local. A ocupação física da fundação e do corpo do muro de concreto ciclópico no pé do talude estrangula a plataforma viária, eliminando os elementos de drenagem longitudinal e avançando sobre a faixa de rolamento, o que inviabiliza sua execução do ponto de vista de segurança viária operacional.

Dessa forma, a Alternativa 3 (Estabilização Ativa) consolida-se como a melhor escolha técnica. Ela atua diretamente no travamento estrutural das famílias de fraturas críticas (especialmente o tombamento da família F2 e cunhas F1/F5) e no alívio de pressões neutras via DHPs, garantindo um risco residual reduzido de forma equivalente ao retaludamento. O diferencial competitivo da Solução 3 reside na sua total compatibilidade com o espaço físico restrito: as perfurações e a instalação das telas de alta resistência operam paralelamente à pista, demandando apenas sinalização de fluxo controlado (meia pista intermitente), sem geração de bota-foras e com mínima supressão vegetal. Portanto, a Solução 3 equilibra o fator de segurança geotécnico com as severas restrições operacionais e ambientais do trecho.

6 CONCLUSÕES

O estudo de alternativas aplicado ao talude rochoso permitiu correlacionar o diagnóstico estrutural do maciço granítico-gnáissico a restrições geométricas severas de contorno, fundamentando conclusões fundamentais para a estabilização de diretrizes rodoviárias em ambientes de escarpa.

A modelagem cinemática evidenciou que o arranjo estrutural do maciço é controlado por descontinuidades com avançado estado de intemperismo químico (W3 a W4). O mecanismo de tombamento de blocos (*toppling*), condicionado pela orientação preferencial da família F2 (82°/272°), consolidou-se como o modo de falha prioritário e de maior risco para a operação viária. A validação do gatilho hidrológico,

fundamentada nos dados oficiais da estação de Morretes (INMET), demonstrou que o acumulado histórico de 543,4 mm em outubro de 2023, associado a picos diários de precipitação concentrada de até 85,6 mm, atua diretamente na deflagração das instabilidades devido à rápida infiltração e consequente incremento de pressões neutras nas fraturas de alívio de tensão.

No âmbito da engenharia de intervenção, a aplicação da matriz multicritério qualitativa provou que as condicionantes geométricas locais exercem caráter eliminatório sobre as soluções convencionais. A Alternativa 1 (Retaludamento) demonstrou-se inviável devido à magnitude do desmonte de rocha exigido e aos impactos socioambientais decorrentes da supressão vegetal na crista e do volume de bota-fora gerado. De igual modo, a restrição física da plataforma rodoviária invalidou a execução da Alternativa 2 (Muro de Gravidade em Concreto Ciclópico), visto que o espaço requerido para a base estrutural comprometeria a calha de drenagem longitudinal e reduziria a largura útil da faixa de rolamento.

Por conseguinte, a Alternativa 3 (Estabilização Ativa) consolidou-se como a solução que apresentou o melhor desempenho comparativo na matriz qualitativa de apoio à decisão, mostrando-se a mais compatível com as restrições de contorno identificadas. Ao alinhar de forma equilibrada as dimensões socioeconómica, socioambiental e de segurança operacional, a associação de chumbadores passivos para o travamento estrutural do plano de tombamento da família F2, malha metálica de alta resistência para o guiamento de fragmentos superficiais e drenos sub-horizontais profundos (DHPs) para o alívio das subpressões hídricas garante o reestabelecimento do fator de segurança do talude. Esta solução concilia a estabilização geotécnica definitiva à manutenção da capacidade operacional da via, operando sem a necessidade de interrupções críticas de tráfego ou danos severos à morfologia local.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao DER/PR pela autorização para publicação do presente artigo. Agradecem igualmente às equipes FG Fundações e Geotecnia e Moretti Engenharia Consultiva que tornaram possível a realização deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, F. F. M.; HASUI, Y.; BRITO NEVES, B. B.; FUCK, R. A. Províncias estruturais brasileiras. In: Geologia do Brasil. São Paulo: Edusp, 2000.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION - FHWA. Rock Slopes: Design, Construction, and Maintenance. Publication No. FHWA-NHI-99-007. Washington, D.C.: U.S. Department of Transportation, 2012.

HEILBRON, M.; PEDROSA-SOARES, A. C.; CAMPOS NETO, M. C.; SILVA, L. C.; TROUW, R. A. J.; JANASI, V. A. A Província Mantiqueira. In: Geologia do Continente Sul-Americano: Evolução da Obra de Fernando Flávio Marques de Almeida. São Paulo: Beca, 2004.

HOEK, E.; BRAY, J. Rock Slope Engineering. 3rd ed. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1981.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA - INMET. Banco de Dados Meteorológicos para Ensino e Pesquisa: Dados Diários e Mensais da Estação Automática de Morretes (A864) - Outubro de 2023. Brasília: INMET, 2023. Disponível em: https://portal.inmet.gov.br/.

INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS - ISRM. The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring. Lisbon: ISRM, 2007.

MINEROPAR – Minerais do Paraná S.A. Atlas Geológico do Estado do Paraná. Curitiba: Mineropar, 2006.

WYLLIE, D. C.; MAH, C. W. Rock Slope Engineering: Civil and Mining. 4th ed. London: Spon Press, 2004.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/76

Estudo de Caso de Rupturas Retrogressivas em Depósitos Coluvionares a Montante de uma Rodovia

Ricardo Wink de Menezes
Engenheiro Geotécnico, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, ricardo@fgs.eng.br

Alvaro Pereira
Engenheiro Diretor, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, alvaro@fgs.eng.br

Bruno Marcello Citon Rossi
Gerente de Geotecnia, Grupo EPR, São Paulo, Brasil, bruno.rossi@grupoepr.com.br

Carla Palomino Tinoco
Especialista de Geotecnia, Grupo EPR, São Paulo, Brasil, carla.tinoco@grupoepr.com.br

Guillermo Eduardo Altrichter
Superintendente de Projetos Rodoviários, Grupo EPR, São Paulo, Brasil, guillermo.altrichter@grupoepr.com.br

RESUMO: Após a ocorrência de chuva, na altura do km 43 da BR277, no estado do Paraná, foi observado um deslizamento a montante da rodovia, resultando em significativa deposição de massa sobre a pista, impactando significativamente a operação da via devido à interdição do acostamento e de duas pistas sentido litoral. Através da vistoria de campo se constatou excessiva saturação do solo coluvionar mobilizado, além de pontos de surgência de água na escarpa da ruptura. A região da movimentação se caracteriza por um talvegue com elevada concentração de água – resultando em um elevado nível de água observado no local –, vegetação de grande porte, presença de blocos de rocha de dimensões variadas, além da ocorrência horizontes húmicos que impactavam substancialmente a hidrogeologia local. Como medida emergencial para redução das poropressões no local foi indicada a execução de uma sarjeta de drenagem, drenos horizontais profundos (DHPs) e trincheiras drenantes, além de uma campanha de investigação com coleta de amostras e sondagens. Dificuldades de acesso ao local e chuvas frequentes impuseram desafios operacionais significativos ao mesmo tempo em que houve retrogressão da primeira ruptura. Além do sistema de drenagem superficial e subsuperficial, foi elaborado um projeto em caráter permanente que prevê a execução de solo grampeado e instalação de telas metálicas, cuja escolha foi baseada no baixo impacto à rodovia e agilidade executiva.

PALAVRAS-CHAVE: Ruptura Retrogressiva; Colúvio; Deslizamento; Talude Rodoviário; Fluxo Subterrâneo de Água.

ABSTRACT: After a rainfall event at km 43 of highway BR-277 in the state of Paraná, a landslide was observed upstream of the roadway, resulting in significant mass deposition onto the roadway, substantially impacting traffic operations due to the closure of the shoulder and two lanes. A field inspection confirmed the excessive saturation of the mobilized colluvial soil, as well as groundwater seepage points along the slope face. The movement area is characterized by a thalweg with a high concentration of water—resulting in a high-water table observed at the site—, large-scale vegetation, and rock boulders of varying dimensions. Furthermore, the occurrence of humic horizons was found to substantially impact the local hydrogeology. As an emergency measure to reduce soil pore water pressures, the installation of a drainage channel, horizontal drains (HDs) and drainage trenches was recommended. Additionally, an investigation campaign was initiated, including sampling and soil borings. Access difficulties and frequent rainfall events imposed significant operational challenges, occurring simultaneously with the retrogression of the initial failure. Besides the surface and subsurface drainage systems, a permanent solution was designed featuring soil nailing and the installation of steel wire mesh, chosen for its low impact on the highway and high execution rate.

KEYWORDS: Retrogressive Failure; Colluvium; Landslide; Roadway Slope; Groundwater Seepage.

1 INTRODUÇÃO

Lacerda (2004) afirma que depósitos coluvionares geralmente são formados por diversos deposições com diferentes idades, cada uma representando um evento, e que os colúvios podem ser divididos em duas classes: a primeira corresponde a colúvios desestruturados, resultantes da deposição de material escorregado que foi rompido ou desintegrado, enquanto a segunda classe é referente a colúvio resultante de uma superfície de deslizamento formada no solo residual, que pode ser discernida do material intacto apenas com inclinômetros.

Deere e Patton (1972) comentam a respeito da ocorrência de deslizamentos rasos em colúvios, justificando esses fenômenos devido à frequente maior permeabilidade do colúvio em relação aos materiais subjacentes, formando aquíferos suspensos, criando forças de percolação que reduzem a resistência do solo e que, durante períodos de alta precipitação, tanto a água superficial quanto a subterrânea promoverão a desagregação (*ravelling*) progressiva da fina camada coluvial. Os autores mencionam que esse processo pode não terminar até que a camada de colúvio desapareça da encosta ou até que as raízes da vegetação retenham o colúvio remanescente. Hunt (1986) comenta que rupturas progressivas foram inúmeras vezes observadas em colúvios de gnaisses e explica que, ao ocorrer o primeiro deslizamento, a resistência passiva da porção de montante é perdida, criando trincas de tração que permitem a entrada de água no solo, aumentando as poropressões e levando a um novo deslizamento. Cho e Lee (2002) atribuem grande parte dos escorregamentos superficiais ao avanço de uma frente de saturação. Como causas de deslizamentos em solos coluvionares Lacerda (2007) também aponta o aumento no nível de água causado por chuvas inclusive pela perda de cimentação (quando presente) devido a um processo químico de ciclagem do solo que ocorre devido a múltiplos eventos de molhagem e secagem.

Devido a questões ligadas à recarga de aquíferos e infiltração de chuva no solo, o relevo também se mostra um fator determinante na propensão de uma determinada área a deslizamentos (HUNT, 2007). A Figura 1 ilustra duas regiões distintas em uma encosta, sendo que nas regiões de divisores de água (área a) há menor fluxo subterrâneo e superficial de água, favorecendo a estabilidade, enquanto nas de talvegues, onde o fluxo é mais concentrado, se tem um maior risco de instabilidades.

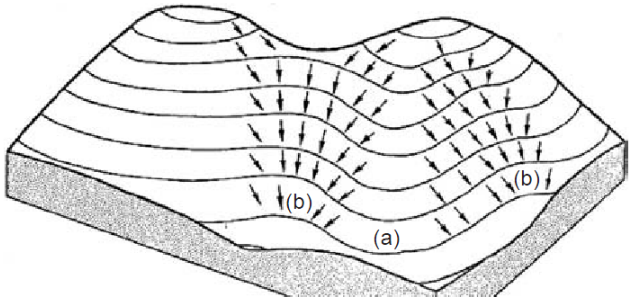


Figura 1. Influência da geomorfologia no escoamento e fluxo. Cortes e encostas naturais em taludes convexos em (a) situação relativamente estável comparada a (b) talude côncavo (modificado de Hunt, 2007).

Hunt (1986) afirma que encostas naturais compostas por solos coluvionares estão, em geral, muito próximas de condições limite, e que cortes vão sempre atuar no sentido de reduzir o grau de estabilidade, causando movimentações ou até a ruptura, a não ser que medidas sejam tomadas para que isso não ocorra. Em relação a medidas de controle e minimização de danos.

A ocorrência de deslizamentos na Serra do Mar tem se mostrado um fator de grande impacto na manutenção de rodovias e ferrovias, provocando mortes, perdas econômicas e danos ambientais. Os custos relacionados a deslizamentos podem ser diretos ou indiretos. Os diretos incluem o dano real causado a construções e propriedades, indo desde a necessidade de limpeza e reparo até a sua substituição. Já os impactos indiretos são mais difíceis de mensurar, incluindo interrupção dos serviços, multas, redução no valor da propriedade, perda na produtividade, perda no turismo e litigâncias, sendo que os custos indiretos geralmente superam os diretos. (SPIKER & GORI, 2003). Batista et al. (2019) realizaram um estudo de risco de deslizamentos na Serra do Mar paranaense, onde avaliaram que 87% dos custos com deslizamentos representam custos indiretos, enquanto só 13% respondem pelos custos diretos, sendo que o maior custo estimado correspondeu a áreas urbanizadas, chegando a 112.000 USD/m^2, enquanto o menor custo

correspondeu a áreas de rodovia não pavimentada, sendo de apenas 0,29 USD/m^2 sem levar em conta prejuízos a imagem da concessionária.

A partir da ocorrência de deslizamentos em uma área a montante de uma rodovia de grande fluxo de caminhões e veículos na Serra do Mar, foi definido um plano de ações emergenciais para mitigação dos riscos de novos deslizamentos. Este trabalho aborda um estudo de caso dessas rupturas retrogressivas ocorridas em um solo coluvionar de grande espessura, tendo como objetivo analisar as características geomecânicas e hidrogeológicas que culminaram nos escorregamentos mencionados. Esse estudo se baseia em uma campanha de sondagens, ensaios de laboratório, vistorias de campo, trincheiras de inspeção, monitoramento pluviométrico e de nível de água no terreno.

2 LOCALIZAÇÃO E HISTÓRICO DE EVENTOS

A região de estudo está situada na rodovia BR-277, num trecho entre Curitiba e Paranaguá (PR) com 2 pistas por sentido, com barreiras *New Jersey* e acostamento em ambos os sentidos. O local pertence à cadeia da Serra do Mar, que cruza o litoral brasileiro ao longo dos estados de Santa Catarina, Paraná, São Paulo, Rio de Janeiro e parte do Espírito Santo e do Rio Grande do Sul, tendo extensão aproximada de 1.500 km. De acordo com Besser et al. (2021), a geologia regional da área é marcada por depósitos coluvionares e unidades de granitos-gnaisses.

Em junho de 2025, após o registro de elevada precipitação, foi identificada a ocorrência de um pequeno deslizamento de terra (primeira ruptura) numa área de solo coluvionar a montante da rodovia. Cerca de duas semanas depois, sob precipitação de menor intensidade, foi observada uma segunda movimentação, com parte do solo bastante úmido atingindo uma porção da rodovia, como mostra a Figura 2(a). Dois dias depois, em uma situação de baixa intensidade de precipitação, foi deflagrada uma nova movimentação (segunda ruptura) que atingiu duas pistas da rodovia, conforme ilustra a Figura 2-b. Imediatamente a concessionária providenciou a remoção do solo mobilizado sobre a pista e também do talude, que se encontrava altamente desagregado.

A partir desses deslizamentos, foram feitas vistorias técnicas no local para identificação das condições geomorfológicas da área e dos mecanismos de instabilização do terreno. O trecho da rodovia está muito próximo a taludes de corte a montante, onde afloram principalmente solos coluvionares e rochas, e que a área acometida pela ruptura representa uma grota da encosta, onde afluem diversos talvegues a partir de uma região de mata a montante. Segundo Guerra (1993), grota é o termo usado para depressões de solo que aparecem em encostas escarpadas, com grandes desnivelamentos relativos, sendo frequentes nas bordas de chapadas, cavadas pela erosão. Outro fator que chamou a atenção durante a vistoria técnica ao local foi a grande extensão da mobilização. Também se notou a presença de surgência de água em dois trechos dessa escarpa formada pelo escorregamento, sendo um deles coincidente com o eixo da movimentação principal e outro mais deslocado para o lado direito. O ângulo médio de inclinação dos taludes era em torno de 29°, enquanto a parede mais escarpada deixada pela ruptura contava com inclinações maiores, em torno de 60°. Na Figura 3 é mostrada a área da ruptura sob duas perspectivas: vista de jusante (acostamento do lado oposto da via) e de montante (crista da escarpa).



Figura 2. Imagens da segunda ruptura (a) fluidificação do material durante movimentações iniciais, (b) *runout* do material mobilizado sobre duas pistas da rodovia 2 dias depois (c) vista aérea da ruptura após remoção do solo mobilizado.



Figura 3. Área da ruptura vista de jusante (esquerda) e de montante (direita).

Como medida emergencial foi indicada a seguinte sequência de ações: (i) execução de trincheira drenante longitudinalmente a área da instabilidade, a montante da crista da ruptura, e algumas trincheiras drenantes transversais, a jusante; (ii) execução de uma sarjeta de drenagem a montante da ruptura, a fim de captar o fluxo superficial de água, minimizando os processos erosivos e infiltração a jusante; (iii) execução de DHPs, para reduzir o nível de água local; (iv) aplicação de hidrossemeadura na área descoberta de vegetação. Foi proposto pela concessionária um plano de monitoramento que contou com a instalação de 14 marcos topográficos.

Dado o elevado grau de saturação do solo que inviabilizou a movimentação de equipamentos para execução da trincheira na porção superior do talude, a empreiteira optou por iniciar a obra pelos DHPs. Alguns DHPs apresentaram inicialmente fluxo de água, porém não foram suficientes para "drenar" o talude, resultando em movimentações superficiais que inviabilizaram a continuidade da execução destes. Por esta razão, voltou-se à sequência originalmente prevista, sendo então executadas as trincheiras drenantes, a sarjeta a montante da crista e a revegetação na região da movimentação. Cabe destacar que não foi removido todo o material mobilizado do talude em função da possibilidade da reativação das movimentações na porção da crista do talude. A execução das trincheiras não foi acompanhada pela equipe de engenheiro geotécnicos, tendo sido reportado dificuldade na execução da escavação pela utilização de uma miniescavadeira que não permitia alcance suficiente para atravessar toda a camada do solo coluvionar.

Em outubro do mesmo ano, houve registro de precipitação diária de 28,2 mm e acumulado de 85,4 mm em 4 dias (registrado por um pluviômetro da concessionária instalado a 2 km do local). A partir disso, foi dado início a leituras de um indicador de nível de água (INA) instalado a montante do talude, em um furo de sondagem (SM-06) conforme será abordado mais adiante na campanha de investigação. Nessa ocasião o INA registrou água a apenas 3,46 m, embora não tenham sido deflagradas movimentações. Uma semana depois, no dia 07 de novembro, após uma sequência de dias chuvosos, foi registrada precipitação diária de 22,2 mm e acumulado de 35,4 mm em dois dias, quando ocorreu nova mobilização (terceira ruptura), causando nova retrogressão da escarpa. Na Figura 4 é mostrado o histórico de chuvas, leituras do INA e as três rupturas registradas. Os marcos topográficos não registraram movimentações significativas, indicando um caráter de ruptura rápida, apesar do material apresentar elevada plasticidade.

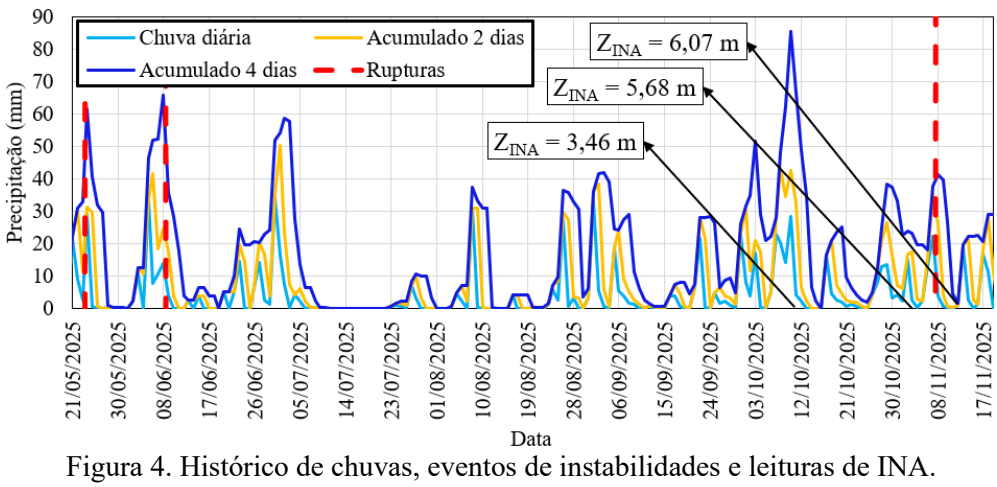


Figura 4. Histórico de chuvas, eventos de instabilidades e leituras de INA.

A partir da terceira ruptura a proposta de medidas emergências foi adaptada, baseando-se ainda na execução de trincheiras drenantes subsuperficiais a fim de drenar a água do material coluvionar, reduzindo o fluxo nesse horizonte e o grau de saturação do solo. Porém, desta vez com o acompanhamento das atividades por engenheiro geotécnico (ATO), para instruir e garantir que a trincheira atingisse as cotas necessárias, priorizando a segurança das atividades durante as escavações.

Com base nas visitas de campo e acompanhamento executivo das trincheiras, foi observada surgência de água a baixas profundidades, o que se sabe afetar negativamente a resistência disponível do solo coluvionar. Assim, adotou-se como premissa que as trincheiras fossem escavadas com profundidade suficiente para transpor o horizonte coluvionar e chegar até o solo residual. Pelo fato de a grota ser estreita (com largura em geral inferior a 10 m na porção superior), não se obteve redução significativa na inclinação através de serpenteamento da rampa de acesso. Como não era possível que as escavadeiras sobre esteiras ascendessem à região de interesse carregando material , foi feita uma operação que contou com uma retroescavadeira de pneus e duas escavadeiras sobre esteiras para transporte de rachão da pista até a escarpa, onde cada carga era feita com manobras cooperativas das três máquinas. Por isso, devido à contaminação inerente a essas manobras, foi utilizado rachão com diâmetro da ordem de 100 a 300 mm para construção das trincheiras. Visando a evitar a colmatação do rachão, foi instalada uma manta geotêxtil no contato entre o solo escavado e a trincheira drenante (sem a entrada de colaboradores nas escavações), bem como na porção superior onde foi feito um selo de material local. Também foi feita a instalação de tubos corrugados de PEAD ranhurados, com diâmetro de 150 mm. As trincheiras foram escavadas em nichos de até 10 metros de comprimento, de forma que fosse possível o preenchimento antes de que a vala escavada colapsasse. O eixo de projeto, detalhe típico e processo construtivo dessas trincheiras é mostrado na Figura 5, sendo a saída do tubo drenante coincidente com a sarjeta no bordo da rodovia. Além do rachão também foram utilizados blocos de rocha e matacões do local. Nos casos em que não era possível a remoção dos blocos de rocha com a concha da escavadeira, foram realizados desvios no eixo previsto para que fosse atingida a profundidade desejada da trincheira, de maneira que a sua base fosse assente sempre em solo residual.

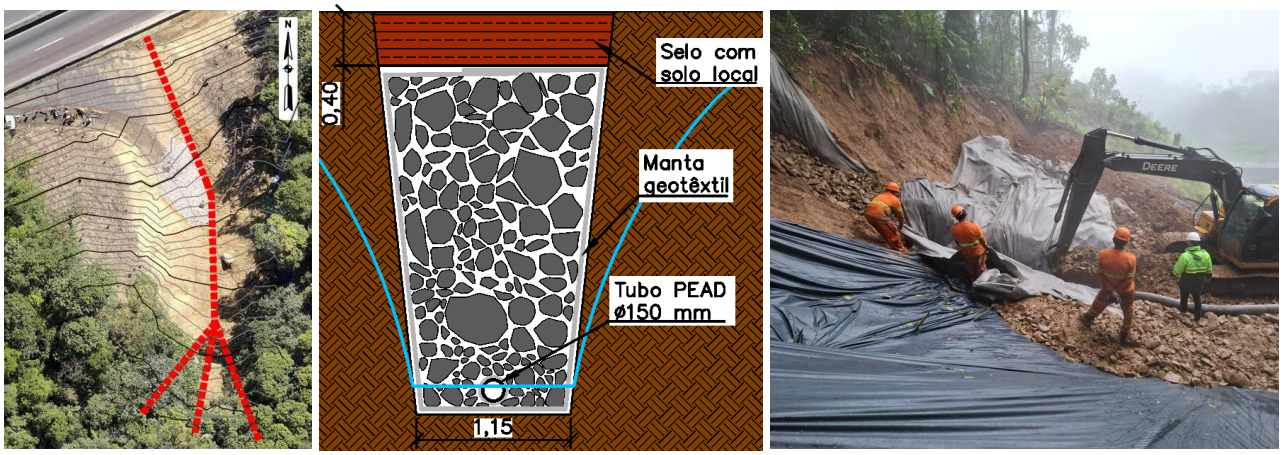


Figura 5. Posição prevista das trincheiras drenantes (esquerda), detalhe (centro) e execução (direita).

Durante os serviços de escavação, foi possível observar ainda, em meio ao solo coluvionar, a presença de horizontes húmicos contendo matéria orgânica em geral, raízes e troncos de árvores, de coloração escura e alta plasticidade. Esses horizontes eram descontínuos e apareciam em diferentes cotas, além de se encontrarem bastante úmidos e coincidirem com zonas de surgência de água, possivelmente criando aquicludes ou aquitardos no maciço. Em alguns trechos da escavação havia mais de um horizonte orgânico (Figura 6a), representando diferentes períodos de deposição do solo coluvionar. Em um trecho também foi possível observar a formação de um hidroduto em um tronco de árvore em decomposição imerso na massa coluvionar (Figura 6b). Lacerda (2007) afirma ser comum a presença de aquíferos suspensos em meio a horizontes húmicos em florestas tropicais, corroborando as observações de campo. Aliado à execução de trincheiras se buscou manter sempre o apoio passivo de uma massa de solo, mesmo que ja mobilizada, junto à escarpa da ruptura, até que uma solução de estabilização definitiva fosse implementada.



Figura 6. Horizonte húmico (esquerda) e canal de água formado em tronco de árvore (direita).

3 PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO E DIAGNÓSTICO

Paralelamente ao plano de contingência, para subsidiar informações de projeto foi definido um plano de investigação composto por sondagens mistas (necessária intercalação de sondagem SPT e rotativa devido ao grande número de blocos de rocha e matacães) e ensaios de laboratório (caracterização básica e cisalhamento direto). Como resultado das sondagens foi obtida recuperação muito baixa da camada de solo coluvionar a partir do amostrador *Raymond*. A Figura 7 mostra a posição das sondagens mistas e o modelo geológico elaborado a partir de seus resultados, ao lado de uma seção aproximadamente no eixo principal de movimentação, em que se nota uma camada de solo coluvionar sobreposta a solos residuais e rocha. Na base do talude avaliado se encontra o aterro da rodovia. As sondagens foram executadas em período sem precipitação, não tendo sido encontrado nível de água em vários furos, dentre os quais o mais superficial foi medido a 11,0 m (SM-04). Na sondagem SM-06, cujo furo fora posicionado a montante da escarpa deixada pela ruptura, o nível de água foi registrado a 15 m e, após conclusão da sondagem, foi instalado um medidor de nível de água que passou a ser acompanhado por medições periódicas, como já abordado anteriormente.

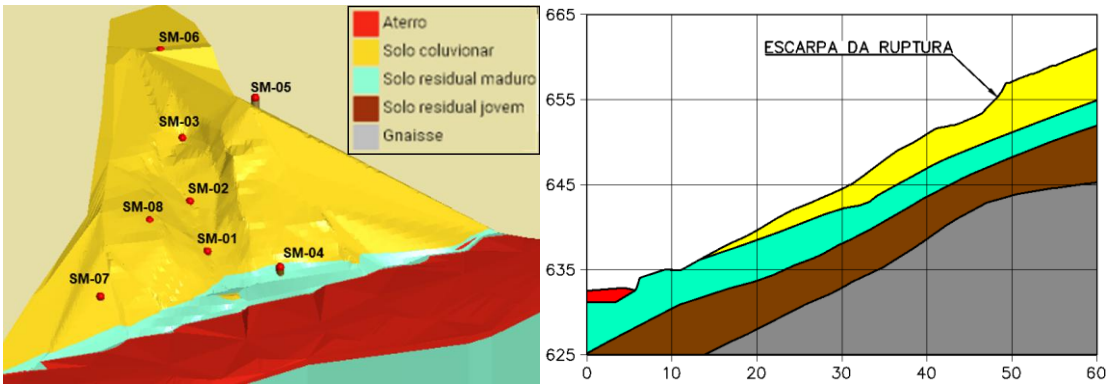


Figura 7. Posição das SMs sobre modelo geológico e seção geológica no eixo da movimentação principal.

A partir dos ensaios no material coluvionar foram obtidos os dados indicados na Tabela 1. Baseado na campanha de investigação e nos levantamentos topográficos do talude, foram realizadas retroanálises, como mostra a Figura 8, buscando inicialmente uma superfície de escorregamento que se mostrasse próxima à superfície topográfica correspondente ao levantamento após a primeira ruptura, calibrando os parâmetros de projeto. Também foram feitas análises que pudessem representar a geometria da segunda ruptura em que, variando-se o nível de água, se chegou ao nível crítico (de ruptura), corroborando a hipótese da presença de aquíferos suspensos (visto a baixa profundidade desse nível e as características hidráulicas dos materiais existentes), com o colúvio apresentando uma permeabilidade superior à do solo residual devido ao seu elevado índice de vazios e macroporos.

Tabela 1. Resultados de ensaios de laboratório do solo coluvionar.

Índices Físicos	γ_d (kN/m^3)		γ_s (kN/m^3)		e
	10,30		26,48		1,57
Limites Atterberg	LL (%)		LP (%)		IP (%)
	53		37		16
Granulometria	Argila (%)	Silte (%)	Areia fina (%)	Areia média (%)	Areia grossa (%)
	26	33	16	17	7
Cisalhamento Direto	c (kPa)		ϕ (°)		
	9		26		

γ_d – peso específico seco
γ_s – peso específico real dos grãos
e – índice de vazios
c – intercepto de coesão
ϕ – ângulo de atrito

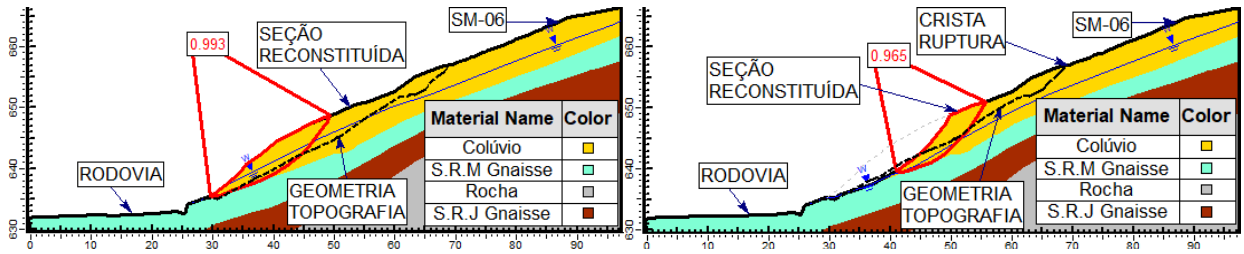


Figura 8. Retroanálises da 1ª (esquerda) e 2ª ruptura (direita).

Durante o acompanhamento executivo das trincheiras, foi feito monitoramento do indicador de nível de água instalado a montante da escarpa, com os dados representados pelo gráfico da Figura 9. As leituras foram feitas a partir do dia 11, onde o tempo estava nublado, mas, apesar de haver baixa precipitação em áreas próximas, não fora registrada chuva pela estação pluviométrica próxima, tendo havido redução de pouco mais de 10 cm no nível de água (N.A.). No dia seguinte, foi registrada chuva de 0,8 mm, acompanhada de maior redução no nível de água. Já no terceiro dia, houve precipitações intensas, com registro total diário de 18,6 mm e um aumento de quase 60 cm medido em menos de 6 horas (cerca de 10 cm/hora) durante o período de maior intensidade pluviométrica. Já no dia seguinte, onde a chuva foi de apenas 2,6 mm, o N.A. voltou a diminuir. Essas medidas demonstram a velocidade com que ocorrem variações no nível freático em encostas de serra, mesmo em períodos sem ocorrência de eventos extraordinários de chuva, trazendo dados pouco abordados na literatura técnica no sentido de mostrar como chuvas intensas podem gerar rápido aumento das poropressões nesses maciços, corroborando a hipótese assumida na retroanálise.

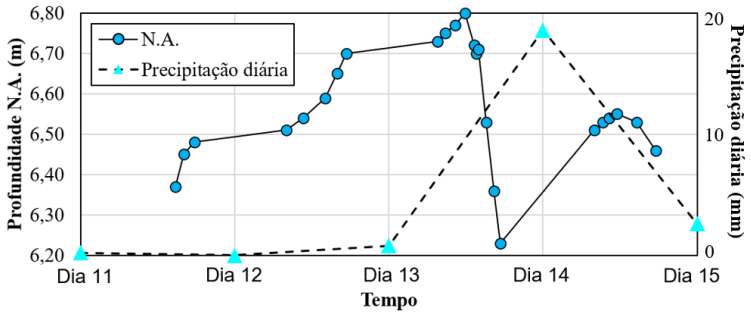


Figura 9. Precipitação registrada durante período de acompanhamento de obra.

Como solução em caráter permanente foi desenvolvido um projeto executivo contemplando soluções de solo grampeado com face em tela metálica de alta resistência combinada a um sistema de drenagem superficial e subsuperficial, além de um projeto de monitoramento. Esse conceito de solução foi escolhido pela concessionária em detrimento de proposições de terraplenagem devido ao baixo impacto na operação da rodovia, minimização do risco de acidentes de trânsito e menor tempo executivo, o que é particularmente importante considerando a característica de potencial retrogressão da ruptura.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir da constatação de uma ruptura ocorrida em solo coluvionar a montante de uma rodovia, num trecho em meia encosta na Serra do Mar, foi dado início à investigação das causas e busca de soluções viáveis para mitigação emergencial do problema e de estabilização definitiva. Fatores como a dificuldade de acesso ao local por máquinas de maior porte e até mesmo escavadeiras, além de condições climáticas adversas (com precipitações intensas frequentes e sem regime de chuvas bem definido) e a retrogressão da ruptura em novos eventos de movimentação tornaram a estabilização da encosta um desafio complexo do ponto de vista técnico-executivo. Entendeu-se como fundamental a presença de ATO durante as ações de medidas emergências, garantindo o atendimento das premissas de medidas emergências, além de possibilidade de alterações/adaptações céleres em campo frente a problemas executivos observado durante as atividades. Diferentemente de eventos de rastejo, bastante comuns em solos coluvionares, os eventos relatados apresentam elevada velocidade e rupturas com características pouco dúcteis, sendo que nos mais recentes os marcos topográficos não foram capazes de captar movimentações com antecedência. Também foram observados horizontes de solo orgânico que afetavam a hidrogeologia local. Em caráter emergencial foi proposta a execução de drenagem subterrânea e superficial, sendo proposto a nível permanente a execução de solo grampeado e drenos horizontais profundos, minimizando o impacto sobre a região e proporcionando maior agilidade executiva, essencial para impedir a ocorrência de novas movimentações retrogressivas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a FGS Geotecnia e a EPR Litoral Pioneiro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Batista, E.F., Passini, L.B., Kormann, A.C.M. (2019) Methodologies of Economic Measurement and Vulnerability Assessment for Application in Landslide Risk Analysis in a Highway Domain Strip: A Case Study in the Serra Pelada Region (Brazil). Sustainability, vol. 11, 6130.

Cho, S.E., Lee, S.R. (2002) Evaluation of surficial stability for homogeneous slopes considering rainfall characteristics. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 128 (9), pp. 756–763.

Deere, D.U., Patton, F.D. (1972) Slope stability in residual soils, *Proc. 4th Pan-American Conf. Soil Mechanics*, Puerto Rico, pp. 87-170.

Guerra, Antônio Teixeira (1993) *Dicionário Geológico Geomorfológico 8ª Edição*, Rio de Janeiro.

Hunt, R.E. (1986) *Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation*. McGraw Hill Book Company.

Hunt, R.E. (2007) *Geologic Hazards. A Field Guide for Geotechnical Engineers*. CRC Press, Taylor and Francis Group.

Lacerda, W.A. (2004) The behavior of colluvial slopes in a tropical environment. *Landslides: evaluation and stabilization*, pp. 1315-1342.

Lacerda, W.A. (2007) Landslide initiation in saprolite and colluvium in southern Brazil: Field and laboratory observations. *Geomorphology*, 87, pp. 104-119.

Spiker, E.C., Gori, P. L. (2003) National Hazards Mitigation Strategy – A framework for Loss Reduction. Circular 1244, U.S. Geological Survey, Reston, Virginia.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/77

Estudo Didático da Influência de Parâmetros Geotécnicos na Estabilidade de Taludes por Análises de Equilíbrio Limite

Vanessa de Souza Batista
Engenheira Geotecnica, TPF Engenharia, Natal-RN, Brasil, vanessa.batista@tpfe.com.br

Katia Botelho Torres Galindo de Souza
Engenheira Geotecnica, TPF Engenharia, Recife-PE, Brasil, katia.galindo@tpfe.com.br

Fernanda Yamaguchi Matarazo
Engenheira Geotecnica, TPF Engenharia, Nova Lima-MG, Brasil, fernanda.matarazo@tpfe.com.br

Geovana Almeida
Engenheira, TPF Engenharia, Recife, Brasil, geovana.almeida@tpfe.com.br

RESUMO: Este trabalho apresenta uma análise paramétrica da influência de fatores geotécnicos na estabilidade de taludes, utilizando métodos de equilíbrio limite. Foram desenvolvidos modelos bidimensionais de taludes homogêneos considerando dois materiais representativos: um solo arenoso (c = 0 kPa; φ = 32°) e um solo argiloso (c = 10 kPa; φ = 24°). As análises foram realizadas no software Slide2, empregando os métodos de Morgenstern-Price, Spencer e Sarma, com busca automática das superfícies críticas. Avaliou-se a influência isolada de seis parâmetros: nível d'água, altura, inclinação, sobrecarga, espessura de camada menos resistente na fundação e parâmetros de resistência ao cisalhamento. Os resultados indicam que, em solos arenosos, a estabilidade é predominantemente controlada pelo ângulo de atrito e pela inclinação do talude, enquanto, em solos argilosos, a coesão, a altura e as condições hidráulicas exercem maior influência. A sobrecarga mostrou impacto significativo em ambos os materiais, e a presença de camadas menos resistentes alterou o mecanismo de ruptura em solos argilosos. O estudo evidencia o caráter didático das análises paramétricas, contribuindo para a compreensão dos fatores que controlam a estabilidade e para a interpretação de projetos geotécnicos.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de taludes, Análise paramétrica, Equilíbrio limite, Solos arenosos, Solos argilosos, Fator de segurança.

ABSTRACT: This study presents a parametric analysis of the influence of geotechnical factors on slope stability using limit equilibrium methods. Two-dimensional models of homogeneous slopes were developed considering two representative materials: a sandy soil (c = 0 kPa; φ = 32°) and a clayey soil (c = 10 kPa; φ = 24°). The analyses were performed using Slide2 software, applying the Morgenstern-Price, Spencer, and Sarma methods, with automatic search for critical slip surfaces. The influence of six parameters was evaluated individually: groundwater level, slope height, slope inclination, surcharge, thickness of a weak foundation layer, and shear strength parameters. The results indicate that, in sandy soils, stability is mainly controlled by the friction angle and slope geometry, while in clayey soils, cohesion, slope height, and hydraulic conditions play a more significant role. Surcharge had a considerable impact on stability in both materials, and the presence of weak layers affected the failure mechanism in clayey soils. The study highlights the didactic value of parametric analyses, contributing to a better understanding of slope stability behavior and supporting geotechnical design interpretation.

KEYWORDS: Slope stability, Parametric analysis, Limit equilibrium, Sandy soils, Clayey soils, Factor of safety.

1 INTRODUÇÃO

O comportamento dos taludes é governado por uma combinação de fatores, incluindo propriedades de resistência ao cisalhamento, condições hidráulicas, geometria da estrutura e carregamentos atuantes. Dentre

esses, destaca-se a influência das condições de fluxo e das pressões neutras, que afetam diretamente as tensões efetivas e, consequentemente, a resistência mobilizada ao longo das superfícies potenciais de ruptura. Estudos recentes indicam que a variação do nível d'água e a presença de solos moles ou heterogêneos podem alterar significativamente os mecanismos de ruptura e os fatores de segurança, especialmente quando consideradas análises probabilísticas e a variabilidade dos parâmetros geotécnicos (LIU; LI, 2025).

As análises de estabilidade são tradicionalmente conduzidas por métodos de equilíbrio limite (LEM), amplamente utilizados devido à sua eficiência computacional e aplicabilidade em projetos de engenharia. Trabalhos recentes demonstram que esses métodos continuam sendo ferramentas fundamentais, especialmente quando associados a técnicas modernas de busca de superfícies críticas e integração com análises numéricas, como elementos finitos (GAEL; LEROY; CHRISTIAN, 2025). Além disso, avanços recentes incluem a aplicação de análises tridimensionais e abordagens mais realistas para representação dos mecanismos de ruptura, permitindo uma melhor avaliação da estabilidade em condições complexas (ZHANG et al., 2024; VAROL; AYHAN; AKINCI, 2024).

Outro aspecto relevante refere-se à consideração de carregamentos externos, como ações sísmicas e sobrecargas, que podem reduzir significativamente o fator de segurança e alterar os modos de falha. Estudos recentes destacam a importância da análise da estabilidade sob condições dinâmicas e da incorporação de reforços geotécnicos, evidenciando a necessidade de abordagens mais abrangentes para avaliação da segurança de taludes (CHEN *et al*., 2025).

Nesse contexto, a realização de análises paramétricas torna-se uma ferramenta fundamental para compreender a influência individual dos principais fatores que controlam a estabilidade dos taludes. Essa abordagem permite avaliar a sensibilidade do fator de segurança frente às incertezas dos parâmetros geotécnicos e das condições hidráulicas, contribuindo para o desenvolvimento de projetos mais seguros e otimizados (RAHMAN *et al*., 2023).

Diante disso, o presente trabalho tem como objetivo avaliar, por meio de análises de estabilidade baseadas em métodos de equilíbrio limite, a influência de diferentes parâmetros geotécnicos no fator de segurança e nos mecanismos potenciais de ruptura de taludes homogêneos, considerando materiais representativos de comportamento arenoso e argiloso.

2 METODOLOGIA

As análises de estabilidade foram realizadas por meio de métodos de equilíbrio limite utilizando o software Slide2, desenvolvido pela Rocscience. Foram elaborados modelos bidimensionais representando taludes homogêneos considerando dois materiais representativos: um solo arenoso, com parâmetros de resistência ao cisalhamento $c = 0$ kPa e $\varphi = 32°$, e um solo argiloso, com $c = 10$ kPa e $\varphi = 24°$.

As análises de estabilidade foram conduzidas utilizando os métodos de Morgenstern & Price (1965), Spencer (1967) e Sarma (1973), considerando superfícies potenciais de ruptura não circulares. A busca pelas superfícies críticas foi realizada por meio do algoritmo de otimização Cuckoo Search.

A partir desses modelos, foi realizada uma análise paramétrica na qual seis fatores foram avaliados individualmente: poropressão, altura do talude, sobrecarga no coroamento, inclinação do talude, espessura de uma camada fraca na fundação e parâmetros de resistência ao cisalhamento. Em cada etapa, apenas um parâmetro foi modificado, mantendo-se os demais constantes, permitindo avaliar sua influência direta no fator de segurança e no mecanismo potencial de ruptura.

3 RESULTADOS

Os resultados obtidos a partir das análises de estabilidade realizadas são apresentados a seguir, com o objetivo de evidenciar a influência individual dos parâmetros investigados no fator de segurança e no mecanismo potencial de ruptura dos taludes analisados. A comparação entre os cenários modelados para o solo arenoso e o solo argiloso permite observar diferenças no comportamento geotécnico associadas às propriedades de resistência ao cisalhamento de cada material. Dessa forma, os resultados são apresentados de maneira comparativa, destacando como variações nos fatores analisados afetam a estabilidade global do talude e a configuração das superfícies críticas de ruptura.

3.1 Nível d'água

O teste para avaliar a influência do nível d'água na estabilidade foi realizado considerando um talude com 10 m de altura e inclinação de 1V:2H, analisado com dois materiais representativos: um solo arenoso (c = 0 kPa; φ = 32°) e um solo argiloso (c = 10 kPa; φ = 24°). Para investigar a sensibilidade da estabilidade em relação às condições hidráulicas, foi definida uma superfície freática mínima e uma máxima, sendo realizada uma análise paramétrica em que o nível d'água foi progressivamente elevado entre esses dois limites. No gráfico apresentado, o valor 0 representa a posição mínima do nível freático, enquanto o valor 1 representa sua posição máxima (Figura 1).

Para o solo arenoso, observa-se que o aumento do nível d'água inicialmente não provoca variações significativas no fator de segurança, mantendo-se aproximadamente constante até cerca de 0,65 na escala de variação do NA. Esse comportamento ocorre porque, até esse ponto, a superfície freática permanece abaixo da superfície crítica de ruptura, não gerando pressões neutras relevantes ao longo do plano potencial de cisalhamento. A partir desse nível, quando a superfície freática passa a interceptar a superfície de ruptura, observa-se uma redução acentuada do fator de segurança, que decresce de aproximadamente 1,37 para 0,92 no nível máximo considerado. Esse resultado evidencia a forte influência das pressões neutras e da redução das tensões efetivas na estabilidade de solos predominantemente friccionais.

Por outro lado, no solo argiloso, a influência do nível d'água manifesta-se desde os níveis mais baixos da superfície freática. Isso ocorre porque a superfície crítica de ruptura identificada é mais profunda, interceptando regiões do maciço onde as pressões neutras já estão presentes mesmo para níveis freáticos relativamente baixos. Como resultado, observa-se uma redução gradual e contínua do fator de segurança ao longo de toda a variação analisada, passando de aproximadamente 1,60 no nível mínimo para cerca de 1,10 no nível máximo do NA. Esse comportamento indica maior sensibilidade do sistema à presença de poropressões ao longo de uma extensão significativa da superfície potencial de ruptura.

A comparação entre os dois cenários evidencia que a geometria da superfície de ruptura e o mecanismo de mobilização da resistência do solo exercem papel determinante na forma como o nível d'água influencia a estabilidade. No solo arenoso, o efeito hidráulico torna-se crítico apenas quando o nível freático intercepta diretamente a superfície de ruptura, resultando em uma queda abrupta do fator de segurança. Já no solo argiloso, a presença de superfícies de ruptura mais profundas faz com que o aumento do nível d'água produza uma redução progressiva da estabilidade, refletindo a interação contínua entre as pressões neutras e a resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo do maciço. Esses resultados ilustram de forma clara como a posição da superfície freática e a profundidade do mecanismo de ruptura controlam a sensibilidade do talude às condições hidráulicas, aspecto fundamental na avaliação da estabilidade de encostas naturais e taludes de engenharia.

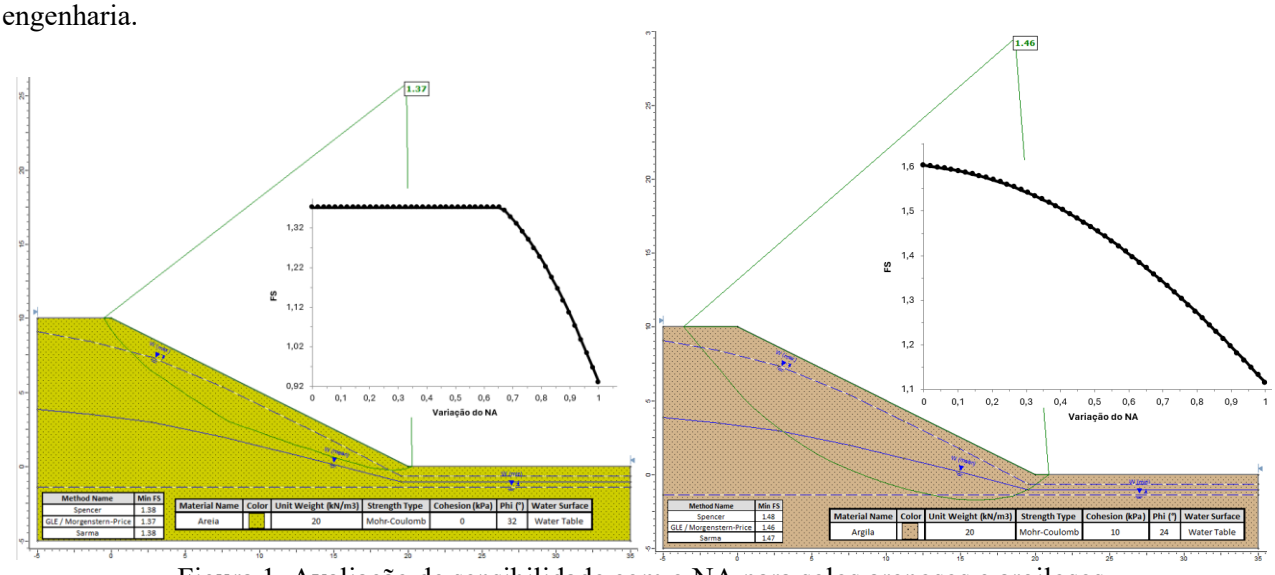


Figura 1. Avaliação de sensibilidade com o NA para solos arenosos e argilosos.

3.2 Altura e inclinação do talude

A análise dos resultados (Tabela 1) indica que a inclinação do talude exerce maior influência no fator de segurança em solos arenosos quando comparada à variação da altura. Observa-se que a alteração da inclinação de 1V:1H para 1V:2H provoca um aumento significativo do fator de segurança, enquanto a variação da altura, dentro da faixa analisada, resulta em mudanças relativamente menos expressivas. Esse comportamento está associado ao fato de que, em solos predominantemente friccionais, a estabilidade é fortemente controlada pela geometria do talude e pela mobilização do atrito ao longo da superfície potencial de ruptura, tornando taludes mais íngremes consideravelmente mais suscetíveis à instabilidade.

Tabela 1. Resultados das análises variando altura e inclinação.

Variáveis			FS		
Tipo de solo	Inclinação	Altura	GLE	Spencer	Sarma
Solo arenoso	1V:1H	5	0,69	0,69	0,69
		10	0,64	0,64	0,64
		20	0,63	0,63	0,63
	1V:2H	5	1,31	1,31	1,31
		10	1,26	1,26	1,26
		20	1,25	1,25	1,25
Solo argiloso	1V:1H	5	1,36	1,38	1,5
		10	1,0	1,02	1,0
		20	0,78	0,8	0,8
	1V:2H	5	1,98	2	1,99
		10	1,54	1,56	1,56
		20	1,29	1,3	1,3

Por outro lado, para solos argilosos, os resultados indicam que a altura do talude possui influência mais significativa na variação do fator de segurança. À medida que a altura aumenta, observa-se uma redução mais pronunciada do fator de segurança, refletindo o aumento das tensões atuantes no maciço e a maior extensão da superfície potencial de ruptura. Nesses materiais, embora a inclinação também afete a estabilidade, o incremento da altura tende a mobilizar volumes maiores de solo e ampliar os esforços solicitantes, tornando esse parâmetro particularmente relevante para a avaliação da segurança do talude.

Esses resultados evidenciam que a sensibilidade da estabilidade do talude à geometria depende do tipo de material, sendo a inclinação mais crítica em solos friccionais, como areias, e a altura do talude um fator de maior impacto em solos com comportamento mais coesivo, como as argilas. Essa distinção é importante para a interpretação de análises de estabilidade e para o dimensionamento adequado de taludes em diferentes condições geotécnicas.

3.3 Sobrecarga

Os resultados mostram que o aumento da sobrecarga aplicada no coroamento do talude provoca redução progressiva do fator de segurança em ambos os tipos de solo. Esse comportamento ocorre porque a carga adicional aumenta as tensões atuantes no maciço e ao longo da superfície potencial de ruptura (Figura 2).

No solo arenoso ($c = 0$ kPa; $\varphi = 32°$), o fator de segurança reduz de aproximadamente 1,26 para cerca de 0,80 com o aumento da carga até 500 kN/m². Já no solo argiloso ($c = 10$ kPa; $\varphi = 24°$), o fator de segurança inicial é maior, cerca de 1,53, devido à presença de coesão, porém também diminui com o incremento da sobrecarga, atingindo valores próximos de 0,83.

De modo geral, observa-se que a sobrecarga tem influência significativa na estabilidade do talude, reduzindo o fator de segurança de forma semelhante em ambos os solos, especialmente quando a superfície de ruptura intercepta a região onde a carga é aplicada.

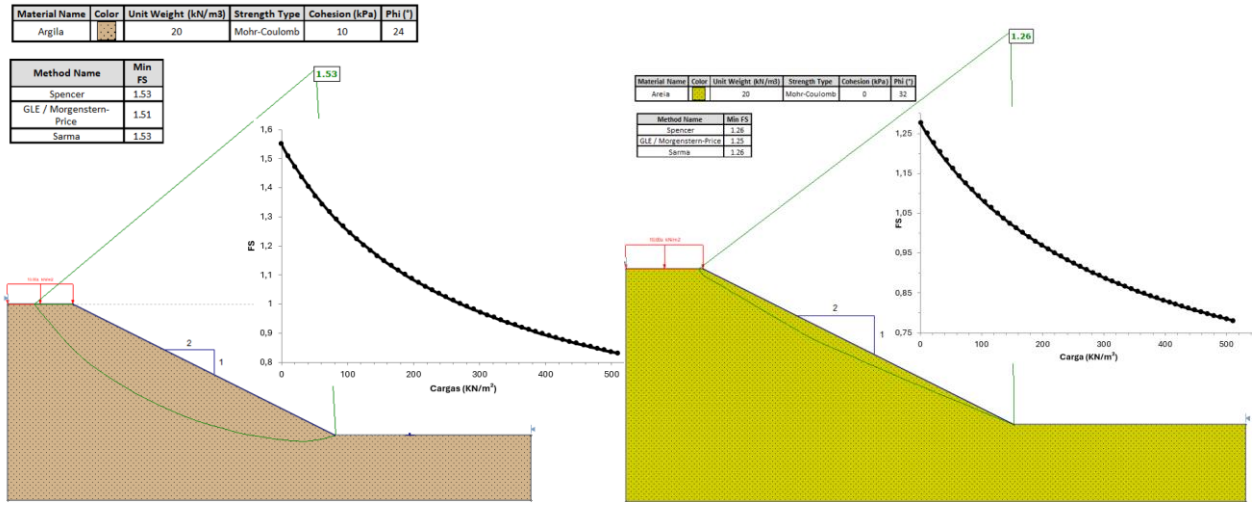


Figura 2. Avaliação de sensibilidade com sobrecarga para solos arenosos e argilosos.

3.4 Espessura de camada menos resesistente na fundação

Para esta análise, considerou-se apenas o solo argiloso, uma vez que, no caso do solo arenoso, as superfícies críticas de ruptura identificadas são relativamente rasas e não atingem profundidades suficientes para que a elevação da camada mais resistente exerça influência significativa na geometria da superfície de ruptura. Dessa forma, a variação da profundidade do estrato resistente não altera de maneira relevante o mecanismo de ruptura nesse material nas condições consideradas nesse estudo.

Os resultados mostram que a profundidade da camada resistente influência a geometria da superfície de ruptura e o fator de segurança do talude. Quando a camada resistente se encontra mais profunda, a superfície de ruptura se desenvolve inteiramente no solo. Por outro lado, quando a camada resistente está mais próxima da base do talude, ela limita o desenvolvimento da superfície de ruptura. Assim, a posição do estrato resistente influência o mecanismo de ruptura e o nível de estabilidade do talude.

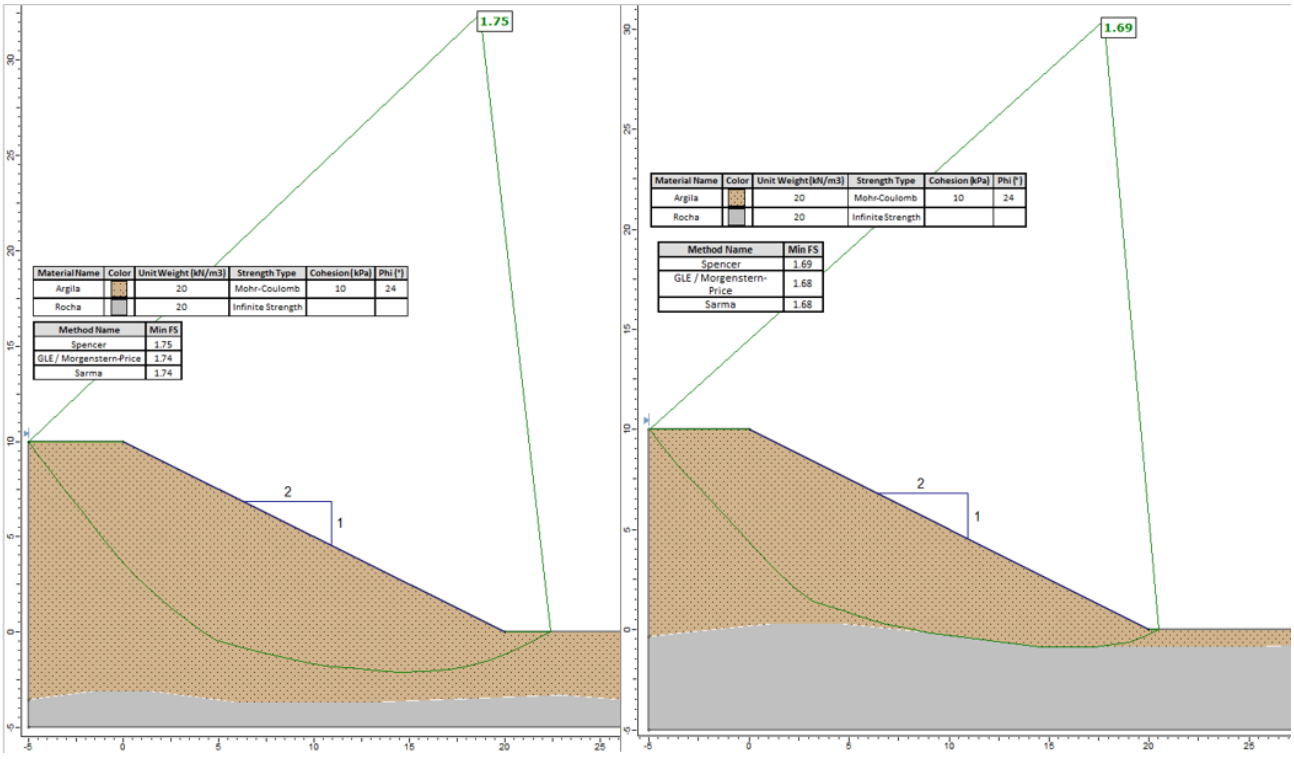


Figura 3. Avaliação com variação da cota da camada mais resistente.

3.5 Parâmetros de resistência ao cisalhamento

Observa-se, na Figura 4 (solo argiloso), uma relação linear direta entre a coesão do material e o fator de segurança do talude, com coeficiente de determinação igual a 1, indicando comportamento perfeitamente proporcional no contexto da análise determinística adotada. O aumento da coesão resulta em elevação significativa da estabilidade, evidenciando a forte dependência de taludes argilosos em relação a esse parâmetro. Destaca-se que, mesmo na ausência de coesão, o fator de segurança permanece superior à unidade, o que indica a contribuição relevante do ângulo de atrito na resistência global.

Entretanto, essa elevada sensibilidade do fator de segurança à coesão requer cautela na definição desse parâmetro, uma vez que, em condições reais, a coesão pode apresentar significativa variabilidade e redução ao longo do tempo, especialmente em função de processos de saturação e amolecimento. Ressalta-se que a linearidade observada é característica das análises determinísticas em equilíbrio limite, nas quais os parâmetros de resistência são considerados constantes. Nesse contexto, a coesão atua como o principal parâmetro estabilizante em solos argilosos, sobretudo em geometrias moderadas, como a inclinação 1V:2H, onde a contribuição friccional isoladamente não é suficiente para garantir elevados fatores de segurança.

Por outro lado, conforme apresentado na Figura 4 (solo arenoso), observa-se uma relação aproximadamente linear entre o ângulo de atrito e o fator de segurança do talude, também com elevado coeficiente de determinação. Esse comportamento evidencia que, em solos arenosos, a estabilidade é governada predominantemente pela resistência friccional, uma vez que não há contribuição coesiva. Verifica-se ainda a existência de um valor crítico de φ', abaixo do qual o talude se torna instável, refletindo a relação direta entre a geometria do talude e a resistência ao cisalhamento mobilizada.

Adicionalmente, a elevada sensibilidade do fator de segurança a variações no ângulo de atrito reforça a importância de uma adequada caracterização geotécnica, visto que pequenas alterações nesse parâmetro podem resultar em impactos significativos na estabilidade. Dessa forma, a análise comparativa entre as Figuras A e B evidencia comportamentos distintos, nos quais a estabilidade é controlada por mecanismos resistentes diferentes, sendo a coesão dominante nos solos argilosos e o atrito nos solos arenosos.

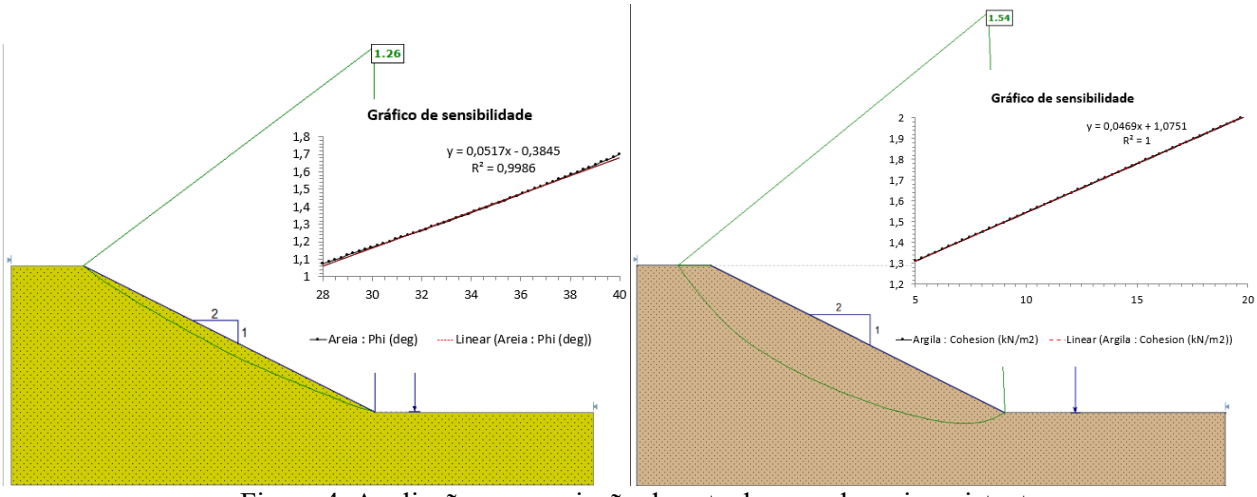


Figura 4. Avaliação com variação da cota da camada mais resistente.

4 Conclusões

Com base nas análises paramétricas realizadas por meio de métodos de equilíbrio limite, foi possível avaliar de forma sistemática a influência dos principais parâmetros geotécnicos na estabilidade de taludes homogêneos, considerando materiais representativos de comportamento arenoso e argiloso.

Os resultados evidenciam que a resposta do fator de segurança está diretamente relacionada ao mecanismo resistente predominante de cada material. Em solos arenosos, a estabilidade mostrou-se fortemente dependente da resistência friccional, sendo a inclinação do talude e o ângulo de atrito os parâmetros de maior influência. Pequenas variações em φ' resultaram em alterações significativas no fator de segurança, indicando elevada sensibilidade e reforçando a importância da adequada caracterização desse parâmetro em campo.

Por outro lado, nos solos argilosos, a coesão exerceu papel dominante na estabilidade, com comportamento linear e proporcional entre esse parâmetro e o fator de segurança. Além disso, verificou-se maior influência da altura do talude e das condições hidráulicas, especialmente em função da maior profundidade das superfícies potenciais de ruptura. A presença de poropressões mostrou-se crítica, promovendo reduções progressivas na estabilidade.

A análise da sobrecarga indicou comportamento semelhante para ambos os materiais, com redução consistente do fator de segurança, evidenciando a importância da consideração de carregamentos externos no dimensionamento de taludes. Já a presença de camadas menos resistentes na fundação demonstrou influência relevante no solo argiloso que apresenta superfície de ruptura mais profundas, alterando o mecanismo de ruptura e limitando o desenvolvimento das superfícies críticas.

De forma geral, os resultados demonstram que a estabilidade de taludes não depende apenas da geometria ou de um único parâmetro isolado, mas da interação entre as propriedades do material, condições hidráulicas e configuração geométrica. A análise comparativa entre solos com comportamentos mecânicos distintos permitiu evidenciar diferenças fundamentais na sensibilidade dos parâmetros, contribuindo para uma melhor interpretação dos resultados de análises de estabilidade.

Por fim, destaca-se o caráter didático do estudo, que possibilita a visualização clara da influência individual de cada variável, servindo como ferramenta de apoio à formação de engenheiros geotécnicos e à tomada de decisão em projetos. Os resultados reforçam a necessidade de abordagens integradas e criteriosas na definição de parâmetros geotécnicos, especialmente considerando suas incertezas e variabilidade em condições reais.

AGRADECIMENTOS

À TPF Engenharia, pelo apoio e pela disponibilização do software, que constituíram condições essenciais para condução das atividades experimentais e para a consolidação dos resultados apresentados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Chen, X. et al. Evaluating seismic stability of reinforced soil slopes using the limit equilibrium method. *Frontiers in Physics*, v. 12, 2025.

Gael, C. N.; Leroy, M. N.; Christian, F. B. Research on slope stability assessment methods: a comparative analysis of limit equilibrium, finite element, and analytical approaches. *AI in Civil Engineering*, 2025.

Liu, G.; Li, D. Probabilistic stability assessment of slope considering soft soil and silty clay foundations. *Scientific Reports*, v. 15, 2025.

Rahman, A. U. et al. Geotechnical assessment of rock slope stability using kinematic and limit equilibrium analysis. *Water*, v. 15, n. 10, 2023.

Varol, O. O.; Ayhan, M.; Akinci, M. Comparative slope stability analyses using 3D limit equilibrium and finite element methods. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 2024.

Zhang, F. et al. Recent advances in stability analysis and design of 3D slopes. *Frontiers in Built Environment*, v. 10, 2024.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/78

FAMÍLIA BIM PARA CONTENÇÕES EM SOLOS REFORÇADOS COM FACE EM TELA METÁLICA: DESENVOLVIMENTO E APLICAÇÃO EM PROJETOS DE INFRAESTRUTURA

VINÍCIUS SAMAHÁ SALLES
Engenheiro, Departamento de Engenharia, HUESKER Ltda;, São José dos Campos, Brasil, vinicius.salles@huesker.com.br

GUILHERME APOLINÁRIO MARCONDES
Engenheiro, Departamento Técnico-Comercial, HUESKER Ltda;, São José dos Campos, Brasil, guilherme.marcondes@huesker.com.br

LUIS BRIAN APAZA FUENTES
Gerente de Engenharia, HUESKER Ltda;, São José dos Campos, Brasil, brian.fuentes@huesker.com.br

RESUMO: A aplicação da metodologia Building Information Modeling (BIM) em projetos de infraestrutura tem se consolidado como uma ferramenta importante para a modernização da engenharia, proporcionando benefícios como maior integração entre disciplinas, otimização de processos, redução de erros, planejamento mais preciso e acompanhamento contínuo ao longo do ciclo de vida das obras. A partir da década de 2020, a adoção do BIM cresceu significativamente no Brasil, impulsionada por iniciativas governamentais e marcos regulatórios, como o Decreto nº 10.306/2020 e a Decisão nº 737/2025 da Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT). Essas iniciativas evidenciam a necessidade de ampliar a utilização do BIM em diferentes segmentos da infraestrutura, incentivando o desenvolvimento de práticas e ferramentas alinhadas a padrões internacionais. Apesar desse avanço, a aplicação do BIM em estruturas de contenção em solo reforçado ainda se encontra em estágio inicial, com poucos exemplos consolidados e escassez de bibliotecas paramétricas desenvolvidas especificamente para esse tipo de obra. Nesse contexto, este trabalho apresenta o desenvolvimento de família BIM totalmente parametrizada para sistema de contenção em solo reforçado com face em tela metálica articulada em formato "L", baseadas no Sistema Quadratum®. A família desenvolvida permite a extração automática e em tempo real de quantitativos, a adaptação a diferentes geometrias de projeto e a integração com outras disciplinas de engenharia, contribuindo para maior confiabilidade e eficiência na elaboração de modelos digitais. A aplicação prática dessas famílias em projetos de infraestrutura demonstrou melhorias relevantes em comparação com métodos tradicionais de projeto. Dessa forma, o estudo propõe uma nova abordagem para o uso do BIM nesse segmento, reforçando sua importância estratégica para o avanço do desenvolvimento de projetos de infraestrutura.

PALAVRAS-CHAVE: BIM; CONTENÇÃO EM SOLO REFORÇADO; GEOSSINTÉTICOS; MODELAGEM PARAMÉTRICA; SISTEMA QUADRATUM®.

ABSTRACT: The application of the *Building Information Modeling* (BIM) methodology in infrastructure projects has become established as an important tool for the modernization of engineering, providing benefits such as greater integration among disciplines, process optimization, error reduction, more accurate planning, and continuous monitoring throughout the lifecycle of projects. Since the 2020s, BIM adoption has grown significantly in Brazil, driven by governmental initiatives and regulatory frameworks, such as Decree No. 10,306/2020 and Decision No. 737/2025 issued by the Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT). These initiatives highlight the need to expand the use of BIM across different infrastructure sectors, encouraging the development of practices and tools aligned with international standards. Despite this progress, the application of BIM to reinforced soil retaining structures is still at an early stage, with few consolidated

examples and a lack of parametric libraries specifically developed for this type of project. In this context, this study presents the development of fully parameterized BIM families for reinforced soil retaining systems with an "L"-shaped and articulated wire mesh facing, based on the Quadratum System®. The developed families allow the automatic and real-time extraction of quantities, adaptation to different project geometries, and integration with other engineering disciplines, contributing to greater reliability and efficiency in the development of digital models. The practical application of these families in infrastructure projects demonstrated relevant improvements compared to traditional design methods. Therefore, this study proposes a new approach to the use of BIM in this segment, reinforcing its strategic importance for advancing infrastructure project development and digital engineering.

KEYWORDS: BIM; REINFORCED SOIL STRUCTURES; GEOSYNTHETICS; PARAMETRIC BIM MODELING; QUADRATUM SYSTEM®.

1 INTRODUÇÃO

A indústria da engenharia civil tem passado por uma transformação digital progressiva, que vem provocando uma reestruturação em todos os níveis de seus processos, desde a concepção e desenvolvimento do projeto até a execução e a gestão de obras de infraestrutura. Nesse contexto, a metodologia Building Information Modeling (BIM) tem se consolidado como uma das principais ferramentas de inovação tecnológica na construção civil, permitindo a integração entre disciplinas, maior precisão geométrica e a criação de modelos digitais que facilitam a tomada de decisão e o gerenciamento das informações ao longo do ciclo de vida das obras (EASTMAN et al., 2018).

Pesquisas mais recentes reforçam esses avanços, demonstrando a expansão do BIM para projetos lineares e geotécnicos. Biancardo et al. (2020) aplicaram o BIM em projetos rodoviários na Itália, integrando ferramentas como Civil 3D, Revit e InfraWorks para modelagem de barreiras e muros de contenção, mostrando o potencial da metodologia em cenários complexos de infraestrutura. Lu e Liao (2018) também evidenciaram a eficiência do BIM na modelagem e no planejamento 4D de estruturas de contenção de metrôs em Taipei, destacando melhorias na visualização e na coordenação construtiva. Apesar desses avanços, ainda são identificadas lacunas relacionadas à representação paramétrica de elementos geotécnicos específicos, especialmente no que se refere a sistemas de contenção em solo reforçado.

As contenções em solo reforçado constituem soluções estruturais amplamente empregadas em obras de infraestrutura, como rodovias, pontes e terraplenagens. Essas estruturas são compostas majoritariamente pelo próprio solo compactado, associado a elementos de reforço, metálicos ou geossintéticos, como geogrelhas, responsáveis por aumentar a resistência e controlar as deformações do maciço. O sistema é complementado por sistemas metálicos preenchidos, além de dispositivos de drenagem destinados ao controle das poropressões (ARDILA et al., 2023). Em comparação às soluções tradicionais em concreto armado, as contenções em solo reforçado apresentam vantagens como maior flexibilidade estrutural, menor impacto ambiental, eficiência econômica e maior rapidez executiva (BATHURST; HATAMI, 2001; WU, 2019).

Apesar dos benefícios amplamente documentados tanto da metodologia BIM quanto das estruturas em solo reforçado, observa-se uma aplicação ainda limitada da modelagem informacional a esse tipo de solução geotécnica. Essa limitação decorre, em grande parte, da ausência de bibliotecas técnicas padronizadas e de famílias paramétricas específicas capazes de representar, de forma adequada, elementos como geogrelhas, faces em tela metálica e demais componentes do sistema. Tal lacuna dificulta a extração automatizada de quantitativos, a análise integrada entre disciplinas e a consolidação de fluxos de trabalho colaborativos no contexto da infraestrutura geotécnica.

Diante desse cenário, o presente trabalho propõe o desenvolvimento e a aplicação de famílias BIM voltadas a sistemas de contenção em solo reforçado, estruturadas com base em diretrizes normativas e critérios técnicos de projeto. As famílias foram concebidas de modo a integrar parâmetros geométricos, técnicos e informacionais que possibilitam adaptação a diferentes geometrias, extração automática de quantitativos e interoperabilidade com outras disciplinas de infraestrutura. Embora a aplicação apresentada tenha sido desenvolvida para um sistema específico de contenção com face em tela metálica, a lógica de parametrização adotada foi estruturada de forma a possibilitar sua adaptação a outras tipologias de contenções em solo reforçado, como contenção com face de blocos segmentados.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 A Metodologia BIM em Infraestrutura

O BIM consiste em uma metodologia voltada à criação, gerenciamento e compartilhamento de informações da construção por meio de modelos digitais paramétricos e orientados a dados. Diferentemente das abordagens baseadas em desenhos bidimensionais, o BIM estrutura as informações do empreendimento em um ambiente relacional, no qual cada elemento contém atributos geométricos e não geométricos que acompanham o ativo ao longo de seu ciclo de vida (EASTMAN et al., 2018), permitindo subsidiar análises técnicas, planejamento construtivo, extração de quantitativos e gestão operacional.

Embora inicialmente consolidado no setor de edificações, o BIM vem sendo progressivamente incorporado à infraestrutura, abrangendo obras lineares e sistemas de maior complexidade técnica, como rodovias, ferrovias, pontes, túneis e estruturas de contenção. Nesses empreendimentos, a modelagem demanda integração entre geometria tridimensional, dados topográficos, sistemas geoespaciais e informações geotécnicas, ampliando a complexidade em relação aos projetos verticais convencionais (CORRÊA et al., 2019).

Entre as principais vantagens destacam-se a detecção antecipada de interferências, maior previsibilidade de custos e prazos, automação de quantitativos e simulações 4D e 5D (CORRÊA et al., 2019; NIELSEN et al., 2024). A modelagem paramétrica também permite rápida adaptação a alterações de traçado e condicionantes topográficas, aspecto relevante em obras lineares.

Entretanto, a aplicação em infraestrutura ainda enfrenta desafios, como limitações de interoperabilidade e ausência de objetos paramétricos padronizados para elementos específicos. No campo geotécnico, observa-se escassez de bibliotecas voltadas à representação de camadas de solo, sistemas de reforço e estruturas de contenção, restringindo a integração plena dessas disciplinas ao fluxo BIM.

Estudos recentes, contudo, demonstram seu potencial em estruturas geotécnicas. Lu e Liao (2018) aplicaram o BIM na modelagem e planejamento 4D de contenções em obra metroviária, enquanto Biancardo et al. (2020) evidenciaram a integração entre plataformas de infraestrutura linear para geração automática de geometrias compatíveis com traçado e topografia. Assim, embora conceitualmente consolidado, o BIM ainda demanda o desenvolvimento de bibliotecas e famílias paramétricas específicas para sistemas geotécnicos, lacuna que fundamenta a presente pesquisa.

2.2 Marco Regulatório e Maturidade Digital do BIM no Brasil

No contexto brasileiro, a consolidação da transformação digital na engenharia civil tem sido fortemente impulsionada por políticas públicas e instrumentos normativos voltados à institucionalização do BIM nas contratações públicas. Esse movimento representa uma estratégia de modernização administrativa e de aumento da eficiência na gestão de ativos de infraestrutura.

O marco inicial desse processo ocorreu com a publicação do Decreto nº 9.983/2019, que instituiu a Estratégia Nacional de Disseminação do BIM (Estratégia BIM BR), estabelecendo diretrizes para fomentar a adoção da metodologia no país. Posteriormente, o Decreto nº 10.306/2020 definiu a utilização gradual e obrigatória do BIM em obras e serviços de engenharia contratados pela administração pública federal, estruturando sua implementação em fases sucessivas até 2028 (BRASIL, 2020). O cronograma prevê a ampliação progressiva dos usos do BIM, incluindo modelagem tridimensional, compatibilização de projetos, extração de quantitativos e planejamento executivo.

No setor de infraestrutura de transportes, destacam-se regulamentações específicas que ampliam o escopo de aplicação do BIM. A Decisão nº 737/2025 da Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT), por exemplo, tornou obrigatória a utilização da metodologia em projetos e obras vinculados a concessões rodoviárias federais, consolidando sua aplicação em empreendimentos lineares de grande porte. Essa medida sinaliza a maturidade regulatória do setor e reforça a necessidade de consolidação de práticas interoperáveis e padronizadas.

Apesar dos avanços regulatórios, estudos recentes indicam que a maturidade digital do BIM no Brasil ainda apresenta caráter heterogêneo. Dal'Bosco et al. (2024) apontam que apenas uma parcela reduzida das

administrações municipais encontra-se em estágio avançado de implementação, enquanto a maioria ainda se encontra em fases iniciais de adoção. De acordo com Nielsen et al. (2024), o país pode ser classificado predominantemente no nível colaborativo (nível 2) de maturidade BIM, caracterizado pela modelagem tridimensional integrada e pelo intercâmbio de informações entre disciplinas, porém ainda distante de um ambiente plenamente integrado e baseado em dados interoperáveis em tempo real (nível 3).

Portanto, o avanço regulatório brasileiro cria ambiente favorável à modernização dos processos de projeto e execução, mas sua efetividade está diretamente condicionada à capacidade técnica do setor em desenvolver ferramentas, objetos paramétricos e fluxos de trabalho compatíveis com as especificidades da infraestrutura nacional. Nesse contexto, a criação de família especializada e bibliotecas técnicas voltadas a sistemas de contenção representa não apenas uma contribuição tecnológica, mas também uma resposta às exigências institucionais impostas pelo atual estágio de maturidade digital do país.

2.3 Estruturas de Contenção em Solo Reforçado

As estruturas de contenção em solo reforçado constituem uma das soluções geotécnicas mais difundidas em obras de infraestrutura, sendo amplamente empregadas em rodovias, ferrovias, pontes, acessos industriais e áreas urbanas. Seu princípio fundamental baseia-se na interação mecânica entre o solo compactado e elementos de reforço inseridos em camadas horizontais, formando um maciço composto capaz de resistir a esforços de cisalhamento e tração de maneira mais eficiente que o solo não reforçado (CHENARI, 2023). A Figura 1, indica uma seção típica de contenção em solo reforçado com geossintéticos.

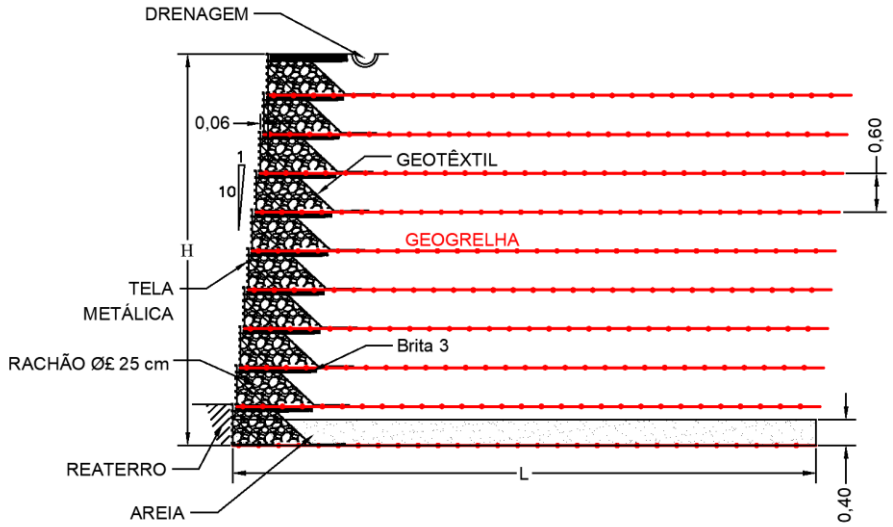


Figura 1. Seção Típica de Solo reforçado – Sistema Quadratum. Fonte: Elaborado pelo autor.

O comportamento estrutural dessas contenções está associado à mobilização de atrito e intertravamento entre o solo e os elementos de reforço, que podem ser metálicos ou geossintéticos — como geogrelhas e geotêxteis de alta resistência. Enquanto o solo apresenta desempenho satisfatório à compressão, sua resistência à tração é limitada; a introdução dos reforços promove redistribuição de tensões internas e controle de deformações, aumentando a estabilidade global do sistema (Ehrlich e Becker, 2009; Bathurst e Hatami, 2001).

Sob a perspectiva de projeto, as estruturas de solo reforçado exigem análises de estabilidade interna, externa e global, considerando parâmetros como comprimento de reforço, espaçamento vertical, resistência à tração, interação solo-reforço e condições de drenagem. Essas variáveis são fortemente dependentes da geometria da contenção, do perfil geotécnico e das cargas atuantes, o que torna o processo de dimensionamento intrinsecamente paramétrico.

Nesse contexto, observa-se uma lacuna entre a complexidade técnica dessas estruturas e as ferramentas digitais comumente empregadas em sua modelagem. A ausência de objetos paramétricos específicos para camadas de reforço, elementos de face e sistemas de drenagem dificulta a representação adequada dessas contenções em ambientes BIM, restringindo a automação de quantitativos e a interoperabilidade entre disciplinas.

3 METODOLOGIA

3.1 Sistema de Contenção Quadratum

Embora o Sistema Quadratum tenha sido utilizado como caso de aplicação neste estudo, os conceitos de parametrização desenvolvidos foram estruturados de forma a possibilitar sua adaptação a outras soluções de contenção em solo reforçado. Trata-se de um sistema modular amplamente empregado em obras de infraestrutura, constituído por módulos de face em telas eletrossoldadas galvanizadas. Esses módulos são associados a geogrelhas do tipo Fortrac T (PET) ou Fortrac MDT (PVA), responsáveis pela resistência à tração e pela estabilidade global da estrutura reforçada. A escolha do tipo de geogrelha é realizada em função das condições geotécnicas, dos níveis de carregamento e das exigências de projeto.

Os módulos metálicos apresentam dimensões padronizadas de 2,50 m de largura por 0,60 m de altura, possibilitando a execução da contenção em camadas sucessivas e favorecendo a modulação geométrica da estrutura. No contexto deste trabalho, o Sistema Quadratum foi selecionado em razão de sua padronização geométrica, repetitividade construtiva e clareza de parâmetros técnicos, características que favorecem sua representação por meio de famílias BIM paramétricas. A modularidade do sistema e a definição precisa de seus elementos constituintes permitem a incorporação de parâmetros geométricos, técnicos e informacionais diretamente no modelo digital, viabilizando a extração automática de quantitativos, a compatibilização interdisciplinar e o apoio ao planejamento construtivo.

3.2 Desenvolvimento das Famílias Paramétricas

O desenvolvimento das famílias BIM foi realizado no ambiente Autodesk Revit, adotando-se uma abordagem orientada a parâmetros, com o objetivo de criar objetos paramétricos capazes de representar de forma fiel e sistematizada os principais componentes do sistema de solo reforçado.

As famílias foram estruturadas para permitir adaptação automática às diferentes geometrias e condições de projeto, preservando a consistência técnica e informacional do modelo. Para isso, os parâmetros foram organizados em três grupos principais: geométricos, responsáveis pelo controle de dimensões como largura e comprimento dos módulos e comprimento das geogrelhas, possibilitando a adequação da estrutura às variações de altura, inclinação e configuração em planta; técnicos, que contemplam propriedades dos elementos de reforço, como material, resistência nominal à tração e identificação dos grupos de reforço, assegurando a representação das premissas adotadas no dimensionamento geotécnico; e informacionais, que incluem códigos de especificação, identificação de elementos, fases construtivas e dados destinados à extração automática de quantitativos, reforçando o modelo como base estruturada e integrada de informações. A estrutura de parametrização adotada foi concebida de forma genérica, permitindo que a lógica de modelagem desenvolvida neste trabalho seja utilizada como referência para a criação de famílias BIM aplicáveis a diferentes sistemas de contenção em solo reforçado, mediante a adaptação dos elementos de face e de seus respectivos parâmetros técnicos e informacionais.

Durante o desenvolvimento, adotou-se também uma estratégia de otimização computacional. A família foi configurada com dois níveis de representação: um modo simplificado, voltado à priorização do desempenho computacional e à leveza do modelo; e um modo detalhado (Figura 2a), que possibilita maior precisão geométrica, verificação de interferências e geração de vistas técnicas com elevado nível de detalhamento. A Figura 2b apresenta a estrutura executada em campo, permitindo a comparação entre o modelo digital e a solução construída. Observa-se que o nível detalhado do modelo reproduz com fidelidade os principais elementos geométricos e construtivos do sistema, evidenciando a compatibilidade entre o ambiente virtual e a aplicação real. Essa dualidade, aliada à validação visual com a obra executada, contribui para a escalabilidade do modelo e para sua aplicação em diferentes fases do ciclo de projeto. Dessa forma, a família desenvolvida constitui não apenas uma representação tridimensional do sistema de contenção, mas um conjunto estruturado de objetos informacionais, aptos a apoiar as etapas de concepção, detalhamento, compatibilização e planejamento construtivo. Embora aplicada neste estudo ao Sistema Quadratum®, a estrutura de parametrização proposta pode ser adaptada a outras tipologias de contenção em solo reforçado.

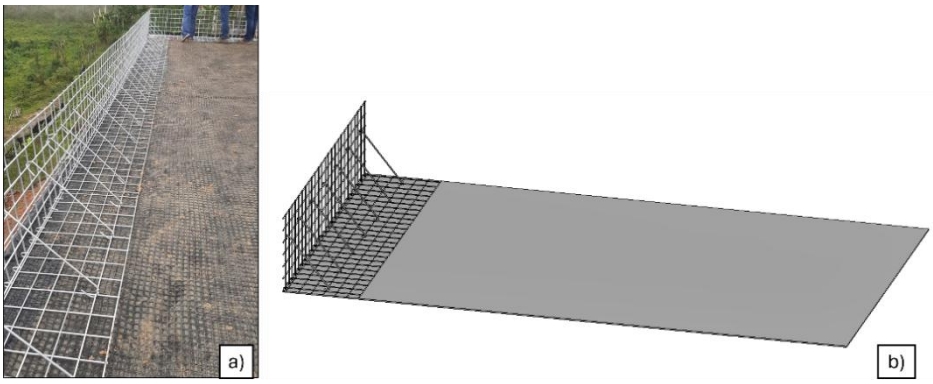


Figura 2 - Comparação entre modelo digital e real em obra do Sistema Quadratum: (a) Módulo na obra; (b) Módulo em modelo virtual. Fonte: Elaborado pelo autor.

3.3 Aplicação Prática

Após o desenvolvimento das famílias paramétricas, o sistema foi aplicado experimentalmente em projetos reais de médio e grande porte, em paralelo aos métodos tradicionais de modelagem em CAD. Essa aplicação teve como objetivo avaliar, de forma comparativa, o desempenho da metodologia BIM em relação ao processo convencional.

Nos projetos analisados, observou-se que a modelagem em BIM permitiu a definição completa das geometrias das contenções em tempo inferior ao método tradicional, com geração simultânea de quantitativos e folhas de projeto. No fluxo convencional em CAD, essas etapas foram realizadas de forma sequencial e manual, demandando maior tempo de desenvolvimento e maior suscetibilidade a inconsistências.

Em um projeto piloto específico, foi modelada uma contenção não linear com múltiplos pontos de mudança de direção e rampa de acesso a jusante também em solo reforçado, como mostrado na isométrica na Figura 3. A modelagem possibilitou a identificação prévia de interferências com dispositivos de drenagem e obras correntes, que, em um processo convencional, tenderiam a ser detectadas apenas em fases posteriores de detalhamento ou execução, potencialmente gerando retrabalho e custos adicionais.

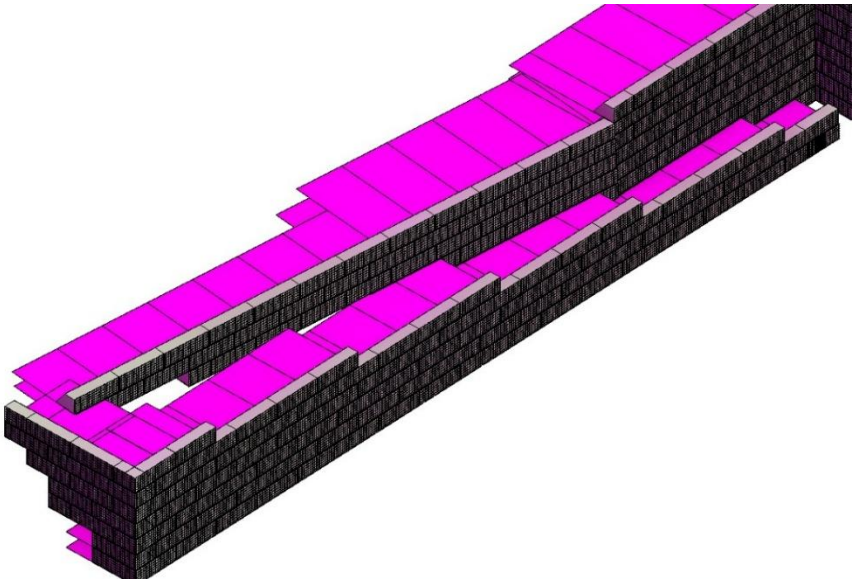


Figura 3. Contenção do projeto. Fonte: Elaborado pelo autor.

A utilização do modelo em um ambiente comum de dados permitiu ainda a extração automática de seções, vistas de face e perspectivas isométricas, com elevado nível de detalhamento técnico. As tabelas de quantitativos permaneceram vinculadas ao modelo, sendo atualizadas automaticamente a cada revisão de projeto. Além disso, a integração com rotinas de automação por meio do Dynamo possibilitou a implementação de processos automatizados de verificação e organização de dados.

Outro aspecto relevante foi a diferenciação visual dos grupos de geogrelhas por meio de cores associadas às respectivas resistências, facilitando a análise técnica do conjunto e permitindo rápida identificação de eventuais alterações de especificação.

De modo geral, a aplicação prática evidenciou ganhos em produtividade, organização da informação e capacidade de compatibilização interdisciplinar, indicando que a modelagem paramétrica do sistema de solo reforçado constitui ferramenta eficaz para apoio ao desenvolvimento de projetos de contenção em infraestrutura.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Desempenho e Benefícios das Famílias BIM

A aplicação da família BIM paramétrica desenvolvida para o sistema de contenção em solo reforçado Quadratum demonstrou ganhos mensuráveis em produtividade, controle geométrico e integração interdisciplinar, quando comparada ao fluxo tradicional baseado em CAD bidimensional.

A principal diferença identificada reside na capacidade de atualização dinâmica do modelo. No ambiente paramétrico, alterações no comprimento dos reforços, resistência das geogrelhas ou geometria da face resultaram em atualização automática da geometria, quantidade globais de materiais e da área de face da contenção.

Além disso, diferentemente da modelagem de corredores em softwares como o Autodesk Civil 3D, que permite alterações geométricas dinâmicas do eixo e das seções típicas, a família paramétrica desenvolvida possibilitou a modelagem individualizada de cada camada de reforço, atingindo maior nível de detalhamento (LOD) e representação fiel do sistema construtivo.

Outro resultado relevante foi a antecipação de conflitos geométricos. Durante a modelagem, foram identificadas interferências potenciais entre o muro de solo reforçado e dispositivos de drenagem longitudinal e transversal. Essas incompatibilidades puderam ser resolvidas ainda na fase de projeto, reduzindo a probabilidade de retrabalho em campo.

4.2 Precisão Orçamentária e Avanços na Geração de Relatórios (BIM 5D)

A estruturação informacional da família paramétrica desenvolvida possibilitou a integração entre a modelagem tridimensional e a quantificação de insumos, caracterizando aplicação prática da dimensão BIM 5D. Diferentemente do fluxo tradicional, no qual a orçamentação é realizada a partir de desenhos bidimensionais e planilhas externas, frequentemente com base em aproximações geométricas médias, o modelo paramétrico permitiu a extração direta e automatizada dos quantitativos a partir da geometria efetivamente modelada.

A vinculação direta entre geometria e banco de dados promoveu atualização automática dos relatórios sempre que ocorreram alterações no dimensionamento geotécnico ou na configuração geométrica da contenção. Dessa forma, modificações no comprimento dos reforços ou na área de face resultaram em ajuste instantâneo das tabelas de quantitativos, eliminando a necessidade de revisões manuais e reduzindo o risco de inconsistências entre desenho e orçamento. A previsão orçamentária, nesse contexto, deixou de ser uma etapa posterior e independente do desenvolvimento gráfico, passando a integrar o próprio processo de modelagem.

Assim, a adoção da modelagem paramétrica associada à extração automatizada de dados demonstrou potencial para elevar o nível de precisão orçamentária e reduzir incertezas inerentes aos métodos tradicionais.

5 CONCLUSÕES

O presente trabalho demonstrou que a aplicação da metodologia BIM ao projeto de estruturas de contenção em solo reforçado com face em tela metálica constitui alternativa tecnicamente viável e mais eficiente que o fluxo tradicional baseado em CAD bidimensional. O desenvolvimento da família paramétrica aplicada ao Sistema Quadratum evidenciou o potencial da modelagem orientada a parâmetros para suprir a carência de bibliotecas geotécnicas específicas, proporcionando maior controle geométrico, confiabilidade das informações e agilidade nas revisões de projeto.

Os resultados indicaram ganhos em produtividade, redução de inconsistências entre desenho e quantitativos e melhoria na coordenação entre disciplinas, uma vez que a visualização tridimensional associada a metadados técnicos permitiu antecipar interferências e otimizar decisões nas fases iniciais. Sob a perspectiva do BIM 5D, a estruturação informacional da família viabilizou a extração automatizada de quantitativos e a integração entre geometria e orçamento, ampliando a rastreabilidade e o controle de custos. Assim, conclui-se que o desenvolvimento de famílias BIM específicas para sistemas de contenção representa avanço relevante na digitalização da engenharia geotécnica, ao consolidar modelagem, dados técnicos e informações orçamentárias em ambiente único e estruturado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARDILA, L.; MENDIZ, A.; PORTELINHA, F.; ESQUIVEL, E. Muros de suelo mecánicamente estabilizado con geosintéticos: modelado numérico y casos de obra en Argentina. In: CONGRESO ARGENTINO DE MECÁNICA DE SUELOS E INGENIERÍA GEOTÉCNICA, 26., 2023, Comodoro Rivadavia, Argentina.

BATHURST, R. J.; HATAMI, K. Review of numerical modeling of geosynthetic reinforced soil walls. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON COMPUTER METHODS AND ADVANCES IN GEOMECHANICS, 10., 2001. Proceedings… [S.l.: s.n.], 2001. p. 1223-1232.

BIANCARDO, Salvatore Antonio et al. BIM-based design for road infrastructure: a critical focus on modeling guardrails and retaining walls. Infrastructures, v. 5, n. 7, p. 59, 2020.

BRASIL. Agência Nacional de Transportes Terrestres – ANTT. Decisão SUROD nº 737, de 8 de julho de 2025. Aprova o BIM Mandate e orienta a elaboração do Plano de Desenvolvimento BIM no âmbito dos projetos, obras e serviços de engenharia dos contratos de concessão de rodovias federais. Diário Oficial da União: seção 1, 10 jul. 2025.

Decreto nº 10.306, de 2 de abril de 2020. Estratégia BIM BR. Diário Oficial da União: seção 1, p. 5, 03 abr. 2020. Disponível em: https://www2.camara.leg.br/legin/fed/decret/2020/decreto-10306-2-abril-2020-789938-publicacaooriginal-160263-pe.html. Acesso em: 01 de março de 2026.

CHENARI, Reza Jamshidi et al. Numerical investigation of reinforced soil segmental walls using two-dimensional finite element analysis in RS2. In: ROCSCIENCE INTERNATIONAL CONFERENCE (RIC), 2023, Toronto. Proceedings [...]. Toronto: Rocscience, 2023. p. 362-372.

CORRÊA, Stefania Limp Muniz et al. BIM para infraestrutura de transportes. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE TECNOLOGIA DA INFORMAÇÃO E COMUNICAÇÃO NA CONSTRUÇÃO, 2., 2019. Anais [...]. [S.l.]: ANTAC, 2019. p. 1-8.

DAL'BOSCO, Talita; LIMA, Rui M.; AZENHA, Miguel. Maturidade BIM nas prefeituras do Brasil: uma análise do cenário atual do BIM no setor público municipal. In: CONGRESSO PORTUGUÊS DE BUILDING INFORMATION MODELLING, 2024. Anais [...]. [S.l.], 2024. p. 321-331.

EASTMAN, Charles M. Building product models: computer environments supporting design and construction. Boca Raton: CRC Press, 2018.

EHRLICH, Maurício; BECKER, Leonardo. Muros e taludes de solo reforçado: projeto e execução. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 16739-1:2018. Industry Foundation Classes (IFC) for data sharing in the construction and facility management industries — Part 1: Data schema. Geneva: ISO, 2018.

LU, Jin; LIAO, Xiaofan. 3D model of a retaining structure and a construction schedule based on BIM. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ENERGY, ENVIRONMENT AND SUSTAINABLE DEVELOPMENT (ICEESD), 7., 2018. Proceedings [...]. Paris: Atlantis Press, 2018. p. 464-467.

NIELSEN, Otto Araujo et al. Panorama do BIM aplicado à infraestrutura de transporte com ênfase rodoviária. In: ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO, 20., 2024. Porto Alegre: ANTAC, 2024. p. 1-13.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/79

FAMÍLIAS BIM PARA CONTENÇÕES EM SOLO REFORÇADO COM FACE EM BLOCOS ARTICULADOS: DESENVOLVIMENTO E APLICAÇÃO EM PROJETOS DE INFRAESTRUTURA

GUILHERME APOLINÁRIO MARCONDES
Engenheiro, Departamento Técnico-Comercial, HUESKER Ltda; São José dos Campos, Brasil, guilherme.marcondes@huesker.com.br

VINICIUS SAMAHÁ SALLES
Engenheiro, Departamento de Engenharia, HUESKER Ltda; São José dos Campos, Brasil, vinicius.salles@huesker.com.br

LUIS BRIAN APAZA FUENTES
Gerente de Engenharia, HUESKER Ltda; São José dos Campos, Brasil, brian.fuentes@huesker.com.br

RESUMO: A aplicação da metodologia BIM (Building Information Modeling) em projetos de infraestrutura tem se consolidado como um importante vetor de modernização na engenharia geotécnica. Essa abordagem permite maior interoperabilidade entre equipes, automatização de processos, redução de retrabalhos e aumento da confiabilidade na elaboração e manutenção dos modelos digitais ao longo de todo o ciclo de vida das obras. No contexto de contenções em solo reforçado, o BIM possibilita a integração de aspectos geométricos, estruturais, geotécnicos e construtivos em um ambiente único e paramétrico, ampliando o nível de detalhamento e controle do projeto. No Brasil, a adoção dessa metodologia tem avançado de forma significativa, impulsionada por marcos regulatórios que incentivam o uso do BIM em obras públicas de infraestrutura. Essas iniciativas também estimulam o desenvolvimento de bibliotecas paramétricas alinhadas a padrões internacionais, fortalecendo o uso do BIM como ferramenta estratégica para planejamento, projeto e gestão de obras. Apesar desses avanços, a modelagem BIM aplicada a estruturas de solo reforçado com face em blocos articulados ainda é pouco explorada, havendo escassez de objetos paramétricos e diretrizes específicas para esse tipo de contenção. Diante dessa lacuna, foram desenvolvidas famílias BIM paramétricas capazes de representar esses sistemas de forma configurável, permitindo ajustes geométricos, extração automática de quantitativos e melhor compatibilização entre disciplinas, contribuindo para maior produtividade, padronização e confiabilidade nos projetos.

PALAVRAS-CHAVE: BIM; CONTENÇÃO EM SOLO REFORÇADO; GEOSSINTÉTICOS; MODELAGEM PARAMÉTRICA; MUROSTERRAE®.

ABSTRACT: The application of Building Information Modeling (BIM) in infrastructure projects has become an important driver of technological modernization in geotechnical engineering. This approach enables greater interoperability among project teams, process automation, reduction of rework, and improved reliability in the development and management of digital models throughout the entire life cycle of engineering works. In reinforced soil retaining structures, BIM allows the integration of geometric, structural, geotechnical, and construction aspects within a single parametric environment, significantly improving project detailing and coordination. In Brazil, the adoption of BIM has progressed steadily, supported by regulatory frameworks that encourage its use in public infrastructure projects. These initiatives have also stimulated the development of parametric libraries aligned with international standards, strengthening BIM as a strategic tool for planning, design, and construction management. Despite these advances, BIM modeling applied to reinforced soil structures with articulated block facing remains limited, with a lack of specific parametric objects and standardized modeling guidelines. To address this gap, parametric BIM families were developed to represent these systems in a flexible and configurable manner. The proposed solution enables geometric adjustments, automatic quantity extraction, and improved interdisciplinary coordination, contributing to higher

productivity, project standardization, and greater reliability in the development of reinforced soil retaining structure designs.

KEYWORDS: BIM; REINFORCED SOIL STRUCTURES; GEOSYNTHETICS; PARAMETRIC BIM MODELING; MUROSTERRAE®.

1 INTRODUÇÃO

O setor da Arquitetura, Engenharia, Construção e Operação (AECO) tem passado por um processo contínuo de transformação tecnológica, impulsionado pela busca por maior eficiência, otimização de recursos, redução de custos e prazos, além do aumento da segurança das obras. Nesse contexto, o Building Information Modeling (BIM) destaca-se como uma metodologia capaz de integrar informações ao longo de todo o ciclo de vida das construções, desde o planejamento até a operação e manutenção. Por meio de modelos digitais paramétricos e bases de dados integradas, o BIM favorece a coordenação entre disciplinas, melhora a tomada de decisões e aumenta a confiabilidade das informações do projeto (Lira, 2025).

No Brasil, a disseminação do BIM tem sido incentivada por iniciativas governamentais voltadas à modernização do setor da construção e da infraestrutura. Destaca-se o Decreto nº 10.306, de 2 de abril de 2020, que institui a utilização do BIM em obras e serviços de engenharia da administração pública federal, no âmbito da Estratégia Nacional de Disseminação do BIM (Estratégia BIM BR). O normativo estabelece o BIM como um conjunto de tecnologias e processos que permitem a criação e atualização de modelos digitais colaborativos ao longo de todo o ciclo de vida da construção, além de definir um cronograma progressivo de implementação da metodologia em atividades de projeto, execução e gestão de ativos de infraestrutura (Brasil, 2020).

Estudos internacionais demonstram benefícios significativos da aplicação do BIM em obras de infraestrutura. Kumar et al. (2017), ao analisarem o projeto M8/M73/M74 Motorway Improvements, na Escócia, observaram ganhos expressivos de produtividade, coordenação e detecção de interferências em comparação aos métodos tradicionais em CAD, com redução de esforço de trabalho em até cinco vezes. De forma semelhante, Antón et al. (2025) destacam que a adoção do BIM na retomada das obras da Linha 6–Laranja do Metrô de São Paulo contribuiu para maior integração entre disciplinas, melhor controle de prazos e maior rastreabilidade das informações do projeto.

Diante desse cenário, evidencia-se a necessidade de bibliotecas paramétricas específicas que atendam às particularidades das soluções geotécnicas utilizadas em obras de infraestrutura. Entre essas soluções, destacam-se as estruturas de contenção em solo reforçado com face em blocos segmentados, amplamente empregadas na estabilização de taludes e em obras viárias. Assim, este artigo apresenta o desenvolvimento de uma família BIM paramétrica para modelagem de estruturas de contenção utilizando o sistema MUROSTERRAE®®, permitindo a configuração da geometria da face em blocos, a organização das camadas de reforço e a extração de informações associadas ao modelo. A proposta busca contribuir para a padronização da modelagem dessas estruturas em ambiente BIM, ampliando a confiabilidade das informações e a eficiência no desenvolvimento de projetos.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 A Metodologia BIM

A metodologia BIM fundamenta-se na modelagem e no gerenciamento de dados associados a um modelo tridimensional que representa, de forma estruturada, as características físicas e funcionais de uma edificação ou infraestrutura ao longo de seu ciclo de vida (DE AZEVEDO, 2009). Diferentemente dos desenhos tradicionais em CAD, o BIM utiliza objetos paramétricos nos quais a geometria está vinculada a informações técnicas e quantitativas, permitindo que alterações no modelo sejam automaticamente refletidas em todas as vistas e documentos derivados, garantindo maior consistência das informações.

Segundo o National Institute of Building Sciences (NIBS), um modelo BIM corresponde a uma representação digital compartilhada das características físicas e funcionais de um elemento real, permitindo o

trabalho colaborativo entre diferentes disciplinas e apoiando a tomada de decisões ao longo do ciclo de vida do empreendimento.

Do ponto de vista normativo, a metodologia é consolidada por diretrizes internacionais como a ISO 19650, voltada à gestão da informação no ciclo de vida dos ativos construídos, e a ISO 16739, responsável por definir o formato Industry Foundation Classes (IFC), que viabiliza a interoperabilidade entre plataformas. No Brasil, sua disseminação tem sido impulsionada por instrumentos como o Decreto nº 10.306 e a Lei nº 14.133, que incentivam o uso de tecnologias voltadas à eficiência e transparência nas contratações públicas.

No campo da infraestrutura, estudos indicam que o BIM contribui para melhorar a compatibilização entre disciplinas, aumentar a rastreabilidade das informações e reduzir retrabalhos de projeto. Entretanto, sua consolidação depende do desenvolvimento de objetos paramétricos adequados às particularidades das obras lineares e geotécnicas, condição essencial para a extração confiável de quantitativos e maior automação de processos (STRIEDER, 2022).

Nesse contexto, especialmente em estruturas de contenção, onde ainda predominam processos com quantificação manual e baixa integração entre disciplinas, a utilização de famílias paramétricas em ambiente BIM permite automatizar a definição geométrica, melhorar a precisão dos quantitativos e ampliar a integração do projeto. A modelagem desenvolvida neste estudo insere-se nesse cenário ao representar contenções com face em blocos como objetos informacionais integrados ao ambiente digital de projeto.

2.2 Modelagem paramétrica em BIM

A modelagem paramétrica baseada em objetos constitui um dos pilares da metodologia BIM, permitindo que elementos construtivos sejam definidos por meio de parâmetros e regras relacionais que descrevem suas propriedades geométricas e não geométricas. Esse tipo de modelagem possibilita estabelecer relações entre diferentes componentes do modelo, garantindo consistência das informações e atualização automática quando parâmetros são modificados. Dessa forma, alterações em determinadas variáveis podem ser propagadas por todo o modelo, permitindo a rápida avaliação de diferentes soluções de projeto e maior eficiência no processo de modelagem (Ribeiro; César Júnior, 2021).

No caso de estruturas de solo reforçado com face em blocos segmentados, a modelagem paramétrica permite representar as relações geométricas e construtivas entre os blocos de face, as inclusões de reforço e a geometria global da estrutura, possibilitando ajustes automáticos conforme diferentes condições de projeto.

A ampliação das capacidades do ambiente BIM também tem sido impulsionada pelo uso de ferramentas de programação visual, que permitem automatizar processos e manipular informações diretamente nos modelos digitais. Nesse contexto, o Dynamo possibilita a criação de algoritmos por meio de uma interface gráfica baseada em nós, dispensando conhecimentos avançados em linguagens tradicionais de programação.

Segundo Dalsenter (2022), essa abordagem permite automatizar tarefas repetitivas, realizar interações diretas com modelos desenvolvidos no Autodesk Revit e implementar rotinas de cálculo no próprio ambiente BIM, contribuindo para maior eficiência nos processos de projeto e redução de erros associados a cálculos manuais.

2.3 Sistema de solo reforçado com blocos segmentais.

Os muros de solo reforçado, também conhecidos como estruturas de solo mecanicamente estabilizado, são amplamente utilizados em obras geotécnicas como alternativa a muros rígidos de concreto. Essas estruturas são compostas por solo compactado, elementos de reforço e um sistema de faceamento, que atuam conjuntamente formando um maciço estabilizado capaz de resistir aos empuxos do terreno (Jamshidi Chenari et al., 2023).

O princípio de funcionamento baseia-se na interação entre o solo e os elementos de reforço, geralmente geossintéticos, que são instalados em camadas horizontais ao longo da altura da estrutura. Esses reforços mobilizam resistência por atrito com o solo, conectando a zona potencialmente instável à região estável do maciço e aumentando a estabilidade global da estrutura (Ardila et al., 2023).

Entre as soluções existentes, destaca-se o sistema Terrae, que consiste em um sistema de solo reforçado composto por blocos segmentais de concreto que formam o faceamento do muro e geogrelhas poliméricas

utilizadas como elementos de reforço do maciço de solo. Nesse sistema, os blocos possuem função principalmente de acabamento e proteção da face do muro, enquanto a estabilidade estrutural é garantida pela interação entre o solo compactado e as geogrelhas instaladas em camadas ao longo da altura da estrutura (Ardila et al., 2025).

Além da eficiência estrutural, esse tipo de solução apresenta vantagens construtivas, como rapidez de execução, modularidade e adaptação a diferentes condições geométricas e geotécnicas, o que contribui para sua ampla aplicação em obras de infraestrutura e contenção de taludes (Ardila et al., 2023).

A Figura 1 ilustra um exemplo de aplicação do sistema MUROSTERRAE®®, destacando o faceamento em blocos segmentais de concreto que compõe o sistema de solo reforçado.

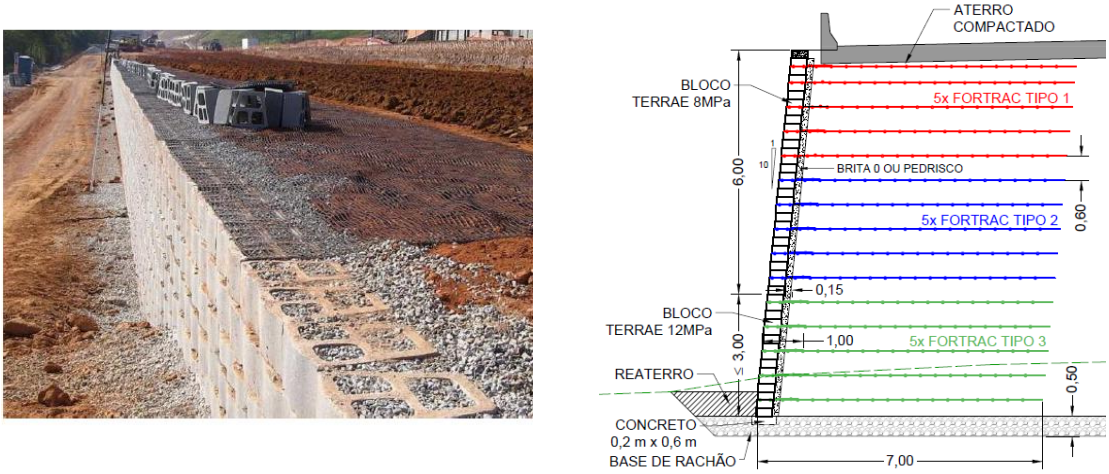


Figura 1 - Seção típica de solo reforçado utilizando sistema MUROSTERRAE®. Fonte: Elaborado pelo autor.

3 METODOLOGIA

3.1 Desenvolvimento da família paramétrica MUROSTERRAE®®

Para garantir uma simulação fiel à execução em campo, o modelo não é apenas uma representação visual, mas um arranjo completo de componentes interdependentes:

- Elementos de Face: Blocos modulares Terrae W, que formam a face externa da contenção.
- Sistema de Reforço: Geogrelhas do tipo Fortrac T (PET) ou Fortrac MDT (PVA), essenciais para a estabilização do solo.
- Camadas de Transição e Drenagem: Inclui uma camada de pedrisco de 15 cm imediatamente atrás dos blocos e uma camada de areia de 0,4 m de espessura.
- Base e Acabamento: O modelo integra a sapata corrida de concreto (0,2 x 0,6 m) na base e o enchimento de concreto para travamento no topo.
- Massa de Solo: Representação do aterro compactado que compõe o corpo da estrutura

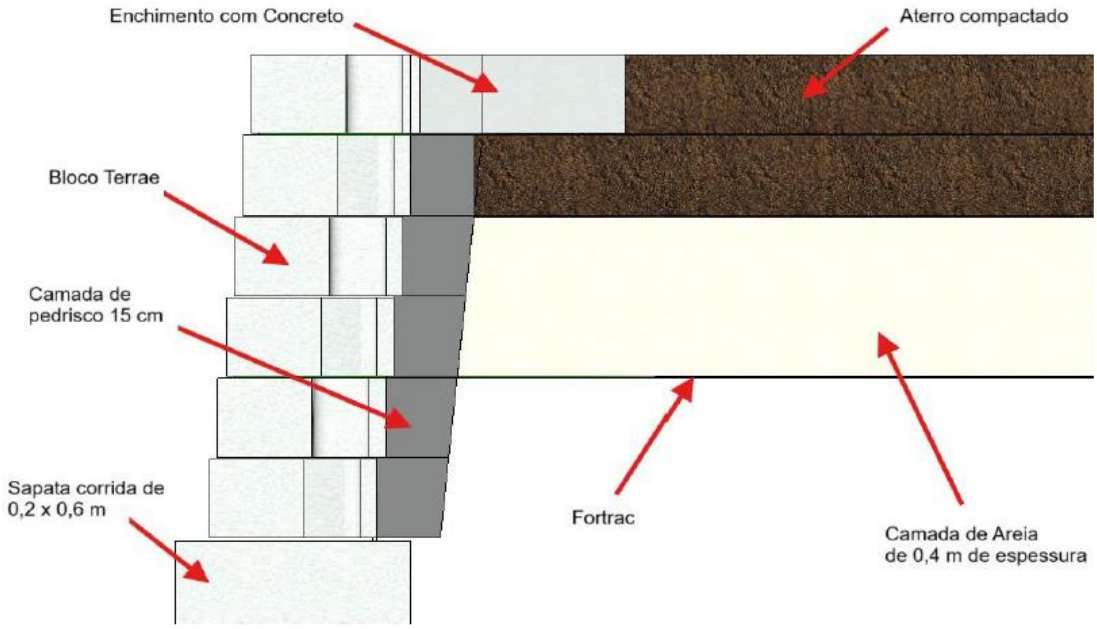


Figura 2 – Composição da Família MUROSTERRAE®®. Fonte: Elaborado pelo autor.

O desenvolvimento da família incorpora regras de engenharia para evitar manifestações patológicas, como trincas e fissuras. A lógica de seleção dos blocos é definida pela carga de compressão:

- Blocos de 8 MPa: Indicados para muros com altura total de até 6 metros, ou para os trechos superiores (até 6 metros abaixo do topo) em muros mais altos.
- Blocos de 12 MPa: Devem ser utilizados em muros que ultrapassem os 6 metros de altura, especificamente nas fiadas posicionadas abaixo dessa profundidade, garantindo o desempenho estrutural adequado.

3.2 Parametrização e lógica de funcionamento da família

A família paramétrica desenvolvida para representação do sistema MUROSTERRAE®® foi estruturada a partir de parâmetros geométricos e de controle de visibilidade, permitindo a adaptação do modelo a diferentes configurações de projeto dentro do ambiente BIM.

Entre os principais parâmetros geométricos da família destacam-se a altura da contenção, a extensão longitudinal do muro e o comprimento das geogrelhas do tipo Fortrac T (PET) ou Fortrac MDT (PVA), os quais definem as dimensões básicas do maciço reforçado. A partir dessas variáveis, o modelo ajusta automaticamente a disposição dos elementos que compõem o sistema, como os blocos de faceamento, as camadas de reforço e os volumes associados às camadas de transição e fundação. Dessa forma, alterações realizadas nos parâmetros são refletidas diretamente na geometria do modelo, garantindo consistência entre a representação tridimensional e as características da estrutura projetada.

A Figura 4 apresenta a família paramétrica MUROSTERRAE®® no ambiente de modelagem, destacando os principais componentes do sistema e sua organização dentro da estrutura do modelo BIM.

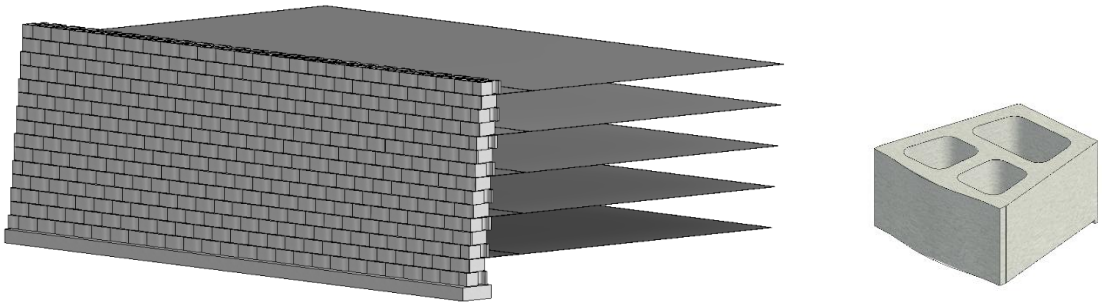


Figura 4 - Família MUROSTERRAE®® e Bloco Terrae W detalhado. Fonte: Elaborado pelo autor.

As camadas de reforço são representadas por famílias aninhadas que simulam os níveis de geogrelha distribuídos ao longo da altura da contenção. Cada uma dessas camadas possui parâmetros independentes que permitem definir o tipo de geogrelha adotado no projeto, possibilitando a representação de diferentes configurações de reforço conforme a altura do muro e os critérios de dimensionamento.

Além da parametrização geométrica, a família incorpora parâmetros de controle de visibilidade, que permitem ao usuário ativar ou desativar a representação de determinados elementos do modelo, como os blocos de faceamento e o volume de aterro. Esse recurso possibilita reduzir a complexidade gráfica do modelo em etapas de modelagem ou compatibilização, contribuindo para melhorar o desempenho do ambiente de trabalho sem comprometer a organização das informações do sistema representado.

3.3 Extração automatizada de quantitativos com Dynamo

Devido à presença de múltiplas camadas de geogrelhas com parâmetros independentes de material, foi desenvolvido um script utilizando a ferramenta de programação visual Dynamo, integrada ao Autodesk Revit. O algoritmo acessa os parâmetros das famílias aninhadas de geogrelhas presentes em cada instância da contenção, identificando os materiais utilizados e calculando automaticamente suas áreas com base nas dimensões geométricas da estrutura.

Posteriormente, os dados são organizados e agrupados por tipo de material, permitindo consolidar as áreas totais de geogrelha utilizadas na estrutura. Os resultados são então armazenados em parâmetros do modelo e podem ser visualizados por meio de tabelas de quantitativos no ambiente BIM no programa de fluxo Dynamo.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Aplicação da família paramétrica em um modelo de contenção

A aplicação da família paramétrica desenvolvida foi testada por meio da modelagem de um muro de contenção em solo reforçado utilizando o sistema MUROSTERRAE®. O modelo foi construído no ambiente BIM a partir da inserção de múltiplas instâncias da família ao longo do alinhamento da estrutura, permitindo representar a geometria completa da contenção.

No exemplo apresentado, o muro foi modelado utilizando quatro unidades da família para compor toda a extensão da estrutura. Cada instância representa um trecho contínuo de contenção com características geométricas constantes, sendo necessária a inserção de uma nova unidade sempre que ocorre alteração nas condições geométricas do muro. Isso inclui situações como mudanças de cota na base ou no topo da contenção, bem como variações no alinhamento horizontal, como a presença de quinas ou mudanças de direção.

A Figura 6 apresenta o modelo tridimensional da contenção desenvolvido no ambiente BIM, ilustrando a aplicação da família paramétrica na representação da estrutura.

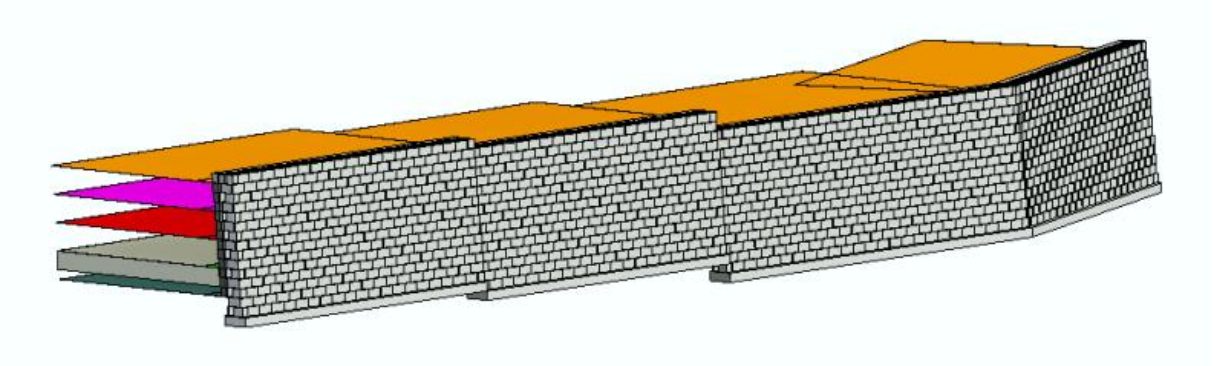


Figura 6 – Modelo de contenção em sistema MUROSTERRAE®®. Fonte: Elaborado pelo autor.

4.2 Extração e organização dos quantitativos no ambiente BIM

A partir da modelagem da contenção no ambiente BIM, foi possível extrair automaticamente os quantitativos associados aos principais materiais do sistema, incluindo volumes de materiais granulares, concreto da fundação, quantidade de blocos de face e áreas das geogrelhas de reforço.

A Tabela 1 apresenta a consolidação desses quantitativos totais obtidos a partir do modelo desenvolvido. A extração direta das informações do modelo permite maior precisão na estimativa de materiais e reduz a necessidade de cálculos manuais, contribuindo para maior confiabilidade no planejamento e no dimensionamento preliminar da estrutura.

Tabela 1 – Quantitativo do modelo de contenção. Fonte: Elaborado pelo autor.

Item	Instância 1	Instância 2	Instância 3	Instância 4	Total
Área de Face Terrae (m²)	24	24	30	27	105
Volume de Pedrisco (m³)	3,14	3,14	3,92	3,53	13,72
Volume de Areia (m³)	16	16	24	18	74
Volume de Concreto na Sapata Corrida (m³)	0,96	0,96	1,2	1,08	4,2
Quantidade de Blocos 8 MPa	300	300	375	337,5	1312,5
Quantidade de Blocos 12 MPa	0	0	0	0	0
Área de Fortrac 55T (m²)	0	0	0	0	0
Área de Fortrac 80T (m²)	48	48	70	54	220
Área de Fortrac 110T (m²)	48	48	70	54	220
Área de Fortrac 150T (m²)	48	48	70	0	166
Área de Fortrac 200T (m²)	48	48	70	0	166
Área de Fortrac 300T (m²)	48	48	70	0	166
Área de Fortrac 400T (m²)	0	0	0	108	108

5 CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou o desenvolvimento de uma família paramétrica em ambiente BIM para modelagem de estruturas de contenção em solo reforçado com face em blocos segmentados. A solução permite representar de forma integrada os principais componentes do sistema, incluindo blocos de faceamento, camadas de geogrelhas e elementos associados à fundação e ao maciço de solo.

A utilização da família no ambiente BIM proporciona uma visualização mais clara da estrutura, facilitando a compreensão do arranjo construtivo e permitindo a integração com outras disciplinas de projeto, o que possibilita identificar interferências ainda nas fases iniciais de desenvolvimento. Além disso, a

parametrização do modelo contribui para maior agilidade na elaboração e atualização dos projetos, especialmente quando comparada aos métodos tradicionais baseados em desenhos CAD bidimensionais.

Outro benefício relevante está relacionado à extração automatizada de quantitativos, que permite obter informações mais precisas sobre os materiais utilizados na estrutura, como as áreas de geogrelhas e os elementos de faceamento. Essa abordagem contribui para reduzir incertezas no levantamento de materiais, auxiliando no planejamento das obras e na redução de perdas.

Dessa forma, o desenvolvimento de famílias BIM específicas para soluções geotécnicas representa uma ferramenta promissora para ampliar a aplicação da metodologia BIM em projetos de infraestrutura, promovendo maior integração entre disciplinas, maior confiabilidade das informações e maior eficiência no desenvolvimento de projetos de contenção em solo reforçado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANTÓN, L. et al. Aplicação do BIM na Linha 6-Laranja do Metrô de São Paulo. Revista de Engenharia, 2025.

ARDILA, L. et al. CVU Terrae – Parque del Plata, Uruguay: reinforced soil wall with geosynthetics. HUESKER Technical Paper, 2025.

ARDILA, L.; MENDIZ, A.; PORTELINHA, F.; ESQUIVEL, E. Muros de suelo mecánicamente estabilizado con geosintéticos: modelado numérico y casos de obra en Argentina. In: CONGRESO ARGENTINO DE MECÁNICA DE SUELOS E INGENIERÍA GEOTÉCNICA, 26., 2023, Comodoro Rivadavia, Argentina.

DECRETO nº 10.306, de 2 de abril de 2020. Estratégia BIM BRASIL. Diário Oficial da União: seção 1, p. 5, 03 abr. 2020. Disponível em: https://www2.camara.leg.br/legin/fed/decret/2020/decreto-10306-2-abril-2020-789938-publicacaooriginal-160263-pe.html. Acesso em: 01 de março de 2026.

CHENARI, R. J. et al. Numerical investigation of reinforced soil segmental walls using two-dimensional finite element analysis in RS2. In: ROCSCIENCE INTERNATIONAL CONFERENCE (RIC), 2023, Toronto. Proceedings [...]. Toronto: Rocscience, 2023. p. 362-372.

DE AZEVEDO, O. J. M. Metodologia BIM: Building Information Modeling na direcção técnica de obras. 2009. Dissertação de Mestrado. Universidade do Minho (Portugal).

EHRLICH, Maurício; BECKER, Leonardo. Muros e taludes de solo reforçado: projeto e execução. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

KUMAR, B.; CAI, H.; HASTAK, M. An assessment of benefits of using BIM on an infrastructure project. ASCE Conference Proceedings, 2017.

RIBEIRO, R. R; JÚNIOR, K; MAGALHÃES L. C; Modelagem paramétrica baseada em objetos em BIM para o projeto estrutural: estudo de caso de fundações tipo tubulão. PARC: Pesquisa Em Arquitetura E Construção, v. 12, p. e021029-e021029, 2021.

SANTOS, A. C. S. Análise do uso do BIM nas obras de infraestrutura de transporte no Brasil. UFAL, 2024.

STRIEDER, H. L; SCHREINERT, Gabriel Grassioli. Metodologia BIM em obras de infraestrutura: Uma revisão sistemática. Proceedings of the 47th Reunião Anual de Pavimentação (RAPv), Bento Gonçalves, Brazil, p. 9-12, 2022.

LIRA, E. C. F BIM na geotecnia: uma revisão sistemática da literatura aplicada a barragens. 2025.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/80

Fatores que influenciam os resultados de análises de estabilidade – Estudo de caso

Gisele Santos Custódio
Engenheira Geotécnica, Tractebel, Belo Horizonte, Brasil, Gisele.custódio@tractebel.engie.com

Felipe Vasconcelos da Silva
Engenheiro Civil, Tractebel, Belo Horizonte, Brasil, Felipe.vasconcelos@tractebel.engie.com

Washington Thiago Aguiar
Engenheiro Geotécnico, Tractebel, Belo Horizonte, Brasil, Washington.aguiar@tractebel.engie.com

Marcus Vinicius Lima Dias
Engenheiro Geotécnico, Vale, Itabirito, Brasil, marcus.dias1@vale.com

Mariela Souza Gomes Silva
Engenheira Geotécnica, Vale, Itabirito, Brasil, Mariela.silva@vale.com

RESUMO: A análise de estabilidade de taludes constitui uma etapa fundamental na avaliação da segurança de estruturas geotécnicas associadas à mineração. Entretanto, os resultados dessas análises podem ser influenciados por diversos fatores, como a definição dos parâmetros geotécnicos, as condições hidráulicas consideradas, a geometria do talude e o modelo geotécnico adotado. Este trabalho apresenta um estudo de caso aplicado a um talude antropizado localizado na margem esquerda do reservatório de uma barragem situada no Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais. A avaliação foi realizada por meio de inspeções de campo, revisão documental, ensaios laboratoriais e análises de estabilidade utilizando métodos de equilíbrio limite. Inicialmente, as análises de estabilidade foram realizadas utilizando parâmetros de resistência estimados a partir de correlações empíricas com o índice de resistência à penetração (Nspt). Os resultados indicaram fator de segurança inferior ao recomendado pelas normas técnicas brasileiras, evidenciando a necessidade de investigações complementares. Ensaios triaxiais CIUsat foram realizados em amostras indeformadas coletadas em solo natural e em material de aterro presente na área de estudo. Os resultados indicaram comportamento semelhante entre os materiais, com ângulo de atrito efetivo próximo de 30° e intercepto coesivo praticamente nulo. A partir desses resultados, foram avaliadas alternativas de estabilização capazes de restabelecer níveis adequados de segurança.

PALAVRAS-CHAVE: estabilidade de taludes, fator de segurança, equilíbrio limite, parâmetros geotécnicos, ensaio triaxial, mineração.

ABSTRACT: Slope stability analysis is a fundamental step in assessing the safety of geotechnical structures associated with mining activities. However, the results of these analyses can be influenced by several factors, such as the definition of geotechnical parameters, the hydraulic conditions considered, the slope geometry, and the adopted geotechnical model. This paper presents a case study applied to an anthropogenic slope located on the left margin of a reservoir associated with a dam in the Quadrilátero Ferrífero region, Minas Gerais, Brazil. The evaluation was carried out through field inspections, document review, laboratory testing, and slope stability analyses using limit equilibrium methods. Initially, the stability analyses were performed using shear strength parameters estimated from empirical correlations with the Standard Penetration Test index (SPT). The results indicated a factor of safety lower than that recommended by Brazilian technical standards, highlighting the need for additional investigations. CIUsat triaxial tests were then performed on undisturbed samples collected from natural soil and filling material present in the study area. The results indicated similar mechanical behavior between the materials, with an effective friction angle close to 30° and negligible effective cohesion. Based on these results, stabilization alternatives were evaluated, all capable of restoring adequate safety levels.

KEYWORDS: slope stability, factor of safety, limit equilibrium, geotechnical parameters, triaxial test, mining.

1 INTRODUÇÃO

A análise de estabilidade de taludes constitui uma etapa essencial na avaliação da segurança de estruturas geotécnicas associadas a obras de infraestrutura, mineração e barragens. A confiabilidade dos resultados dessas análises depende diretamente da qualidade das investigações geotécnicas e da adequada definição das premissas adotadas nos modelos de cálculo. Entre os fatores que exercem maior influência nos resultados destacam-se os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais, a caracterização geotécnica do maciço, as condições hidráulicas e a representação geométrica do talude analisado. Pequenas variações nesses parâmetros podem resultar em diferenças significativas nos fatores de segurança obtidos, influenciando a interpretação das condições de estabilidade (Duncan & Wright, 2005).

Em muitos projetos geotécnicos, especialmente em fases preliminares de estudo ou em situações nas quais a realização de investigações detalhadas é limitada, os parâmetros de resistência dos solos são estimados a partir de correlações empíricas baseadas em ensaios de campo, como o índice de resistência à penetração (Nspt). Embora amplamente utilizadas na prática da engenharia geotécnica, essas correlações podem introduzir incertezas relevantes nas análises, uma vez que foram desenvolvidas a partir de bases de dados específicas e podem não representar adequadamente o comportamento de determinados materiais (Kulhawy & Mayne, 1990).

A variabilidade associada à caracterização geotécnica dos materiais constitui uma das principais fontes de incerteza nas análises de estabilidade de taludes (Fell et al., 2008). Dessa forma, a utilização de parâmetros obtidos a partir de ensaios laboratoriais ou retroanálises de campo pode contribuir significativamente para a melhoria da confiabilidade das análises. Hoek & Bray (1981) destacam que a adequada definição dos parâmetros geotécnicos é um dos aspectos mais relevantes no processo de modelagem de taludes, sendo recomendável a utilização de parâmetros representativos do comportamento real do maciço sempre que possível.

Nesse contexto, estudos baseados em casos reais desempenham papel importante na avaliação da influência das premissas adotadas nas análises geotécnicas. Abramson et al. (2002) ressaltam que a comparação entre diferentes métodos de obtenção de parâmetros geotécnicos pode contribuir para o aprimoramento das práticas de projeto e para uma melhor compreensão das incertezas associadas às análises de estabilidade.

O presente trabalho apresenta um estudo de caso aplicado a um talude localizado na margem esquerda do reservatório de uma barragem situada no Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais. Inicialmente, as análises de estabilidade foram realizadas utilizando parâmetros de resistência estimados a partir de correlações empíricas com o índice de resistência à penetração (Nspt). Após a execução das obras de retaludamento, foram observados indícios de movimentação do talude, caracterizados principalmente pelo surgimento de trincas longitudinais nas bermas e por processos erosivos localizados. Diante dessas evidências, foi realizada uma investigação geotécnica complementar, incluindo a coleta de blocos indeformados e a execução de ensaios triaxiais saturados adensados isotropicamente não drenados (CIUsat), com o objetivo de refinar a caracterização geotécnica dos materiais e reavaliar as condições de estabilidade do talude.

Assim, o presente estudo discute a influência da definição dos parâmetros geotécnicos nos resultados das análises de estabilidade, comparando parâmetros estimados por correlações empíricas com aqueles obtidos por meio de ensaios laboratoriais.

2 CONTEXTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

A região na qual se insere o talude reconformado, foco de estudo, é caracterizada por rochas metassedimentares e solos residuais derivados de filitos e xistos.

Estudos anteriores indicaram que o material predominante na área é um solo residual de filito dolomítico, caracterizado por elevada anisotropia e alta susceptibilidade ao intemperismo. Não foi possível a realização de sondagens complementares para a definição do perfil litológico do terreno, em função da

dificuldade de acesso ao local, sendo então realizada a sua interpretação baseada nas sondagens do entorno, afloramentos e topografia anterior ao seu retaludamento.

Adicionalmente, foram identificadas falhas no sistema de drenagem superficial e evidências de ravinamento, fatores que contribuíram para processos erosivos e instabilidades locais.

3 CONTEXTO GEOTÉCNICO

Para as análises de estabilidade iniciais foi considerada a determinação dos parâmetros de resistência mecânica obtidos, apenas, a partir da correlação entre o Nspt e correlações empíricas dos materiais. Tem-se como correlações adotadas para a coesão (c) e ângulo atrito interno (ϕ) em função do índice de resistência à penetração (Nspt):

$\phi = (20 \times Nspt)^{1/2} + 15º$……segundo Kishida (1967)
c =Nspt / 1,2…… aplicada para solos não coesivos segundo Bowles (1997)

Segue abaixo os valores de coesão determinados para cada material a partir das correções supracitadas. Onde SR refere-se a denominação solo residual de filito e, SAP, saprólito de filito.

Tabela 1- Parâmetros de resistência estimados para os materiais.

Camada	Material	Nspt médio	Coesão	ϕ (º)	ϕ médio (º)	Densidade
1	SR – Nspt 14	14	23 a 33	29 a 38	34	17,7
2	SR – Nspt 24	24	37 a 60	33 a 42	38	18,7
3	SAP – Nspt 39	39	32 a 59	38 a 46	42	20
4	FILITO Nspt 50+	50	41 a 74	41 a 49	45	20,9

Posteriormente, foi realizada a caracterização dos materiais presentes na área de retaludamento. Para isso, foram coletados blocos indeformados em três pontos localizados no talude. Os ensaios granulométricos indicaram predominância de solos classificados como silte argiloso, com distribuição típica composta por 14 a 18% de argila, 70 a 74% de silte e 6 a 10% de areia.

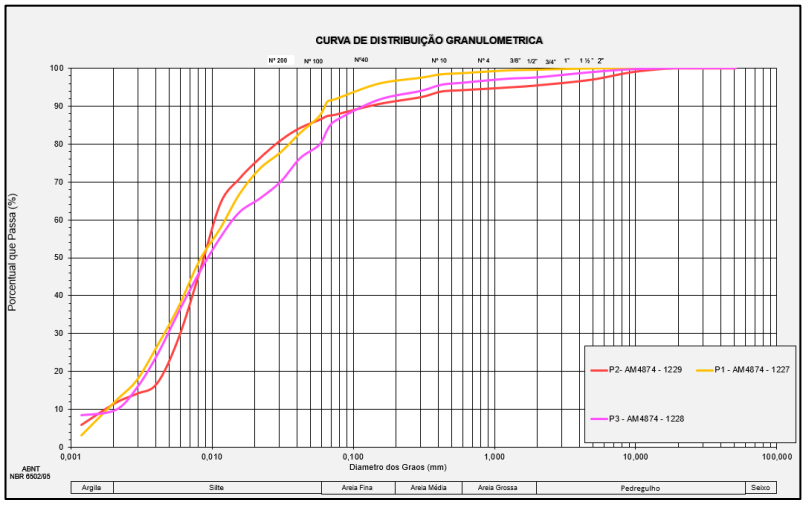


Figura 1. Distribuição granulométrica dos materiais

Foram realizados ensaios triaxiais saturados adensados isotropicamente não drenados (CIUsat) em corpos de prova talhados a partir dos blocos coletados. As tensões confinantes aplicadas foram de 150, 300, 600 e 1200 kPa. Os resultados indicaram comportamento mecânico semelhante entre o solo natural e o material de aterro do talude, com ângulo de atrito interno efetivo entre 29° e 30° e intercepto coesivo efetivo praticamente nulo. A comparação com os parâmetros estimados por correlações com o índice de resistência à penetração (Nspt) evidencia diferenças significativas. Enquanto as correlações indicaram valores de coesão

entre aproximadamente 23 e 74 kPa, os ensaios triaxiais apontaram intercepto coesivo efetivo praticamente nulo. Esse contraste indica que a utilização exclusiva de correlações empíricas pode levar à superestimação da resistência ao cisalhamento e, consequentemente, à obtenção de fatores de segurança artificialmente elevados.

A Figura 2 apresenta a interpretação das trajetórias de tensões efetivas obtidas nos ensaios triaxiais, evidenciando a envoltória de resistência representativa dos materiais analisados. As amostras AM 4874-1228 e AM 4874-1229 correspondem ao material de aterro, enquanto a amostra AM 4874-1227 corresponde ao solo residual.

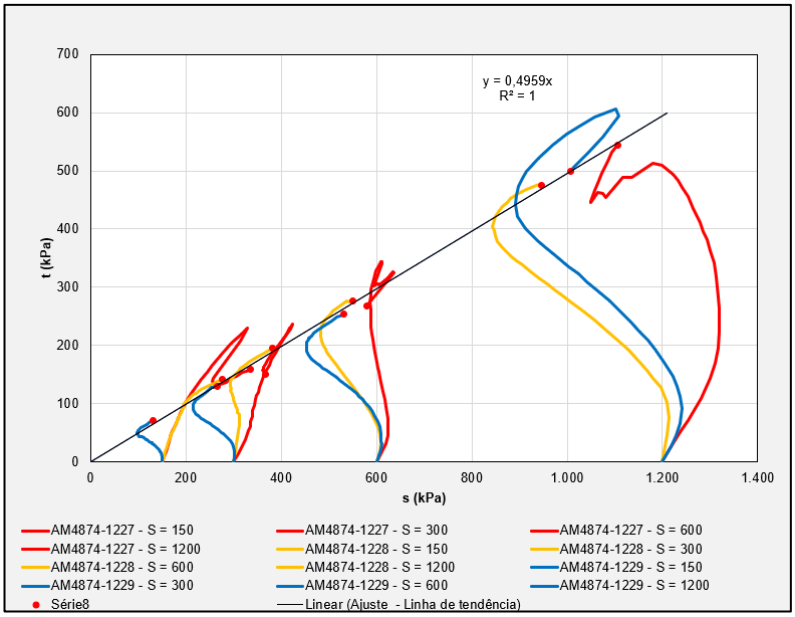


Figura 2 Trajetórias de tensões efetivas obtidas nos ensaios triaxiais CIUsat

4 METODOLOGIA DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE

As análises de estabilidade de taludes são essenciais para garantir a segurança e a integridade das estruturas geotécnicas, os métodos de cálculos atualmente em uso, baseiam-se em uma hipótese de haver equilíbrio em uma determinada massa de solo rígido-plástico, na iminência de entrar em um processo de escorregamento (MASSAD, 2010). A modelagem numérica foi realizada através do software Slide® da Rocscience, considerando os seguintes métodos de cálculo: Morgenstern-Price (1965), Spencer (1967) e Sarma (1973) para condição drenada e respeitando o critério de resistência de Mohr-Coulomb representado pela equação a seguir:

$$T = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (1)$$

Onde:

- T: tensão cisalhante
- c': coesão efetiva
- σ': tensão efetiva
- ϕ': ângulo de atrito interno efetivo

A norma adotada para as análises de estabilidade foi a ABNT NBR 11682 (2009), que estabelece os critérios para estudos de estabilidade de taludes. Segundo essa norma, o nível de segurança requerido deve considerar tanto o risco associado à perda de vidas humanas quanto os possíveis danos materiais e ambientais decorrentes de uma eventual ruptura. Para o talude analisado neste estudo, o nível de segurança em relação à perda de vidas humanas foi classificado como médio, uma vez que a área apresenta permanência restrita de pessoas, ocorrendo principalmente durante atividades pontuais, como inspeções de campo, execução de obras e leituras de instrumentação geotécnica. De forma semelhante, o nível de segurança relacionado aos danos materiais e ambientais também foi classificado como médio, considerando que a área de influência do talude apresenta potencial para a ocorrência de impactos ambientais moderados em caso de instabilidade.

Com base nessas classificações e nas recomendações estabelecidas pela ABNT NBR 11682 (2009), adotou-se para as análises realizadas neste estudo um fator de segurança mínimo admissível (FS) igual ou superior a 1,4, conforme apresentado na Figura 3.

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais \ Nível de segurança contra danos a vidas humanas	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

NOTA 1 No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10 %. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semiprobabilístico indicado no Anexo D.

NOTA 2 No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros γ, ϕ, c, em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

NOTA 3 Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

Figura 3 - Fator de segurança mínimo adotado para as análises
Fonte: ABNT NBR 11682:2009

5 RESULTADOS DAS ANÁLISES

As análises de estabilidade foram realizadas para a condição atual do talude considerando os parâmetros de resistência obtidos a partir dos ensaios laboratoriais. Para essa condição, foi obtido fator de segurança (FS) igual a 1,12, valor inferior ao mínimo recomendado pela ABNT NBR 11682 (2009) para taludes classificados com nível de segurança médio (FS ≥ 1,4). Esse resultado indica condição de estabilidade insatisfatória, coerente com as evidências de movimentação observadas em campo. Com o objetivo de restabelecer condições adequadas de estabilidade, foram avaliadas três alternativas de estabilização, cujos resultados são apresentados a seguir.

Tabela 2- Alternativas de estabilização modeladas e seus respectivos fatores de segurança

Alternativa	Descrição	FS
1	Berma de enrocamento	1,41
2	Escavação de alívio + berma	1,42
3	Berma com material de aterro	1,42

A seguir são apresentados os parâmetros de resistência adotados nas análises. Os parâmetros referentes aos materiais silte argiloso e aterro foram obtidos a partir de ensaios laboratoriais realizados nas amostras coletadas, enquanto os parâmetros do SAP (saprolito de filito), FIL (filito) e dos sedimentos foram estimados por meio de correlações com o índice de resistência à penetração (Nspt).

Tabela 3- Parâmetros de resistência adotados

Material	Cor	Peso específico (kN/m^3)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito interno efetivo (°)
SAP - NSPT 39		20	30	40
FIL NSPT 50+		20,9	45	48
SEDIMENTO		20	0	25
SILTE ARGILOSO		18	0	30
ATERRO		16	0	30

Os resultados indicam que todas as alternativas analisadas proporcionam fatores de segurança superiores ao mínimo recomendado, demonstrando que as intervenções propostas são eficazes para o restabelecimento da estabilidade global do talude.

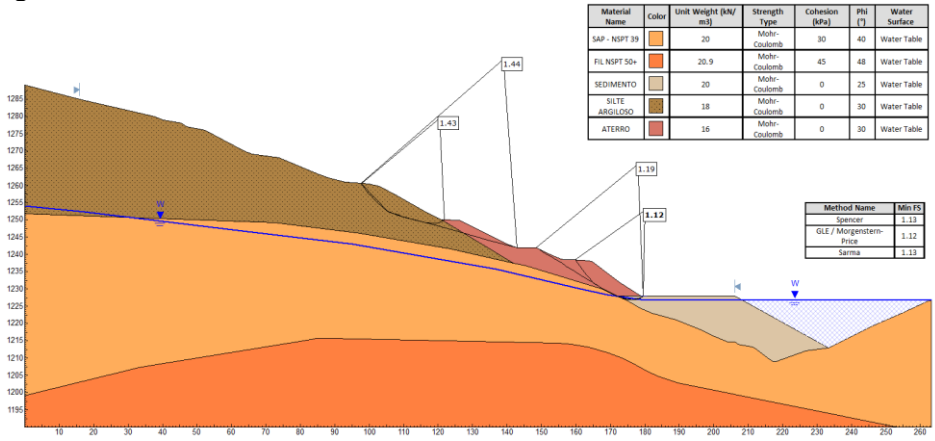


Figura 4 – Situação atual do talude – F.S = 1,12

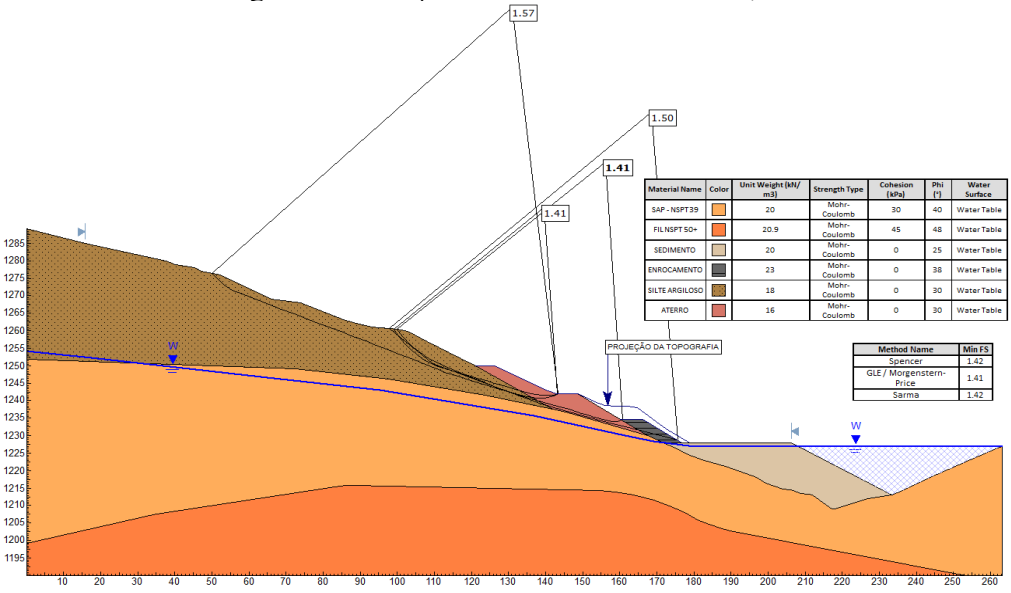


Figura 5 – 1ª Alternativa – F.S = 1,41.

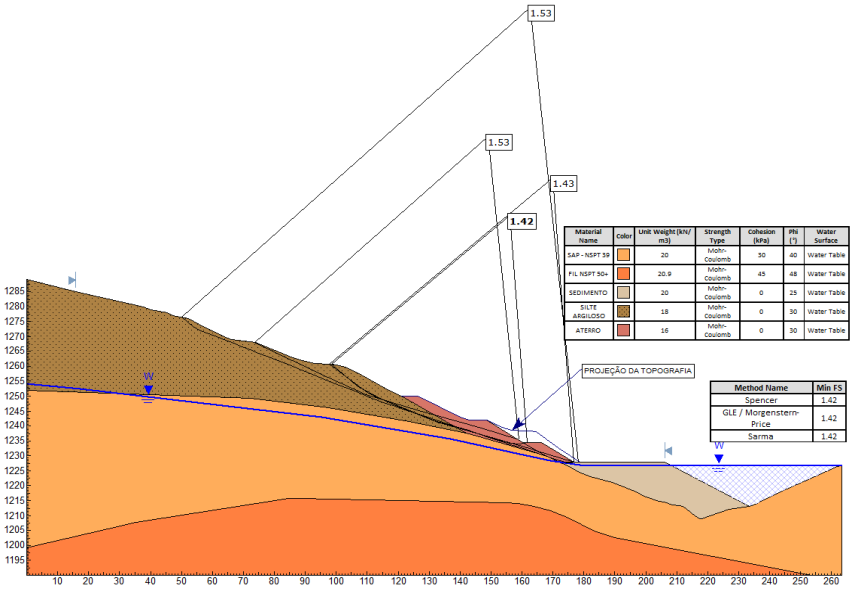


Figura 6 – 2ª Alternativa – F.S = 1,42.

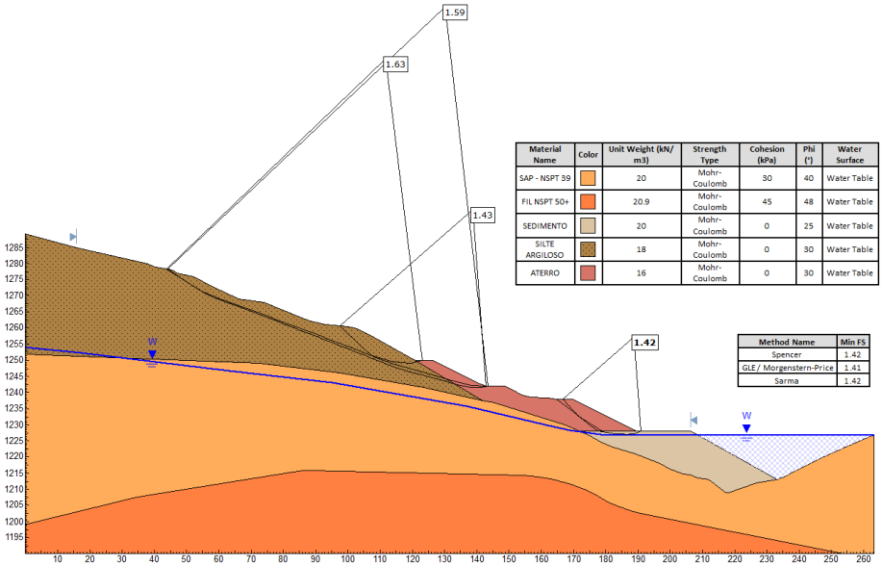


Figura 7 – 3ª Alternativa – F.S = 1,42.

6 DISCUSSÃO – FATORES QUE INFLUENCIAM OS RESULTADOS

Os resultados obtidos evidenciam que as análises de estabilidade são influenciadas pelas premissas adotadas na caracterização geotécnica dos materiais e na definição do modelo de cálculo. No caso analisado, verificou-se que a escolha dos parâmetros de resistência ao cisalhamento teve impacto direto nos fatores de segurança obtidos.

Nas análises preliminares foram adotados parâmetros estimados a partir de correlações empíricas com o índice de resistência à penetração (Nspt), prática comum em fases iniciais de projeto. Entretanto, essas correlações apresentam limitações, pois foram desenvolvidas a partir de bases de dados específicas e podem não representar adequadamente o comportamento de solos residuais ou materiais heterogêneos.

No talude estudado, as correlações indicaram valores de coesão significativamente superiores aos obtidos nos ensaios triaxiais. Enquanto as correlações sugeriam intercepto coesivo relevante, os ensaios laboratoriais indicaram comportamento essencialmente friccional, com coesão efetiva praticamente nula e ângulo de atrito interno entre 29° e 30°. Esse contraste evidencia que a utilização exclusiva de correlações empíricas pode levar à superestimação da resistência ao cisalhamento e, consequentemente, a avaliações excessivamente otimistas das condições de estabilidade.

Os ensaios triaxiais indicaram ainda comportamento semelhante entre o solo natural e o material de aterro presente na área de retaludamento, sugerindo propriedades geotécnicas comparáveis entre esses materiais. É importante salientar que a presença de aterros executados sem controle tecnológico pode introduzir heterogeneidade no maciço e aumentar a variabilidade dos parâmetros geotécnicos.

Além dos parâmetros de resistência, as condições hidráulicas também exercem influência significativa na estabilidade do talude. Foram identificadas falhas no sistema de drenagem superficial e possível elevação da umidade do solo, condição que pode elevar as poropressões e reduzir as tensões efetivas, diminuindo a resistência ao cisalhamento mobilizada.

A geometria do talude também se mostrou relevante, uma vez que alterações na inclinação ou na configuração das bermas modificam a distribuição de tensões no maciço. No presente estudo, as alternativas de estabilização envolveram principalmente a introdução de bermas e escavações de alívio, medidas que contribuíram para reduzir as tensões atuantes e aumentar o fator de segurança global.

De modo geral, os resultados reforçam a importância da caracterização geotécnica, utilização de parâmetros representativos do comportamento real dos materiais na análise de estabilidade de taludes e adequação geométrica do talude.

7 CONCLUSÕES

O estudo apresentado demonstrou que os resultados das análises de estabilidade são influenciados pelas premissas adotadas na modelagem geotécnica, especialmente no que se refere à definição dos parâmetros de resistência dos materiais. A comparação entre parâmetros estimados por correlações empíricas com o índice de resistência à penetração (Nspt) e aqueles obtidos por meio de ensaios laboratoriais evidenciou diferenças significativas, ressaltando a importância da caracterização geotécnica adequada para a confiabilidade das análises.

As análises de estabilidade realizadas indicaram que a condição atual do talude apresenta fator de segurança inferior ao recomendado pelas normas técnicas brasileiras, evidenciando a necessidade de intervenções de estabilização. As alternativas de estabilização avaliadas mostraram-se eficazes para restabelecer níveis adequados de segurança, contribuindo para a melhoria das condições de estabilidade do talude.

De modo geral, os resultados obtidos reforçam a importância da realização de investigações geotécnicas adequadas e da correta definição dos parâmetros e das condições de análise na avaliação da estabilidade de taludes associados a empreendimentos de mineração.

AGRADECIMENTOS

Os autores expressam sua gratidão à VALE S.A. pela autorização para utilização das informações técnicas e pela possibilidade de divulgação dos resultados deste estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 11682: Estabilidade de Taludes. Rio de Janeiro, 2009.

NBR 7181 – Solo: Análise granulométrica. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2016.

Abramson, L. W.; Lee, T. S.; Sharma, S.; Boyce, G. M. Slope Stability and Stabilization Methods. New York: Wiley, 2002.

ASTM D4767-11 (Reapproved 2020) – *Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils*. ASTM International, West Conshohocken, USA.

Bowles, J. E. Foundation Analysis and Design. 5th ed. New York: McGraw-Hill, 1997.

Carvalho, M. A. Análise de estabilidade de taludes utilizando métodos de equilíbrio limite. 2017. Tese (Doutorado em Engenharia Geotécnica) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2017.

Duncan, J. M.; Wright, S. G. Soil Strength and Slope Stability. Hoboken: Wiley, 2005.

Hoek, E.; Bray, J. Rock Slope Engineering. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1981.

Hunter, G.; Fell, R. Travel distance angle for landslides in constructed embankments. Canadian Geotechnical Journal, v. 40, n. 6, p. 1122–1132, 2003.

Kishida, H. Estimation of Soil Strength Parameters from SPT Results. Tokyo, 1967.

Kulhawy, F. H.; Mayne, P. W. Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design. Palo Alto: Electric Power Research Institute, 1990.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/81

FORM-Based Probabilistic Analysis of Jointed Rock Slopes

Higor Biondo de Assis
Ph.D. student, Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering Bauru, São Paulo State University, Bauru-SP, Brazil, higor.assis@unesp.br

Felipe Paiva Magalhães Vitali
Ph.D. student, Department of Geotechnical Engineering, Engineering School of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos-SP, Brazil, felipe.vitali@usp.br

Tarcisio Barreto Celestino
Professor, Department of Geotechnical Engineering, Engineering School of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos-SP, Brazil, tbcelest@usp.br

Caio Gorla Nogueira
Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering Bauru, São Paulo State University, Bauru-SP, Brazil, caio.nogueira@unesp.br

ABSTRACT: Probabilistic slope stability assessment offers a more realistic treatment of uncertainties in geotechnical parameters and modelling assumptions. This study presents a practical procedure for probabilistic analysis with relatively low computational cost by combining the Response Surface Method (RSM) with the First-Order Reliability Method (FORM). The approach is applied to a slope composed of highly weathered weak rock mass located on the Northern Ring Road in São Paulo, Brazil. Numerical simulations were performed using the Shear Strength Reduction Method within the Finite Element Method, employing average parameter values, while cohesion and friction angle of the dominant discontinuity were systematically varied according to a Central Composite Rotatable Design. Response surfaces derived from this design were integrated with FORM to estimate the probability of failure and identify the most probable combination of shear strength parameters associated with slope instability. Results from the probabilistic analysis were compared with deterministic back-analyses based on conventional factors of safety, highlighting the limitations of relying solely on deterministic approaches and illustrating the practical utility of FORM in capturing parameter uncertainties. The comparison demonstrates that FORM provides accurate and computationally efficient probabilistic predictions, serving as a robust tool for engineering decision-making in geotechnical practice.

KEYWORDS: Slope Stability; Probabilistic Analysis; FORM; Response Surface; Discontinuities.

RESUMO: A avaliação probabilística da estabilidade de taludes oferece um tratamento mais realista das incertezas associadas aos parâmetros geotécnicos e às suposições de modelagem. Este estudo apresenta um procedimento prático para análise probabilística com custo computacional relativamente baixo, combinando o Método da Superfície de Resposta (RSM) com o Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM). A abordagem é aplicada a um talude composto por maciço rochoso fraco e altamente intemperizado localizado no Rodoanel Norte, em São Paulo, Brasil. Simulações numéricas foram realizadas utilizando o Método de Redução da Resistência ao Cisalhamento no âmbito do Método dos Elementos Finitos, empregando valores médios de parâmetros, enquanto a coesão e o ângulo de atrito da descontinuidade dominante foram sistematicamente variados conforme um Desenho Rotacional Central Composto. Superfícies de resposta derivadas deste desenho foram integradas ao FORM para estimar a probabilidade de falha e identificar a combinação mais provável de parâmetros de resistência ao cisalhamento associada à instabilidade do talude. Os resultados probabilísticos foram comparados com análises determinísticas baseadas em fatores de segurança convencionais, evidenciando as limitações das abordagens determinísticas e a eficácia do FORM na captura das incertezas paramétricas.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de Taludes; Análise Probabilística; FORM; Superfície de Resposta; Descontinuidades.

1 INTRODUCTION

Rock slope stability remains a challenging problem in geotechnical engineering, particularly for highly weathered and anisotropic rock masses. The presence of foliation planes, joints, and other discontinuities introduces directional variability in strength, strongly influencing failure mechanisms and overall slope behaviour. Traditional limit equilibrium methods (LEM), widely used in practice, rely on predefined failure surfaces and simplified assumptions, which may be inadequate for complex, structurally controlled failures.

Numerical methods based on the finite element method (FEM), combined with the Strength Reduction Method (SRM), allow failure mechanisms to develop naturally through stress redistribution and progressive strength degradation. Constitutive models such as Jointed Rock and Iso-Jointed Rock enable explicit representation of oriented discontinuities, capturing anisotropic behaviour and interactions between intact rock and discontinuities.

Despite these advances, most slope stability analyses remain deterministic, neglecting uncertainties in material properties and model parameters. Reliability-based methods, particularly the First-Order Reliability Method (FORM), provide a robust framework to quantify these uncertainties. Coupled with design of experiments and response surface methodologies, FORM can efficiently estimate probabilities of failure and reliability indices, offering a comprehensive assessment of slope performance and the influence of key geotechnical parameters.

2 BRIEF DESCRIPTION OF THE CASE STUDY

This study examines the South Slope of a slope excavation along the Northern Ring Road in São Paulo, Brazil, with cut heights ranging from 20 to 30 meters, approaching a near-vertical configuration in the final stages (1H:6V). The excavation area lies within a shear zone, featuring phyllites, schists, and amphibolites, with varying degrees of weathering. The slope geology includes interbedded metabasic rocks and phyllites, with unfavourable foliation and fracture orientations, promoting planar failure mechanisms.

Localized planar failures occurred during intense rainfall in November and December 2024, predominantly within Class IV and V materials, controlled by foliation and fracture planes (Figure 1.a). Instability was absent in cuts inclined at 45° but observed in the final near-vertical cut, where the foliation dip was approximately 70° and the fracture planes dipped at around 55° (Figure 1.b), both towards the slope face. Stabilization measures were implemented but are not addressed here. The study focuses on failure mechanisms and stability analysis through simplified analytical methods, numerical modelling, and a statistical framework to estimate failure probabilities and account for geological variability.



a) b)

Figure 1. South Slope: a) foliation and b) fracture planes.

3 METHODS

The presented methodology offers a structured framework for slope stability assessment in highly weathered, anisotropic rock masses, combining classical geotechnical analysis, numerical simulations, regression modelling, and reliability-based probabilistic analysis. The workflow is organised into sequential steps, addressing parameter variability, mechanical anisotropy, and probabilistic performance. The following subsections outline the conceptual basis of the numerical simulations, parameter selection, and model implementation for the case study.

2.1 Conceptual Framework for SRM-FEM

Slope stability was assessed through two-dimensional numerical simulations combining FEM with the Shear Strength Reduction (SRM) technique. This approach progressively reduces material strength parameters until loss of equilibrium occurs, providing a direct evaluation of the Strength Reduction Factor (SRF), which can be interpreted as the conventional factor of safety (FS). Failure mechanisms develop naturally from stress redistribution and progressive strength degradation, yielding a realistic representation of slope behaviour.

The rock mass was represented using constitutive models capable of capturing anisotropic behaviour associated with oriented discontinuities, specifically the Jointed Rock and Iso-Jointed Rock models (Cai and Horii, 1993). While the Jointed Rock model accounts solely for the strength of discontinuities, the Iso-Jointed Rock model additionally considers the contribution of the intact rock matrix. In both cases, isotropic elastic stiffness is assumed, with anisotropy introduced exclusively through strength parameters. A detailed discussion on the applicability of these models to slope and tunnel problems is presented by Stelzer (2015).

The SRM-FEM simulations generate a consistent dataset of SRF values for various parameter combinations. These data are then used to construct response surfaces linking key input parameters to slope stability outcomes. In probabilistic analyses, selected discontinuity parameters are treated as random variables, enabling the estimation of probability of failure and reliability indices through reliability-based methods.

2.2 Central Composite Rotatable Design (CCRD)

A Central Composite Rotatable Design (CCRD) was employed to systematically investigate the influence of key input parameters on slope stability. CCRD is a structured design of experiments widely used to explore the effects of multiple variables while maintaining a minimal number of simulation runs. It defines discrete combinations of selected factors, in this case the cohesion and friction angle of rock discontinuities, within their calibrated ranges, providing uniform coverage of the parameter space.

This approach allows the construction of response surfaces, which serve as surrogate models to approximate slope behaviour across the range of plausible parameter values. By employing statistically independent input variables, the CCRD ensures that interactions and nonlinear effects between cohesion and friction angle can be captured efficiently. Such structured experimental planning is particularly useful in geotechnical applications where numerical simulations are computationally expensive, and parameter uncertainty is significant.

The CCRD derives from a full factorial 2-level ($FF2^k$) design, supplemented by a rotated $FF2^k$ and a central point to enable rotatability and the estimation of curvature. The combination of these elements forms the CCRD, providing efficient coverage of the factor space and allowing accurate construction of response surfaces.

Based on the SRF results obtained from the CCRD simulations, multivariate linear regression was performed to develop polynomial models approximating slope stability as a function of the selected parameters. Polynomial terms were tested and adjusted following the principles of design of experiments (DOE), with model adequacy assessed using the F-Snedecor test and the statistical significance of each independent variable evaluated with the t-Student test. The F-test validates the overall polynomial regression model, while the t-test identifies which input variables significantly influence the slope response. Upon successful verification of both tests, the resulting polynomial can be employed as a surrogate model or response

surface, enabling efficient probabilistic analysis and sensitivity assessment. The regressions are performed using the Least Squares Method, with the regression tool in Excel applied for the model fitting.

2.3 First-Order Reliability Method (FORM)

FORM is a reliability method that belongs to the category of transformation methods. It involves solving an optimisation problem to find the design point ($\boldsymbol{x}^*$), which minimises the reliability index (β), subject to limit state equation $g(\boldsymbol{x}) = 0$. The limit state function, also known as the performance function, mathematically defines the event of interest for which the probability of occurrence is to be calculated, based on the marginal probabilities of the input random variables. In the context of slope stability, it is defined in the physical space as $g(\boldsymbol{X}) = FS(\boldsymbol{X}) - 1.00$ or $g(\boldsymbol{X}) = SRF(\boldsymbol{X}) - 1.00$, and $g(\boldsymbol{X}) \leq 0$ corresponds to the failure domain, while g(**X**) > 0 corresponds to the survival domain. The limit state function relates the input variables to determine the critical conditions for failure or stability of the system and is essential for the probabilistic analysis of safety. The random variable realisations ($\boldsymbol{x}$) are transformed isoprobabilistically from the physical space ($\mathbb{X}$) to the uncorrelated standard normal space ($\mathbb{Y}$) through $\boldsymbol{y} = T(\boldsymbol{x})$, allowing $\boldsymbol{y}^*$ and β to be iteratively defined within a predefined tolerance. Convergence is checked for both β and the Euclidean norm of the design point vector ($\|\boldsymbol{y}\|$). Once β converges, its equivalent failure probability (pf) is calculated using Equation 1:

$$pf = \Phi(-\beta) \tag{1}$$

where $\Phi(\cdot)$ is the cumulative standard normal distribution. The procedure follows the HLRF algorithm (Hasofer and Lind, 1974; Rackwitz and Fiessler, 1978), providing β, pf, $\boldsymbol{x}^*$, and the direction cosines vector ($\boldsymbol{\alpha}$). The vector $\boldsymbol{\alpha}$ indicates the director cosines of the random variables, with $\boldsymbol{\alpha}^2$ representing the sensitivity factors. Further details can be found in Melchers and Beck (2019), Assis & Nogueira (2023, 2024).

2.4 Integrated Methodology with RASS

The methodology integrates Central Composite Rotatable Design, regression-based response surface modelling, and FORM to provide a computationally efficient framework for slope stability analysis. The CCRD is used to define a set of input parameters, such as cohesion and friction angle of discontinuities, within their calibrated ranges, from which a response surface is constructed. Multivariate regression analysis is then applied to the response surface data, with statistical tests such as F-Snedecor and t-Student ensuring the validity of the regression models.

Reliability analysis is carried out using FORM, which incorporates uncertainties in the input parameters and calculates key reliability metrics, such as β and pf. These analyses are processed using the Assessment applied to Slope Stability (RASS) software, ensuring computational efficiency. This integrated approach enables a probabilistic evaluation of slope stability, supporting more informed and reliable decision-making in geotechnical practice, particularly in complex environments such as urbanised areas with highly weathered rock masses.

3 PROBLEM SETTING AND RESULTS

The problem is set up using a two-dimensional numerical model developed in PLAXIS 2D, with FEM combined with SRM for slope stability analysis. The material is modelled as highly weathered phyllite, using both the Jointed Rock and Iso-Jointed Rock constitutive models to represent anisotropic behaviour due to foliation planes and oriented discontinuities. These models assume isotropic elastic stiffness, with anisotropy introduced through strength parameters.

The slope geometry consists of a critical cross-section with a total excavation height of 20 m, including an 8 m high subvertical cut at its base. The model domain extends 125 m horizontally and 40 m in depth, with lateral boundaries restrained in the normal direction and the base fully fixed. Finite element mesh uses 16-

node elements with fourth-order interpolation to provide sufficient accuracy for analyses involving significant material and geometric non-linearity.

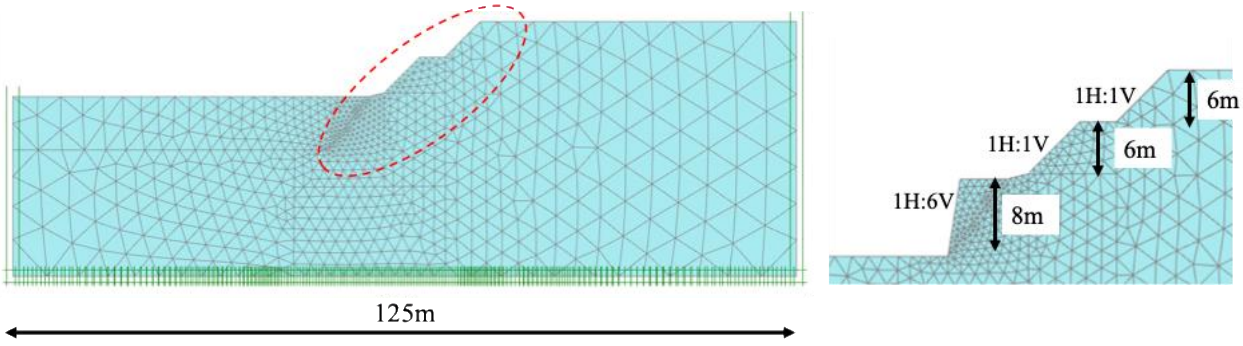
The analysis was conducted in three stages: first, the initial in situ stress state was established with gravitational loading; second, excavation of the subvertical portion of the slope was simulated; and finally, the SRF was determined once numerical convergence was reached. The SRF serves as the conventional FS in geotechnical practice, with failure identified by numerical non-convergence and significant displacement increments as strength parameters are progressively reduced. The mean parameters for the rock mass and discontinuities are summarised in Table 1.

Table 1 – Geotechnical parameters: mean values for deterministic analysis.

Modelo	E (MPa)	ν	ϕ_{intact} (∘)	c_{intact} (kPa)	ϕ_{disc} (∘)**	c_{disc} (kPa)**
Jointed Rock	150	0,25	-	-	30º	27
Iso-Jointed Rock	150	0,25	35º	50*	30º	27

* For the intact rock, a tension cut-off value of 5 kPa was adopted.
** For the discontinuities, an orientation of 54° was assumed, with no tensile strength allowed (tension cut-off = 0).

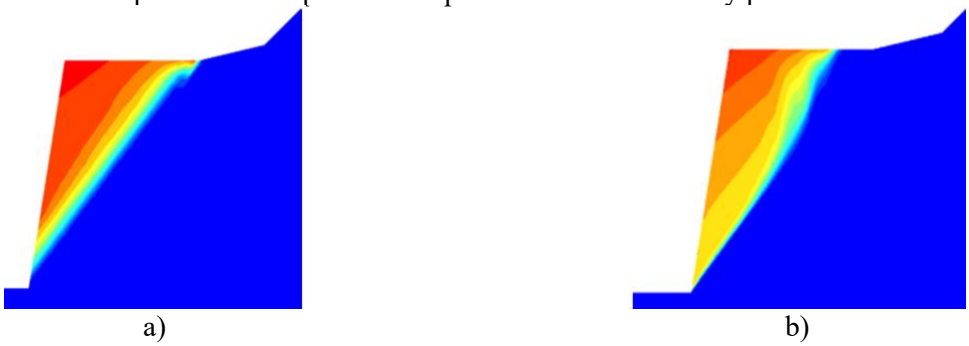
Figure 2 illustrates the results of the strength reduction analysis for the base cases, highlighting the contours of incremental plastic displacement magnitude, which define the failure surface, for both constitutive models. For the Jointed Rock model, the failure surface is essentially planar (Figure 3.a), with an inclination of 54°, resulting in a strength reduction factor of 1.28, in good agreement with the results obtained using the Culmann method.



a) b)

Figure 2. SRM model: a) finite element mesh; b) geometry after excavation.

In contrast, for the Iso-Jointed Rock model, the failure surface initially develops as an approximately linear feature, influenced by the adopted tensile strength, and subsequently evolves into a circular shape until it intersects the discontinuity plane dipping at 54° (Figure 3.b). In this case, the strength reduction factor decreases to 1.15, reflecting the influence of the intact rock parameters. This behaviour is considered more representative of field conditions, as the rock mass is highly fractured, and the failure mechanism is governed by both the rock mass response and the presence of preferential discontinuity planes.



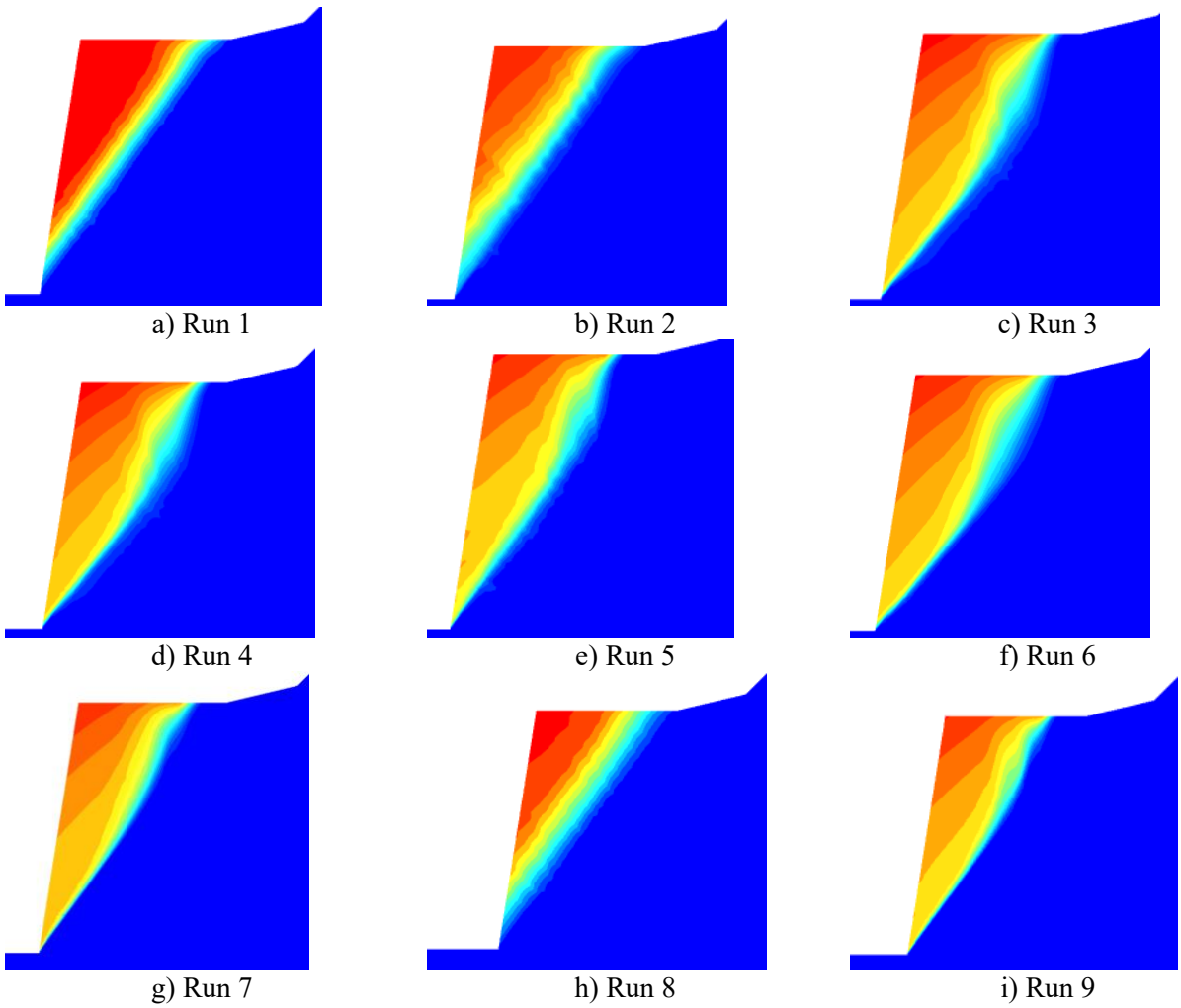
a) b)

Figure 3. Typical differences between the slip surfaces: a) Jointed Rock and b) Iso-Jointed Rock model.

For cases in which the factor of safety is lower than 1, its evaluation within the finite element framework was based on the unloading level at which numerical non-convergence occurs during the excavation stage. In this approach, when the finite element mesh is deactivated to simulate excavation, the previously balanced nodal forces are preserved and gradually reduced. This unloading process is continued until numerical non-convergence is reached, which is associated with the development of a failure mechanism. The corresponding unloading level at this condition is then interpreted as the factor of safety of the system.

Table 2 – CCRD runs for SRF evaluation.

	Physical space		Levels	
Runs	c_{disc} (kPa)	$\tan \phi_{disc}$	c_{disc}	$\tan \phi_{disc}$
1	9.766	0.454	-1	-1
2	9.766	0.700	-1	+1
3	44.234	0.454	+1	-1
4	44.234	0.700	+1	+1
5	27.000	0.750	0	+1.41
6	51.300	0.577	+1.41	0
7	27.000	0.404	0	-1.41
8	2.700	0.577	-1.41	0
9	27.000	0.577	0	0



a) Run 1 b) Run 2 c) Run 3
d) Run 4 e) Run 5 f) Run 6
g) Run 7 h) Run 8 i) Run 9

Figure 4. Failure surfaces for SRF evaluation from CCRD runs using the Iso-Jointed Rock model.

The CCRD was applied to systematically explore the parameter space around the calibrated mean values, according to Table 2. Numerical simulations were conducted for each experimental run in PLAXIS using the SRM technique within the FEM. Both Jointed Rock and Iso-Jointed Rock constitutive models were adopted to capture anisotropic behaviour, including foliation planes and oriented weaknesses. The failure surfaces for the Iso-Jointed Rock model are shown in Figure 4.

The resulting *SRF* were then fitted to first-order polynomial response surfaces (Equation 2, Table 3, Figure 5-6), which were validated through ANOVA and residual analysis to ensure they accurately represent the slope response.

$$g(\boldsymbol{X}) = \widehat{SRF}(\boldsymbol{X}) - 1.00 = [a_0 + a_1 \cdot \boldsymbol{x_1} + a_2 \cdot \boldsymbol{x_2}] - 1.00$$
$$= [a_0 + a_1 \cdot \boldsymbol{c_{disc}} + a_2 \cdot \boldsymbol{tan\phi_{disc}}] - 1.00 \quad (2)$$

Table 3 – Coefficients of linear regression model.

	Model	
Regression coefficients	Jointed Rock	Iso-Jointed Rock
a_0	0.077240679911626	0.111898704200553
a_1	0.030433827674368	0.022419259023991
a_2	0.708533363359114	0.757756926509746

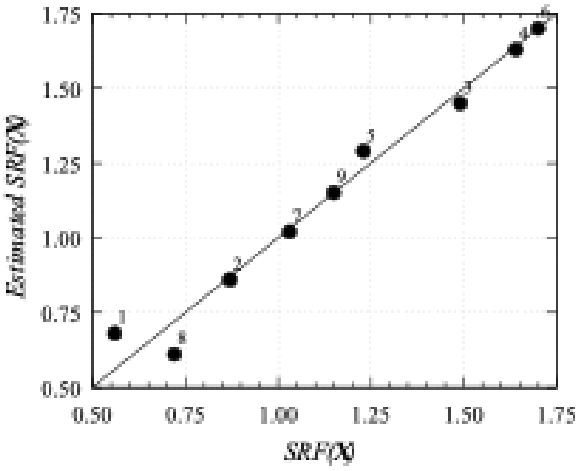
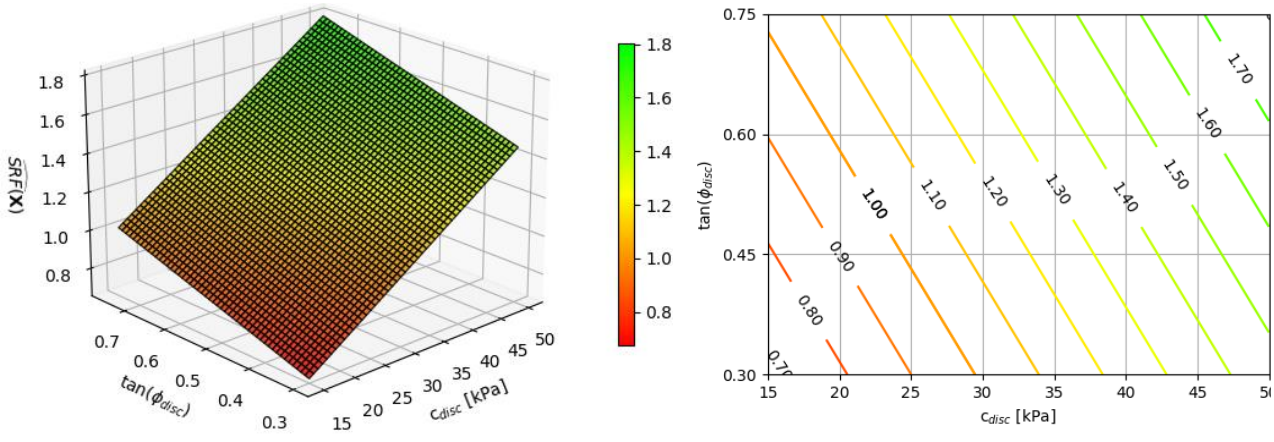


Figure 5. Iso-Jointed Rock modelled using multivariate linear regression, with a coefficient of determination $R^2 = 0.9764$.



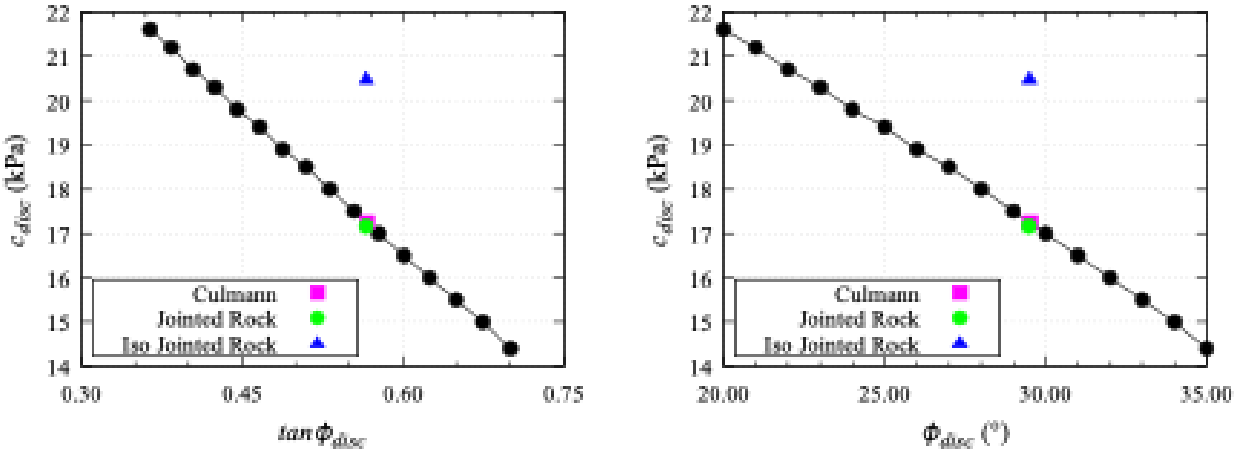
a) b)

Figure 6. Iso-Jointed Rock model: a) planar response surface and b) contour levels of SRF as a function of c_{disc} and $tan\phi_{disc}$.

The response surfaces were used as limit-state functions in the FORM, allowing estimation of the probability of failure and identification of the most probable combination of shear strength parameters corresponding to the limit state. For comparison of the probabilistic responses, complementary analyses were performed using the Culmann method directly coupled with FORM, fixing the failure surface passing through the toe of the slope and inclined at 54°. Monte Carlo simulations were also employed in all cases, for comparison with the β and pf results from FORM. The compiled results are presented in Table 3, highlighting the wealth of information provided by FORM when applied appropriately.

Table 3. Summary of results and processing time.

			Limit State Function		
			DC Culmann	RSM Jointed Rock	RSM Iso-Jointed Rock
Deterministic		$FS(\overline{\boldsymbol{x}})$	1.304	-	-
		$SRF(\overline{\boldsymbol{x}})$	-	1.280	1.150
		$\widehat{SRF}(\overline{\boldsymbol{x}})$	-	1.308	1.154
Probabilistic	MCS	n_s	5000	5000	5000
		n_f	549	534	996
		pf	10.98%	10.68%	19.92%
		β	1.23	1.24	0.84
		$COVpf$	4.03%	4.09%	5.48%
		Δt (s)	0.0336	0.0322	0.0327
	FORM	β	1.22	1.23	0.83
		pf	11.17%	10.90%	24.09%
		x_1^*	17.25	17.16	20.47
		x_2^*	0.5665	0.5654	0.5658
		$\alpha_{x_1}^2$	97.75%	97.32%	94.52%
		$\alpha_{x_2}^2$	2.25%	2.68%	5.48%
		Δt (s)	0.0007	0.0007	0.0017



a) b)

Figure 7. Comparison of deterministic back-analysis using the Culmann method (black) with the design points from probabilistic analyses via FORM (coloured).

The set of results provides valuable insights into the mechanisms under analysis. It is observed that, in all cases, the responses from FORM are highly consistent with those obtained from MCS. Moreover, the results from the Culmann method and the Jointed Rock model are quite similar due to the simplifications inherent in these models, which impose stricter constraints on the geometries of the failure surfaces. In contrast, the Iso-

Jointed Rock model coupled with FORM, produces different geometries for the failure surfaces, as expected, leading to higher failure probabilities.

The incorporation of both the Jointed Rock and Iso-Jointed Rock models, when used with FORM, significantly enhances the reliability of the slope stability analysis. These models allow for more accurate representation of geological complexities, offering a more comprehensive understanding of the slope's behaviour. The results from FORM also provide deeper insight into the sensitivity of the pf to variations in the random variables of the model, such as cohesion and friction angle.

Regarding the design point, an interesting application is seen in back-analysis. Unlike back-analyses based purely on deterministic methods, which provide a range of parameter combinations leading to slope failure, FORM allows for the identification of the combination of parameters that results in FS or SRF equal to 1, with the highest probability of occurrence. This advantage makes FORM particularly beneficial when used alongside the Jointed Rock and Iso-Jointed Rock models, as it enhances the accuracy and reliability of the predictions compared to MCS alone. Furthermore, the results from FORM indicate that, for the analysed cases, 94% or more of the failure probability is governed by the c_{disc}, while less than 6% is influenced by the $tan\phi_{disc}$. Another important observation is the comparison of processing times between FORM and MCS. Although the processing times for MCS are not prohibitive, FORM provides a more computationally efficient alternative without compromising the accuracy of the analysis.

4 CONCLUSIONS

The results underscore the robustness of the FORM method in conjunction with the Jointed Rock and Iso-Jointed Rock models for probabilistic slope stability analysis. The integration of these models significantly improves the representation of the geological complexities of the slope and enhances the reliability of the predictions. This combined approach allows for a more detailed understanding of the controlling factors for slope stability, offering better sensitivity to parameter variability and improving the overall accuracy of the analysis.

In addition to being time-efficient, FORM, when applied alongside the Jointed Rock and Iso-Jointed Rock models, provides a substantial advantage over traditional deterministic methods and MCS. The ability to determine the most probable parameter combinations leading to failure further strengthens the predictive power of the model, facilitating more informed decision-making in geotechnical engineering projects.

Thus, the combined use of FORM, and the Jointed Rock and Iso-Jointed Rock models offers a significant improvement in the reliability and efficiency of slope stability analyses, making it a powerful tool for addressing complex geotechnical challenges.

ACKNOWLEDGEMENTS

We gratefully acknowledge the financial support from *Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior* (CAPES) and *Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico* (CNPq) - Brasil. We also appreciate the support and collaboration of Via Appia Concessões S.A.

REFERENCES

Assis, H. B., Nogueira, C.G., (2023) Comparative study of deterministic and probabilistic critical slip surfaces applied to slope stability using limit equilibrium methods and the First-Order Reliability Method. *Soils and Rocks*, 46(2), p.e2023013522.

Assis, H. B., Nogueira, C. G. (2024) Probabilistic Analysis of Slope Stability: System Reliability in Series with FORM as an Alternative to Monte Carlo Simulations. In: XXI Brazilian Congress of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (*XXI COBRAMSEG*), Balneário Camboriú-SC.

Cai M., Horii, H. (1993) A constitutive model and FEM analysis of jointed rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics*, Vol.30, Issue 4, pp. 351-359.

Hasofer, A. M., LIND, N. C. (1974) Exact and Invariant Second-Moment Code Format. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, v. 100, n. 1, p. 111–121.

Melchers, R. E., Beck, A. T. (2018). *Structural Reliability Analysis and Prediction*. John Wiley & Sons.

Montgomery, D. C. (2017). *Design and analysis of experiments*. John Wiley & Sons.

Rackwitz, R., Fiessler, B. (1978) Structural reliability under combined random load sequences. *Computers & Structures*, v. 9, n. 5, p. 489–494.

Rodrigues, M. I., Iemma, A. F. (2014) *Experimental design and process optimization*. CRC Press.

Stelzer, M. (2015) *Numerical Studies on the PLAXIS Jointed Rock Model*, Master Thesis, TU Graz.

Vitali, F. P. M., Vitali, O. P. M., Bobet, A., & Celestino, T. B. (2024) FEM modeling requirements for accurate analysis of highly nonlinear shallow tunnels. *Soils and Rocks*, 47(1), e2024000923.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/82

Geotecnologias Aplicadas ao Monitoramento e Avaliação da Vulnerabilidade a Deslizamentos: Integração de Aerofotogrametria e Geoprocessamento no Alto do Reservatório, Recife–PE entre os anos de 2010 e 2025.

Otávio Wesley Cavalcanti Faustino
Doutorando Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, otavio.faustino@ufpe.br

Silvio Romero De Melo Ferreira
DSc Docente Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, silvio.mferreira@ufpe.br

Larissa Ferreira Gomes De Araújo
Doutoranda Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, larissa.ferreira@ufpe.br

Glauber Carvalho Costa
Doutorando em Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, glaubercad@gmail.com

RESUMO: Os desastres naturais têm se tornado mais frequentes no mundo, destacando-se os deslizamentos de terra como um dos eventos mais recorrentes e impactantes, responsáveis por perdas humanas e prejuízos econômicos e socioambientais. Esses fenômenos estão relacionados às características geomorfológicas, aos fatores climatológicos — especialmente a incidência de chuvas — e à ocupação antrópica em áreas de risco, que reforça a importância da identificação, controle e monitoramento contínuo dessas regiões. O artigo tem como objetivo utilizar geoprocessamento e geotecnologias para mapear áreas de vulnerabilidade e analisar a evolução da ocupação em regiões suscetíveis a deslizamentos no Alto do Reservatório, no bairro de Nova Descoberta às margens da BR-101, em Recife/PE. A pesquisa abrange o período de 2010 a 2025, com base em dados aerofotogramétricos obtidos através de Aeronave Remotamente Pilotada (Drone), DJI Mavic e os softwares Google Earth Pro e QGIS. Os resultados permitiram identificar alterações no relevo, na drenagem e no fluxo das águas pluviais, bem como expansão da ocupação humana e ações antrópicas que ampliaram o risco de acidentes. O estudo fornece subsídios técnicos para apoiar o poder público na mitigação de possíveis acidentes nas áreas que podem sofrer novas rupturas ou agravar trechos já comprometidos e proteção da população local.

PALAVRAS-CHAVE: Geotecnologias, Deslizamentos, Aerofotogrametria, Alto do Reservatório, Recife.

ABSTRACT**:** Natural disasters have become increasingly frequent worldwide, with landslides standing out as one of the most recurrent and impactful events, responsible for human losses as well as economic and socio-environmental damage. These phenomena are related to geomorphological characteristics, climatological factors—especially rainfall—and human occupation in risk-prone areas, which reinforces the importance of identifying, controlling, and continuously monitoring these regions. This article aims to use geoprocessing and geotechnologies to map vulnerable areas and analyze the evolution of land occupation in regions susceptible to landslides in Alto do Reservatório, in the Nova Descoberta neighborhood, along the BR-101 highway, in Recife, Pernambuco, Brazil. The research covers the period from 2010 to 2025, based on aerophotogrammetric data obtained using Remotely Piloted Aircraft (Drone aerial), DJI Mavic Air 2S and the software Google Earth Pro and QGIS. The results made it possible to identify changes in relief, drainage, and rainwater flow, as well as the expansion of human occupation and anthropogenic actions that have increased the risk of accidents. The study provides technical support to assist public authorities in mitigating potential accidents in areas that may experience new failures or worsening conditions in already compromised sections, as well as in protecting the local population.

KEYWORDS: Geotechnologies, Landslides, Aerial Photogrammetry, Alto do Reservatório, Recife

1 INTRODUÇÃO

Os desastres resultam da combinação entre ameaça natural, vulnerabilidade e exposição humana. O fenômeno pode ser natural, mas o desastre é socioambiental. Esses fenômenos estão cada vez mais frequentes em todo o mundo, e os deslizamentos de terra são considerados os mais comuns, causando perdas de vidas e prejuízos econômicos e socioambientais (Araújo, L.F.G. *et al.*, 2025). No Brasil, a alta ocorrência desses eventos deve-se principalmente às características geomorfológicas, aos condicionantes climatológicos, especialmente a frequência de chuvas e à ocupação antrópica em áreas de risco. Diante de perdas de vidas, prejuízos financeiros a identificação, o controle e o monitoramento dessas áreas tornam-se importantes.

Os deslizamentos ou escorregamentos são entendidos como movimentos de massa, desprendimento de material de origem diversa (solo, rocha e/ou vegetação) devido à ação da gravidade, que resulta da ruptura ou desestabilização do talude, podendo vir a causar, dependendo do risco e vulnerabilidade envolvidos, danos sociais, econômicos e ambientais. Quando esses fenômenos naturais atingem áreas habitadas pelo homem, causando-lhe danos, passam a se chamar desastres naturais (Tominaga *et al.*, 2009).

Em relação aos deslizamentos o risco do Recife é crítico, o índice de risco crítico para a cidade do Recife foi calculado com base na metodologia desenvolvida pelo Banco Mundial e a Universidade de Columbia - New York (Prefeitura do Recife, 2019). O índice final considera a sobreposição da ocorrência do risco crítico de cinco ameaças: inundação fluvial, seca meteorológica, ondas de calor, doenças transmissíveis e deslizamentos. Os fatores que explicam o valor de alto risco são uma combinação das características de alta sensibilidade social, refletida pela precariedade habitacional e baixa capacidade de adaptação.

O município do Recife está inserido neste contexto nacional, pois, sua composição da área territorial é composta por 67,43% de morros, 23,26% de planícies; 9,31% de aquáticas, dentro dessa área 5,58% são Zonas Especiais de Preservação Ambiental, concentrando um terço de sua população em áreas de risco (SEDEC, 2025), população essa que em sua grande maioria são compostas por famílias de baixa renda, sem condições adequadas para construção de moradias seguras neste tipo de relevo, agravando o problema das habitações em áreas de risco em encostas atualmente um dos desafios sociais e econômicos encontrados no município.

O artigo utiliza ferramentas de geoprocessamento e geotecnologias, com o objetivo de auxiliar no mapeamento das áreas de vulnerabilidade e na análise da evolução da ocupação e da ação antrópica em regiões suscetíveis a deslizamentos no Alto do Reservatório, no bairro de Nova Descoberta às margens da BR-101, em Recife/PE. A área é caracterizada por ocupação antrópica, com histórico de acidentes, com perdas de vidas em 29 de abril de 1996 (Ferreira e Lima, 2002) e em anos subsequentes ocorreram escorregamentos. A pesquisa envolve uma análise temporal de 15 anos, entre 2010 e 2025, utilizando dados aerofotogramétricos para avaliar o talude, observando se houve massa deslocada no período, modificações no relevo, evolução da ocupação humana, a drenagem e as ações antrópicas que aumentam o risco de acidentes.

2 ÁREA DE ESTUDO

A área estudada faz parte do município do Recife (Figura 1), capital do estado de Pernambuco, que possui população estimada de 1 milhão e 588 mil habitantes, com área territorial de 218,84 km². Desse total, aproximadamente 143 km² correspondem a áreas urbanizadas, resultando em elevada densidade populacional, de cerca de 6,8 mil habitantes por km². Em relação à infraestrutura sanitária, apenas 68,28% da população dispõe de esgotamento sanitário por rede geral, rede pluvial ou fossa ligada à rede. Além disso, aproximadamente 206 mil pessoas vivem expostas a riscos associados à ocupação de áreas suscetíveis a inundações e alagamentos nas planícies, bem como a escorregamentos e deslizamentos nas áreas de morros (IBGE, 2022). O zoneamento urbanístico municipal da cidade do Recife é composto por áreas denominadas de ZEIS (Zona Especial de Interesse Social), áreas de assentamentos habitacionais de população de baixa renda, surgidos espontaneamente, propostos pelo Poder Público, onde haja possibilidade de urbanização e regularização fundiária (Prefeitura do Recife, 2019).

As áreas mais sinuosas do município são popularmente chamadas de morros, do ponto de vista geomorfológico são denominadas de Tabuleiros Costeiros pertences ao domínio morfoestrutural do Planalto Sedimentar Litorâneo, essa unidade sofreu processos de rebaixamento em direção à costa permitindo assim a formação de feições sinuosas e topos arredondados, com altitudes que variam de 40m a 80m e encostas com declividade elevada (Santana, J.K, 2019).

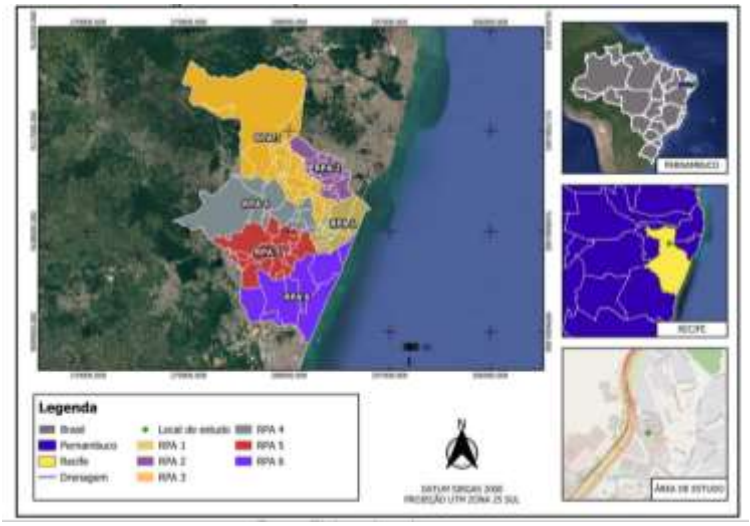


Figura 1 - Distribuição das RPAs da cidade do Recife - PE
Fonte: Autores (Adaptado de Aráujo *et al.*, 2025)

A vegetação predominante na cidade do Recife é a Mata Atlântica e o clima é tropical-úmido (PCR, 2019). É durante o período de abril a julho (quadra chuvosa) que se dão os maiores acumulados de chuva. Os sistemas meteorológicos que ocorrem nessa época são provindos do oceano e se destacam por causar chuvas mais homogêneas, acompanhadas de temperaturas mais amenas e aumento na umidade relativa do ar.

De acordo com o documento de análise de riscos e vulnerabilidades climáticas e estratégia de adaptação do município do Recife (Prefeitura do Recife, 2019), considerando todos os modelos e cenários, existe alto risco de ocorrências principalmente nas RPAs 2, 5 e 6, porém, distribuído de forma não uniforme espacialmente, conforme apresenta a Figura 2. Sendo destacado a localização da área estudada no artigo.

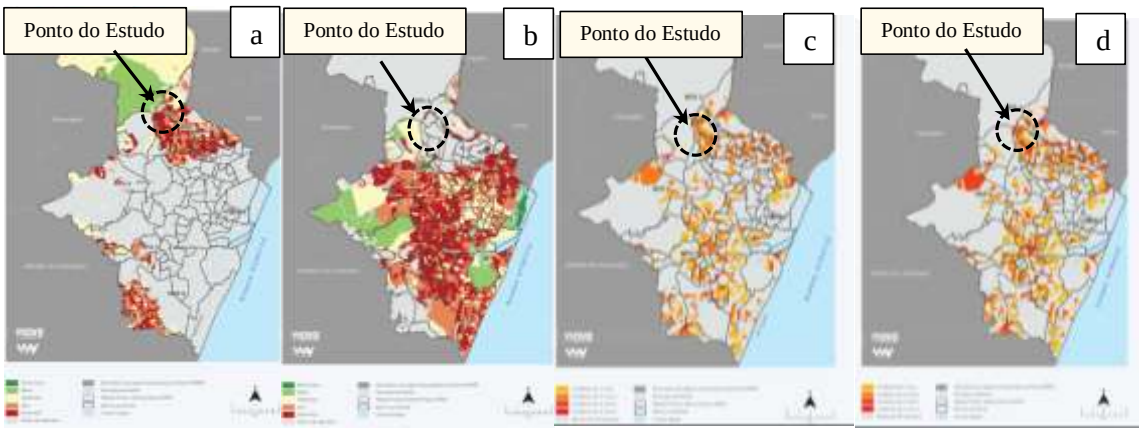


Figura 2 – Risco de Deslizamento (2a), Risco inundação (2b), Análise de riscos climáticos para o Recife/PE hoje (2c) e Projeção de riscos climáticos para o Recife/PE em 2040 (2d)
Fonte: Autores (Adaptado Prefeitura do Recife, 2019)

3 METODOLOGIA

Na área de estudo foi realizada a coleta de aeroimagens por meio de ARP - Aeronave Remotamente Pilotada (Drone aéreo) modelo DJI Mavic Air 2S munida de câmera RGB de 20 megapixels, sendo executado voo automático no Drone Harmony, mantendo uma altura constante para a superfície do terreno de 120m e sobreposição longitudinal de 80% e transversal de 75%, tendo como resultado após processamento um no programa Agisoft Metashape com GSD médio de 3,6 cm/pixel. Para o monitoramento temporal do presente estudo, foram utilizadas imagens orbitais entre os anos de 2010 até 2025 do Google Earth Pro, (Figura 3a) gerada pelo aerolevantamento com a ARP em 2026, sendo também empregado o QGIS para auxiliar nas

análises dos dados, também foram gerados os Modelo Digital de Elevação (MDE) (Figura 3b) e Modelo Digital do Terreno (MDT) a partir do aerolevantamento executado com a ARP.

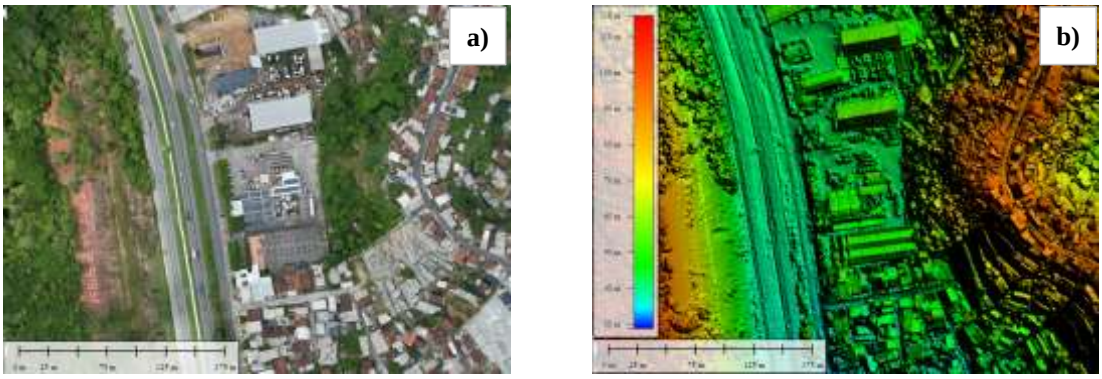


Figura 3. a) Vista da Ortoimagem (2026) e b) Modelo Digital de Elevação (MDE)
Fonte: Autores.

Também com o intuito de observar a abrangência da ocupação da área, foram coletadas aeroimagens panorâmicas com a ARP, conforme exemplificado na Figura 4a, e como resultado do processamento no programa Agisoft Metashape, também foi gerado um modelo 3D renderizado, proporcionando uma melhor visualização da encosta e possibilitando a realização de medição do modelo e geração de perfis, isso inclusive com uso do programa Agisoft Viewer, que é um aplicativo gratuito, desenvolvido pela Agisoft (Figura 4b).

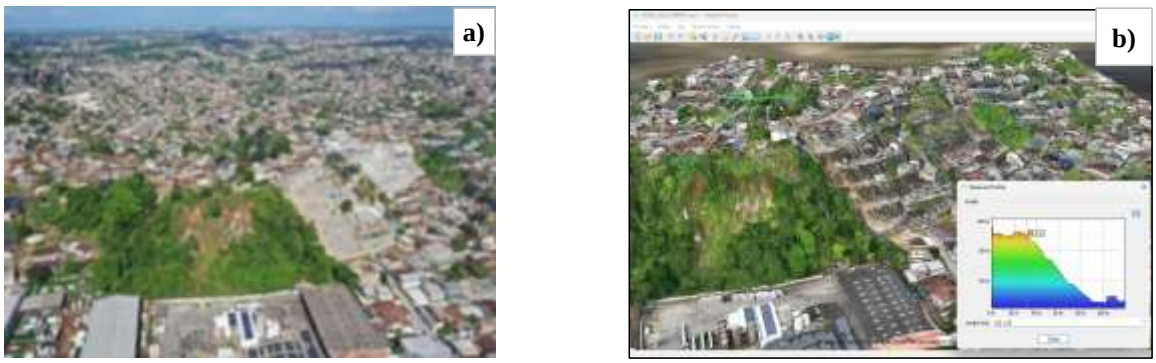


Figura 4. a) Vista da Aeroimagem Panorâmica 2026 e b) Modelo 3D renderizado no programa Agisoft
Fonte: Autores.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Expansão da ocupação antrópica na área estudada

Conforme, figura 5, ao longo de 13 anos, de junho de 1997 a novembro de 2010, é possível observar a evolução antrópica nos morros dos bairros estudados, no Alto do Reservatório Nova Descoberta, Recife/PE.

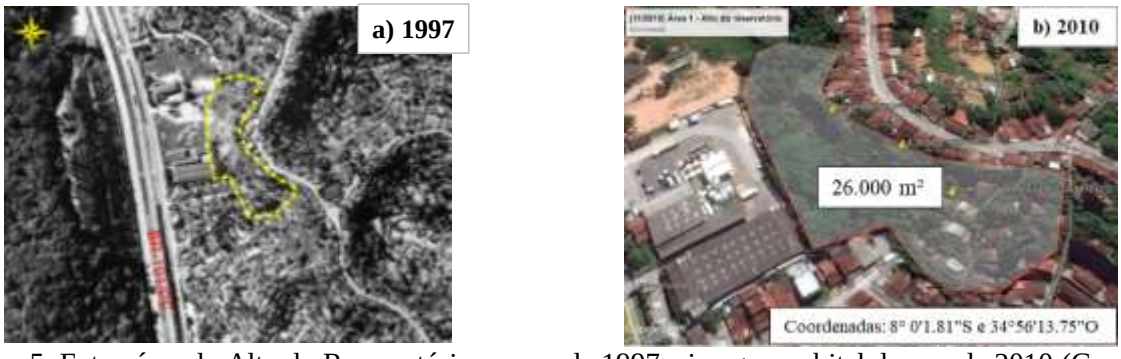


Figura 5. Foto aérea do Alto do Reservatório no ano de 1997 e imagem orbital do ano de 2010 (Google).
Fonte: Autores.

A expansão das moradias no Alto do Reservatório, no bairro de Nova Descoberta, em Recife (PE), ocorreu de forma desordenada e sem planejamento urbano. Esse processo resultou na evolução da ocupação e da estrutura urbana da área, incluindo a realização de cortes no talude da encosta, associados ao crescimento populacional decorrente de fluxos migratórios e à consequente apropriação inadequada do ambiente natural. A análise temporal para os anos de 2010, 2014, 2017 e 2025 evidencia que, além do avanço da urbanização, houve a implementação de infraestrutura, bem como a desapropriação de áreas próximas às margens da BR-101 e redução da vegetação nativa, conforme ilustrado no trecho em destaque (Figuras 6a, 6b, 6c e 6d).



Figura 6 – a) Cortes na encosta; b) Novas Construções, c) Deslizamento e Lonas d) Obra de Contenção.
Fonte: Autores

4.2 Aplicações de Lonas em áreas de encostas

Na Figura 7, observa-se a presença de lonas plásticas instaladas nas encostas, utilizadas pelo poder público como medida emergencial para reduzir a infiltração de água no solo argiloso do talude. A Figura 7a indica que a implantação dessas lonas ocorreu em meses anteriores a julho de 2017. No entanto, entre agosto e dezembro do mesmo ano, muitas dessas lonas já se encontravam danificadas, reduzindo sua eficácia em menos de dois meses após a instalação (Figura 7b).



Figura 7 – a) Aplicações de Lonas em áreas de encostas; b) Lonas danificadas
Fonte: Autores

4.3 Acidentes e obra de contenção com tela argamassada

Em 2023, em decorrência de fortes chuvas, ocorreu um deslizamento na área estudada (Figura 8a). Posteriormente, em março de 2024, foram iniciadas as obras de contenção por meio da implantação de tela argamassada (Figura 8b), cuja execução teve duração aproximada de oito meses, sendo concluída em novembro de 2024 (Figura 8c). No entanto, em agosto de 2025 já é possível observar o crescimento de vegetação e a presença de novas construções sobre a área estabilizada, o que pode comprometer o desempenho da estrutura implantada (Figura 8d).

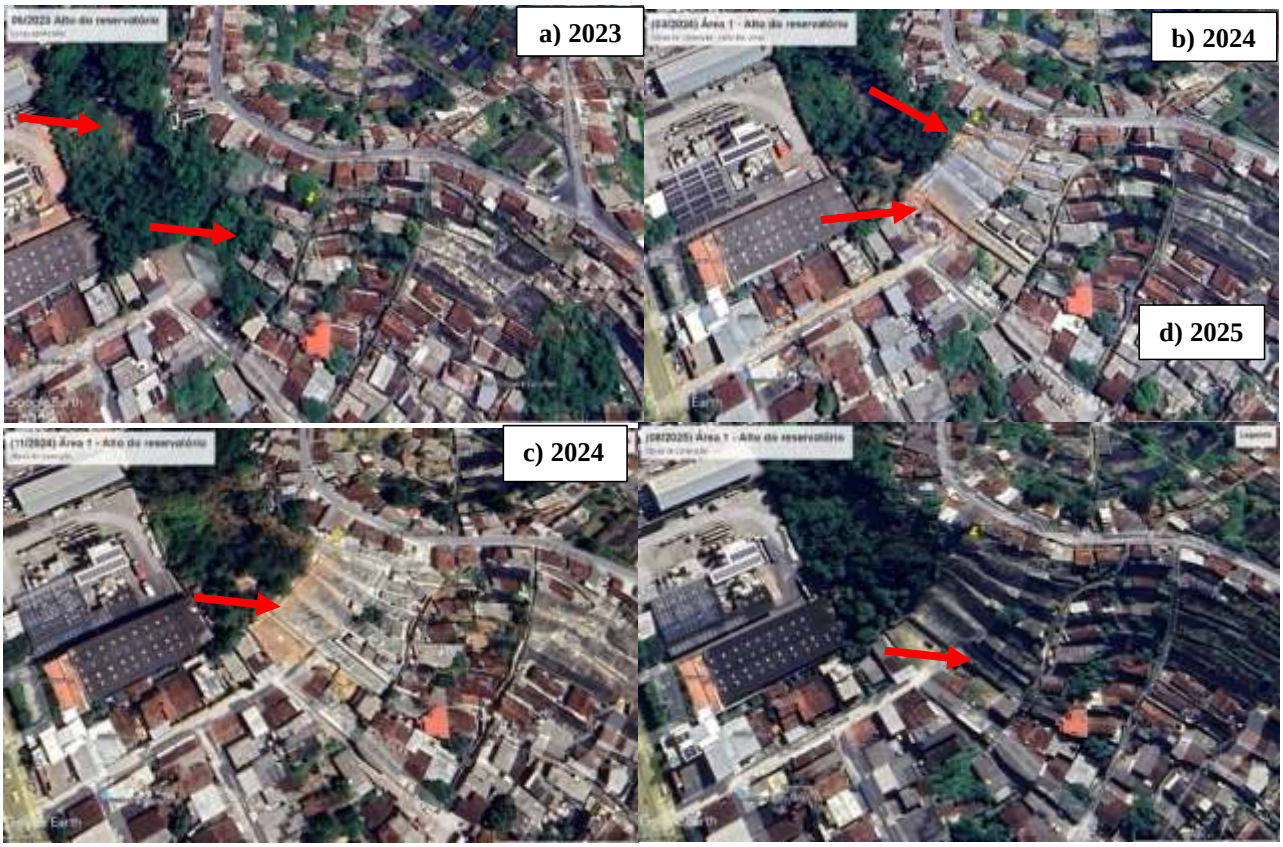


Figura 8- a) deslizamento; b) início das obras de contenção; c) obra de contenção e d) novas construções.
Fonte: Autores

Em 2018, ocorreu um acidente próximo ao local do deslizamento registrado em 2023, evidenciando a recorrência de instabilidades na área. Situações como essa poderiam ser melhor monitoradas por meio de

acompanhamento *in loco* e pelo uso de técnicas de sensoriamento remoto, conforme ilustrado na Figura 9. Observam-se ainda fatores antrópicos que contribuem para a instabilidade da encosta, como o descarte irregular de resíduos, o desmatamento da vegetação natural, a ocupação irregular e a ausência de ações sistemáticas de planejamento de curto e médio prazo por parte do poder público para prevenir ou mitigar movimentos de massa na área.



Figura 9 –a) Vegetação preservada; b) Lançamento de resíduos e Desmatamento na movimentação da encosta
Fonte: Autores

A Figura 10 apresenta imagens da área obtidas nos anos de 2010, início das análises, e de 2025. Percebe-se que grande parte das construções foi atingida pelo deslizamento ocorrido em 2023 e, posteriormente, substituída pela obra de contenção em tela argamassada.



Figura 10 – a) Construções antes do deslizamento; b) Depois do acidente e obra de contenção argamassada
Fonte: Autores

4.4 Comparação de áreas com vegetação e com ação antrópica

Próximo da encosta do outro lado da BR 101, há uma área de proteção ambiental, onde não teve ações antrópicas durante o período de análise e que a vegetação foi preservada não foram observados indícios evidentes de movimentos de massa nas imagens analisadas, o que pode estar associado, entre outros fatores, à manutenção da cobertura vegetal. (Figuras 11)



Figura 11 – Influência da vegetação nas movimentações de massas em encostas
Fonte: Autores

5 CONCLUSÕES

Conclui-se que o uso combinado de geotecnologias, aerofotogrametria e análise temporal constitui ferramenta essencial para compreender a dinâmica de áreas suscetíveis a deslizamentos, representa a etapa de validação prática das metodologias de aquisição, processamento e integração de dados geoespaciais em ambientes urbanos complexos. O conjunto de produtos gerados — ortomosaico, base cartográfica, Modelos Digitais de Superfície (MDS) e de Terreno (MDT) e mapas temáticos, apresenta uma base cartográfica de alta resolução, tecnicamente validada e aplicada de forma interdisciplinar. Esses resultados evidenciam não apenas o potencial do uso de drones de baixo custo, softwares livres e ferramentas de coleta georreferenciada, mas também a viabilidade de padronização e validação de geotecnologias voltadas ao planejamento urbano e ambiental em áreas de vulnerabilidade socioambiental fornecendo subsídios técnicos indispensáveis para auxiliar o poder público na tomada de decisões para a mitigação de riscos e a proteção da população local.

AGRADECIMENTOS

Ao Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil da UFPE e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo apoio ao projeto com processo nº 408102/2023-3.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Araújo, L.F.G. *et al.* (2025). *Panorama Geral Das Ocorrências Associadas A Movimentos De Massa Em Encostas Na Cidade Do Recife* – PE. *Revista Políticas Públicas & Cidades*, *14*(2), e1764.

Ferreira, S.R.M.; Lima, A.F. (2002) Análise de estabilidade de uma encosta da Formação Barreiras no Recife-PE In: XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, São Paulo. *Anais*...ABMS, v.2, p.1183 – 1192.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE). *Cidades e Estados: Recife*. Censo 2022.

Tominaga, L. K. *et al*. *Desastres naturais conhecer para prevenir*. 1ed. Instituto Geológico. São Paulo, 2009.

Prefeitura da Cidade do Recife (PCR) *et al*. *Análise de riscos e vulnerabilidades climáticas e estratégia de adaptação do município do Recife – PE*. Recife: out. 2019.

Santana J.K.R. *Análise evolutiva da ocupação dos morros da cidade do recife*. In: Anais do XVI Simpósio Nacional de Geografia Urbana - XVI SIM-PURB, 2019.

Secretaria Executiva de Defesa Civil do Recife – SEDEC (2025) *Plano de contingência 2025*. Recife, 147 p

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/83

Gestão de Risco em Rodovias por Instrumentação em Tempo Real

Ricardo Mirisola
Diretor, MMF PROJETOS , São Paulo , Brasil, ricardo.mirisola@mmfprojetos.com.br

Guillermo Altrichter
Superintendente de Projetos Rodoviários, EPR, São Paulo, Brasil, guillermo.altrichter@grupoepr.com.br

Fernanda Castells
Diretora Projetos, MMF PROJETOS, São Paulo, Brasil, fernanda.castells@mmfprojetos.com.br

Bruno Marcelo Citon Rossi
Gerente de Geotecnia, EPR, São Paulo, Brasil, bruno.rossi@grupoepr.com.br

Felicia Erika Nascimento Costa
Engenheira de Projetos, EPR, Minas Gerais, Brasil, felicia.nascimento@eprsuldeminas.com.br

RESUMO:
A gestão de infraestruturas rodoviárias em regiões tropicais enfrenta desafios crescentes devido à intensificação de eventos climáticos extremos, que atuam como gatilhos para escorregamentos de taludes. Este artigo apresenta os testes do sistema de gestão de risco implementado no km 71+450 da rodovia BR-459/MG, trecho sob concessão da EPR Sul de Minas, marcado por uma ruptura significativa induzida por chuvas intensas em 2023. A metodologia desenvolvida propõe a convergência entre o monitoramento geotécnico convencional (inclinômetros e piezômetros) e um sistema de alerta precoce em tempo real fundamentado em tiltmeters e pluviometria automatizada. Os critérios de alerta foram estabelecidos através do cruzamento da velocidade de deformação angular, com o coeficiente de precipitação crítica derivado da chuva acumulada de 72h. Como principal resultado, apresenta-se um Ábaco de Tomada de Decisão que pode escalar a resposta operacional em três níveis: Alerta (monitoramento), Emergência (planejamento) e Crítico (interdição total). A aplicação deste modelo permitiu a redução da subjetividade decisória e o aumento da resiliência climática do ativo, garantindo a segurança dos usuários através de critérios técnicos preditivos e validados pelo comportamento cinemático e hidrológico do maciço.

PALAVRAS-CHAVE: Gestão de Risco, Resiliência Climática, Sistemas de Alerta Precoce, Instrumentação Geotécnica.

ABSTRACT:
The management of highway infrastructure in tropical regions faces increasing challenges due to the intensification of extreme weather events, which act as primary triggers for slope landslides. This paper presents the risk management system implemented at km 71+450 of the BR-459/MG highway, a section under the EPR Sul de Minas concession, characterized by a significant rainfall-induced failure in 2023. The developed methodology proposes a convergence between conventional geotechnical monitoring (inclinometers and piezometers) and a real-time early warning system based on tiltmeters and automated pluviometry. The warning criteria were established by correlating the angular deformation velocity with the critical precipitation coefficient derived from the 72-hour cumulative rainfall. As a primary result, a Decision-Making Abacus is presented, could be scaling the operational response into three levels: Alert (monitoring), Emergency (planning), and Critical (total interdiction). The application of this model allowed for a reduction in decision-making subjectivity and increased the asset's climate resilience, ensuring user safety through predictive technical criteria validated by the kinematic and hydrological behavior of the soil mass.

KEYWORDS: Risk Management, Climate Resilience, Early Warning Systems, Geotechnical Instrumentation

1 INTRODUÇÃO

O cenário das mudanças climáticas globais tem imposto desafios sem precedentes à infraestrutura de transportes, exigindo uma reavaliação dos paradigmas tradicionais da engenharia rodoviária e da gestão de ativos. No Brasil, o aumento da frequência e da magnitude de eventos hidrológicos extremos tem se manifestado através de precipitações concentradas que superam as séries históricas de projeto, atuando como o principal gatilho para processos erosivos e escorregamentos de taludes em encostas rodoviárias.

A vulnerabilidade da malha rodoviária às variações climáticas não é apenas uma questão de manutenção, mas de resiliência. Rodovias de importância estratégica, como a BR-459/MG, que conecta polos industriais e agrícolas entre Minas Gerais e São Paulo, não podem mais ser geridas sob uma ótica puramente reativa. A interrupção de fluxo em eixos logísticos dessa magnitude gera prejuízos econômicos em cascata, além de elevar exponencialmente os riscos à segurança dos usuários.

Nesse contexto, a adaptação da engenharia passa pela integração de soluções estruturais e soluções não-estruturais, especificamente a implementação de sistemas de inteligência baseados em dados em tempo real que evoluam para sistemas de monitoramento contínuo.

O trecho monitorado apresenta as características ideais para a validação desta metodologia. Após uma ruptura significativa de talude induzida por chuvas intensas em 2023, ficou evidente que o modelo de monitoramento convencional precisava ser robustecido. A saturação do solo e a elevação repentina da poropressão durante os picos pluviométricos exigiram uma resposta tecnológica pudesse permitir à concessionária "antecipar o colapso".

Este trabalho visa detalhar a metodologia de gestão de risco aplicada no KM 71+450, fundamentada na convergência entre a instrumentação geotécnica convencional e as tecnologias de transmissão de dados em tempo real. O objetivo central é apresentar como a correlação entre a velocidade de deformação de tiltmeters e janelas móveis de precipitação permite a criação de um sistema de alerta precoce (SAP) robusto, capaz de subsidiar decisões operacionais críticas e reduzir a subjetividade no processo de interdição de vias, consolidando o conceito de resiliência climática na prática concessionária.

2 METODOLOGIA DE INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO

A estratégia de monitoramento do KM 71+450 da BR-459 foi concebida para oferecer uma visão redundante e complementar do comportamento do maciço. A metodologia divide-se em instrumentação convencional, focada no acompanhamento estrutural de longo prazo, e instrumentação automatizada, voltada para a gestão de risco em tempo real.

2.1 Instrumentação Convencional

O mecanismo de ruptura no km 71+450 da BR-459 foi tecnicamente diagnosticado como um movimento de massa do tipo rotacional profundo, com uma superfície de deslizamento claramente identificada pela instrumentação entre 7,5 m e 8,5 m de profundidade. Este colapso foi desencadeado pela perda severa de resistência ao cisalhamento do solo devido à saturação crítica do maciço após chuvas intensas, sendo potencializado por uma geologia local composta por solos argilosos de baixa competência, elevada plasticidade e heterogeneidade hidráulica, que favoreceram inclusive o fenômeno de piping. Atualmente, com a implementação das obras de estabilização e a continuidade do monitoramento, o comportamento do talude, especialmente no setor de jusante, é caracterizado por movimentos extremamente lentos, registrando velocidades de deformação inferiores a 0,02 mm/dia (aproximadamente 7 mm/ano). De acordo com a classificação de Cruden e Varnes (1996), essa cinética residual indica uma estabilização satisfatória e compatível com a segurança operacional, permitindo a gestão do risco baseada em dados precisos de deslocamento acumulado.

A instrumentação convencional tem como objetivo principal, o mapeamento das superfícies de ruptura e a variação do nível freático, servindo como base para a acompanhamento dos modelos de estabilidade.

A instrumentação convencional instalada é composta por uma malha estratégica de instrumentos manuais: quatro inclinômetros monitoram o surgimento de superfícies de ruptura e o reflexo de deslocamentos no corpo da rodovia, enquanto um piezômetro de corda vibrante e indicadores de nível d'água registram as

variações da poropressão e do lençol freático. Complementado por marcos superficiais para medição de recalques.
A periodicidade das leituras foi feito de modo quinzenal no período chuvoso e mensais no período seco, fornecendo os dados de base necessários para a validação dos modelos de estabilidade do talude.

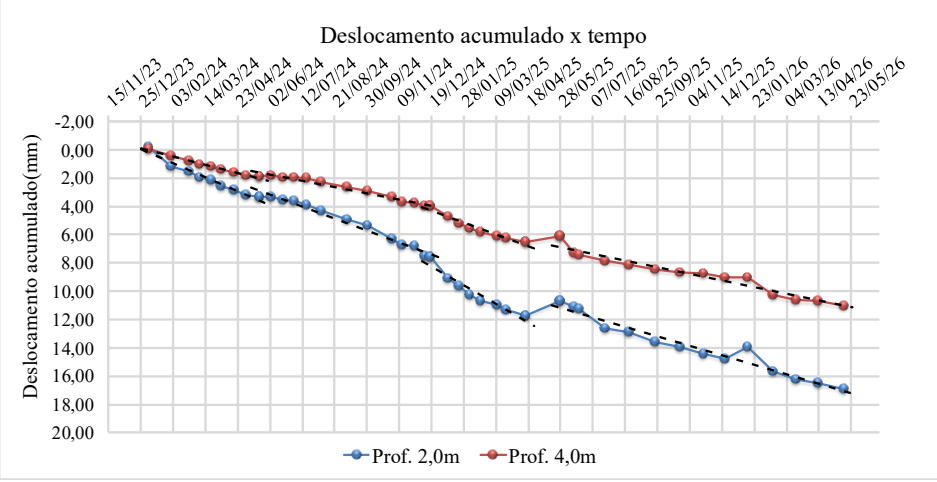


Figura 1. Deslocamentos acumulados x tempo (inclinômetro).

Tabela 1. Velocidade dos movimentos nas encostas, CRUDEN e VARNES (1996).

Classe de velocidade	Descrição	Velocidade (mm/s)	Velocidade típica
7	Extremamente rápido	$>5x10^{3}$	>5m/s
6	Muito rápido	$5x10^{1}$	3m/min
5	Rápido	$5x10^{-1}$	1,8m/h
4	Moderado	$5x10^{-3}$	13m/mês
3	Lento	$5x10^{-5}$	1,6m/ano
2	Muito lento	$5x10^{-7}$	16mm/ano
1	Extremamente lento	$<5x10^{-7}$	<16mm/ano

2.2 Implementação de Tecnologias de Tempo Real

A grande inovação para a gestão de risco no KM 71+450 reside na sobreposição de uma camada de instrumentação automatizada à malha convencional. Este sistema foi desenhado para eliminar o hiato temporal entre as leituras manuais e fornecer dados críticos durante eventos climáticos extremos, permitindo uma resposta operacional baseada em dados dinâmicos.

- Tiltmeters (Sensores de Inclinação de Alta Precisão): Foram instalados sensores de inclinação automatizados em profundidades estratégicas (entre 2 e 4 metros). Estes dispositivos registam variações angulares infinitesimais de forma contínua, transmitindo os dados via rede celular para uma plataforma de gestão centralizada. A principal vantagem destes sensores é a capacidade de fornecer a velocidade média de deformação angular em intervalos de segundos, permitindo identificar acelerações que precedem colapsos globais;
- Pluviometria Automática e Telemetria: O sistema é integrado por pluviómetros automáticos de báscula, localizados na área de influência direta do talude.

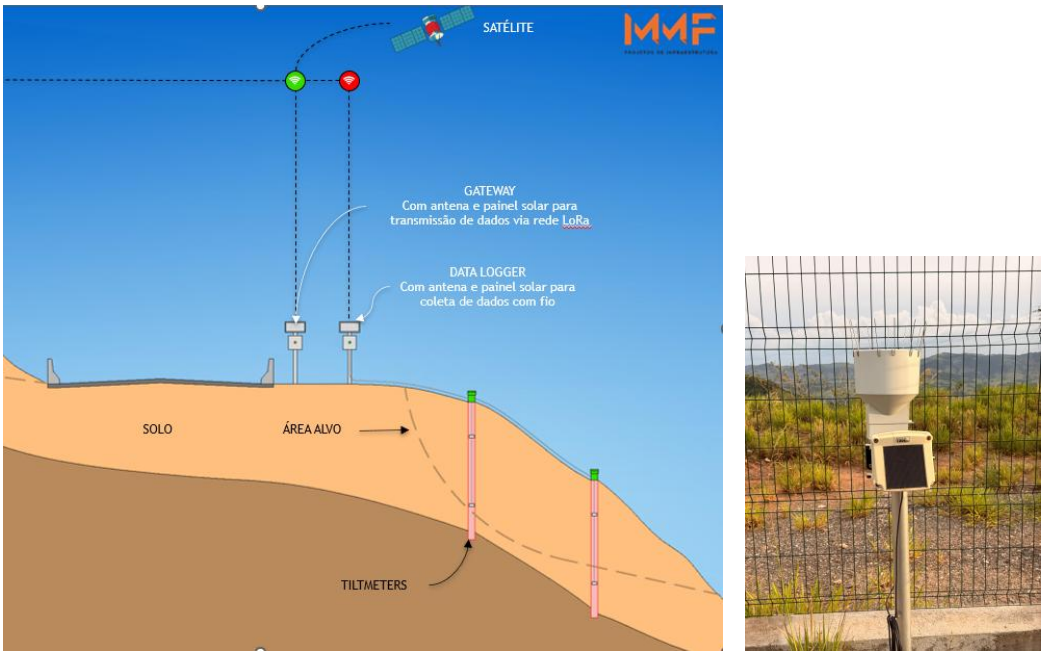


Figura 2. Seção esquemática da instrumentação automatizada e pluviômetro.

3 CRITÉRIOS DE ALERTA E LIMIARES OPERACIONAIS

A definição dos limiares de alerta não é arbitrária; ela baseia-se na correlação entre a resposta cinemática do talude e os gatilhos hidrológicos. Para este estudo, adotou-se a metodologia de Uchimura et al. (2015), que utiliza a variação do ângulo de inclinação superficial e a sua respectiva velocidade como indicadores precursores de ruptura iminente. Complementarmente, o sistema incorpora os critérios de Tatizana et al. (1987) para determinar os gatilhos hidrológicos, focando na análise da chuva acumulada de 3 dias (72h) como o principal agente preparador do terreno.

A arquitetura do sistema é desenhada como um ciclo fechado de inteligência geotécnica, onde a redundância de dados garante a confiabilidade do alerta. Ela se divide em três camadas principais:

- Input Cinemático: Tiltmeters (Sensores TSS) que medem a variação angular em tempo real.
- Input Hidrológico: Pluviômetros de báscula com registro minuto a minuto.
- Transmissão: Módulos de telemetria via rádio/celular que enviam pacotes de dados para a nuvem em intervalos de 5 a 15 minutos (ou em regime de exceção se houver aceleração).

3.1 Ábaco de Tomada de Decisão

Conforme demonstrado por Uchimura et al. (2015), o monitoramento por tiltmeters fundamenta-se na detecção de deformações precursoras que ocorrem na camada superficial antes do colapso global. O estudo destaca que:

- Velocidade de Rotação: O aumento da velocidade de inclinação é um indicador mais confiável do que a inclinação absoluta.
- Critério de Alerta: A ruptura tende a ocorrer quando a velocidade de inclinação atinge valores críticos. Uchimura et al. (2015) sugerem que velocidades acima de 0,01 a 0,1 graus/hora indicam um estado de pré-falha em taludes induzidos por chuva.

Baseando-se no comportamento histórico do km 71+450 e nos critérios de Uchimura (2015), o sistema integra a velocidade de deformação dos tiltmeters com janelas móveis de chuva (12h, 24h e 72h). O ábaco de decisão apresenta três níveis de resposta que podem ser adotados pela Concessionária:

- Nível Normal (Verde):
  - Critério:
    - Velocidade de inclinação estável (abaixo de 0,01°/h)
    - Chuva acumulada (72h) (abaixo de 70mm)
  - Status: Operação normal.

- Nível de Alerta (Amarelo):
  - Critério:
    - Início de aceleração nos tiltmeters (acima 0,01 graus/hora) ou
    - Acumulado de cuvas de 72h superando 70mm.
  - Ação: Monitoramento intensivo.

- Nível de Emergência (Laranja):
  - Critério:
    - Dois critérios de Alerta atingidos simultaneamente, ou
    - Velocidade de inclinação atinge o limiar crítico (excedendo 0,05 graus/hora) ou,
    - Acumulado de Chuvas superando 110mm
  - Ação: Equipes de emergência de prontidão e preparação do plano de contingência.

- Nível Crítico (Vermelho):
  - Critério:
    - Dois critérios de Emergência atingidos simultaneamente, ou
    - Velocidade de inclinação atinge o limiar crítico (excedendo 0,01 graus/hora) ou,
    - Acumulado de Chuvas superando 130mm
  - Ação: Avaliação de interrupção do tráfego.

Velocidade média (°/h)					
	0,1	Critico			
	0,05	Emergência	Critico		
	0,01	Alerta	Emergência	Critico	
	0	Normal	Alerta	Emergência	Critico
		0	70	110	130
	Chuva Acumulada 72h (mm)				

Tabela 2. Critérios de Tomada de Decisão.

4 INTERPRETAÇÃO DOS DADOS KM 71+450

A interpretação dos dados do sistema de alerta no KM 71+450 da BR-459 baseia-se na análise conjunta de dois vetores: o potencial hidrológico de instabilização e a resposta cinemática do talude. A inteligência do sistema reside na capacidade de diferenciar variações sazonais normais de acelerações precursoras de ruptura.

O gráfico de série temporal é a ferramenta primária para identificar o tempo de resposta do maciço. Nele, sobrepõem-se os dados captados em campo de as intensidades diárias de chuva (barras verticais) e a velocidade de deformação registrada pelos tiltmeters.

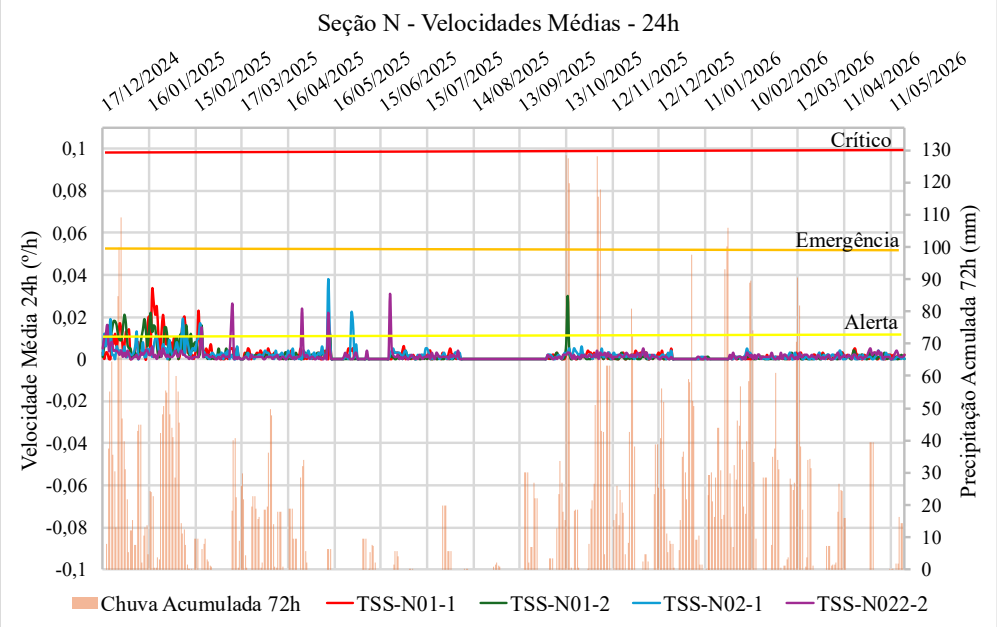


Figura 3. Velocidade de variação angular (°/h) com precipitação (mm) X tempo.

Através deste gráfico, observa-se que o talude apresenta uma assinatura hidrológica específica. Movimentações residuais constantes (abaixo de 0,02 mm/dia).

É possível notar alguns pontos de velocidades médias acima de de 0,03°/h, e de chuvas diárias chegando a 120mm, porém a arquitetura do sistema de alerta indica a necessidade e interpretação correlata dos dados adquiridos.

O ábaco apresentado a seguir apresenta a interpreção dos dados coletados, cruzando-se os pontos de chuvas acumuladas nas ultimas 72h para cada valor de velocidade média medido. Desta forma é possível remover a informação da série temporal e apresentar os pontos sobre o ábaco de tomada de decisão.

A análise do comportamento cinemático do talude, quando confrontada com os gráficos de série temporal (timeplots), revela que a estabilidade do maciço no km 71+450 não é estática, mas sim dependente da velocidade de dissipação da poropressão. Observa-se que repetidos picos de intensidade pluviométrica diária geram respostas imediatas nos tiltmeters, caracterizando uma sensibilidade hidráulica elevada da camada de aterro. No entanto, a interpretação técnica deve focar na persistência da velocidade de deformação pós-evento climático: se a curva de velocidade retorna rapidamente ao patamar basal após a cessação da chuva, o sistema interpreta o evento como uma acomodação elástica. Caso a velocidade se mantenha elevada ou apresente aceleração residual, os dados indicam que o maciço entrou em um regime de deformação plástica.

No que tange ao Ábaco de Decisão, a interpretação dos pontos plotados no espaço cartesiano (Velocidade vs. Chuva Acumulada) permite identificar o "limite de resiliência" da encosta. A distribuição dos dados demonstra que o Coeficiente de Precipitação Crítica de 72h atua como um previsor do estado limite de estabilidade. Quando o par de coordenadas migra para a zona de transição, a interpretação técnica é de que o fator de segurança do talude reduziu a níveis próximos à unidade. O ábaco, portanto, funciona como um tradutor da probabilidade de ruptura.

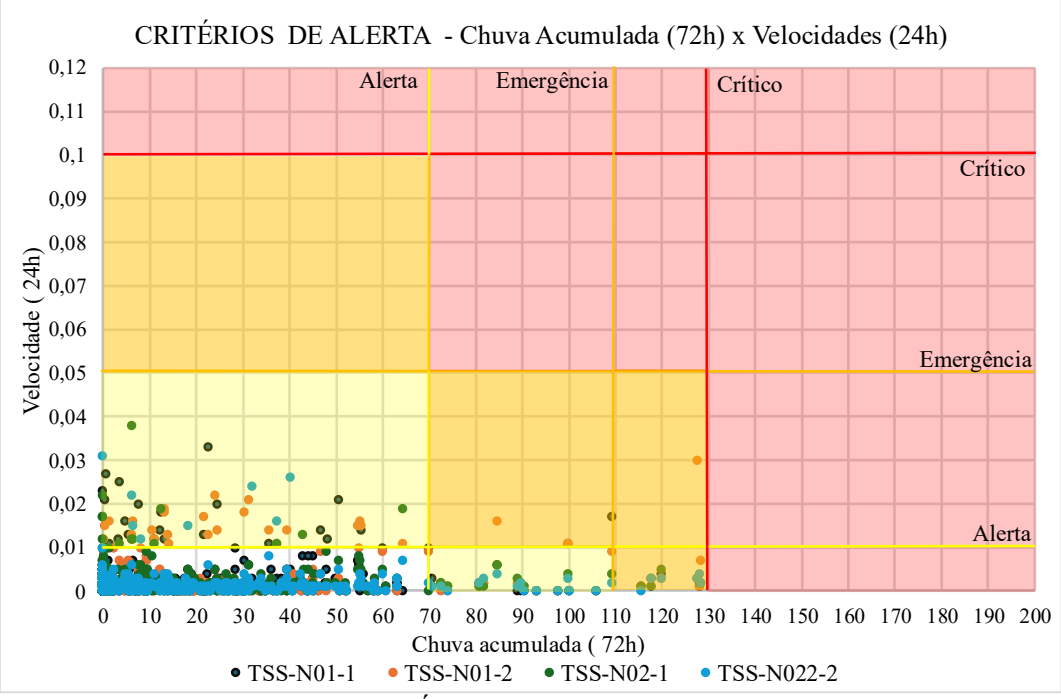


Figura 4. Ábaco de Tomada de decisão.

A análise comparativa entre os pontos de chuva acumulada e as velocidades médias registradas no Ábaco de Decisão revela uma correlação direta e positiva, evidenciando que o maciço responde quase instantaneamente aos ciclos de saturação. Podendo ser observada em picos de velocidades com acumulados chuvas pequenos (abaixo de 40mm).

A interpretação técnica dos dados coletados permite identificar um "ponto de inflexão" crítico: ao atingir a faixa entre 70 mm de chuva acumulada na janela móvel de 72h, o talude apresenta uma mudança de comportamento, onde as velocidades médias de inclinação diminuem mas tornam-se mais constantes.

Portanto, o Ábaco de Decisão deixa de ser apenas um registro histórico para se tornar uma ferramenta preditiva de alta precisão. Ao correlacionar as velocidades médias com as janelas de 72h, o sistema consegue isolar o ruído de chuvas isoladas e focar na energia acumulada que de fato gera instabilidade. A identificação desse "lugar" específico de aceleração acima de 70mm pode permitir que a operação com uma margem de segurança técnica, engatilhando as ações do plano de contingência antes que a deformação se torne irreversível, transformando dados brutos em resiliência climática ativa para a rodovia.

5 CONCLUSÕES

O desenvolvimento e a implementação do sistema de gestão de risco no KM 71+450 da BR-459 demonstram que a resiliência climática de infraestruturas rodoviárias não depende exclusivamente de obras estruturais, mas da capacidade de processar dados em tempo real para a tomada de decisão preventiva. A integração das metodologias de Tatizana et al. (1987) e Uchimura et al. (2015) permitiu a criação de um modelo de alerta precoce que une a causa (saturação por chuvas acumuladas) ao efeito (velocidade de deformação angular).

Como principais conclusões, destacam-se:

- Redução da Subjetividade: O Ábaco de Tomada de Decisão pode substituir o julgamento empírico por limiares quantitativos, garantindo que as avaliações de interdições ocorram apenas em cenários de risco tecnicamente comprovado.

- Antecipação de Eventos: O uso do Coeficiente de Precipitação Crítica (CPC) para janelas de 72h mostrou-se eficaz na identificação do estado de pré-ruptura, permitindo que a gestão operacional possa mobilizar planos de contingência antes que danos físicos atinjam a rodovia.

- Eficiência Operacional: A instrumentação automatizada é uma opção para reduzir o gap temporal das leituras manuais quinzenais, proporcionando uma vigilância contínua necessária para enfrentar o aumento da severidade dos eventos climáticos extremos.

Conclui-se que o sistema é replicável e essencial para a adaptação da malha viária brasileira às mudanças climáticas. A resiliência não é medida apenas pela robustez das obras de contenção, mas pela capacidade da gestão de interpretar sinais invisíveis da natureza e transformá-los em ações preventivas eficazes. O sucesso do modelo no KM 71+450 demonstra a viabilidade técnica de sistemas automatizados de baixo custo na gestão de ativos viários, estabelecendo diretrizes replicáveis para o setor de concessões rodoviárias no país.

Este modelo estabelece um novo paradigma para a gestão de taludes e encostas sob concessão no Brasil, provando ser uma solução replicável e de baixo custo comparada aos impactos sociais e econômicos de sinistros rodoviários.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O método proposto e aplicado no KM 71+450 da BR-459 representa um avanço significativo para a engenharia geotécnica nacional. Ao aliar o rigor acadêmico de referências clássicas e modernas com a tecnologia de captação de dados, a gestão de risco deixa de ser um exercício de probabilidade para se tornar um protocolo de certeza técnica.

AGRADECIMENTOS

Ao Grupo EPR e a MMF PROJETOS pelo disponibilzação dos dados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA (ABGE). A*nais do 5º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. São Paulo*: ABGE, v. 2, 1987.

CRUDEN, D. M.; VARNES, D. J. *Landslide Types and Processes*. In: TURNER, A. K.; SCHUSTER, R. L. (Eds.). Landslides: Investigation and Mitigation. Washington, D.C.: Transportation Research Board, Special Report 247, p. 36-75, 1996.

EPR SUL DE MINAS. *Estudos Realizados para Estabilização e Monitoramento do Talude* – KM 68 BR-459. Relatório Técnico ESM-459MG-068+000-TAL-RT-V1-001-R3. Pouso Alegre, 2025.

TATIZANA, C. et al. *Análise de correlação entre chuvas e escorregamentos – Serra do Mar,* Município de Cubatão. In: Anais do 5º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. São Paulo: ABGE, v. 2, p. 225-236, 1987.

UCHIMURA, T. et al. *Precaution and early warning of surface failure of slopes using tilt sensors*. Soils and Foundations, v. 55, n. 5, p. 1086-1099, 2015.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/84

Impacto da Variabilidade Espacial nas Análises Probabilísticas de Estabilidade de Taludes de Solos

Filipe Guarnieri Xavier
Doutorando, Engenharia de Estruturas e Geotécnica (PEF), Universidade de São Paulo (USP) e Engenheiro Geotécnico, Knight Piésold, Belo Horizonte, Brasil, fxavier@knightpiesold.com

Ana Luiza Mendes Halabi
Doutorando, PEF, USP, São Paulo, Brasil e PIMENTA DE ÁVILA, Belo Horizonte, Brasil, halabi.analu@gmail.com

Natan Dalrio Gomes
Mestrando, PEF, USP, São Paulo, Brasil, natan.dalrio@usp.br

Bernardo Jiménez
Doutorando, PEF, USP, São Paulo, Brasil, b.jimenez.geotech@gmail.com

Adrian Torrico Siacara
Professor, PEF, USP, São Paulo, Brasil, adrian.torrico@usp.br

RESUMO: A avaliação da estabilidade de taludes constitui uma etapa essencial nos estudos geotécnicos. Historicamente, essa análise tem sido conduzida por meio de métodos determinísticos, que se baseiam em um valor único do Fator de Segurança (FS). Tal abordagem nem sempre é capaz de representar de forma realista as incertezas associadas à variabilidade e à anisotropia dos materiais envolvidos. Assim, surgem as análises probabilísticas tradicionais associadas ao coeficiente de variação e ao tipo de função de distribuição acumulada dos materiais, denominadas na literatura como análises de Variável Aleatória (Random Variable – RV). Não obstante, além de haver uma variação intrínseca, é fundamental considerar os processos geológicos, ambientais e físico-químicos que influenciam o comportamento dos solos. Dessa forma, as propriedades geotécnicas apresentam variações ao longo do espaço, mesmo dentro de uma mesma unidade geológica. O método que incorpora esses fenômenos é conhecido como Campo Aleatório (Random Field – RF). Neste trabalho, apresentamos uma comparação entre as análises baseadas em RV e em RF, empregando métodos clássicos de confiabilidade fundamentados na Simulação de Monte Carlo (MCS). Para a abordagem RV, utilizamos o método de importância de Monte Carlo (iMCS), enquanto para a abordagem RF adotamos a função de covariância Markoviana. Modelamos o campo aleatório por meio da Subdivisão de Média Local (LAS). Implementamos os métodos e procedimentos descritos no software determinístico Slide 2 (Rocscience) utilizando códigos de programação em linguagem Python. Essa metodologia nos possibilita a comparação dos resultados probabilísticos em bases equivalentes e, de forma complementar, nos permite avaliar a estabilidade do talude considerando abordagens determinísticas e probabilísticas da estrutura.

PALAVRAS-CHAVE: Campo Aleatório, Variável Aleatória, Análise Probabilística, Estabilidade de Taludes, Estabilidade.

ABSTRACT Slope stability assessment is a critical component of geotechnical studies. Historically, this analysis has been conducted using deterministic methods relying on a single Factor of Safety (FS). However, this approach often fails to realistically represent the uncertainties associated with material variability and anisotropy. Consequently, traditional probabilistic analyses—referred to as Random Variable (RV) approaches—have emerged, incorporating coefficients of variation and probability density functions. Nevertheless, beyond intrinsic parameter variation, it is crucial to consider the geological, environmental, and physico-chemical processes that structure the soil. Geotechnical properties exhibit spatial variability, showing correlation between neighboring points even within a single geological unit. The method capable of modeling

these phenomena is known as Random Field (RF). In this paper, we present a comparative study between RV and RF analyses using reliability methods based on Monte Carlo Simulation (MCS). For the RV approach, we employed Importance Sampling (iMCS), whereas for the RF approach, we adopted a Markovian covariance function, and we modeled the field via Local Average Subdivision (LAS). We integrated the procedures into the deterministic software Slide 2 (Rocscience) using Python scripts. This methodology enables us to conduct a rigorous comparison of probabilistic results on equivalent bases and to assess slope stability considering both deterministic and probabilistic structural approaches.

KEYWORDS: Random Fields, Random Variables, Probabilistic Analysis, Slope Stability, Stability.

1 INTRODUÇÃO

A realização de análises de estabilidade de taludes constitui uma etapa fundamental na engenharia geotécnica, imprescindível tanto para garantir a segurança operacional quanto para assegurar a viabilidade econômica de projetos de infraestrutura e mineração. Tradicionalmente, a prática de engenharia adota métodos determinísticos baseados na Mecânica dos Solos clássica, utilizando um único indicador de desempenho — o Fator de Segurança (FS) — para atestar a estabilidade, conforme preconizado nas normas e legislações vigentes.

O FS é calculado assumindo valores fixos e constantes para a resistência ao cisalhamento do maciço. Entretanto, essa abordagem determinística simplifica excessivamente a realidade, pois trata o solo como um material homogêneo. Na natureza, as características dos solos e rochas, incluindo parâmetros de resistência e comportamento mecânico, apresentam variabilidade natural e anisotropia significativas. Tais incertezas tornam o FS determinístico, por vezes, uma medida insuficiente de segurança, incapaz de quantificar o risco real de ruptura.

Essa variabilidade é uma característica intrínseca aos geomateriais, decorrente da complexidade de sua gênese geológica. A heterogeneidade dos parâmetros em um maciço é atribuída ao transporte de sedimentos por distintos agentes, bem como aos históricos de tensão, pressão e temperatura aos quais a rocha matriz e o regolito foram submetidos (Xavier, 2025). Esses processos resultam em flutuações espaciais nos parâmetros de deformabilidade, permeabilidade e resistência, influenciando diretamente o desempenho da estrutura sob variadas condições de carregamento e intemperismo.

Reconhecendo que as incertezas são inevitáveis, a literatura geotécnica evoluiu para incorporar análises probabilísticas. Inicialmente, consolidou-se a abordagem de Variáveis Aleatórias (Random Variables – RV) (Phoon, 2008; Siacara et al., 2022). Neste método, os parâmetros do solo são tratados como funções de distribuição de probabilidade (PDF), permitindo calcular a Probabilidade de Falha (Pf) e o Índice de Confiabilidade (β).

Não obstante, a abordagem RV possui uma limitação geoestatistica, ela desconsidera a localização espacial da incerteza. Ao utilizar RV, assume-se implicitamente que a variabilidade é perfeitamente correlacionada (o solo muda de resistência uniformemente em todo o talude) ou que não há correlação alguma espacial. Assim, a avaliação via Campos Aleatórios (Random Fields – RF). Diferentemente da RV, o RF modela a variabilidade espacial considerando a estrutura de correlação do solo (autocorrelação). O presente traz um comparativo dos indicadores de desempenho quanto adiciona diferentes metodologias probabilísticas dos materiais.

2 METODOLOGIA

A crescente interoperabilidade entre softwares de engenharia geotécnica e linguagens de programação tem impulsionado o desenvolvimento de novas metodologias de análise (Crisp and Davies, 2022). Esse acoplamento expande os recursos nativos das ferramentas comerciais, permitindo otimizações de projeto e aceleração de cálculos que seriam inviáveis manualmente. Embora alguns programas ofereçam uma Interface de Programação de Aplicativos (API) para comunicação direta, essa funcionalidade não é universal. Contudo, a maioria dos softwares armazena a definição dos modelos em arquivos de texto (ASCII/XML). Neste trabalho, explorou-se essa característica desenvolvendo códigos em Python capazes de ler, modificar e reescrever os arquivos de entrada do software Slide2. Essa automação permite variar sistematicamente a geometria, o posicionamento das camadas e as grandezas das solicitações, gerando milhares de cenários de forma eficiente.

Tal metodologia liberta o usuário das limitações de "caixa preta" dos códigos proprietários, oferecendo controle total sobre o processo de modelagem estocástica.

Na abordagem de Variável Aleatória (RV), as propriedades geotécnicas são tratadas como grandezas globais incertas, desconsiderando a sua distribuição espacial. Matematicamente, essas propriedades são representadas por um vetor aleatório X= {X1, X2, …, Xn}, plenamente caracterizado por uma função de densidade de probabilidade conjunta (PDF), denotada como $f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})$ (Siacara et al., 2020). Nesta concepção, assume-se implicitamente que o solo é homogêneo dentro de cada unidade litológica para uma dada realização estatística (Guo et al., 2021). Ou seja, em cada simulação de Monte Carlo, atribui-se um único valor de resistência (coesão e atrito) para toda a camada, implicando uma correlação espacial perfeita (infinita). Embora computacionalmente eficiente, o método RV falha em capturar a variabilidade local, não permitindo que a superfície de ruptura interaja com heterogeneidades específicas do maciço.

Assim, abordagem de Campo Aleatório (RF) é introduzida para modelar explicitamente a variabilidade espacial e a estrutura de correlação dos materiais geológicos. Diferentemente do modelo RV, no RF as propriedades do solo são funções estocásticas das coordenadas espaciais, $Z(s)$, onde a correlação entre dois pontos decai com a distância de separação, governada pela escala de flutuação (θ). Para operacionalizar essa abordagem, utilizou-se o método da Subdivisão de Média Local (LAS), que discretiza o campo contínuo em uma malha de elementos finitos ou fatias, preservando as estatísticas locais. O RF permiti que o algoritmo de equilíbrio limite indique pontos de fraqueza ao longo da estrutura. A Figura 1 elucida o fluxo de trabalho proposto para o RF e RV.

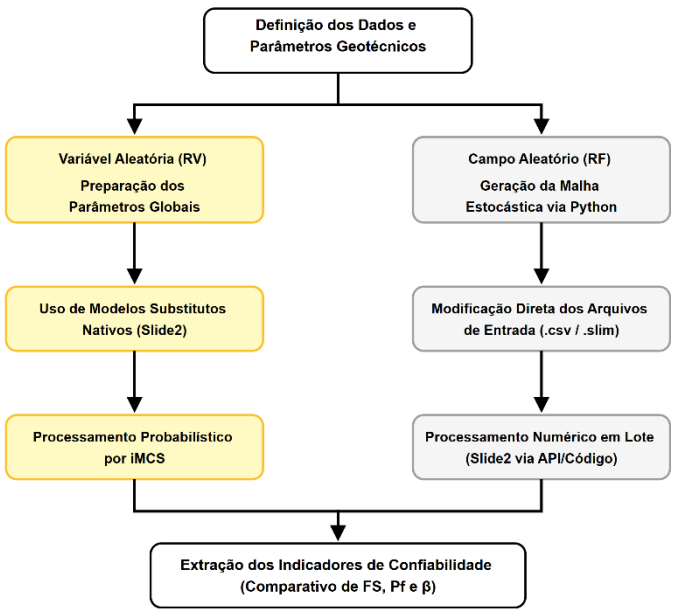


Figura 1: Detalhes do fluxo de trabalho proposto.

A formulação inicia com a definição de uma função de estado limite na qual frequentemente é determinada como função do estado limite, G(X), na qual delimita o domínio de segurança e o de falha no sistema. No método de equilíbrio limites A condição de falha do talude é definida pela situação em que o FS é menor ou igual a 1,0 (Madsen et al., 1986). O FS é obtido por meio de simulações numéricas no software. Portanto, a função de estado limite no espaço das variáveis físicas, X, é dada pela equação abaixo:

$$G(X) = FS(X) - 1 \tag{1}$$

Onde:

- $G(X) \leq 0$representa o estado de falha.
- $G(X) > 0$ representa o estado de segurança.
- $G(X) = 0$ define a superfície de estado limite.

O MCS simula o sistema por repetidas amostragens, ele gera muitas amostras do vetor aleatório u a partir de uma distribuição normal padrão, para cada amostra avalia sua função de estado limite integrando o software, conta-se o número de falhas ($G(X) \leq 0$) e a probabilidade de falha é estimada em porcentagem a partir da razão do quantitativo total de resultados frente aos que indicaram falhas.

Para modelar a variabilidade espacial inerente às propriedades de resistência do solo, foram gerados campos aleatórios para o ângulo de atrito efetivo ($\emptyset$) e a coesão efetiva (c). A automação desse processo foi realizada por meio de scripts desenvolvidos em Python.

A definição dos parâmetros estatísticos de entrada, média, desvio padrão, tipo de distribuição de probabilidade e comprimentos de correlação espacial θx e θy, sendo estruturada em um arquivo de dados .csv (Comma-Separated Values). Essa abordagem, editável via planilhas eletrônicas (e.g., Excel), garante a reprodutibilidade dos cenários e facilita a modificação sistemática das variáveis de projeto.

Para a discretização do campo estocástico contínuo, adotou-se o método da Subdivisão de Média Local (Local Average Subdivision - LAS), conforme proposto por Fenton e Vanmarcke (1990). Este algoritmo é particularmente eficiente para malhas regulares e preserva as estatísticas locais médias (momento de segunda ordem), sendo ideal para análises probabilísticas acopladas a métodos numéricos.

Assim, a avaliação da função g(u) é um processo computacional que envolve a comunicação entre os scripts Python e o executável do Slide2. Este procedimento, envolve a seguinte segmentação:

1. Geração de Parâmetros: O vetor u é transformado para o espaço físico x;

2. Modificação do Modelo: Uma cópia do arquivo de modelo base (“.slim”) é criada e os parâmetros geotécnicos são atualizados;

3. Execução da Simulação: O script chama o executável de linha de comando do Slide2 (“aslidew.exe”);

4. Extração do Resultado: O script extrai o menor FS global do arquivo de saída para avaliar a função de estado limite.

3 ESTUDO DE CASO

Foi analisada a estabilidade de taludes utilizando o método de Morgenstern-Price. Esse método foi desenvolvido para obter resultados mais precisos, buscando superfícies de escorregamento não circulares que respeitem as condições de equilíbrio e de fronteira. Ele é considerado rigoroso e foi aplicado em conjunto com o método de busca, que utiliza superfícies não circulares com refinamento automático gerado pelo software Slide (versão 9.023). Esse método busca superfícies circulares em superfícies lineares por partes, subdividindo os arcos circulares. Essa abordagem visa melhorar significativamente os resultados, encontrando superfícies de deslizamento com fatores de segurança mais conservadores (Xavier, 2024).

Para obtenção dos parâmetros iniciais do modelo foi necessário realizar procedimentos indiretos como as correlações das sondagens, com intuito de atribuir parâmetros ligados a resistência de cisalhamento, intercepto de coesão e compressibilidade dos solos. Os cálculos dos ensaios de campo foram baseados na metodologia proposta por Schnaid e Odebrecht (2012). De acordo com esses autores, a energia teórica de queda livre transmitida do martelo para a haste não corresponde à energia nominal transmitida na prática. Portanto, é necessário fazer uma correção, especialmente em equipamentos manuais, onde essa energia atinge em média de 70% a 80% da teórica. Para garantir uma abordagem conservadora, todas as estimativas neste estudo serão corrigidas utilizando o fator de 70% (Xavier, 2024).

O problema probabilístico considerou seis variáveis aleatórias da seção típica, assumindo uma distribuição lognormal. O desvio padrão e a covariância foram encontradas conforme os resultados obtidos das correlações com o Nspt. Já a covariância do peso específico foi adotada como 10% conforme referências bibliográficas ((Lacasse e Nadim (1997) e Duncan (2000)). A Tabela 1 traz um resumo dos valores encontrados e adotados para as variáveis.

Tabela 1: Variáveis adotada no estudo.

Estratigrafia	Variável	Distribuição	Média (μ)	Desvio Padrão (σ)

Solo Residual	c (kPa)	Normal	14,9	6,4
	ϕ(º)	Normal	31,7	3,2
	γ (kN/m^3)	Normal	17	1,7
Saprólito	c (kPa)	Normal	21,15	5,92
	ϕ(º)	Normal	38,15	3,05
	γ (kN/m^3)	Normal	18	1,8

Para a confecção da estratigrafia das seções, foram utilizadas informações obtidas de sondagens mistas realizadas no topo e na base do talude. A partir das informações obtidas com as sondagens e por meio da descrição dos testemunhos confeccionou-se um modelo geológico estratigráfico implícito utilizando ferramentas como funções de base radial e distâncias assinaladas para geração das superfícies através do software Leapfrog. A partir desse modelo gerou-se uma condição de contorno na qual foi exportada como cenário único e adotada para as análises determinísticas e probabilísticas tanto no software comercial quando acoplada com a linguagem de programação.

4 RESULTADO

Na abordagem de Campo Aleatório, a estrutura de variabilidade espacial foi definida por uma função de covariância Markoviana (exponencial), capaz de representar a perda de correlação entre propriedades do solo com o aumento da distância de separação.

Para garantir a estabilidade estatística e a convergência da Probabilidade de Falha (Pf) estimada, o número de realizações na Simulação foi fixado em 10.000 iterações. Seguindo as seguintes flutuações apresentadas na conforme referências apresentada pelo próprio software.

Tabela 2: Escalas de flutuação para matriz siltosa conforme a literatura.

Parâmetro	**Símbolo**	**Valor Adotado**	**Unidade**	**Referência**
Escala de Flutuação Horizontal	θx	33,2	m	Camini (2020)
Escala de Flutuação Vertical	θy	2,08	m	Camini (2020)

A Figura 2 mostra a malha de um parâmetro conforme a metodologia supracitada. Nota-se que a malha se mostrou com uma alta variabilidade conforme as escalas de flutuações propostas.

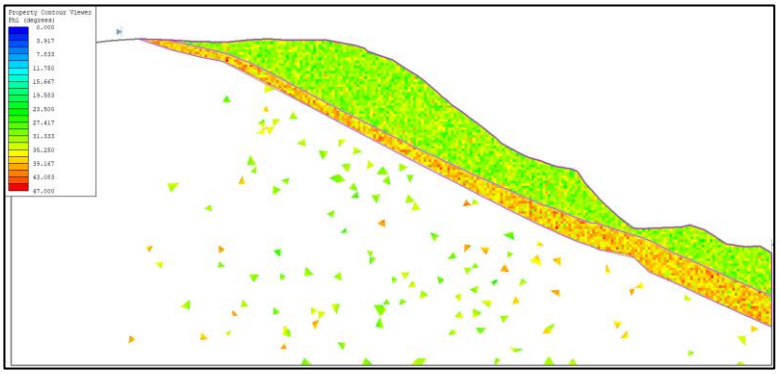


Figura 2: Malha dos parâmetros inserida na seção típica.

A Figura 3 e Figura 4 mostram os resultados obtidos após a análise.

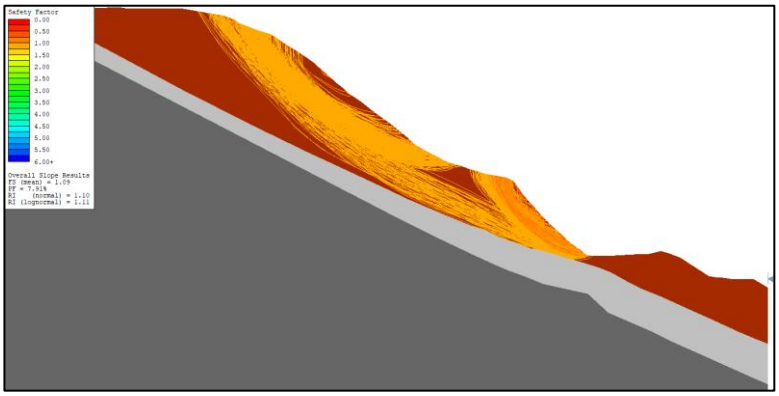


Figura 3: Resultado da análise sendo realizada pelo RV.

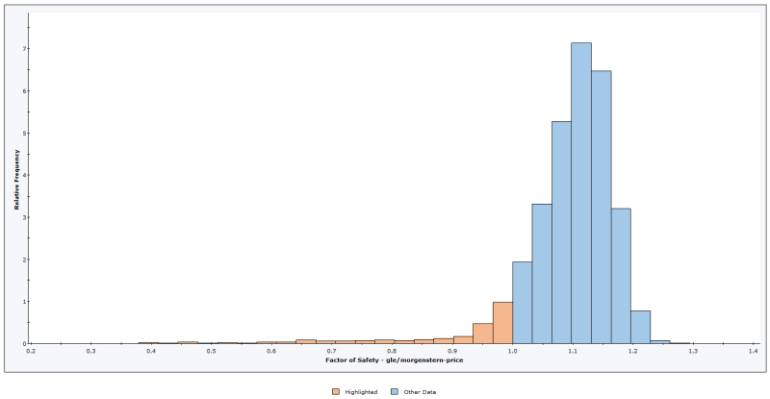


Figura 4: Histograma de frequências do FS.

Para a análise probabilística simplificada via Variável Aleatória, onde a variabilidade espacial é negligenciada (correlação perfeita), foram realizadas 2.000 iterações pelo método de Monte Carlo. O dimensionamento deste número de amostras fundamentou-se na premissa da "Regra dos 3-Sigma" ($\pm 3\sigma$), discutida por Dai e Wang (1992) e citada por Duncan (2014).

Segundo essa regra, para uma distribuição Normal, o intervalo compreendido entre a média menos três desvios padrões (-3σ) e a média mais três desvios padrões ($+3\sigma$) abrange aproximadamente 99,73% dos valores possíveis da variável. A Figura 5 mostra os resultados obtidos de RV por iMCS.

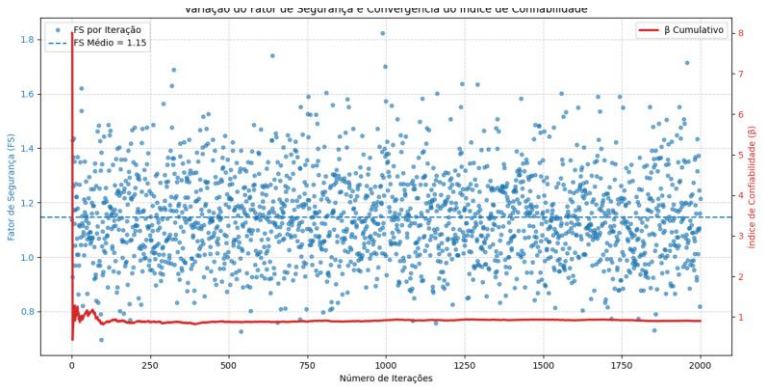


Figura 5: Variação do índice de confiabilidade por número de interações por iMCS.

A análise de MCS apresentou os seguintes resultados:

- FS – 1,15
- β – 0,8983
- Pf – 18,45%

A mostra os resultados obtidos comparando RF com RV.

Tabela 3: Comparação dos indicadores de confiabilidade RF e RV.

Indicador de Desempenho	RF	RV	Diferença %
Fator de Segurança Médio	1,09	1,15	5,2
Índice de Confiabilidade	1,1	0,89	23,6
Probabilidade de Falha	7,91	18,4	57
Número de Iterações	10.000	2.000	-

Os resultados evidenciam que a abordagem de Variável Aleatória (RV) produziu uma estimativa de Probabilidade de Falha consideravelmente mais severa (Pf = 18,4%) em comparação ao Campo Aleatório (Pf = 7,91%). Essa discrepância de aproximadamente 57% pode ser atribuída ao fenômeno da Redução de Variância por Média Espacial (Vanmarcke, 1983).

No modelo RV, assume-se implicitamente uma correlação espacial perfeita (infinita). Isso significa que, nas realizações onde os parâmetros de resistência são sorteados com valores baixos, todo o maciço terroso é considerado fraco simultaneamente, levando inevitavelmente à ruptura global. Essa premissa tende a ser excessivamente conservadora e física, pois ignora a variabilidade natural onde zonas de menor resistência são frequentemente suportadas por zonas adjacentes de maior resistência.

Por outro lado, o modelo RF, ao incorporar escalas de flutuação finitas e realistas, captura a heterogeneidade do solo. Embora o algoritmo de busca tenha encontrado superfícies críticas com FS pontuais menores (buscando o caminho de menor resistência através de pontos de fragilidade), o efeito global da média espacial prevaleceu. A superfície de ruptura precisa atravessar tanto zonas fracas quanto fortes, o que resulta em uma distribuição de Fatores de Segurança com menor dispersão (desvio padrão reduzido) e, consequentemente, uma menor área sob a cauda da distribuição de falha (FS < 1), elevando o Índice de Confiabilidade para $\beta = 1,1$.

5 CONCLUSÃO

O presente estudo avaliou a estabilidade de um talude sob a ótica da confiabilidade geotécnica, comparando metodologias que tratam a incerteza do solo de formas distintas: a Variável Aleatória (RV) e o Campo Aleatório (RF). A análise simplificada via RV demonstrou ser significativamente mais conservadora, estimando uma probabilidade de falha de 18,4%. Esse resultado decorre da suposição de homogeneidade perfeita do maciço em cada realização, o que maximiza a variância global do sistema e superestima o risco de ruptura.

A aplicação de Campos Aleatórios, modelados via Subdivisão de Média Local (LAS) e covariância Markoviana, resultou em uma probabilidade de falha de 7,91%. A redução de mais de 50% no risco calculado demonstra que a consideração da variabilidade espacial e do efeito de média atua como um fator atenuante na probabilidade de colapso, fornecendo um cenário mais aderente à realidade física dos depósitos de solo.

Assim, a transição de análises determinísticas ou probabilísticas simplificadas para modelos de variabilidade espacial (RF) representa um avanço crucial para a geotecnia moderna, permitindo conciliar segurança e economia através de uma compreensão mais profunda da incerteza geológica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Camini, R. (2020). Análise probabilística de estabilidade de taludes considerando a variabilidade espacial do solo. Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília (UnB), Brasília, DF.

Crisp, M. P., & Davies, T. G. (2022). Automation of slope stability analysis using Python and commercial software APIs. Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards, 16(1), 1-15.

Dai, S. H., & Wang, M. O. (1992). Reliability Analysis in Engineering Applications. Van Nostrand Reinhold, New York.

Duncan, J. M., & Wright, S. G. (2014). Soil Strength and Slope Stability (2nd ed.). John Wiley & Sons.

Fenton, G. A., & Vanmarcke, E. H. (1990). Simulation of random fields via local average subdivision. Journal of Engineering Mechanics, 116(8), 1733-1749.

Guo, Z., Dias, D., Pan, Q., & Zhang, L. (2021). Probabilistic stability analysis of an embankment on soft soil improving by deep mixed columns considering spatial variability. Engineering Geology, 293, 106322.

Lacasse, S., & Nadim, F. (1997). Uncertainties in characterizing soil properties. In: Uncertainty in the Geologic Environment: From Theory to Practice. ASCE Geotechnical Special Publication No. 58, 49-75.

Madsen, H. O., Krenk, S., & Lind, N. C. (1986). Methods of Structural Safety. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.

Phoon, K. K. (2008). Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering: Computations and Applications. Taylor & Francis.

Schnaid, F., & Odebrecht, E. (2012). Ensaios de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos.

Torrico Siacara, Adrian. Reliability-based design of an earth and concrete dam [tese]. São Paulo: , Escola Politécnica; 2021 [citado 2026-03-27]. doi:10.11606/T.3.2021.tde-22102021-094317.

Vanmarcke, E. H. (1983). Random Fields: Analysis and Synthesis. MIT Press, Cambridge, MA.

Xavier, F. G. (2024). Retroanálise probabilística bidimensional por equilíbrio limite de ruptura de talude no Morro da Forca em Ouro Preto/MG. In: XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG). Anais... Balneário Camboriú: ABMS

Xavier, F. G. (2025). Retroanálise de rompimento de talude com dados de sondagem: uma abordagem factível usando métodos probabilísticos e simulações computacionais. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais (PPGE3M), Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/85

Impacto de Reforços Secundários em Muros de Solo Reforçado com Face Flexível

Luiz Augusto da Silva Florêncio
Professor, Escola Politécnica – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, luiz.florencio@poli.ufrj.br

Maurício Ehrlich
Professor Pleno, COPPE – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, me@coc.ufrj.br

Seyed Hamed Mirmoradi
Professor Pleno, COPPE – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, sh.mirmoradi@coc.ufrj.br

RESUMO: O arranjo dos reforços em um muro de solo reforçado (MSR) pode adotar espaçamento vertical entre reforços (Sv) constantes ou variáveis. No entanto, elevados Sv podem causar instabilidade local da face e aumento nas cargas nos reforços. Reforços secundários, usualmente com 1,0 m de comprimento, são utilizados para mitigar esses efeitos e promover uma maior estabilização próximo da face. Desse modo, validados por dados de instrumentação de campo, a presente pesquisa avaliou numericamente o efeito do comprimento e rigidez dos reforços secundários nos valores de carga máxima (Tmáx), na posição de Tmáx e nos deslocamentos de um MSR com diferentes tipos de face e Sv. Os resultados indicam que a inclusão dos reforços secundários reduzem as cargas nos reforços primários e diminui o deslocamento próximo da face por meio de um efeito combinado de suas propriedades. O tipo de face é relevante na variação do somatório de Tmáx nos reforços primários, sendo aproximadamente 6% maior em faces flexíveis, nas quais ocorre maior mobilização de cargas nos reforços secundários também. Por fim, a depender da combinação entre rigidez e comprimento dos reforços secundários, um MSR com face flexível pode ter um desempenho próximo a um muro com face em blocos.

PALAVRAS-CHAVE: Muro de solo Reforçado, Reforço Secundário, Análise numérica, Tipos de face.

ABSTRACT: The reinforcement layout in a mechanically stabilized earth (MSE) wall may adopt constant or variable vertical spacing between reinforcements (Sv). However, large Sv values may lead to local face instability and increased reinforcement loads. Secondary reinforcements, typically 1.0 m in length, are used to mitigate these effects and enhance stabilization near the face. Based on validation with field instrumentation data, this study numerically evaluated the influence of the length and stiffness of secondary reinforcements on the maximum tensile load (Tmax), the location of Tmax, and the displacements of an MSE wall with different face types and Sv values. The results indicate that the inclusion of secondary reinforcements reduces the loads in primary reinforcements and decreases displacements near the face due to the combined effect of their properties. The face type significantly affects the variation of the sum of Tmax in the primary reinforcements, being approximately 6% higher in flexible faces, where greater load mobilization in the secondary reinforcements is also observed. Finally, depending on the combination of stiffness and length of the secondary reinforcements, an MSE wall with a flexible face may achieve performance comparable to that of a block-faced wall.

KEYWORDS: Reinforced Soil Wall, Secondary reinforcement, Numerical analysis, Facing Types.

1 INTRODUÇÃO

O projeto de um Muro de solo Reforçado (MSR) deve atender aos critérios de estabilidade externa e interna, como a rotura e arrancamento dos reforços. A verificação da instabilidade interna define características como da conexão entre o reforço e a face, o espaçamento vertical (Sv) e a resistência e rigidez dos reforços.

O Sv depende da capacidade da face em resistir às cargas do processo de compactação. Para faces em blocos, recomenda-se valores de Sv menores ou iguais a duas vezes a largura do bloco. Em faces envelopadas o Sv é múltiplo da espessura da camada compactada, comumente 0,40 m. Em qualquer caso, recomenda-se um Sv máximo de 0,80 m.

Elevados Sv podem ocasionar modos de ruptura interna. Reforços intermediários, executados próximos a face, aumentam a estabilidade local sem o custo executivo e financeiro dos reforços principais. Devido ao curto comprimento desses reforços intermediários, esses não são, em princípio, dimensionados para mobilizar as cargas necessárias a estabilidade global do MSR, sendo denominados de reforços secundários.

Os reforços secundários podem reduzir a carga máxima e a carga de conexão dos reforços primários, diminui o deslocamento horizontal do muro, aliviar as forças de arrasto e alterar o modo de ruptura do MSR (Leshchinsky *et al*., 2014; Vyas e Khirwadkar, 2018; Florêncio et al., 2023; Li et al., 2024; Irawan et al., 2025). Além disso, são aplicáveis a qualquer tipo de face. Por exemplo, o comprimento de envelopamento de uma face flexível pode ser entendido como uma condição de reforço secundário.

No entanto, estudos anteriores não investigaram o efeito combinado entre o comprimento e rigidez dos reforços secundários e sua a influência em outras características do MSR. Desse modo, a presente pesquisa destaca a influência de diferentes condições de reforços secundários em MSR com face em blocos e face flexível para diferentes Sv. O objetivo é aprofundar o entendimento do mecanismo de MSR com reforços secundários, avançando em sua modelagem e projeto, permitindo uma otimização de desempenho e execução.

2 ESTUDO DE CASO E VALIDAÇÃO NUMÉRICA

A pesquisa utilizou a instrumentação de campo de um MSR com face em blocos, conforme detalhado por Jiang et al. (2016). Foram monitoradas três seções do muro usando inclinômetros verticais para deslocamentos horizontais, células de carga para tensões verticais na base e tensões horizontais atrás da face, e *strain-gauges* nos reforços para medir deformações e cargas mobilizadas.

A região reforçada é composta por agregado, enquanto a fundação consiste em um maciço rochoso. As propriedades do aterro, da fundação e dos reforços primários são as mesmas independentes da seção instrumentada. Não há nível d'água. O comprimento de reforço primário varia de 18 a 18,9 m, resultando em uma relação entre comprimento do reforço primário (L) e altura do muro (H), ficou L/H = 1,6. Esse valor, superior ao mínimo recomendado de L/H = 0,7 (Elias et al. 2001), foi adotado devido ao carregamento imposto pelo talude do topo e informações imprecisas quanto às condições do maciço da fundação (Jiang et al., 2016).

O muro foi executado com quatro tipos diferentes de reforços primários, que se diferenciam principalmente pela variação de sua rigidez. Foi adotado um Sv entre reforços primários variável ao longo da altura do muro. No terço inferior do MSR o Sv entre reforços primários foi de 0,4 m (altura de dois blocos) e nos dois terços superiores foi de 0,6 m (altura de três blocos). Os reforços secundários, de mesma rigidez e 1,0 m de comprimento, foram inseridos em cada altura do muro que separa os reforços primários.

A modelagem numérica em condição *plane-strain* foi conduzida no software Plaxis 2D, reproduzindo as condições de campo. O modelo incluiu face vertical em blocos com 11,7 m de altura; zona reforçada de 18,6 m de comprimento; solo arrimado de 17,4 m de comprimento; fundação com 20 m de profundidade; talude de pé com 2,2 m de altura e talude no topo de 5,0 m de altura. A base do modelo numérico foi fixada nas duas direções e as laterais apenas horizontalmente. Elementos triangulares de 15 nós dividiram o modelo numérico em 14.452 elementos e 118.294 nós. A malha numérica foi refinada em zonas críticas como na região do solo reforçado, zona do solo arrimado e nas regiões próximas da conexão entre a face e o reforço.

Para zona reforçada, foi utilizado o modelo constitutivo *Hardening-Soil* (HS), que correlaciona a rigidez do solo com o nível de tensão e a tensão confinante. O Modelo HS é capaz de representar adequadamente a rigidez do solo sob condições de carregamento – descarregamento, essencial para simular as tensões induzidas pela compactação com fidelidade. Os parâmetros de entrada desse modelo foram obtidos por meio de ensaios

triaxiais (Jiang et al. 2016), posteriormente transformados para a condição *plane-strain* (Kulhawy e Mayne, 1990; Hatami e Bathurst, 2005). Para o solo arrimado e os aterros foi utilizado o modelo constitutivo elástico linear com critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Para a face em blocos e o maciço da fundação foi utilizado o modelo elástico linear.

Os reforços foram modelados com o modelo elástico linear. Os reforços primários apresentam rigidez secante entre 360 a 860 kN/m, enquanto os reforços secundários adotaram 330 kN/m. De forma similar ao campo, foi simulado um MSR sem reforços secundários, mantendo-se as demais características. Para uma representação da conexão em campo (Jiang et al., 2016), foram simulados duas configurações de conexão face-reforço: Condição A, conexão frouxa (maior mobilidade) e Condição B, conexão rígida (menor mobilidade).

O modelo numérico do muro foi modelo em etapas. A sequência executiva contemplou a ativação da fundação, escavação e ativação do bloco de fundação da face, lançamento e compactação de camadas de 0,20 m de solo, inclusão dos reforços e blocos da face em suas respectivas alturas, ativamento do talude do topo e base. A compactação foi modelada com uma tensão induzida de 8 kPa (Jiang et al. 2019, 2020) com um único ciclo de carga-descarga de carga igualmente distribuída no topo e na base de cada camada de solo (Mirmoradi e Ehrlich, 2015; Nascimento et al., 2020; Wang et al., 2022).

A Tabela 1 apresenta os parâmetros de entrada na condição *plane-strain* utilizados na validação numérica. Mais detalhes sobre a validação podem ser encontrados em Florêncio et al. (2023).

Tabela 1. Parâmetros de entrada da zona de solo reforçado utilizados na validação numérica.

Parâmetro	Valor
Peso específico, γ (kN/m³)	18,1
Coesão, c (kPa)	1
Ângulo de atrito do solo (*Plane-strain*), ϕ' (°)	52
Ângulo de Dilatância, ψ (°)	8
Pressão de referência, p_{ref} (kPa)	100
Coeficiente de Poisson, υ_{ur}	0,1
Expoente de relação com a tensão, m	0,52
Razão de ruptura, R_f	0,9
Coeficiente de empuxo no repouso, K_0	0,248
E_{50}^{ref} (MPa)	31,50
E_{oed}^{ref} (MPa)	29,25
E_{ur}^{ref} (MPa)	109,8

A Figura 1a apresenta o Tmáx normalizado nos reforços primários, pela profundidade normalizada (z/H) do muro, com e sem reforço secundário e após a execução do talude do topo. Para o modelo com reforço secundário foram simuladas as duas condições da conexão. A área hachurada indica a altura do aterro do pé. De modo geral, há uma boa correspondência entre os dados monitorados e as previsões numéricas. Ambos os dados indicam um aumento de Tmáx com a profundidade até o topo do aterro da base; posteriormente, diminui devido à restrição da base. Além disso, a Figura 1a mostra que a inclusão do reforço secundário reduz Tmáx para valores abaixo da linha Ka. A Conexão B (rígida) apresenta valores de Tmáx ligeiramente maiores.

Ainda na Figura 1 tem-se o deslocamento lateral ao final da construção [Figura 1b] e após o aterro do topo [Figura 1c]. Conforme demonstrado, os modelos numéricos apresentam boa capacidade preditiva em comparação com os dados de campo. Observa-se uma redução no deslocamento lateral com a inclusão do reforço secundário. Nos modelos com reforço secundário, uma conexão firme entre o reforço e a face resulta em uma diminuição do movimento lateral.

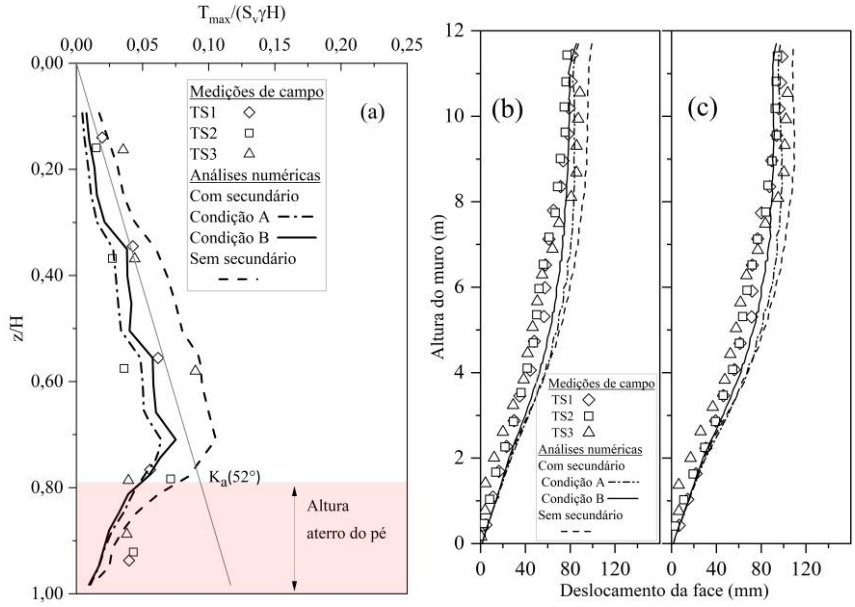


Figura 1. Validação do modelo numérico (a) Distribuição da tensão máxima normalizada após aterro no topo (b) Deslocamento horizontal do muro final da construção e (c) após aterro no topo. (Florêncio, 2023).

3 ESTUDO PARAMÉTRICO

O estudo paramétrico foi conduzido com uma versão simplificada do modelo de validação. As modificações incluem: a remoção do talude no pé e topo do muro; adoção de L/H = 0,7; Sv = 0,4 m entre reforços primários; reforços primários com a mesma rigidez de 800 kN/m; conexão forte entre reforço e face e valor do ângulo de atrito do solo na zona reforçada de 40°, modificando consequentemente todos os parâmetros relacionados.

Para a análise paramétrica, apesar da diferença no Sv e na rigidez do reforço primário, o valor do índice de rigidez relativa solo-armadura primária, S_{ip}, definido por Ehrlich e Mitchell (1994), foi mantido constante. Para este estudo, considerando a pressão atmosférica e o módulo da curva tensão-deformação hiperbólica como constantes, uma forma simplificada de S_i é:

$$S_i = J_r/S_v \tag{1}$$

Onde: J_r é o módulo de rigidez secante e Sv é o espaçamento vertical entre reforços. No estudo paramétrico, foi utilizada a relação S_{is}/S_{ip}, que é um índice que relaciona a rigidez solo-reforço para cada tipo de reforço. S_{is} é o índice de rigidez relativa solo-reforço para o reforço secundário.

A Tabela 2 apresenta as condições do estudo paramétrico. O asterisco indica os valores do modelo de referência.

Tabela 2. Condições da análise paramétrica.

Parâmetro	Valor
Comprimento Secundário L_s (m)	0,5; 1,0*; 1,5 e 2,0
Rigidez secundário J_{rs} (kN/m)	400; 800*; 1600, 4000 e 16000
S_{is}/S_{ip}	0,5; 1,0*; 2,0; 5,0 e 20,0
Face em Blocos	Igual a validação*
Face flexível	Rigidez axial (EA): 80,0 kN/m Rigidez a flexão (EI): 1,0 kN.m²/m
Rigidez primário J_{rp} (kN/m)	800*; 1200, 1600 e 2000
Espaçamento vertical, S_v (m)	0,4*; 0,6; 0,8 e 1,0

4 RESULTADOS

A Figura 2 apresenta os valores normalizados e as localizações de Tmáx no reforço primário plotados em função da altura normalizada do muro (h/H), onde h é a altura a partir da base e H é a altura total. Os resultados referem-se ao modelo base sem reforço secundário, face em blocos [Figura 2(a) e (b)] e face flexível [Figura 2(c) e (d)]. A rigidez do reforço primário variou de acordo com o Sv para manter um valor constante de S_{ip}. A condição de estado ativo (linha Ka) também é apresentada como referência.

Para a face em blocos, apesar da variação de Sv, os valores e a posição de Tmáx permaneceram inalterados, pois S_{ip} foi mantido constante. Sem reforços secundários, Tmáx é igual ou ligeiramente superior à linha Ka acima de aproximadamente 3,5 m da base do muro, e inferior próximo à base, devido à rigidez da face em blocos e à resistência de pé (Liu e Won, 2009; Han e Leshchinsky, 2010; Jiang et al., 2019). A posição de Tmáx ocorreu predominantemente nas conexões, exceto nas camadas próximas à base do muro. Para muros com face flexível, os valores de Tmáx e suas posições também permanecem praticamente constantes para S_{ip} fixo, aproximando-se da linha Ka quando a tensão vertical é calculada pelo método de Meyerhof (1953). Para a face flexível, o Tmáx aumenta do pé ao topo, seguindo uma linha mais vertical que a de Rankine, devido ao movimento relativo entre a face e aterro.

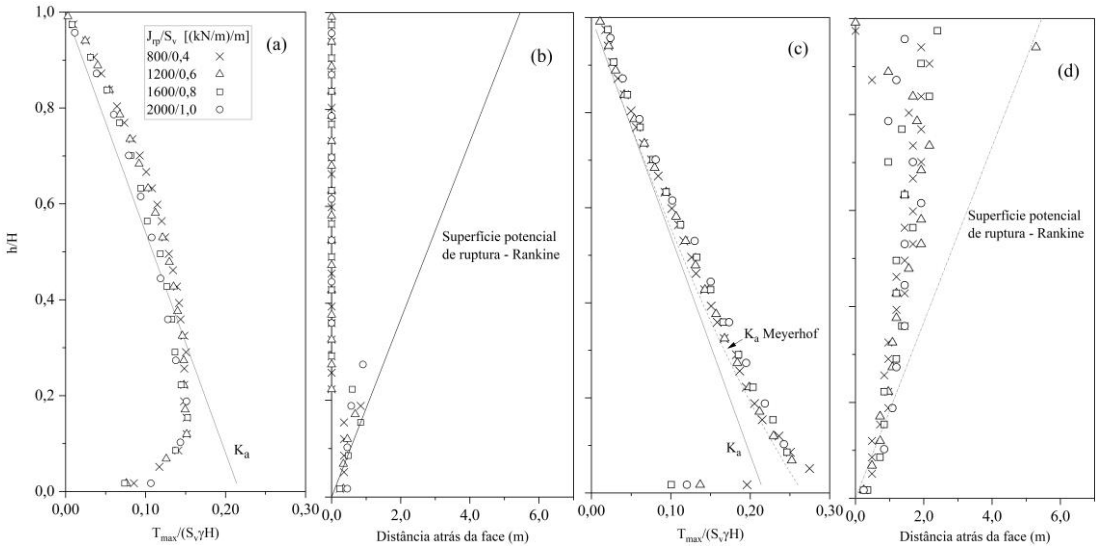


Figura 2. Valores e posição de Tmáx para face em blocos [(a) e (b)] e flexível [(c) e (d)], respectivamente.

A Figura 3 apresenta a posição de Tmáx para a face flexível sem e com reforço secundário, considerando diferentes S_{is}/S_{ip} (0,5 e 20) e comprimentos de reforço secundário Ls de 0,5; 1,0 e 2,0 m (área hachurada representa a região do reforço secundário), sendo o Ls acrescido de 0,3 m para comparação direta com a face em blocos. Os resultados mostram que a posição de Tmáx em faces flexíveis é influenciada pelo efeito combinado entre rigidez e comprimento, sendo principalmente influenciada pelo comprimento do reforço secundário: para Ls curtos (0,5 m), a posição de Tmáx segue o perfil do modelo sem reforço secundário, enquanto Ls maiores, que ultrapassam a linha da posição do Tmáx para um muro sem secundário, verticalizam a posição do Tmáx, aproximando-se do comportamento de uma face rígida, ou seja, o conjunto de reforços secundários trabalha como um "faceamento equivalente" e garantindo estabilidade local similar à de uma face em blocos.

Considerando o comprimento usual dos reforços secundários em campo (Ls = 1,0 m), tem-se desempenho próximo ao desejado, com pequenas diferenças no topo. Na região inferior do MSR ($h/H \leq 0,2$), a posição do Tmáx ocorre dentro da zona dos reforços secundários, permitindo que eles atuem como reforços primários, contribuindo parcialmente para a estabilidade global.

Considerando o modelo numérico com Sv = 0,4 m, a Figura 4 apresenta a variação do somatório normalizado do Tmáx para o reforço primário [Figura 4(a)] e reforço secundário [Figura 4(b)] em função da relação entre rigidezes relativas (S_{is}/S_{ip}) e do comprimento do reforço secundário (Ls), para duas condições de face e incluindo o caso sem secundário como referência.

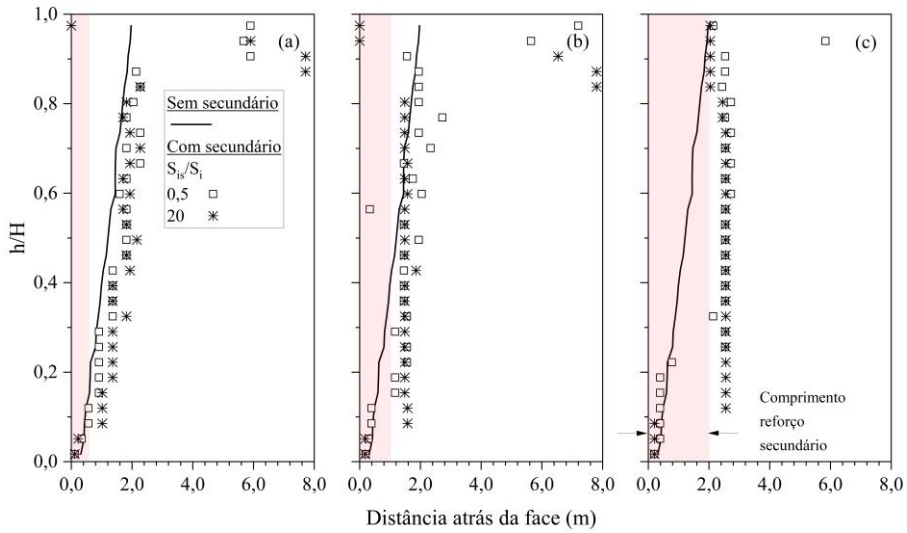


Figura 3. Posição de Tmáx para face flexível e secundário: (a) Ls = 0,5 m (b) Ls = 1,0 m (c) Ls = 2,0 m.

Os resultados da Figura 4(a) indicam que a inclusão do reforço secundário reduz o $\Sigma T_{max}/\gamma H^2$ nos reforços primários de forma mais expressiva com o aumento de Ls e S_{is}/S_{ip} em um efeito combinado. O efeito de S_{is}/S_{ip} é mais significativo para maiores Ls. Entretanto, tanto o aumento de Ls quanto de S_{is}/S_{ip} apresentam ganhos decrescentes, evidenciados pela aproximação e horizontalização das curvas. Para faces em blocos os alívios de carga pela inclusão do reforço secundário variam de 1,2% a 23%, conforme o comprimento do reforço secundário (Ls) aumenta de 0,5 m para 1,5 m. Na prática, adotam-se reforços secundários iguais aos primários (S_{is}/S_{ip} = 1) e com Ls = 1. Nessas condições, observa-se bom alívio de cargas, com redução de cerca de 24% em $\Sigma T_{max}/\gamma H^2$ em comparação ao modelo sem reforço secundário. No entanto, para condições equivalentes, o alívio de carga nos reforços primários com a inclusão dos secundários é maior em uma face flexível. A variação de $\Sigma T_{max}/\gamma H^2$ entre Ls de 0,5 e 1,0 m é de 6% e 18%, contra 1,2% e 12% no modelo com face em blocos. Isso ocorre porque a maior rigidez e restrição da face rígida absorvem parte das cargas, reduzindo a influência do reforço secundário; na face flexível, o efeito na redução Tmáx do reforço primário pela inclusão do secundário é mais expressivo.

Em relação a variação do somatório de cargas máximas no próprio reforço secundário [Figura 4(b)], para um mesmo Ls, o modelo com face em blocos mobiliza menores valores que o de face flexível, devido à maior rigidez e restrição no pé. Embora o $\Sigma T_{Smax}/\gamma H^2$ aumente com S_{is}/S_{ip} e Ls, a taxa de crescimento diminui para maiores comprimentos, efeito mais pronunciado na face em blocos. Para baixos S_{is}/S_{ip}, aumentar Ls de 1,0 m para 1,5 m não altera significativamente o $\Sigma T_{Smax}/\gamma H^2$, independentemente do tipo de face. Assim, para reforços primários e secundários do mesmo material (S_{is}/S_{ip} = 1), um Ls = 1,0 m, valor usual em obras, oferece desempenho máximo de forma mais econômica.

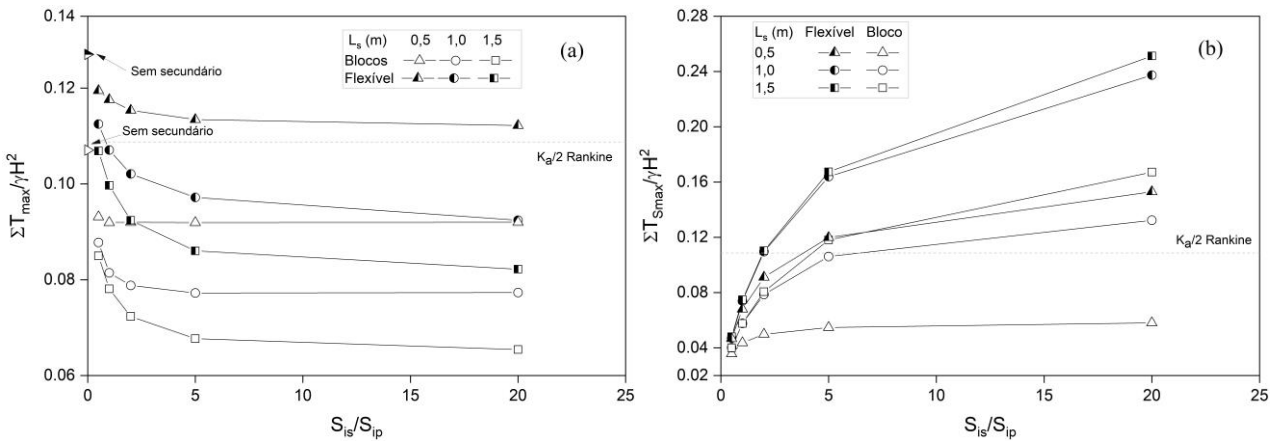


Figura 4. Somatório de Tmáx normalizado (a) nos reforços primários (b) nos reforços secundários.

A Figura 5 apresenta o deslocamento horizontal efetivo da face pela altura normalizada (h/H) para modelos com face flexível. O deslocamento efetivo representa a soma das deformações por camada, com Ls constante e variação de S_{is}/S_{ip}, incluindo também a curva sem reforço secundário. A inclusão de reforço secundário reduz os deslocamentos horizontais, com efeito maior à medida que aumenta a razão S_{is}/S_{ip} ou o comprimento do reforço (Ls); reforços muito rígidos são eficazes apenas se suficientemente longos. Os deslocamentos máximos ocorrem cerca de 5 m acima da base do muro, permanecendo com valores abaixo de 1% da altura do muro com posição constante, enquanto os deslocamentos próximos ao topo são quase nulos.

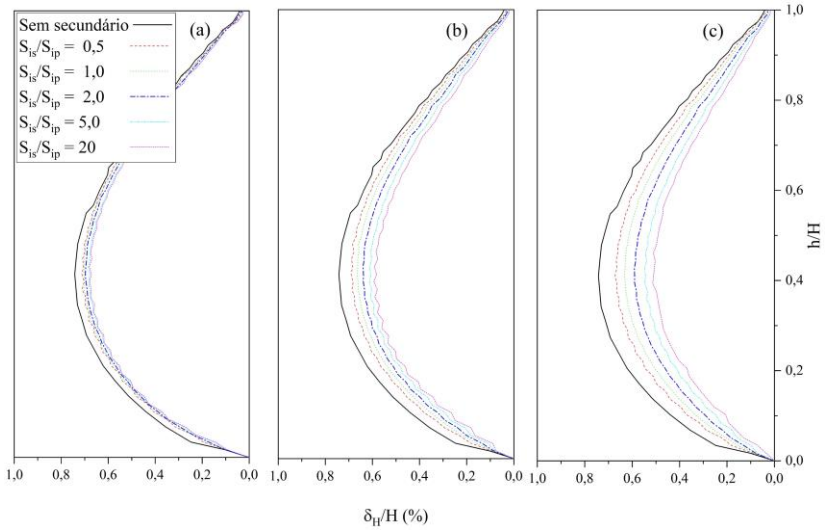


Figura 5. Deslocamento horizontal efetivo para face flexível. (a) Ls = 0,5 m (b) Ls = 1,0 m (c) Ls = 1,5 m.

5 CONCLUSÕES

O presente estudo desenvolveu uma análise numérica sobre os efeitos da inclusão de reforço secundário na magnitude e na localização da carga máxima ao longo dos reforços primários e secundários, bem como no deslocamento horizontal. O modelo numérico foi validado por meio do software Plaxis 2D, utilizando dados de monitoramento de campo. Foram realizadas análises paramétricas para representar condições típicas de campo, investigando as interações entre espaçamento vertical dos reforços primários, rigidez dos reforços primários, comprimento e rigidez dos reforços secundários e tipo de face.

Com base nas análises conduzidas, podem-se extrair as seguintes conclusões:

- Para muros de solo reforçado sem reforço secundário, a distribuição do Tmáx ao longo da altura do muro e sua posição ao longo do reforço primário permanecem inalteradas caso a razão entre a rigidez do reforço e espaçamento vertical fique constante, independentemente do tipo de face;
- A inclusão dos reforços secundários, dependendo da combinação entre seu comprimento e rigidez, altera a distribuição da posição do Tmáx em uma face flexível de modo a trabalha como um "faceamento equivalente" e garantindo estabilidade local similar à de uma face em blocos;
- A inclusão dos reforços secundários mobilizam cargas que reduzem o somatório de Tmáx mobilizado nos reforços primários, em um efeito combinado entre comprimento e rigidez do secundário, sendo também influenciados pelo tipo de face;
- Os deslocamentos horizontais em uma face flexível é reduzida com a inclusão dos reforços secundários com efeito maior à medida que aumenta da rigidez ou comprimento do reforço em um efeito combinado. No entanto, a deformada dos deslocamentos ao longo da altura permanece constante.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o financiamento deste estudo pela Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), código de financiamento 001, e pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ehrlich, M. e Mitchell, J. K. (1994). Working stress design method for reinforced soil walls. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 120, No 4, 625 – 645.

Elias,V.; Chistopher, B. R., Berg, R. R. (2001). Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes – Design and construction guidelines. *Federal Highway Administration, Report No. FHWA – NHI – 00-043*, Washington DC. Estados Unidos da América.

Florêncio, L.A.S., Ehrlich, M., Mirmoradi, S.H. (2023) Secondary reinforcement effect on the value and location and maximum reinforcement load. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Geotechnical Engineering*.

Han J., Leshchinsky D. (2010). Analysis of back-to-back mechanically stabilized earth walls. *Geotextiles and Geomembranes* 28(3): 262–267.

Hatami, K., Bathurst, R.J. (2005). Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic reinforced soil segmental walls under working stress conditions. *Canadian Geotechnical Journal* 42(4): 1066-1085.

Irawan, A.D., Lim, A., Wijaya, M. (2025) Evaluation of Secondary Reinforcement Layers on Segmental MSE Wall Behavior Using 3D Finite Element Method: A Case Study. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering* 11 (10).

Jiang, Y.; Han, J. e Parsons, R.L. (2020). Numerical evaluation of secondary reinforcement effect on geosynthetic reinforced retaining walls. Geotextiles and Geomenbranes 48, pp. 98 – 109.

Jiang, Y.; Han, J.; Parsons, R.L. e Brennan, J. (2016). Field Instrumentation and Evaluation of Modular-Block MSE Walls with Secondary Geogrid Layers. Journal of Geotechnical and Geoenviromental Engineering, ASCE, 142 (12): 05016002.

Jiang, Y.; Han, J.; Zornberg, J.; Parsons, R.L.; Leshchinsky, D. e Tanyu, B. (2019). Numerical Analysis of Field Geosynthetic-Reinforced Retaining Walls with secondary Reinforcement. Géotechnique,Vol. 69, Issue 2, pp. 122 - 132.

Kulhawy, F.H., Mayne, P.W. (1990) Manual on estimating soil properties for foundation design, EPRI-EL-6800. Electric Power Research Inst. Palo Alto, CA, USA, https://www.osti.gov/biblio/6653074.

Leshchinsky, D., Kang, B., Han, J., Ling, H. (2014) Framework for limit state design of geosynthetic-Reinforced Walls and Slopes. Technical Paper. *Transportation Infrastructure Geotechnology* 1(2):129–164.

Li, F., Guo, W., Zheng, Y. (2024). Influence of secondary reinforcements on the behavior of geosynthetic reinforced soil walls. *Geotextiles and Geomembranes* 52, pp. 828 – 840.

Liu, H., Won, M.S. (2009). Long-term reinforcement load of geosynthetic-reinforced soil retaining walls. *Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering ASCE* 135(7): 875–889.

Mirmoradi, S.H., Ehrlich, M. (2015). Modeling of Compaction-Induced stress on reinforced soil walls. *Geotextiles and Geomembranes* 43(1): 82–88.

Nascimento, G.; Ehrlich, M., Mirmoradi, S.H. (2020). Numerical-simulation of compaction-induced stress for the analysis of RS walls under surcharge loading. *Geotextiles and Geomembranes* 48(4): 532–538.

Vyas, S., Khirwadkar, B. (2018) Use of secondary reinforcement for connection for block facing reinforced soil wall. In: *Proceedings of the 11th International Conference on Geosynthetics*, september, Seoul, South Korea;. ISBN: 978-1-7138-0608-0.

Wang, C.; Wang, L. e Liu, H. (2022). Analyzing the influence of facing batter on reinforcement loads of reinforced soil walls under working stress conditions. *Geotextiles and Geomembranes* 50(6): 1244– 1251.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/86

Implantação de Barreira Provisória Instrumentada para Liberação Segura da Via Durante a Execução da Obra

Tatiana Guimarães Dias
Engenheira Civil, Civil Master, Rio de Janeiro, Brasil, tatiana.dias@civilmaster.com.br

Yago Fernando Custódio Lucas
Engenheiro Civil, Civil Master, Rio de Janeiro, Brasil, yago.lucas@civilmaster.com.br

RESUMO: Este trabalho apresenta o desenvolvimento, implantação e desempenho de uma barreira provisória instrumentada, instalada de forma emergencial com o objetivo de identificar quedas de blocos e acionar alertas imediatos para interrupção segura da rodovia BR-277, no trecho entre Curitiba e Paranaguá (PR). A solução foi concebida após um evento de instabilidade ocorrido em novembro de 2024, que mobilizou material rochoso suficiente para atingir a pista e comprometer a segurança viária, exigindo resposta rápida para restabelecimento do tráfego.
Diante do curto intervalo entre a possível deflagração de novos movimentos e o atingimento da área de rolamento, estimado em aproximadamente 10 segundos, projetou-se um sistema composto por três anteparos instrumentados, cada um equipado com sensores lineares de deslocamento e chaves de acionamento redundantes, conectados a uma central de aquisição de dados e alerta. O sistema permitiu monitoramento local em tempo real, com acionamento automático de sinais sonoros e visuais sempre que os limites programados fossem ultrapassados.
Além de garantir a segurança das equipes que atuavam na área do talude, a solução desempenhou papel essencial para a segurança operacional da rodovia, fornecendo ao cliente condições técnicas para liberar o tráfego de forma imediata, mesmo antes da execução definitiva das obras de estabilização. A ação emergencial foi decisiva para permitir o tráfego seguro no período de maior movimento do ano, entre o Natal e o Ano Novo, quando a demanda por circulação na BR-277 é significativamente elevada.
A instrumentação possibilitou monitoramento contínuo da encosta e permitiu adoção de protocolos automáticos de fechamento da rodovia caso qualquer deformação relevante fosse detectada. O sistema cumpriu integralmente o objetivo proposto: oferecer monitoramento confiável, resposta rápida e suporte técnico para a tomada de decisão em cenário de instabilidade geotécnica.

PALAVRAS-CHAVE Monitoramento Geotécnico; Queda de Blocos; Barreira Instrumentada; Rodovia; Alerta.

ABSTRACT: This paper presents the development, implementation, and performance of an instrumented temporary barrier, installed on an emergency basis to identify rockfall events and trigger immediate alerts for the safe interruption of traffic on the BR-277 highway, between Curitiba and Paranaguá (PR). The solution was conceived following an instability event in November 2024, which mobilized sufficient rock material to reach the roadway and compromise traffic safety, requiring a rapid response to restore traffic flow.
Given the short interval between the potential triggering of new movements and the impact on the roadway—estimated at approximately 10 seconds—a system composed of three instrumented barriers was designed, each equipped with linear displacement sensors and redundant activation switches, connected to a central data acquisition and alert unit. The system enabled real-time local monitoring, with automatic activation of audible and visual signals whenever programmed limits were exceeded.
In addition to ensuring the safety of the teams working on the slope area, the solution played an essential role in the road's operational safety, providing the client with the technical conditions to immediately release traffic, even before the execution of definitive stabilization works. This emergency action was decisive in allowing safe traffic during the year's busiest period, between Christmas and New Year, when demand for circulation on BR-277 is significantly high.
The instrumentation enabled continuous monitoring of the slope and allowed for the adoption of automatic highway closure protocols if any relevant deformation was detected. The system fully met the proposed

objective: to offer reliable monitoring, rapid response, and technical support for decision-making in a scenario of geotechnical instability.

KEYWORDS: Geotechnical Monitoring; Rockfall; Instrumented Rockfall Barrier; Highway; Rapid Warning System.

1 INTRODUÇÃO

Taludes rochosos instáveis e blocos soltos representam riscos significativos à segurança, podendo resultar em perda de vidas humanas, danos materiais e impactos ambientais. Em áreas com infraestrutura viária, esses eventos assumem caráter ainda mais crítico, em função do potencial de interrupção do tráfego, danos aos usuários e prejuízos operacionais.

Gerscovich (2016) descreve que as quedas e desabamentos de blocos rochosos são tipos de movimentos bruscos, nos quais fragmentos de rocha se deslocam em queda livre ou ao longo de planos inclinados. Esses processos podem ser desencadeados por diversos fatores, tais como a ação do intemperismo, o aumento das pressões hidrostáticas nas fraturas, a perda de confinamento lateral.

Conforme Lacerda e Becker (2025), os blocos rochosos podem sofrer impactos, saltos e rolamentos ao longo da superfície do talude, caracterizando um dos processos de instabilidade de maior velocidade e de difícil previsão.

De acordo com o Manual Técnico de Encostas (Geo-Rio, 2014), a estabilização desses blocos pode ser realizada por meio de diferentes técnicas, que incluem a remoção de blocos instáveis, o desmonte total ou parcial do maciço rochoso, a contenção estrutural por meio de ancoragens, chumbadores e contrafortes, bem como a adoção de medidas de proteção, tais como instalação barreiras.

No entanto, a execução dessas soluções, além de expor as equipes a condições de risco durante as intervenções, frequentemente exige a interdição total ou parcial da via até a conclusão das obras e a efetiva mitigação do risco. Essa condição resulta em impactos operacionais, logísticos e econômicos significativos para as concessionárias e para os usuários da rodovia.

Nesse contexto, a busca por alternativas que viabilizassem simultaneamente a segurança das equipes atuantes na área do talude durante a implantação da solução definitiva e a liberação segura da rodovia motivou o desenvolvimento e a implantação de anteparos provisórios instrumentados. Cada anteparo foi equipado com sensores lineares de deslocamento e chaves de acionamento redundantes, conectados a uma central de aquisição de dados e alerta, permitindo o monitoramento em tempo real e o acionamento automático de sinais sonoros e visuais sempre que os limites programados fossem ultrapassados.

A instrumentação possibilitou o monitoramento contínuo da encosta e a adoção de protocolos automáticos de fechamento da rodovia caso qualquer deformação relevante fosse detectada, permitindo, simultaneamente, a liberação segura do tráfego durante o período de implantação da solução definitiva.

2 CONTEXTUALIZAÇÃO

A BR-277 constitui importante corredor logístico nacional, conectando o Porto de Paranaguá ao eixo oeste do Paraná e à região de Foz do Iguaçu, desempenhando papel estratégico no escoamento de cargas e na mobilidade regional.

Os trechos da rodovia que atravessam a Serra do Mar, no Sul do Brasil, caracterizam-se por taludes íngremes, afloramentos rochosos e elevada suscetibilidade a movimentos de massa, especialmente durante períodos de precipitação intensa.

Na madrugada de 25 de novembro de 2024, foi registrado um evento de instabilidade no km 42+953, que mobilizou fragmentos rochosos com energia suficiente para atingir a pista de rolamento e comprometer a segurança dos usuários. O material desprendido acumulou-se na base do talude e lançou blocos sobre a via, evidenciando não apenas a gravidade do evento inicial, mas também o potencial de novas mobilizações, em função das condições geomorfológicas locais e do histórico recente de instabilidade.



Figura 1: Evento ocorrido. Fonte: https://g1.globo.com/pr/parana/noticia/2024/11/25/deslizamento-de-pedras-br-277-litoral-parana.ghtml.

Embora a solução definitiva para a problemática envolvesse a implantação de uma barreira contra queda de blocos, a necessidade operacional de liberar a rodovia em prazo reduzido, coincidente com o período de maior fluxo anual de veículos, representou um desafio adicional ao processo de tomada de decisão. Estimou-se que o intervalo entre um eventual novo desprendimento e o atingimento da faixa de rolamento poderia ser inferior a 10 segundos, tornando inadequados os sistemas convencionais de monitoramento remoto, os quais não garantiriam resposta compatível com a necessidade.

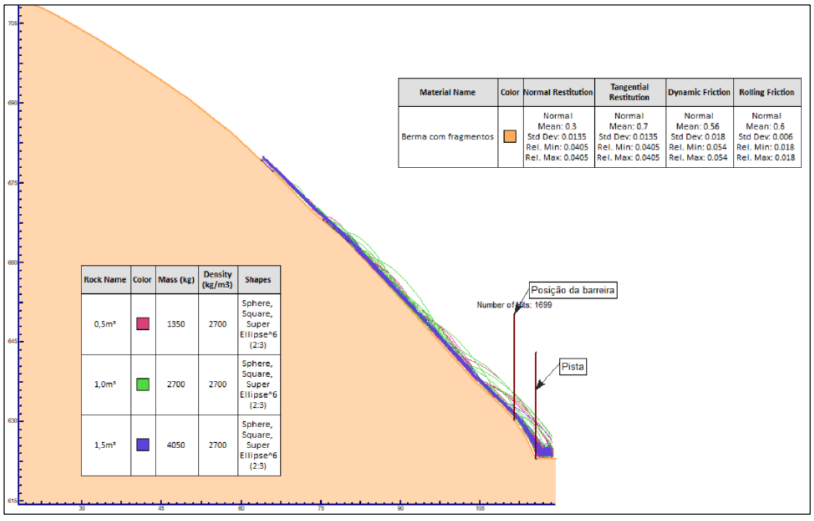


Figura 2: Análise de queda de blocos. Autor: FGS Geotecnia.

Diante desse cenário, o principal desafio consistiu em viabilizar a liberação segura da rodovia durante a execução da solução definitiva, sem comprometer a segurança dos usuários e das equipes que atuavam na área do talude. Para tanto, tornou-se necessária uma solução capaz de detectar deformações de forma praticamente instantânea, acionar alertas locais de maneira automática e operar de forma independente de sistemas de comunicação remota, assegurando resposta imediata em caso de novos movimentos.

Nesse contexto, optou-se pela implantação de uma barreira provisória instrumentada, constituída por anteparos instalados estrategicamente ao longo do talude. Esses anteparos apresentavam capacidade limitada de retenção, tendo como função principal a detecção precoce de deformações e o acionamento imediato de alertas, possibilitando a interrupção segura da via em tempo hábil. Foram instalados três anteparos, de modo a abranger todas as regiões potenciais de origem de desprendimentos, sendo um destinado à detecção de novas rupturas e dois voltados à remobilização de massas previamente instáveis.

A solução adotada permitiu a liberação emergencial do tráfego com monitoramento contínuo, garantindo condições adequadas de segurança tanto para a operação rodoviária quanto para as equipes envolvidas na execução das obras definitivas de estabilização.

3 SISTEMA DE INSTRUMENTAÇÃO E ALERTA

Foram instalados três anteparos em diferentes cotas (S1, S2 e S3), distribuídos de forma a interceptar e detectar possíveis remobilizações no trecho afetado do talude. Cada estrutura foi composta por malhas metálicas, cabos de aço e ancoragens, dimensionados para apresentar capacidade resistente da ordem de 6,6 kN/m.

Os anteparos foram concebidos com dupla finalidade: promover a retenção de pequenos volumes de material e transmitir deformações aos sistemas de instrumentação instalados nos cabos de ancoragem. O dimensionamento priorizou a eficiência na transmissão dos deslocamentos, a rapidez de instalação, a compatibilidade com o ambiente de mata densa e a confiabilidade mínima necessária frente ao nível de risco identificado.



Figura 3. Anteparo instalado.

A concepção estrutural privilegiou o comportamento dinâmico do dispositivo, de modo que a estrutura apresentasse deformabilidade suficiente para detectar eventos com antecedência, compatível com a necessidade de interrupção imediata da via, sem comprometer sua estabilidade global. Pequenos detritos, por sua vez, não geram deformações suficientes para o acionamento do sistema, contribuindo para a redução da ocorrência de falsos alarmes.

A instrumentação de cada anteparo incluiu sensores lineares de deslocamento e chaves de atuação redundantes. A definição dos limiares de acionamento considerou o equilíbrio entre sensibilidade e robustez operacional. A chave mecânica, com disparo a partir de aproximadamente 2 cm de deslocamento, foi configurada como gatilho conservador para eventos dinâmicos iniciais, privilegiando detecção precoce. Já o sensor linear, com limiar de 5 cm, foi adotado como critério confirmatório, reduzindo a probabilidade de alarmes indevidos decorrentes de pequenas deformações locais ou acomodação de detritos.

A arquitetura foi concebida segundo princípio de redundância funcional. Caso o sensor linear apresentasse falha (por rompimento de cabo ou perda de sinal), a chave mecânica permaneceria apta ao acionamento. De modo análogo, eventual falha da chave não impediria o disparo pelo sensor linear. A lógica

de alarme foi configurada em modo fail-safe, de modo que perda de alimentação ou anomalia elétrica resultassem em estado de alerta ou bloqueio operacional.

O movimento da malha foi transferido aos sensores por meio de um cordão de transmissão costurado à malha metálica, garantindo resposta direta às deformações estruturais. Cada sensor foi conectado à unidade central por meio de cabos blindados, assegurando confiabilidade na transmissão dos sinais.



Figura 4. Instrumentação dos anteparos. Fontes: Civil Master e FGS Geotecnia

O sistema foi integrado a uma central de aquisição de dados e alarme, composta por data logger, sirenes e sinalizadores visuais, responsável pelo processamento das informações e pelo acionamento automático dos alertas sempre que os limites programados fossem ultrapassados. A unidade central realizava varredura dos sinais analógicos a uma frequência de 20 Hz, ou seja, a latência máxima teórica por ciclo de varredura é da ordem de 0,05 s, o que garante resposta compatível com o curto tempo de propagação da instabilidade. Os dados eram registrados em intervalos de 5 minutos, e qualquer acionamento — seja por sensor ou por chave — ativava alarmes sonoros e visuais contínuos, os quais somente cessavam mediante desligamento manual.

O sistema operava com baterias internas, com autonomia aproximada de 24 horas sem recarga. Durante a fase inicial de operação, foram identificadas falhas associadas à subtensão, o que exigiu intervenções corretivas e a substituição do equipamento de controle, que retornou ao campo com operação estável. A tensão do sistema passou a ser verificada diariamente, sendo a recarga realizada sempre que necessário por meio de geradores portáteis.

Os sensores e as chaves de atuação eram testados diariamente por acionamento manual, assegurando a confiabilidade do sistema, a segurança das equipes envolvidas nas obras de estabilização e a operação segura da rodovia. Inspeções visuais complementares permitiam verificar a integridade dos anteparos e a eventual acumulação de material, o qual era removido sempre que necessário.

4 IMPLANTAÇÃO EM CAMPO E OPERACIONALIDADE

O sistema foi instalado em 19 de dezembro de 2024, inicialmente operando apenas com sensores lineares de deslocamento. Durante a fase inicial de funcionamento, foram identificadas falhas na unidade de controle, o que motivou sua substituição. O sistema retornou ao campo em 9 de janeiro de 2025, já com a incorporação das chaves de acionamento redundantes, aumentando a confiabilidade operacional do conjunto.

Ao longo de todo o período de operação, o sistema permaneceu funcional, sendo realizadas apenas manutenções pontuais, sem prejuízo ao seu desempenho. Os testes diários dos sensores e dispositivos de acionamento apresentaram resultados satisfatórios, e os anteparos retiveram apenas pequenas massas de

material, sem que os limites de disparo dos alarmes fossem ultrapassados. Durante esse intervalo, não foi registrado qualquer episódio de instabilidade significativa no talude monitorado.

Com a conclusão da instalação da barreira dinâmica definitiva, o sistema provisório foi desinstalado em 10 de fevereiro de 2025. Durante o processo de retirada, verificou-se que as baterias se encontravam descarregadas, em decorrência da interrupção do ciclo regular de recarga, o que resultou em danos parciais ao equipamento. Tais danos, entretanto, não comprometeram a capacidade de acionamento do sistema durante o período em que esteve em operação, nem afetaram sua função principal de monitoramento e alerta.



Figura 5. Anteparo atingido com acúmulo de pequenos detritos

5 RESULTADOS

Os resultados obtidos durante o período de operação demonstraram o desempenho satisfatório do sistema provisório instrumentado como medida preventiva em cenário de instabilidade geotécnica. Não foi registrado qualquer acionamento real do sistema por movimentos de massa, indicando que, no intervalo monitorado, não ocorreram remobilizações de magnitude significativa no trecho analisado.

Foram observadas retenções pontuais de pequenos fragmentos, especialmente nos níveis S1 e S3, sem que essas ocorrências resultassem no acionamento dos alarmes. Esse comportamento evidenciou que o sistema apresentou sensibilidade adequada, sendo capaz de diferenciar eventos irrelevantes de situações potencialmente críticas, o que contribuiu para a redução de alarmes falsos. Apesar de não ter nenhum episódio de acionamento que levasse ao fechamento da via, o anteparo apresentou boa eficiência para proteção dos colaboradores envolvidos na atividade retendo detritos e pequenos blocos que poderiam ter atingido a equipe.

A operação do sistema manteve-se contínua e estável ao longo de todo o período de monitoramento, sustentada por rotinas diárias de teste e manutenções pontuais. A inclusão das chaves de acionamento redundantes ampliou a confiabilidade operacional, reforçando a segurança do sistema frente a possíveis falhas individuais dos sensores.

Considerando o curto tempo de propagação dos eventos, estimado em poucos segundos, o sistema apresentou resposta compatível com o nível de risco identificado, atendendo ao objetivo de possibilitar a interrupção imediata da via em caso de necessidade. Dessa forma, a solução demonstrou efetividade como medida preventiva, proporcionando segurança às equipes envolvidas nas atividades de estabilização e permitindo a operação rodoviária ininterrupta e segura durante toda a execução das intervenções.



Figura 6. Atividades sendo executadas sem interrupção da rodovia

A ausência de acionamentos reais não indica falta de utilidade do sistema, mas reflete o fato de que o período monitorado não apresentou eventos de instabilidade relevantes. O registro de acúmulo de pequenos detritos e fragmentos nos anteparos, sem disparo dos alarmes, confirma que o sistema se mostrou robusto e eficiente, evitando acionamentos indevidos associados a acúmulos progressivos de material.

6 CONCLUSÃO

A implantação de anteparos provisórios instrumentados na rodovia BR-277 demonstrou que estruturas simples, quando adequadamente concebidas e instrumentadas, podem proporcionar um incremento significativo de segurança operacional em cenários emergenciais de instabilidade geotécnica. O sistema desenvolvido apresentou capacidade efetiva de detecção potencial de movimentos, com tempo de resposta compatível com o nível de risco identificado, além de confiabilidade operacional, especialmente após os ajustes realizados durante a fase inicial de implantação.

A solução contribuiu de forma direta para a segurança das equipes envolvidas na execução da barreira dinâmica definitiva, ao mesmo tempo em que forneceu suporte técnico confiável para a liberação segura do tráfego junto aos órgãos competentes e à sociedade.

A adoção dos anteparos instrumentados mostrou-se uma alternativa eficaz para situações emergenciais caracterizadas pela necessidade de alerta rápido, monitoramento local contínuo e independência de sistemas de comunicação remota. Entre os principais pontos fortes observados destacam-se a sensibilidade adequada a pequenos deslocamentos, a redundância dos dispositivos de acionamento, a rapidez de instalação, o baixo volume de materiais empregados e a boa adaptação ao ambiente de mata densa, características que favoreceram sua aplicação no cenário analisado.

Apesar do desempenho satisfatório, a experiência também evidenciou oportunidades de aprimoramento. Recomenda-se, para aplicações futuras, a adoção de componentes com maior eficiência energética, o aumento da autonomia do sistema, preferencialmente com integração a fontes auxiliares de energia, como painéis solares, além do aperfeiçoamento dos mecanismos de registro de dados, de modo a reduzir perdas associadas a falhas da unidade de controle. A possibilidade de transmissão remota de alertas e de integração direta com os centros de comando dos operadores rodoviários também representa um avanço relevante para a ampliação da funcionalidade do sistema.

Mesmo com essas limitações, o sistema cumpriu plenamente seu propósito principal, ao proteger a integridade física de trabalhadores, operadores e usuários da rodovia durante uma intervenção geotécnica

caracterizada por alto risco imediato. A experiência reforça o potencial dessa abordagem para aplicação em outros contextos, nos quais haja risco iminente e necessidade de monitoramento local com resposta imediata.

Conclui-se, portanto, que a barreira provisória instrumentada configurou-se como uma solução inovadora, eficaz e economicamente viável, compatível com o caráter emergencial do cenário analisado, atendendo simultaneamente às exigências de segurança e operação da rodovia e apresentando elevado potencial de replicabilidade em obras geotécnicas emergenciais.



Figura 7. Serviço de estabilização concluído sem acidentes, sem interupção da rodovia e com segurança aos colaboradores, operadores e usuários.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à EPR pela confiança depositada para o desenvolvimento da solução. Agradecem, igualmente, à FGS Geotecnia pelos ensinamentos técnicos, pela parceria e pelo suporte integral prestado nas etapas de concepção, implantação e operação do sistema de instrumentação, cuja contribuição foi fundamental para o sucesso da solução adotada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

FGS GEOTECNIA. Relatório de Sistema de Monitoramento e Alerta – BR-277 km 43, Curitiba–Paranaguá. Curitiba, 2025. 10 p. Relatório técnico contratado pela Civil Master.

GEO-RIO, Prefeitura do Rio de Janeiro. Manual Técnico de Encostas. Rio de Janeiro, 2014.

GERSCOVICH, D. M .S. et. al.. Estabilidade de Taludes. 2ª Edição. Oficina de Texto, 2016, São Paulo, SP, Brasil.

LACERDA, Willy Alvarenga; BECKER, Leonardo de Bona. Estabilidade de taludes em solos residuais e coluvionares: teoria e prática. São Paulo: Oficina de Textos, 2025. LACERDA, Willy Alvarenga; BECKER, Leonardo de Bona. Estabilidade de taludes em solos residuais e coluvionares: teoria e prática. São Paulo: Oficina de Textos, 2025.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/87

Improved Stability Equations for Dry Homogeneous Slopes Considering Limiting Strength Conditions

Naloan Coutinho Sampa
Professor, Federal University of Santa Catarina, Florianópolis, Brazil, naloan.sampa@ufsc.br

Katharyna do Carmo Macedo
Undergrad. Student, Federal University of Santa Catarina, Florianópolis, Brazil, katharynadc@gmail.com

Humberto Cosmos Ferreira de Sales Silveiro da Silva Volpato
Undergrad. Student, Federal. Unive. of Santa Catarina, Florianópolis, Brazil, humberto.cosmos@grad.ufsc.br

ABSTRACT: This study investigates the geometry of critical slip surfaces in dry homogeneous slopes and evaluates the applicability of existing regression-based stability equations under limiting strength conditions. A database was generated using the Morgenstern–Price method implemented in SLOPE/W, considering slope inclinations $\beta = 10^{o}$ - 85^{o}, friction angles $\varphi = 0^{o}$ - 40^{o}, stability numbers $N_s = c/\gamma H$, and foundation thickness ratios $d/H = 0 – 7.14$. The results show that slope inclination exerts the dominant control on failure geometry: increasing β generally produces shallower mechanisms. The influence of N_s depends strongly on the friction angle. For purely cohesive soils ($\varphi = 0°$), slip surface geometry remains nearly invariant with respect to N_s, whereas for frictional soils cohesion modifies failure depth through coupled interactions with slope geometry. The transition between shallow and deep failure mechanisms occurs near $\beta \approx 45°$ for $\varphi \geq 20^{o}$ and near $\beta \approx 60^{o}$ for purely cohesive slopes. Based on these observations, simplified stability equations are proposed for the limiting cases of purely frictional and purely cohesive slopes. The resulting formulations eliminate iterative slip-surface searches while preserving the governing mechanical trends of slope stability.

KEYWORDS: Slope Stability, Critical Slip Surface, Failure Mechanisms, Homogeneous Slopes.

1 INTRODUCTION AND BACKGROUND

Slope stability analysis is a fundamental problem in geotechnical engineering due to its direct implications for the safety of earth structures such as embankments, dams, and transportation infrastructure. The stability of a slope is commonly evaluated through the factor of safety (FS), defined as the ratio between available shear resistance and mobilized shear stresses along a potential failure surface (Bishop, 1955; Abramson et al., 2002). Among the available approaches, limit equilibrium methods (LEM) remain the most widely used because they provide reliable stability estimates with relatively low computational effort (Fredlund and Krahn, 1977; Duncan, 1996). However, these methods require iterative searches for the critical slip surface, which may become computationally demanding when numerous slope configurations must be analyzed.

To overcome this limitation, several regression-based stability equations have been proposed to estimate FS directly from soil parameters and slope geometry (Sah et al., 1994; Yang et al., 2004; Huang, 2018; Chien and Tsai, 2017; Sampa and Schorr, 2024). Although these formulations provide rapid estimates of slope stability, most were developed using datasets in which both cohesion and friction contribute simultaneously to shear strength, which may limit their applicability to the special cases of purely cohesive or purely frictional soils. In addition, the influence of foundation thickness and the geometric characteristics of the critical slip surface have not been systematically investigated.

Sah et al. (1994) proposed one of the earliest regression-based stability equations for slopes considering both circular and planar failure mechanisms and accounting for conditions with and without pore-water pressure. Their formulation was developed using linear regression applied to a dataset composed of 46 critical cases involving circular slip surfaces and 14 cases involving planar failures. The database included both stable and unstable slopes compiled from previously published studies.

For dry homogeneous slopes, the equation proposed by Sah et al. (1994) is expressed as

$$FS = \frac{2.27\, c'}{\gamma H \sin\, \beta} + 1.54 \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \tag{1}$$

where $c'$and ϕ' denote the effective cohesion and effective friction angle of the soil, respectively, H is the slope height, β is the slope inclination angle, and γ is the soil unit weight.

Yang et al. (2004) later proposed an alternative expression for estimating the factor of safety of dry homogeneous slopes. In developing their formulation, the authors adopted the same dataset compiled by Sah et al. (1994), although the analysis was restricted to cases involving circular failure surfaces. The resulting equation is expressed as

$$FS = \frac{(1.406 + 0.039 c' (\csc\, \beta)^2)}{H} + 1.25 \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} + \frac{0.156}{\cos \phi'} + \frac{0.011}{\gamma \sin\, \beta} \tag{2}$$

This equation was obtained using a genetic algorithm, an optimization technique inspired by principles of natural selection and evolutionary processes.

Chien and Tsai (2017) developed a simplified procedure for estimating slope stability under seismic loading conditions. Based on extensive numerical simulations performed using the Morgenstern–Price method implemented in Slope/W, the authors proposed the following empirical expression for homogeneous slopes:

$$\frac{\tan \phi'}{FS} = -0.40 \tan \beta \ln \left[5.11 \left(\frac{c'}{\gamma H F S} \right) + 0.101 \right] \tag{3}$$

Since the factor of safety appears on both sides of the equation, the application of this formulation requires an iterative solution.

Huang (2018) proposed a set of stability equations applicable to different slope configurations, including a formulation specifically developed for dry homogeneous soils. The equation was derived based on the analytical solution presented by Michalowski and Nadukuru (2013) and is expressed as

$$FS = A_{est} \left(\frac{c'}{\gamma H \tan\, \phi'} \right)^{B_{est}} \tan\, \phi' + \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \tag{4}$$

where the parameters A_{est} and B_{est} are defined as

$$A_{est} = 10.50 e^{-0.009 \beta} \tag{5}$$

$$B_{est} = \begin{cases} 0.72 - 3.5 \times 10^{-5} \beta^2 + 0.0031 \beta, & 0 \leq \dfrac{c'}{\gamma H \tan\, \phi'} \leq 1 \\ 0.83 - 2.2 \times 10^{-5} \beta^2 + 0.0026 \beta, & 1 < \dfrac{c'}{\gamma H \tan\, \phi'} \leq 3 \end{cases} \tag{6}$$

More recently, Sampa and Schorr (2024) proposed a stability equation specifically developed for dry homogeneous slopes. The authors evaluated the stability of a large number of slope configurations using the Morgenstern–Price method implemented in Slope/W as the reference solution. Nonlinear regression techniques were then applied to derive the following dimensionless expression:

$$FS = N_1 + N_2 \left(\frac{c'}{\gamma H} \right)^{N_3} \tag{7}$$

where

$$N_1 = A\left(\frac{\tan\phi'}{\tan\beta}\right) \tag{8}$$

$$A = \begin{cases} 0.667 + 0.186(\cos\beta)^{-1{,}455}, & \beta > 45° \\ 1, & \beta \leq 45 \end{cases} \tag{9}$$

$$N_2 = 3.758167043 + 2.781\left(\frac{\tan\phi'}{\tan\beta}\right)^{0.41} \tag{10}$$

$$N_3 = 0.612 + 0.1238209944\left(\frac{\tan\phi'}{\tan\beta}\right)^{-0.226} \tag{11}$$

Despite the progress in regression-based stability equations, several limitations remain. Most formulations were calibrated using datasets in which both cohesion and friction contribute simultaneously to shear strength ($c > 0$ and $\phi > 0$), which may reduce their accuracy when applied to limiting conditions such as purely cohesive soils ($\phi = 0°$) or purely frictional soils ($c = 0$). In addition, existing equations generally neglect the influence of foundation soil thickness, implicitly assuming a fixed subsoil configuration. Variations in foundation thickness may affect not only the factor of safety but also the geometry of the critical slip surface, including the radius and position of the circle center.

Therefore, this study evaluates the performance of existing stability equations for dry homogeneous slopes, with particular emphasis on the limiting cases of purely cohesive (φ = 0º) and purely frictional (c = 0 kN/m²) soils. In addition, the influence of foundation thickness on both the factor of safety and the geometry of the critical slip surface is investigated. Based on these analyses, improved stability equations are proposed and the geometric characteristics of the governing failure mechanisms are interpreted.

2 REVIEW OF EXISTING STABILITY EQUATIONS

Recent comparative studies performed by Sampa and Schorr (2024) and Godoy (2024) evaluated the performance of the stability equations presented above against stability charts and limit equilibrium solutions obtained using the software Slope/W. The results indicated that the formulations proposed by Sampa and Schorr (2024), Huang (2018), and Chien and Tsai (2017) generally provide more accurate predictions of the factor of safety than earlier regression-based approaches.

One limitation of the formulation proposed by Chien and Tsai (2017) is the need for an iterative procedure to determine the factor of safety, since FS appears on both sides of the equation. This characteristic reduces the computational advantage typically sought in stability equations.

When compared with rigorous limit equilibrium solutions, the equations proposed by Sampa and Schorr (2024) and Huang (2018) show a high level of accuracy for slopes where both cohesion and friction contribute to shear strength ($c > 0$ and $\phi > 0$).

However, the regression procedure adopted by Sampa and Schorr (2024) was calibrated primarily using datasets in which both strength parameters were present simultaneously. As a consequence, the resulting equation was not specifically optimized for the limiting cases of purely cohesive or purely frictional soils.

This limitation becomes evident when the equation is applied to slopes composed of purely cohesive soils ($\phi = 0°$), where the predictive accuracy tends to decrease because the functional form of the regression model was not calibrated to represent this particular failure mechanism.

In contrast, when $c = 0$, both the equations of Huang (2018) and Sampa and Schorr (2024) tend to reduce to the classical expression associated with an infinite slope composed of cohesionless soil $FS = \tan\phi'/\tan\beta$.

In the formulation proposed by Sampa and Schorr (2024), this relationship is valid only for slopes with $\beta \leq 45°$. For steeper slopes, an empirical adjustment was introduced in order to improve the regression fit.

In the case of the formulation proposed by Huang (2018), the presence of $\tan \phi'$ in the denominator of the equation prevents the direct estimation of the factor of safety when $\phi = 0°$, making the equation inapplicable to purely cohesive soils.

Another important aspect is that the equations discussed above were derived assuming a fixed configuration of the soil foundation. In other words, the thickness of the underlying soil layer was not explicitly considered as a parameter in the regression models. As a consequence, the potential influence of the foundation thickness on the factor of safety and on the geometry of the critical slip surface was not systematically investigated.

In addition to affecting the magnitude of the factor of safety, variations in foundation thickness may influence the geometry of the failure mechanism, including the radius and position of the critical slip surface.

Considering these limitations, the present study aims to investigate the performance of existing stability equations in special cases involving purely cohesive soils ($\phi = 0$) and purely frictional soils ($c = 0$), evaluate the influence of foundation soil thickness on the factor of safety, and analyze the geometric characteristics of the critical slip surface, including the radius and the coordinates of the circle center.

Based on this analysis, improvements to existing stability equations for dry homogeneous slopes are proposed.

3 NUMERICAL METHODOLOGY AND DATABASE

The slope configuration analyzed in this study follows the reference model adopted by Sampa and Schorr (2024). The slope height was fixed at $H = 3.5$m, while the slope inclination angle βvaried from 10°to 85°, covering a wide range of practical slope geometries.

Three datasets of numerical simulations were generated to investigate different soil strength conditions and foundation configurations.

The first dataset considered purely frictional homogeneous slopes ($c' = 0$), with friction angles ϕ'ranging from 10°to 40°. These simulations were used to analyze the stability behavior of cohesionless slopes.

The second dataset considered purely cohesive homogeneous slopes ($\phi' = 0°$), with cohesion values c' varying from 0 to 80 kPa.

The third dataset considered general cohesive–frictional slopes in which both strength parameters were varied simultaneously ($0° \leq \phi' \leq 40°$ and $0 \leq c' \leq 80$kPa). In this dataset, six different foundation soil thicknesses (d) were analyzed, ranging from 0 to 25 m, in order to investigate the influence of the underlying soil layer on slope stability and on the geometry of the failure mechanism.

All analyses were performed under dry conditions, assuming a pore pressure ratio $r_u = 0$. The model domain was defined with sufficient dimensions to avoid any interaction between the stress field and the model boundaries.

The soil was modeled as a linear elastic–perfectly plastic material governed by the Mohr–Coulomb failure criterion. In the limit equilibrium analyses, the potential sliding mass was discretized into 30 vertical slices, and the factor of safety was computed using the Morgenstern–Price method, which satisfies both force and moment equilibrium. The critical slip surface was identified using the Entry–Exit search method, with 100 trial circles employed to locate the minimum factor of safety.

Due to space limitations, the regression plots used to derive the stability equations are not included in the following sections.

4. IMPROVED STABILITY EQUATIONS

4.1 Limiting Case: Homogeneous Frictional Slopes

For cohesionless slopes ($c' = 0$), the factor of safety depends only on the friction angle and the slope inclination. To simplify the formulation, the dimensionless parameter $M_{\phi,\beta}$ was introduced.

The factor of safety can be written as

$$FS = \mu M_{\phi,\beta} = \mu \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \tag{12}$$

where μ is a dimensionless correction factor accounting for deviations from the classical infinite-slope solution caused by the finite geometry of the slope.

The regression results indicate that for gentle slopes **($\beta \leq 40°$)**, the parameter $\mu \approx 1$, leading to $FS = M_{\phi,\beta}$, which corresponds to the classical solution for an infinite cohesionless slope. This result provides an important internal consistency check and agrees with the limiting behavior observed in the stability equations proposed by Sampa and Schorr (2024) and Huang (2018).

For steeper slopes ($\beta > 40°$), however, the regression analysis shows that the factor of safety deviates from the infinite-slope solution due to the influence of the finite slope geometry on the failure mechanism. In these cases, the correction factor μ becomes a function solely of the slope inclination, reflecting the progressive transition from shallow translational mechanisms to deeper rotational failure surfaces. The parameter μ can therefore be expressed as

$$\mu = \begin{cases} a_2 + b_2 \cos\beta + c_2(\cos\beta)^2 + d_2(\cos\beta)^3, & 40° < \beta \leq 60° \\ a_3 + b_3 \cos\beta + c_3(\cos\beta)^2 + d_3(\cos\beta)^3, & \beta > 60° \end{cases} \tag{13}$$

where the regression coefficients are a_2 = 2.002152342, b_2 = -4.758057634, c_2 = 7.613352378, d_2 = -4.059692958, a_3 =13.39301464, b_3 = -85.44227782, c_3 = 225.1972591 and d_3 = -207.6079677.

These results reflect the increasing influence of finite slope geometry on the stability of steep frictional slopes, indicating that the infinite-slope approximation may become less representative as the curvature of the critical slip surface increases.

4.2 Limiting Case: Homogeneous Cohesive Slopes

For purely cohesive slopes ($\phi' = 0°$), the factor of safety depends on the dimensionless stability number $N_s = c'/\gamma H$ and the slope inclination β.

The regression analysis reveals two distinct regimes when the quantity $FS/(N_s \tan\beta)$ is plotted as a function of $\cot\beta$, with the transition occurring near $\beta = 45°$. This behavior reflects the change in the geometry of the governing failure mechanism between shallow and deep rotational surfaces.

Based on the regression results, the factor of safety can be expressed as

$$FS = \begin{cases} \dfrac{N_{s,1} \tan\beta}{4.933886736 e^{-11.09661521 \cot\beta} + 0.6611077253 e^{-1.331 \cot\beta}} \rightarrow \beta > 45° \\ \dfrac{N_{s,1} \tan\beta}{0.4741524823 e^{-1.994883643 \cot\beta} + 0.1669134598 e^{-0.3733 \cot\beta}} \rightarrow \beta \leq 45° \end{cases} \tag{14}$$

The resulting formulation provides improved agreement with limit equilibrium solutions when compared with the equations proposed by Sampa and Schorr (2024) and Huang (2018), particularly for shallow slopes, where previous formulations tend to exhibit larger deviations.

4.3 Failure Mechanism Interpretation

The position of the critical slip surface depends on both the slope geometry and the **soil shear strength** parameters. In this study, two types of failure mechanisms were identified according to the position of the slip surface relative to the embankment layer (Fig. 1). A shallow failure mechanism (SFM) occurs when the slip surface remains confined within the embankment, whereas a deep failure mechanism (DFM) develops when the slip surface extends into the underlying foundation soil.

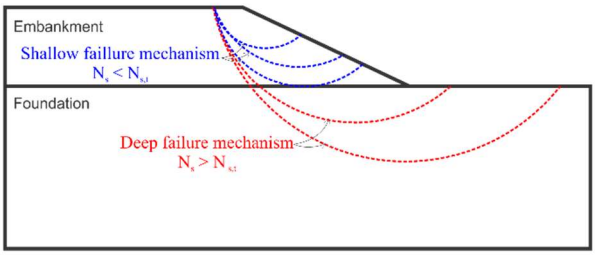


Figure 1. Representation of shallow and deep failure mechanisms in homogeneous slopes.

The analyses indicate that when the foundation thickness ratio d/H (foundation thickness divided by embankment height) exceeds approximately 0.5, the governing failure mechanism becomes essentially independent of the foundation thickness. Under these conditions, the transition between SFM and DFM is primarily controlled by the slope inclination β, the friction angle ϕ, and the stability number N_s.

Based on the regression results and the failure patterns illustrated in Figure 2, several characteristic trends were identified.

For a given friction angle, less steep slopes tend to develop deeper failure mechanisms as the stability number increases, indicating that greater cohesive resistance promotes the formation of deep rotational slip surfaces.

When $\phi = 0°$ (purely cohesive soil), the failure mechanism tends to be deep for steep slopes ($\beta > 60°$), largely independent of the value of N_s. For slopes with $\beta < 60°$, however, the governing mechanism depends on whether the stability number exceeds a transition value $N_{s,t}$ separating shallow and deep failure modes.

For soils with $\phi \geq 20°$, a similar behavior is observed, although the transition occurs at a lower slope inclination. In this case, the failure mechanism tends to be deep for $\beta > 45°$, whereas for $\beta < 45°$the type of failure mechanism depends on the relationship between $N_s$and the transition value $N_{s,t}$.

These observations suggest that the transition between shallow and deep failure mechanisms in homogeneous slopes is governed by the combined influence of slope inclination, friction angle, and stability number.

Additional analyses covering a wider range of slope inclinations and friction angles are required to derive an analytical expression for the transition stability number $N_{s,t}$. Such an expression would allow the boundary between shallow and deep failure mechanisms to be predicted directly from the governing parameters.

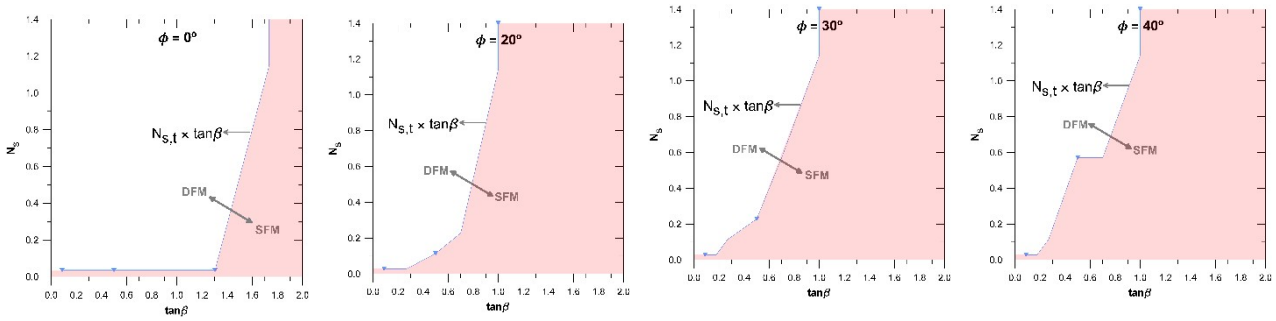


Figure 2. Classification of failure mechanisms based on the critical stability number, $N_{s,t}$.

5 GEOMETRIC CHARACTERISTICS OF CRITICAL SLIP SURFACE

In limit equilibrium analyses, the geometry of the critical circular slip surface is defined by three parameters: the radius R and the coordinates of the circle center (x_c, y_c). These parameters result from the equilibrium conditions governing the failure mechanism and therefore reflect the combined influence of slope geometry and soil shear strength.

For homogeneous slopes, the geometry of the failure surface is primarily controlled by the slope inclination β, the friction angle ϕ, and the stability number N_s.

The parametric analyses performed in this study generated a large dataset of critical slip surfaces obtained using the Morgenstern–Price method. The resulting values of R, x_c, and y_c exhibit systematic variations with these governing parameters, revealing consistent trends in the geometry of the failure mechanism.

5.1 Influence of Slope Inclination

Among the governing variables, slope inclination (β) exerts the strongest control on the geometry of the critical slip surface. For typical slope configurations, increasing β generally leads to shallower failure mechanisms, characterized by smaller radii (R), smaller horizontal coordinates x_c, and smaller vertical coordinates y_c.

This behavior reflects the increasing component of gravitational force acting parallel to the slope face, which promotes shallow rotational mechanisms. Conversely, gently inclined slopes tend to develop deeper failure surfaces that mobilize larger volumes of soil, resulting in larger values of R, x_c, and y_c.

For extremely steep slopes, the failure mechanism remains shallow and becomes largely independent of N_s and ϕ. The large values of R, x_c, and $y_c$observed in these cases arise because the circle center moves far from the slope, producing a large-radius arc that intersects the embankment near its face.

5.2 Influence of Stability Number

The influence of the stability number N_s on the geometry of the failure surface depends strongly on the friction angle.

For purely cohesive soils ($\phi = 0°$), the geometry of the critical slip surface is controlled almost entirely by the slope geometry. In this condition, variations in cohesion primarily scale the factor of safety, while the values of R, x_c, and y_c remain nearly unchanged.

When friction is present ($\phi > 0°$), the stability number begins to influence the depth of the failure mechanism. Increasing N_s modifies the balance between driving and resisting forces and may shift the position of the critical slip surface. However, the relationship is not strictly monotonic, since cohesion interacts with both slope inclination and frictional resistance in determining the optimal failure surface.

5.3 Influence of Friction Angle

The friction angle also influences the geometry of the failure mechanism, particularly when transitioning from purely cohesive to frictional soils.

Introducing friction into the soil strength generally allows the slip surface to extend deeper, since the additional shear resistance along the failure surface enables larger soil masses to remain stable. This effect is particularly pronounced when increasing ϕ from zero to moderate values.

For higher friction angles, however, the geometric response becomes more complex. The location of the critical slip surface depends on the interaction between frictional resistance, cohesion, and slope geometry, and the coordinates of the circle center may shift without producing proportional changes in the radius.

5.4 Combined Influence of Governing Parameters

The results indicate that the geometry of the critical slip surface results from the combined influence of slope inclination, friction angle, and stability number. While slope inclination primarily controls the overall depth of the failure mechanism, the parameters ϕ and N_s seem to modify the extent of the mobilized soil mass and the location of the rotation center.

These interactions explain the transition between shallow failure mechanisms (SFM) and deep failure mechanisms (DFM) identified in the numerical analyses. In dimensionless form, the geometry of the critical slip surface may therefore be expressed as

$$\frac{x_c}{H}, \frac{y_c}{H}, \frac{R}{H} = f(\beta, \phi, N_s) \tag{15}$$

indicating that the normalized position of the circle center and the radius of the slip surface depend only on the slope geometry and the dimensionless soil strength parameters.

6 CONCLUSIONS

This study investigated the geometry of critical slip surfaces in homogeneous slopes and evaluated the applicability of existing regression-based stability equations under limiting strength conditions using a numerical database generated with the Morgenstern–Price method. The main findings are below.

Slope inclination is the dominant geometric control: for $5° \leq \beta \leq 45°$, increasing β produces progressively shallower failure mechanisms characterized by smaller normalized radius R/H and smaller center coordinates $(x_c/H, y_c/H)$. For extremely steep slopes ($\beta \approx 85°$), the slip surface remains shallow while the circle center moves far from the slope, producing large-radius arcs intersecting the slope face.

The influence of the stability number depends on the friction angle: for purely cohesive soils ($\varphi = 0°$), variations in N_s mainly scale the factor of safety while the geometry of the critical slip surface remains essentially unchanged. When friction is present ($\varphi > 0°$), cohesion interacts with slope geometry and frictional resistance to modify the depth of the failure mechanism.

The friction angle governs the transition from cohesive to frictional behavior: increasing φ from zero to moderate values allows deeper slip surfaces to develop, whereas higher friction angles produce more complex geometric responses due to coupled interactions between friction, cohesion, and slope inclination.

Consistent transitions between shallow and deep failure mechanisms were identified: for $\varphi \geq 20°$, deep mechanisms occur for $\beta > 45°$, while for smaller inclinations the mechanism depends on whether N_s exceeds a transition value. For purely cohesive slopes, deep mechanisms occur for $\beta > 60°$.

A dimensionless representation captures the governing geometry: the normalized parameters R/H, x_c/H, and y_c/H can be expressed as functions of β, φ, and N_s, providing a consistent framework for describing critical slip surfaces.

Based on these findings, simplified stability equations were derived for purely frictional and purely cohesive slopes. These formulations allow direct estimation of the factor of safety without iterative slip-surface searches while preserving the governing failure mechanisms.

REFERENCES

Abramson, L.W., Lee, T.S., Sharma, S., Boyce, G.M. (2002) Slope Stability and Stabilization Methods. 2nd ed., John Wiley and Sons, Hoboken.

Bishop, A.W. (1955) The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Géotechnique, 5 (1), p. 7–17.

Chien, Y.C., Tsai, C.C. (2017) Immediate estimation of yield acceleration for shallow and deep failures in slope-stability analyses. International Journal of Geomechanics, 17 (7).

Duncan, J.M. (1996) State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. Journal of Geotechnical Engineering, 122 (7), p. 577–596.

Fredlund, D.G., Krahn, J. (1977) Comparison of slope stability methods of analysis. Canadian Geotechnical Journal, 14 (3), p. 429–439.

Huang, W. (2018) Stability of Unsaturated Soil Slopes Under Rainfall and Seismic Loading. PhD Thesis, Nanyang Technological University.

Michalowski, R.L., Nadukuru, S.S. (2013) Three-dimensional limit analysis of slopes with pore pressure. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 139 (9), p. 1604–1610.

Morgenstern, N.R., Price, V.E. (1965) The analysis of the stability of general slip surfaces. Géotechnique, 15 (1), p. 79–93.

Sah, N.K., Sheorey, P.R., Upadhyaya, L.N. (1994) Maximum likelihood estimation of slope stability. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 31 (1), p. 47–53.

Sampa, N.C., Schorr, J. (2024) A novel stability equation for the estimation of the factor of safety for homogeneous dry finite slopes. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics.

Yang, X., Yang, G., Yu, T. (2004) Comparison of strength reduction method for slope stability analysis based on Abaqus FEM and FLAC FDM. Applied Mechanics and Materials, 170–173, p. 918–922.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/88

Influência da estrutura reliquiar na resistência de solos saprolíticos: Revisão e Análise Conceitual

Vanessa de Souza Batista
Cargo, Afiliação, Cidade, País, E-mail

Matheus Natan Ferreira Alves De Sousa
Cargo, Afiliação, Cidade, País, E-mail

Olavo Francisco Dos Santos Junior
Cargo, Afiliação, Cidade, País, E-mail

RESUMO: Os solos saprolíticos constituem materiais de transição resultantes do intemperismo isovolumétrico da rocha matriz, preservando, em maior ou menor grau, a organização estrutural e a fábrica lítica original. Este estudo apresenta uma revisão e análise conceitual acerca da influência da estrutura reliquiar, incluindo foliações, xistosidades, planos de acamamento, juntas e fraturas, na resistência mecânica desses materiais. A metodologia compreendeu uma análise bibliométrica de 86 artigos científicos, seguida de revisão sistemática direcionada aos principais parâmetros geomecânicos associados à resistência e à rigidez. Os resultados evidenciam que o comportamento mecânico dos saprolitos é fortemente governado pela anisotropia estrutural herdada da rocha parental. A orientação dos planos reliquiares em relação ao estado de tensões aplicado pode provocar reduções expressivas na resistência ao cisalhamento, frequentemente superando a contribuição das ligações químicas e da cimentação residual. Conclui-se que a adequada caracterização da fábrica lítica é indispensável para a previsão de instabilidades, especialmente escorregamentos translacionais, e para o desenvolvimento de modelos geotécnicos mais representativos em regiões tropicais.

PALAVRAS-CHAVE: solos saprolíticos; estrutura reliquiar; anisotropia estrutural; resistência ao cisalhamento; intemperismo isovolumétrico.

ABSTRACT: Saprolitic soils constitute transitional geomaterials resulting from the isovolumetric weathering of the parent rock, preserving, to varying degrees, the original structural organization and lithological fabric. This study presents a conceptual review and analysis of the influence of relict structures, including foliation, schistosity, bedding planes, joints, and fractures, on the mechanical strength of these materials. The methodology comprised a bibliometric analysis of 86 scientific papers, followed by a systematic review focused on the principal geomechanical parameters associated with strength and stiffness. The results demonstrate that the mechanical behavior of saprolites is strongly governed by the structural anisotropy inherited from the parent rock. The orientation of relict planes relative to the applied stress state may lead to significant reductions in shear strength, often exceeding the contribution of chemical bonding and residual cementation. It is concluded that proper characterization of lithological fabric is essential for predicting instabilities, particularly translational landslides and for developing more representative geotechnical models in tropical regions.

KEYWORDS: Saprolitic soils; relict structure; structural anisotropy; shear strength; isovolumetric weathering.

1 INTRODUÇÃO

Em regiões tropicais úmidas, os mantos de intemperismo podem ultrapassar 50 m de espessura, sendo formados majoritariamente por solos residuais e saprolíticos (Zauyah et al., 2010; Le Pera et al., 2001). Os saprolitos (Grau V) distinguem-se dos solos residuais maduros (Grau VI) por preservarem a fábrica lítica da rocha parental, resultante de processos isoalteríticos com mínima variação volumétrica (Santos et al., 2019; Pineda et al., 2014; Wilson, 2004; Ren et al., 2017).

A manutenção de foliações, juntas e demais descontinuidades induz anisotropia física e mecânica significativa (Ogunsanwo, 1991; Pineda et al., 2014; Eppinger et al., 2021). Do ponto de vista geotécnico, essa anisotropia controla a resistência, a rigidez e a propagação de ondas, frequentemente subestimadas em análises simplificadas (Heidemann et al., 2021; Eppinger et al., 2025). As descontinuidades herdadas atuam como superfícies preferenciais de ruptura, influenciando escorregamentos translacionais e o regime de fluxo hídrico, com possível redução expressiva da resistência ao cisalhamento quando orientadas favoravelmente à ruptura (Ogunsanwo, 1991; Zauyah et al., 2010; Cerri et al., 2020; Eppinger et al., 2025).

Persistem, contudo, lacunas quanto à degradação temporal dessas estruturas e às dificuldades de obtenção de amostras indeformadas representativas, limitando sua adequada modelagem constitutiva (Rocchi & Coop, 2015; Heidemann et al., 2021; Zauyah et al., 2010). Nesse contexto, o artigo propõe sintetizar criticamente o papel da estrutura reliquiar na resistência e rigidez dos saprolitos, contribuindo para análises de estabilidade e modelagens geotécnicas em ambientes tropicais (Pineda et al., 2014; Heidemann et al., 2021).

2 Metodologia

2.1 Análise bibliométrica

A análise bibliométrica foi desenvolvida com o objetivo de identificar tendências, lacunas e direcionamentos científicos acerca da preservação de estruturas herdadas da rocha-mãe em solos saprolíticos e seus reflexos no comportamento mecânico. Para isso, foram utilizadas as bases de dados Scopus e Web of Science – Core Collection, selecionadas pela ampla cobertura e relevância nas áreas de geotecnia, geologia de engenharia e ciência dos geomateriais. A estratégia de busca foi estruturada a partir da seguinte combinação de termos: (“saprolite” OR “saprolitic soil”) AND (“relict structure” OR “fabric” OR “microstructure”). Na base Scopus, a pesquisa foi aplicada aos campos título, resumo e palavras-chave (TITLE-ABSTRACT-KEYWORDS), enquanto na Web of Science foi utilizada a busca por Topic, que contempla título, resumo e palavras-chave.

Os registros recuperados em ambas as bases foram exportados em formato compatível e posteriormente integrados em uma única base de dados, sendo as duplicidades removidas por meio da verificação de DOI. Após essa etapa de consolidação, obteve-se um corpus final composto por 86 artigos científicos revisados por pares, sem delimitação de período inicial de publicação, permitindo a análise da evolução temporal da produção científica sobre o tema.

O processamento e a análise dos dados foram realizados no software VOSviewer (versão 1.6.20). Previamente à geração dos mapas bibliométricos, foi conduzida uma etapa de padronização terminológica, com a finalidade de unificar variações ortográficas e semânticas, como “micro-structure” e “microstructure”, bem como termos correlatos como “fabric” e “soil fabric”. A análise baseou-se no método de contagem integral (Full Counting) para a construção de mapas de coocorrência de palavras-chave, redes de relacionamento e mapas de densidade, possibilitando a identificação de clusters temáticos, intensidade de conexões entre termos e principais focos de investigação na literatura. Os resultados obtidos serviram de base para a interpretação do estado da arte e para a fundamentação das discussões técnicas desenvolvidas neste estudo.

2.2 Revisão Sistemática e Extração de Parâmetros

Complementarmente à análise bibliométrica, foi realizada uma revisão sistemática com o objetivo de identificar relações entre litologia de origem, grau de intemperismo e parâmetros de resistência efetiva (c' e ϕ'), com ênfase na influência da estrutura reliquiar.

A seleção dos estudos seguiu critérios de inclusão previamente definidos; (i) apresentação de resultados provenientes de ensaios laboratoriais de caracterização mecânica, tais como ensaios triaxiais, compressão simples ou cisalhamento direto; (ii) realização de caracterização microestrutural por meio de microscopia eletrônica de varredura (MEV) ou análise petrográfica em lâminas delgadas; (iii) descrição explícita da orientação estrutural da amostra em relação aos planos reliquiares.

Estudos que não apresentavam dados quantitativos de resistência ou que não discriminavam a orientação estrutural das amostras foram excluídos da análise comparativa.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A análise bibliométrica demonstra que o estudo dos solos saprolíticos é interdisciplinar, articulando geotecnia, pedologia e geologia estrutural, e se organiza em cinco eixos: definição de saprolito/isoalterita, trama reliquiar, anisotropia geotécnica, porosidade secundária e grau de intemperismo.

O saprolito resulta do intemperismo in situ com preservação parcial da fábrica lítica da rocha matriz (Wilson, 2004; Zauyah et al., 2010; Ren et al., 2017). Quando a alteração ocorre sem variação volumétrica significativa, o material é classificado como isoalterita, mantendo feições estruturais herdadas (Wilson, 2004; Stolt & Baker, 1994; Ren et al., 2017). Essa herança, denominada trama reliquiar, inclui foliações e fraturas preservadas, distinguindo o saprolito de solos transportados e de solos altamente evoluídos, como latossolos (Zauyah et al., 2010; Pineda et al., 2014; Stolt et al., 1991; Schaefer, 2001).

A presença dessas descontinuidades confere anisotropia geotécnica, com variações significativas de resistência e rigidez conforme a orientação das tensões em relação aos planos reliquiares (Ogunsanwo, 1991; Pineda et al., 2014; Eppinger et al., 2025). Em campo, tais planos favorecem rupturas translacionais e influenciam a estabilidade de taludes (Ogunsanwo, 1991; Cerri et al., 2020; Eppinger et al., 2025).

O avanço do intemperismo gera porosidade secundária por dissolução mineral, mantendo temporariamente um esqueleto rígido, porém inserido em matriz enfraquecida, o que pode levar ao colapso estrutural sob determinadas tensões (Santos et al., 2019; Ren et al., 2017; Eppinger et al., 2025; Wilson, 2004). Classificado geralmente como Grau V de intemperismo, o saprolito apresenta comportamento intermediário entre rocha sã e solo residual maduro (Irfan & Dearman, 1978; Santos et al., 2019; Le Pera et al., 2001; Pineda et al., 2014; Rocchi & Coop, 2015).

3.1 Análise Bibliométrica

A análise bibliométrica e temporal das publicações relacionadas a solos saprolíticos com preservação de estruturas reliquiárias evidencia crescimento progressivo da produção científica, particularmente a partir da década de 2010 (Figura 1). O número reduzido de estudos nas décadas anteriores sugere que, por longo período, o comportamento geotécnico desses materiais foi abordado de maneira simplificada, frequentemente sem consideração explícita da influência da estrutura reliquiar nos parâmetros de resistência e deformabilidade. Tal cenário pode estar associado, ao menos em parte, à limitada disponibilidade de técnicas experimentais capazes de caracterizar adequadamente a microestrutura e a anisotropia desses materiais.

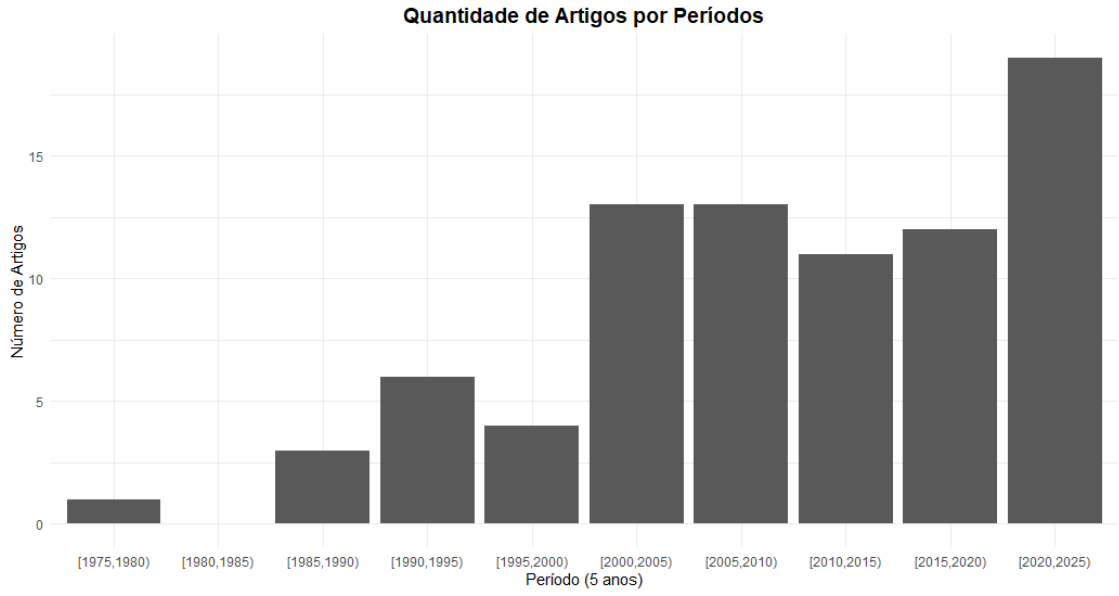


Figura 1: Distribuição temporal dos artigos.

O incremento mais recente das publicações parece refletir dois movimentos convergentes. De um lado, o reconhecimento crescente da relevância geotécnica dos saprolitos em obras de infraestrutura implantadas em regiões tropicais, onde perfis residuais espessos são predominantes. De outro, o avanço significativo das técnicas de investigação experimental e de caracterização microestrutural. O desenvolvimento e a maior acessibilidade de ensaios triaxiais com controle de sucção, análises por microscopia eletrônica de varredura e técnicas de imageamento digital de alta resolução têm permitido compreender com maior precisão a influência das estruturas reliquiárias nos mecanismos de ruptura e na resposta tensão–deformação.

Nesse contexto, a intensificação das publicações nas últimas décadas sinaliza uma transição de abordagens predominantemente descritivas, centradas na caracterização mineralógica e petrográfica, para análises mais mecanicistas e integradas, nas quais a fábrica lítica passa a ser incorporada como variável relevante na modelagem do comportamento geotécnico.

Os mapas de coocorrência gerados no VOSviewer evidenciaram a formação de clusters temáticos bem definidos (Figura 2). Um primeiro agrupamento concentrou termos associados à caracterização microestrutural e mineralógica, como “microstructure”, “fabric”, “weathering” e “mineralogy”, refletindo forte enfoque em análises petrográficas, microscopia eletrônica e descrição da organização interna do material. Um segundo cluster reuniu termos diretamente relacionados às propriedades geotécnicas, incluindo “shear strength”, “anisotropy”, “compressibility” e “deformation”, indicando estudos voltados à avaliação do comportamento mecânico e da resposta tensão–deformação. Um terceiro agrupamento esteve vinculado à evolução do perfil residual e aos processos de intemperismo, com destaque para “weathered rock”, “saprolite profile” e “degree of weathering”.

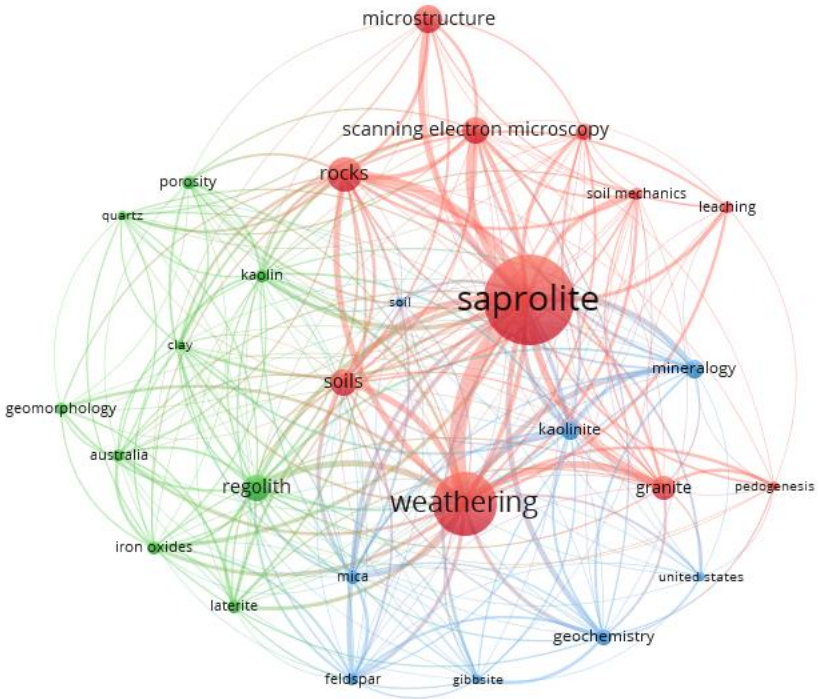


Figura 2: Mapa de densidade de palavras-chave nos estudos de solos saprolíticos e estruturas reliquiárias

Os mapas de rede indicam conexões entre os domínios microestrutural e mecânico, porém com menor intensidade do que as interações internas a cada cluster, evidenciando que a integração entre estrutura reliquiar e parâmetros geomecânicos ainda não constitui o foco central da maioria dos estudos. Predomina, portanto, uma abordagem compartimentalizada entre caracterização estrutural e avaliação mecânica. Observa-se concentração da produção científica em países tropicais, como Austrália, Indonésia, Brasil e China, e uma evolução temporal do enfoque estritamente mineralógico para análises que incorporam anisotropia estrutural e implicações hidromecânicas.

De modo geral, a literatura enfatiza a caracterização microestrutural e mineralógica, enquanto a correlação quantitativa entre fábrica reliquiar e comportamento mecânico permanece parcialmente fragmentada (Wilson, 2004; Zauyah et al., 2010; Rocchi & Coop, 2015; Ansari et al., 2021). A

separação entre microestrutura e propriedades mecânicas revela a carência de abordagens sistemáticas que relacionem parâmetros estruturais mensuráveis à resposta tensão–deformação, apesar de evidências de que a anisotropia controla resistência, condutividade hidráulica e planos preferenciais de ruptura (Ansari et al., 2021; Elkamhawy et al., 2020; Raj, 2020; Ogunsanwo, 1991).

Além disso, foliações e descontinuidades herdadas atuam como superfícies potenciais de fraqueza e influenciam tanto a resistência ao cisalhamento quanto o comportamento hidromecânico, sendo que processos de lixiviação e reorganização mineral aumentam a porosidade e modificam a resposta mecânica (Raj, 2020; Ren et al., 2017; Eppinger et al., 2025; Zhang et al., 2025).

Assim, as lacunas identificadas apontam para a necessidade de investigações integradas que correlacionem parâmetros micromorfométricos, preservação estrutural e propriedades mecânicas, contribuindo para modelos constitutivos mais representativos do comportamento de saprolitos, especialmente em análises de estabilidade de encostas e resposta a ciclos de umedecimento e secagem (Ansari et al., 2021; Zhang et al., 2025; Zauyah et al., 2010; Pineda et al., 2014).

3.2 Revisão Sistemática

3.2.1 Síntese Comparativa dos Parâmetros Geomecânicos Reportados na Literatura

A compilação dos estudos evidencia ampla variabilidade nos parâmetros de resistência de solos saprolíticos, em função da litologia de origem, grau de intemperismo, condição estrutural e método de ensaio (Pineda et al., 2014; Rocchi & Coop, 2015; Zhang et al., 2014; Zhao et al., 2005). O ângulo de atrito efetivo (ϕ') varia aproximadamente entre 13,6° e 37,5°, enquanto a coesão efetiva (c') pode assumir valores desde próximos a zero até superiores a 100 kPa, conforme o contexto geológico e o estado de alteração (Zhang et al., 2014; Rocchi & Coop, 2015).

Em saprolitos graníticos e granodioríticos, observam-se valores de ϕ' entre 26,4° e 36,0° e coesão entre 8,7 e 48 kPa, com redução da resistência friccional em materiais próximos a falhas, devido ao aumento da porosidade e da alteração (Pineda et al., 2014; Pineda-Jaimes, 2011; Heidemann et al., 2021; Bressani et al., 2021). Em materiais basálticos, a variabilidade também é expressiva, com ϕ' entre 13,6° e 31,1° e coesão podendo superar 100 kPa, evidenciando a influência das condições de drenagem e do tipo de ensaio (Zhang et al., 2014; Yang et al., 2017; Xu et al., 2017).

A influência da anisotropia estrutural é particularmente marcante em saprolitos derivados de micaxistos, nos quais a resistência à compressão simples varia de 176 a 441 kPa conforme a orientação da carga em relação aos planos de foliação, podendo superar 60% de diferença (Ogunsanwo, 1991; Pininska, 1977; Donath, 1961). Resultados sob a ótica do estado crítico indicam valores de M entre 1,28 e 1,53 ($\phi \approx 32°–37,5°$), demonstrando que a estrutura remanescente pode sustentar resistência friccional significativa mesmo sob elevado grau de intemperismo (Rocchi & Coop, 2015; Todisco et al., 2015; Coop et al., 2015).

Embora parte da literatura priorize caracterizações mineralógicas e geoquímicas, os estudos com parâmetros mecânicos confirmam que não há valores universais representativos de ϕ' ou c' para saprolitos (Santos et al., 2019; Adamou et al., 2021; Heidemann et al., 2021; Pineda et al., 2014). A resistência resulta da interação entre alteração química, preservação estrutural e contexto tectônico (Heidemann et al., 2021; Pineda et al., 2014; Eppinger et al., 2025).

De modo geral, as variações de resistência, rigidez e permeabilidade decorrem principalmente da preservação e orientação da estrutura reliquiar. A anisotropia influencia não apenas a resistência ao cisalhamento e à compressão, mas também propriedades elásticas, sísmicas e hidráulicas, com condutividade saturada até uma ordem de grandeza maior na direção paralela às descontinuidades herdadas (Ogunsanwo, 1991; Eppinger et al., 2021; Raj, 2020; Angerer et al., 2011; Eppinger et al., 2025; Zauyah et al., 2010; Cerri et al., 2020).

Em síntese, a revisão sistemática confirma que a estrutura reliquiar constitui variável dominante no controle do comportamento geomecânico e hidromecânico dos solos saprolíticos, tornando inadequada a adoção de parâmetros médios isotrópicos em análises e projetos geotécnicos (Pineda et al., 2014; Rocchi & Coop, 2015; Eppinger et al., 2025; Ogunsanwo, 1991; Heidemann et al., 2021).

3.2.2 Influência das estruturas reliquiares no comportamento mecânico

As investigações sobre solos saprolíticos utilizam abordagem integrada, combinando ensaios laboratoriais e métodos geofísicos in situ para caracterizar a influência da estrutura reliquiar no comportamento mecânico. Em laboratório, destacam-se ensaios dinâmicos, triaxiais e edométricos em amostras indeformadas e remoldadas, além de técnicas microestruturais que identificam esqueleto mineral, porosidade e ligações internas responsáveis pela resistência aparente. Em campo, métodos geofísicos, especialmente medições de anisotropia sísmica, permitem mapear a orientação estrutural e sua relação com a rigidez do maciço. Apesar dos avanços, ainda são limitadas as correlações diretas entre parâmetros microestruturais mensuráveis e propriedades mecânicas efetivas, indicando necessidade de estudos mais integrados.

3.2.3 Influência das estruturas reliquiares no comportamento mecânico

A revisão sistemática confirma que a estrutura reliquiar é o principal fator controlador do comportamento tensão–deformação dos solos saprolíticos, frequentemente mais relevante que a cimentação química secundária (Elkamhawy et al., 2020). A preservação de foliações, xistosidades e outras descontinuidades herdadas impõe anisotropia mecânica significativa, com variações direcionais de resistência, rigidez e velocidade de ondas (Ogunsanwo, 1991; Eppinger et al., 2021).

Diferentemente dos solos residuais maduros, a rigidez do saprolito está associada à organização da fábrica lítica parcialmente preservada, composta por minerais primários interligados por pontes de argila e contatos estruturais herdados, resultando em comportamento intermediário entre rocha fraturada e solo estruturado (Pineda et al., 2014).

Sob carregamento, pode ocorrer dilatância em baixas tensões de confinamento, mas a resistência reduz-se quando a orientação dos planos reliquiares favorece o cisalhamento, formando superfícies preferenciais de ruptura e explicando a suscetibilidade a escorregamentos translacionais (Elkamhawy et al., 2020; Pineda et al., 2014; Ogunsanwo, 1991; Zauyah et al., 2010; Cerri et al., 2020).

Assim, o comportamento mecânico do saprolito resulta da interação entre grau de alteração química e arquitetura estrutural preservada, sendo esta determinante para anisotropia, modos de ruptura e deformabilidade.

3.2.4 Divergências e limitações metodológicas

Persistem limitações metodológicas na investigação de solos saprolíticos, especialmente quanto à obtenção de amostras indeformadas em grandes profundidades (20–50 m), preservando a estrutura reliquiar, que é frágil e facilmente perturbada durante a extração (Zauyah et al., 2010; Stolt & Baker, 1994). Amostradores do tipo Mazier podem induzir perturbações significativas, enquanto a amostragem em blocos, embora mais adequada, é operacionalmente complexa e onerosa (Rocchi & Coop, 2015).

Há também divergências quanto à evolução do módulo de cisalhamento máximo (Gmax) com o intemperismo: alguns estudos indicam aumento da rigidez inicial por cimentação secundária, enquanto outros apontam redução devido à degradação estrutural e aumento da porosidade, sugerindo comportamento não linear controlado pelo balanço entre cimentação e desestruturação (Pineda et al., 2014; Pineda-Jaimes, 2008).

Além disso, a elevada heterogeneidade vertical e lateral dos saprolitos dificulta a extrapolação de parâmetros médios para projetos, reforçando a necessidade de investigações mais densas e abordagens probabilísticas na modelagem geotécnica (Heidemann et al., 2021; Pineda et al., 2014).

3.2.5 Lacunas e direções futuras

A revisão aponta como prioridade o desenvolvimento de um sistema de classificação unificado que integre abordagens pedológicas, geológicas e geotécnicas, visando padronização terminológica para materiais saprolíticos (Stolt & Baker, 1994; Juilleret et al., 2016).

Entre as lacunas identificadas, destacam-se a necessidade de investigar a possível ocorrência de coeficientes de Poisson negativos associados a microfissuras estruturais, com implicações para a modelagem

constitutiva (Eppinger et al., 2025; Trichandi et al., 2022), e o estudo dos efeitos cumulativos de ciclos de umedecimento e secagem na degradação da resistência e no aumento da permeabilidade (Zhang et al., 2025).

Também se observa potencial na integração entre anisotropia sísmica e de permeabilidade para compreender a influência da reorganização estrutural na estabilidade de encostas sob chuvas intensas (Eppinger et al., 2025; Harman & Cosans, 2019). Por fim, há predominância de estudos em saprolitos derivados de rochas ígneas e metamórficas, sendo necessária maior investigação em materiais de origem sedimentar para ampliar a compreensão comparativa dos mecanismos de controle estrutural (Eppinger et al., 2025; Hudson Rasmussen et al., 2023).

5 Conclusão

A revisão sistemática e a análise conceitual confirmam que a estrutura reliquiar é o principal fator de controle da resistência e do comportamento mecânico dos solos saprolíticos (Elkamhawy et al., 2020; Pineda et al., 2014). Mesmo em materiais Grau V, a preservação parcial da fábrica lítica mantém um arcabouço estrutural capaz de governar a resposta tensão–deformação, frequentemente superando os efeitos da cimentação secundária.

Foliações, juntas e xistosidades herdadas impõem anisotropia marcante, tornando inadequada a consideração de parâmetros como resistência ao cisalhamento, rigidez e condutividade hidráulica como isotrópicos (Ogunsanwo, 1991; Pineda et al., 2014; Eppinger et al., 2025). A orientação dessas estruturas em relação ao estado de tensões controla a mobilização de resistência e o modo de ruptura, influenciando diretamente a estabilidade de taludes (Ogunsanwo, 1991; Cerri et al., 2020; Eppinger et al., 2025).

Diferentemente dos solos residuais maduros (Grau VI), os saprolitos preservam organização mineral e contatos estruturais herdados, resultando em comportamento mecânico híbrido entre rocha alterada e solo estruturado (Pineda et al., 2014; Santos et al., 2019). A heterogeneidade e a fragilidade da fábrica reliquiar exigem cuidados na amostragem e ensaio, bem como integração entre dados geológicos, geofísicos e geotécnicos para obtenção de parâmetros representativos (Heidemann et al., 2021; Rocchi & Coop, 2015; Eppinger et al., 2025).

Em síntese, a incorporação explícita da estrutura reliquiar nas investigações e modelagens é indispensável para previsões mais realistas e projetos geotécnicos mais seguros em ambientes tropicais e subtropicais (Pineda et al., 2014; Zauyah et al., 2010).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANGERER, T.; GREILING, R. O.; AVIGAD, D. Fabric development in a weathering profile at a basement-cover interface, the sub-Cambrian peneplain, Israel: Implications for decollement tectonics. *Journal of Structural Geology*, 2011. DOI: https://doi.org/10.1016/j.jsg.2011.03.010

ANSARI, T. A.; KAINTHOLA, A.; SINGH, K. H.; SINGH, T. N.; SAZID, M. Geotechnical and micro-structural characteristics of phyllite derived soil; implications for slope stability, Lesser Himalaya, Uttarakhand, India. *Catena*, 2021. DOI: https://doi.org/10.1016/j.catena.2020.104906.

CERRI, R. I.; ROSOLEN, V.; REIS, F. A. G. V.; PEREIRA FILHO, A. J.; VEMADO, F.; GIORDANO, L. do C.; GABELINI, B. M. The assessment of soil chemical, physical, and structural properties as landslide predisposing factors in the Serra do Mar mountain range (Caraguatatuba, Brazil). *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 2020. DOI: https://doi.org/10.1007/s10064-020-01791-1.

ELKAMHAWY, E.; ZHOU, B.; WANG, H. Experimental investigation of both the disturbed and undisturbed granitic saprolite soil. *Environmental Earth Sciences*, 2020. DOI: https://doi.org/10.1007/s12665-020-09026-y.

EPPINGER, B. J.; HAYES, J. L.; CARR, B. J.; MOON, S.; COSANS, C. L.; HOLBROOK, W. S.; HARMAN, C. J.; PLANTE, Z. T. Quantifying Depth-Dependent Seismic Anisotropy in the Critical Zone Enhanced by Weathering of a Piedmont Schist. *Journal of Geophysical Research-Earth Surface*, 2021. DOI: https://doi.org/10.1029/2021JF006289.

EPPINGER, B. J.; HOLBROOK, W. S.; FLINCHUM, B. A.; GRANA, D.; RICHTER, D. D. B.; HAYES, J. L.; RIEBE, C. S.; HARMAN, C. J.; CARR, B. J. On the role of inherited rock fabric in critical zone porosity development: Insights from seismic anisotropy measurements using surface waves. *Earth Surface Processes and Landforms*, 2025. DOI: https://doi.org/10.1002/esp.70132.

HEIDEMANN, M.; BRESSANI, L. A.; FLORES, J. A. Influência de falhas na alteração, mineralogia e comportamento geotécnico de solos residuais graníticos. *Boletim de Geologia de Engenharia e Meio Ambiente (Bulletin of Engineering Geology and the Environment)*, 2021. DOI: https://doi.org/10.1007/s10064-021-02351-x.

LE PERA, E.; CRITELLI, S.; SORRISO-VALVO, M. Weathering of gneiss in Calabria, southern Italy. *Catena*, 2001. DOI: https://doi.org/10.1016/S0341-8162(00)00117-X.

OGUNSANWO, O. Influence of schistosity on the strength and wave velocity characteristics of a mica schist saprolite. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, 1991. DOI: https://doi.org/10.1007/BF02590173.

PINEDA, J. A.; COLMENARES, J. E.; HOYOS, L. R. Effect of fabric and weathering intensity on dynamic properties of residual and saprolitic soils via resonant column testing. *Geotechnical Testing Journal*, 2014. DOI: https://doi.org/10.1520/GTJ20120132.

RAJ, J. K. Saturated hydraulic conductivity (Ks) of earth materials in the weathering profile over quartz-mica schists of the Seremban area Negeri Sembilan. *Bulletin of the Geological Society of Malaysia*, 2020. DOI: https://doi.org/10.7186/bgsm69202001.

REN, Z.; ZHANG, L.; XU, Z.; ZHANG, J.; CHEN, J. Study of physico-mechanical properties of Emeishan basalt saprolites in Yunnan, China. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 2017. DOI: https://doi.org/10.1007/s10064-016-0959-2.

ROCCHI, I.; COOP, M. R. The effects of weathering on the physical and mechanical properties of a granitic saprolite. *Geotechnique*, 2015. DOI: https://doi.org/10.1680/geot.14.P.177.

SANTOS, J. C. B.; LE PERA, E.; OLIVEIRA, C. S. de; SOUZA JUNIOR, V. S.; PEDRON, F. de A.; CORRÊA, M. M.; AZEVEDO, A. C. de. Impact of weathering on REE distribution in soil-saprolite profiles developed on orthogneisses in Borborema Province, NE Brazil. *Geoderma*, 2019. DOI: https://doi.org/10.1016/j.geoderma.2019.03.040.

SCHAEFER, C. E. G. R. Brazilian latosols and their B horizon microstructure as long-term biotic constructs. *Australian Journal of Soil Research*, 2001. DOI: https://doi.org/10.1071/SR00093.

STOLT, M. H.; BAKER, J. C.; SIMPSON, T. W. Micromorphology of the soil-saprolite transition zone in Hapludults of Virginia. *Soil Science Society of America Journal*, 1991. DOI: https://doi.org/10.2136/sssaj1991.03615995005500040029x.

STOLT, M. H.; BAKER, J. C. Strategies for studying saprolite and saprolite genesis. In: *Whole Regolith Pedology*, 2015. DOI: https://doi.org/10.2136/sssaspecpub34.c1.

WILSON, M. J. Weathering of the primary rock-forming minerals: Processes, products and rates. *Clay Minerals*, 2004. DOI: https://doi.org/10.1180/0009855043930133.

YANG, J.; XU, Z.; ZHANG, R.; CHEN, J.; REN, Z.; LUO, R.; ZHANG, X. Formation and evolution of Emeishan basalt saprolite in vadose zones of Touzhai landslide source rockmass. *Journal of Mountain Science*, 2017. DOI: https://doi.org/10.1007/s11629-016-4169-y.

ZAUYAH, S.; SCHAEFER, C. E. G. R.; SIMAS, F. N. B. Saprolites. In: *Interpretation of Micromorphological Features of Soils and Regoliths*, 2010. DOI: https://doi.org/10.1016/B978-0-444-53156-8.00004-0.

ZHANG, X.; LIU, X.; WEI, G.; GAO, H.; LIANG, Z. Hydro-mechanical degradation of granitic saprolites due to capillary imbibition: Laboratory observations and implications for slope failure. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2025. DOI: https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2024.09.053.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/89

Influência da variação da coesão e do ângulo de atrito interno em um muro de solo reforçado com geogrelhas

Júlia dos Santos Oliva - Discente do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, UNESP/FEB, Bauru, Brasil, julia.oliva@unesp.br

Mariana Ferreira Benessiuti Motta - Professora Assistente Doutora, UNESP/FEG, Guaratinguetá, Brasil, mariana.motta@unesp.br

Gabriel Orquizas Mattielo Pedroso - Professor Assistente Doutor, UNESP/FEG, Guaratinguetá, Brasil, gabriel.pedroso@unesp.br

Camyla M Magalhães De Oliveira Cadavez, Coordenadora Técnica, Geo Soluções, São Paulo, Brasil, camyla.oliveira@geosoluçoes.com

Leandro Noronha Ferreira, Engenheiro Civil Trainee, Geo Soluções, São Paulo, Brasil, leandro.noronha@geosolucoes.com

RESUMO: A estabilidade de taludes é um aspecto essencial da engenharia geotécnica, uma vez que rupturas podem ocasionar danos estruturais e impactos ambientais. Este trabalho avaliou a influência do ângulo de atrito interno e da coesão na estabilidade de um talude reforçado com geogrelhas, considerando variações desses parâmetros no aterro compactado e no solo de fundação. O estudo foi desenvolvido em um talude localizado na Faculdade de Engenharia e Ciências de Guaratinguetá (FEG – UNESP), a partir de dados topográficos e de sondagens SPT. As análises de estabilidade global e as verificações internas e externas da estrutura de contenção foram realizadas em ambiente computacional, conforme os critérios da ABNT NBR 16920-1 (2021). Os resultados indicaram um fator de segurança inferior ao mínimo normativo para o talude natural, evidenciando a necessidade de intervenção. As análises de sensibilidade demonstraram elevada influência dos parâmetros de resistência, especialmente do ângulo de atrito interno. Conclui-se que o uso de solo reforçado com geogrelhas constitui uma solução eficiente e tecnicamente segura, desde que associada à adequada caracterização geotécnica e ao controle de compactação.

PALAVRAS-CHAVE: Solo reforçado; Geogrelhas; Contenção.

ABSTRACT: Slope stability is a fundamental aspect of geotechnical engineering, as failures can cause structural damage and significant environmental impacts. This study evaluated the influence of the internal friction angle and cohesion on the stability of a geogrid-reinforced slope. Variations in these parameters were considered for both the compacted backfill and the foundation soil. The study was conducted on a slope located at the College of Engineering and Sciences of Guaratinguetá (FEG–UNESP), using topographic survey data and Standard Penetration Test (SPT) results. Global stability analyses, as well as internal and external stability verifications of the reinforced soil structure, were performed using computational tools in accordance with the requirements of ABNT NBR 16920-1 (2021). The results indicated that the natural slope presented a factor of safety below the minimum value required by the standard, demonstrating the need for stabilization measures. The sensitivity analyses showed that soil strength parameters significantly affect slope stability, with the internal friction angle having the greatest influence. The study concludes that geogrid-reinforced soil is an effective and technically reliable stabilization solution, provided that adequate geotechnical characterization and compaction control are ensured.

KEYWORDS: Reinforced soil; Geogrids; Retining structures.

1 INTRODUÇÃO

A estabilidade de taludes é um dos fatores principais no âmbito da segurança de obras civis, especialmente em áreas urbanizadas. De maneira geral, todo talude exposto ao intemperismo pode apresentar instabilidade e requer intervenção específica e tecnicamente fundamentada (Gerscovich, 2016). Os geossintéticos começaram a ser amplamente aplicados na engenharia a partir da década de 1950, sendo incorporados no Brasil apenas na década de 1970 (Filho, 2017; Morais, 2021).

As geogrelhas, por sua vez, possuem aplicação principal de reforço do solo. Compostas por uma malha regular de polímeros, estas são aplicadas de modo a aumentar a resistência à tração do maciço, permitindo a interação do material com o solo a partir de suas aberturas, que promovem confinamento lateral e mobilização das tensões (Vertematti, 2015).

De acordo com Morais (2021) o uso das geogrelhas tem se mostrado eficaz na melhoria do desempenho estrutural de taludes instáveis. Estas proporcionam soluções mais leves e ambientalmente sustentáveis quando comparadas a métodos tradicionais. Ainda, Morais (2021) ressalta que a eficácia dessas soluções está condicionada à compreensão de fatores que influenciam a estabilidade do maciço, tais como as características geotécnicas do solo, presença de nível d'água, inclinação do talude, cargas aplicadas ou intervenções construtivas que podem contribuir para processos de instabilização.

Nesse sentido, torna-se imprescindível a interpretação dos casos específicos e a utilização de ferramentas de análise de estabilidade capazes de considerar todas as variáveis de forma integrada. O emprego de ferramentas computacionais tem se consolidado como um importante recurso para a previsão do comportamento de taludes e dimensionamento de reforços (Dos Santos, 2020).

A confiabilidade das análises está intrinsecamente ligada aos parâmetros geotécnicos adotados. Falcão (2019) realizou uma pesquisa acerca da eficiência das contenções reforçadas à frente de carregamentos variáveis e mudanças nos parâmetros do solo, demonstrando a sensibilidade do fator de segurança às alterações dos parâmetros geotécnicos e das condições de carregamento.

No Brasil, os parâmetros geotécnicos são frequentemente obtidos por meio de correlações empíricas baseadas em ensaios SPT, o que implica em incertezas na caracterização do solo, que podem impactar em dimensionamento inadequados de estruturas geotécnicas (Sodré, 2018).

Ainda, a estabilidade de estruturas em solo reforçado está diretamente associada ao controle de compactação do maciço, uma vez que variações desse processo influenciam a resistência ao cisalhamento e a deformabilidade do solo, afetando o desempenho global da estrutura (Abu-Farsakh *et al.,* 2003; Joppert, 2007). A norma ABNT NBR 16920-1 (2021) ressalta que a eficiência da interação solo-geossintético é essencial para garantir que as forças de tração nos reforços sejam transferidas ao maciço de forma segura, assegurando o comportamento integrado do sistema.

Diante do exposto, o objetivo deste trabalho é avaliar a influência das variações da coesão e o ângulo de atrito interno na estabilidade de um talude natural de uma contenção em solo reforçado com geogrelhas. Para isso, analisa-se a sensibilidade do fator de segurança frente às alterações dos parâmetros geotécnicos do solo de função e de aterro. Com base nos resultados obtidos propõe-se uma solução de contenção em solo reforçado com faceamento em placas modulares de concreto, em conformidade com os requisitos da ABNT NBR 16920-1 (2021).

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para melhor compreensão dos métodos abordados, desenvolveu-se o esquema na Figura 1, que demonstra as etapas e sequências para o desenvolvimento da pesquisa.

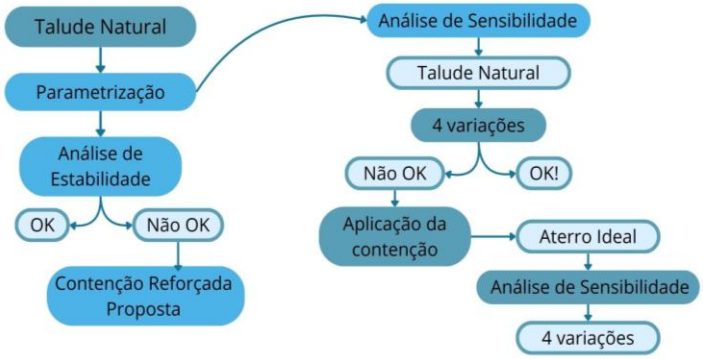


Figura 1: Esquema do fluxo de metodologia da pesquisa.

Inicialmente, adotou-se a condição natural do talude como objetivo de estudo.A geometria foi definida a partir de levantamento topográfico enquanto a caracterização geotécnica foi realizada com base em dados de sondagem à percussão (SPT). Os parâmetros de peso específico, coesão e ângulo de atrito interno foram estimados por meio das correlações empíricas propostas por Joppert (2007).

Na sequência, foi realizada a análise de estabilidade global do talude natural, utilizando como critério de aceitação o fator de segurança mínimo igual a 1,50, conforme a ABNT NBR 11682 (2009). Nos casos em que o talude apresentou condição de instabilidade (FS < 1,50), foi proposta uma solução de contenção em solo reforçado com geogrelhas.

Posteriormente, realizou-se uma análise de sensibilidade dos parâmetros de resistência do solo, avaliando a influência das variações da coesão e do angulo de atrito interno no fator de segurança do talude. Para os cenários considerados instáveis, a mesma análise foi aplicada à estrutura reforçada, permitindo avaliar a eficiência da solução proposta frente às incertezas associadas à caracterização geotécnica e às condições de compactação do aterro.

A pesquisa, portanto, busca analisar o impacto das variações dos parâmetros resistentes do solo na segurança do talude e verificar a eficácia da contenção adotada frente às incertezas inerentes à caracterização geotécnica.

2.1 Caracterização do local de estudo

O estudo foi desenvolvido com base na caracterização geotécnica de um talude localizado no campus da Faculdade de Engenharia e Ciência de Guaratinguetá (FEG - UNESP), o talude foi formado a partir da escavação do terreno para construção de uma edificação.

Os parâmetros de resistência foram obtidos com base nos resultados de sondagem à percussão (SPT) e estimados a partir das correlações empíricas desenvolvidas por Joppert (2007). A Tabela 1 demonstra os parâmetros que foram estimados.

Tabela 1: Parametrização da sondagem por Joppert (2007).

Muro	Sondagem	Cota	Solo	Espessura	γ[kN/m³]	φ [º]	c [kPa]	NA
1	SP-03	556,581	Argila <5	0-2,97	16	23	15	10,62
			Argila <10	2,97-4,63	17	25	30	
			Argila >10	4,63-6,87	18	25	30	
			Areia	6,87-7,88	19	32	0	
			Areia Argilosa >5	7,88-9	18	28	5	
			Areia Argilosa <5	9-14,95	18	25	0	
			Argila Arenosa	14,95-17,53	19	20	50,0	
			Argila Arenosa >19	17,53-20,45	20	25	65,0	

Em conformidade com a ABNT NBR 1620-1 (2021), as condições de compactação do aterro reforçado influenciam diretamente o desempenho estrutural das obras de contenção. Dessa forma, com o objetivo de

avaliar o comportamento do aterro compactado atuante sobre o muro reforçado, foram analisados cenários representativos de condições ideais e não ideais de compactação.

No cenário de compactação ideal, adotaram-se os parâmetros geotécnicos apresentados na Tabela 2, os quais representam condições adequadas de execução do aterro.

Tabela 2: Parâmetros das condições de compactação ideais.

γ[kN/m³]	φ [°]	c [kPa]
18	27	15

A variação dos parâmetros geotécnicos foi adotada com o objetivo de representar as incertezas inerentes à estimativa da resistência do solo obtida por correlações empíricas a partir de ensaios de SPT. Como valores de coesão e ângulo de atrito podem apresentar dispersão em função da heterogeneidade natural do maciço e das limitações dos métodos indiretos de obtenção desses parâmetros, realizou-se uma análise de sensibilidade baseada no Método de Redução de Resistência (Strength Reduction Method – SRM), no qual um dos parâmetros é mantido constante enquanto o outro é progressivamente reduzido, conforme a abordagem proposta por Zienkiewicz e Chang (1975). As Equações 1 e 2 apresentam a formulação adotada para a aplicação do método.

$$C'_r = C' \pm \frac{C\prime}{FS} \quad (1)$$

$$tan\varphi'_r = tan\varphi' \pm \frac{tan\varphi'}{FS} \quad (2)$$

Onde:

C'_r: Coesão efetiva reduzida do solo (Kpa);
C': Coesão efetiva do solo (Kpa);
φ'_r: Ângulo de atrito interno efetivo reduzido do solo (°);
φ': Ângulo de atrito interno efetivo do solo (°);
FS: fator de segurança (adotado o mínimo de 1,50 para todos os casos).

2.2 Muros de contenção

Consoante com a norma ABNT NBR 11682 (2009) o fator de segurança global considerado para o talude natural foi de 1,50. Por sua vez, para a proposição a contenção reforçada, foi utilizada todas as verificações exigidas pela norma ABNT NBR 16920-1 (2021). A solução em solo reforçado com geogrelhas foi selecionada por apresentar elevada aplicabilidade em obras de estabilização de taludes, além de proporcionar flexibilidade estrutural, facilidade executiva e menor impacto ambiental.

Para a contenção proposta foi utilizada uma solução de placas modulares de concreto com contraforte, o sistema atua como um muro segmentado, em que a interação entre o solo e os elementos constituintes (placa de concreto, contraforte e geogrelhas) são responsáveis pela estabilidade da estrutura. O sistema permite espaçamentos verticais de reforço de 40cm. A Figura 2 apresenta as medidas padrão de cada peça do painel, bem como o contraforte.

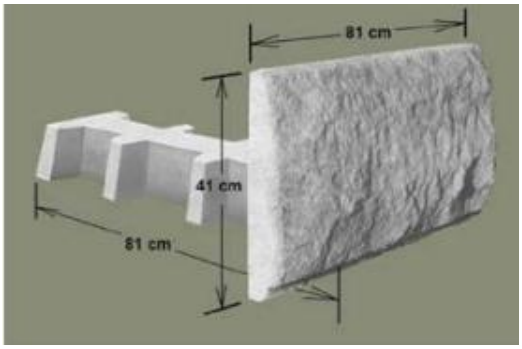


Figura 2: Peça de fechamento da contenção.

Assim, a estrutura reforçada foi proposta contendo 17 camadas de reforço e peças de face, na seção crítica. Além disso, são propostas geogrelhas com resistência de 50 kN/m ao longo da seção e 2 geogrelhas de 100 kN/m no pé da estrutura.

2.3 Ferramentas computacionais

As análises de estabilidade do talude natural e da estrutura de contenção foram realizadas por meio de dois softwares, selecionados de acordo com o tipo de verificação. A estabilidade global foi avaliada utilizando o software Slide (Rocscience), com base no método do equilíbrio limite, considerando diferentes superfícies de ruptura, condições de carregamento e reforços.

As verificações de estabilidade interna e externa do maciço reforçado foram realizadas com o plugin GeoQore (GeoSoluções), integrado AutoCAD (AutoDesk), permitindo a análise de estabilidade quanto a deslizamento, tombamento, capacidade de carga, arrancamento e ruptura dos reforços, conforme exige a ABNT NBR 16920-1 (2021).

Dessa forma, foi possível avaliar a estabilidade do talude natural e o desempenho da contenção em solo reforçado. As análises de sensibilidade permitiram investigar a influência das incertezas geotécnicas no comportamento das estruturas.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Talude Natural

O fator de segurança do terreno natural, com os parâmetros de solo obtidos diretamente na sondagem está demonstrado pela Figura 3.

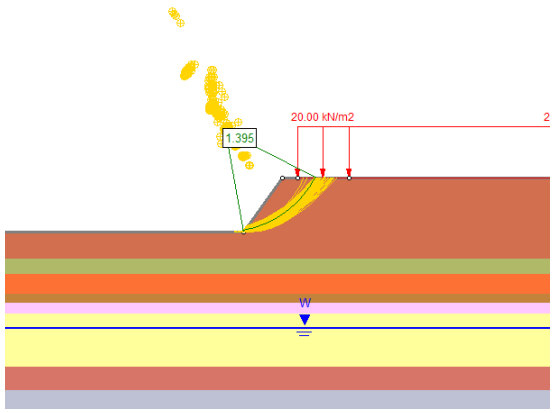


Figura 3: Fator de segurança global do terreno natural.

Observa-se que este não está em conformidade com a norma ABNT NBR 11682 (2009), uma vez que FS<1,50. Fica explicita a necessidade de uma intervenção para a adequação do maciço.

3.1.1 Estrutura proposta

Consoante com a instabilidade do talude demonstrada pela Figura 3, nota-se a necessidade da aplicação de uma estrutura no local. Verifica-se pela Figura 4, que a estabilidade global da estrutura está nos requisitos da norma.

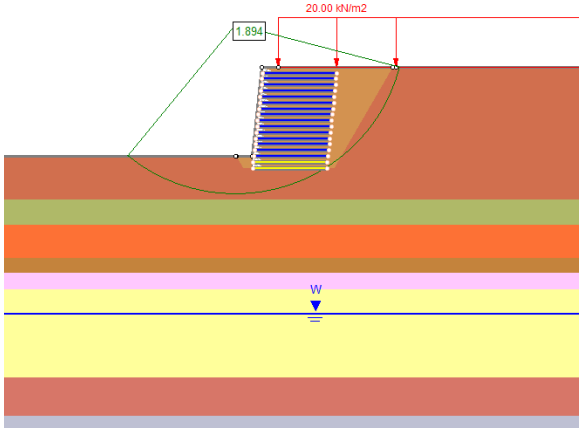


Figura 4: Estabilidade global da contenção proposta.

Ainda, a Tabela 3 demonstra que todos os resultados obtidos estão em conformidade com a norma ABNT NBR 16920-1 (2021).

Tabela 3: Resultados obtidos na estrutura reforçada proposta.

Verificação	FS exigido pela norma	FS obtido	Situação
Deslizamento	1,5	5,88	Ok
Tensão admissível no solo de fundação	2	5,08	Ok
Tombamento	2	12,39	Ok
Arrancamento do reforço	1,5	10,98	Ok
Rasgamento do reforço	1,5	1,5	Ok
Global	1,5	1,894	Ok

3.2 Análise de sensibilidade dos parâmetros de fundação

A análise de sensibilidade dos parâmetros de fundação do terreno natural demonstrou instabilidades associadas tanto à redução do ângulo de atrito interno, quanto à redução da coesão. As Figuras Figura *5* e 7 demonstram os resultados obtidos pelo software, respectivamente.

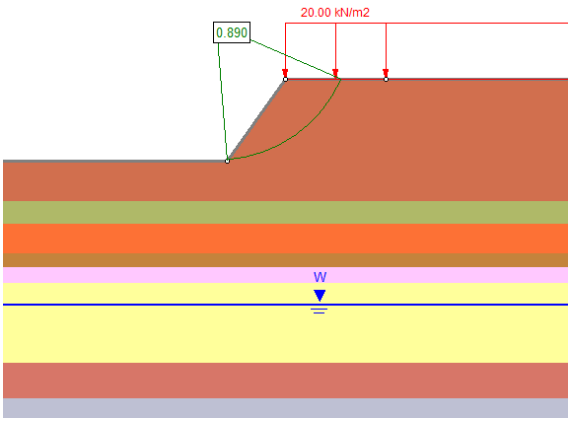


Figura 5: Redução do atrito interno.

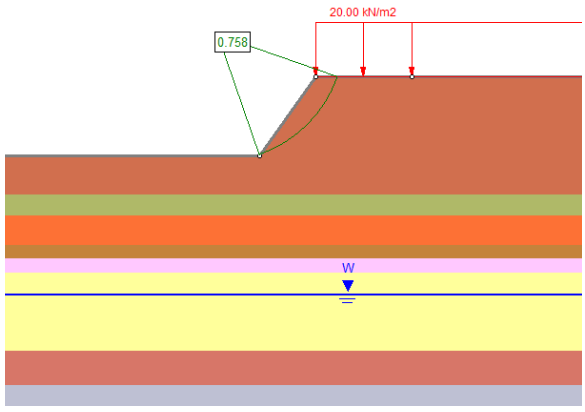


Figura 6: Redução da coesão.

Sendo assim, para ambos os casos foram aplicados o muro reforçado, utilizando os parâmetros reduzidos na fundação. Os resultados obtidos estão demonstrados na Tabela 4.

Tabela 4: Análise de sensibilidade nos parâmetros de fundação.

Variação	Verificação	FS exigido pela norma	FS obtido	Situação
Coesão (-)	Deslizamento	1,5	2,09	Ok

	Tensão admissível no solo de fundação	2	3,03	Ok
	Tombamento	2	5,22	Ok
	Arrancamento do reforço	1,5	10,98	Ok
	Rasgamento do reforço	1,5	1,5	Ok
	Global	1,5	1,465	Não Ok
Atrito (-)	Deslizamento	1,5	1,11	Não Ok
	Tensão admissível no solo de fundação	2	1,06	Não Ok
	Tombamento	2	4,76	Ok
	Arrancamento do reforço	1,5	10,98	Ok
	Rasgamento do reforço	1,5	1,5	Ok
	Global	1,5	1,065	Não Ok

Observa-se que o ângulo de atrito possui maior sensibilidade frente aos fatores de segurança avaliados. Isso pode ser atribuído ao fato de que a resistência ao cisalhamento dos solos de fundação é dependente de grande parcela do atrito interno. Dessa forma, a redução deste parâmetro provoca diminuição da resistência mobilizada ao longo das superfícies potenciais de ruptura, comprometendo não apenas a estabilidade global, mas também a capacidade de suporte da fundação. Em contrapartida, a redução da coesão produz um efeito menos expressivo, uma vez que a contribuição do atrito permanece disponível para resistir aos esforços atuantes.

3.3 Análise das condições de compactação não ideais.

O maciço reforçado com as condições de compactação alteradas, por sua vez, tem os resultados apresentados na Tabela 5.

Tabela 5: Análise dos parâmetros não ideias de compactação.

Variação	Verificação	FS exigido pela norma	FS obtido	Situação
Coesão (-)	Deslizamento	1,5	5,88	Ok
	Tensão admissível no solo de fundação	2	5,08	Ok
	Tombamento	2	12,39	Ok
	Arrancamento do reforço	1,5	10,98	Ok
	Rasgamento do reforço	1,5	1,5	Ok
	Global	1,5	1,64	Ok
Atrito (-)	Deslizamento	1,5	5,88	Ok
	Tensão admissível no solo de fundação	2	5,08	Ok
	Tombamento	2	12,39	Ok
	Arrancamento do reforço	1,5	0,26	Não Ok
	Rasgamento do reforço	1,5	0,75	Não Ok
	Global	1,5	1,243	Não Ok

Os resultados obtidos evidenciam a importância do controle tecnológico da compactação durante execução do aterro reforçado. A redução do atrito interno, associado as condições inadequadas de compactação, resultou em fatores de segurança inferiores aos exigidos pela norma e comprometeu os mecanismos de interação solo-geogrelha. Isso demonstra que falha executivas podem reduzir de forma significativa o desempenho da contenção, mesmo com o dimensionamento de reforço adequado.

4 CONCLUSÃO

Este trabalho teve objetivo avaliar a estabilidade de um talude natural e a eficiência de uma solução de contenção em solo reforçado com geogrelhas, considerando a influência dos parâmetros geotécnicos do solo e

das condições de compactação do aterro. A análise do talude natural indicou um fator de segurança inferior ao mínimo recomendado pela ABNT NBR 11682 (2009), evidenciando a necessidade de intervenção estrutural.

A solução de contenção proposta demonstrou desempenho satisfatório nas verificações de estabilidade global, interna e externa, atendendo aos mínimos exigidos pela ABNT NBR 16920-1 (2021). Entretanto, as análises de sensibilidade dos parâmetros de fundação demonstraram que a redução do ângulo de atrito interno pode comprometer de maneira significativa a estabilidade da estrutura, tanto na verificação global quanto nas verificações internas do sistema.

Os resultados obtidos também evidenciam que a compactação do aterro desempenha um papel fundamental no comportamento do maciço. Enquanto a redução da coesão apresentou pouco ou nenhum impacto nas verificações, a redução do atrito resultou em falhas críticas nos mecanismos de arrancamento e ruptura dos reforços, confirmando a predominância do atrito interno na interação solo-geogrelha.

Assim sendo, o estudo reforça a importância de uma caracterização e interpretação geotécnica criteriosa, bem como do controle rigoroso do processo de compactação do maciço. Conclui-se que o emprego de geogrelha constitui uma alternativa tecnicamente viável e segura para problemas de estabilidade de taludes, desde que associada às práticas geotécnicas adequadas. Ainda, para estudo futuros, sugere-se a realização de ensaios laboratoriais para melhor avaliação do solo local, bem como avaliação de diferentes configurações de reforço.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à empresa Geo Soluções pela oportunidade da pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABU-FARSAKH, M.; CORONEL, J.; TAO, M. Effect of soil moisture content and dry density on cohesive soil–geosynthetic interactions using large direct shear tests. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 19, n. 7, p. 540–549, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682: estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16920-1: muros e taludes em solos reforçados – parte 1: solos reforçados em aterros. Rio de Janeiro, 2021.

DOS SANTOS, D. R. Comparativo de metodologias de dimensionamento de estruturas reforçadas com geossintéticos em talude: análise determinística e probabilística. João Pessoa: Universidade Federal da Paraíba, 2020.

FALCÃO, H. B. de A. Aplicação de geossintéticos como proposta de solução na estabilização de talude em João Pessoa/PB. João Pessoa: Universidade Federal da Paraíba, 2019.

FILHO, L. F. dos S. Análise da estabilização de taludes com a utilização de geogrelhas. João Pessoa: Universidade Federal da Paraíba, 2017.

GERSCOVICH, D. M. S. G. Estabilidade de taludes. 2. ed. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2016.

JOPPERT, J. Fundações e contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução. São Paulo: Pini, 2007.

MORAIS, E. Projeto de contenções em solos reforçados com blocos segmentais: estudo de caso. Belo Horizonte: Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, 2021.

SODRÉ, J. L. Análise das correlações entre o ensaio de SPT e os parâmetros resistentes do solo por meio de um caso de estudo. Palmas: Centro Universitário Luterano de Palmas, 2018.

VERTEMATTI, J. C. Manual brasileiro de geossintéticos. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2015.

ZIENKIEWICZ, O. C.; CHANG, C. T. Strength reduction method in stability problems. *Géotechnique*, v. 25, n. 3, p. 537–552, 1975.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/90

Influência de Diferentes Algoritmos de Busca em Análises de Estabilidade de Superfícies Não Circulares Utilizando o Software Slide 2

Alexandre de Lima Oliveira
Engenheiro de Minas, WALM Engenharia, Ouro Preto - MG, Brasil, alexandre1801.lima@gmail.com

Danilo Rodrigues Miranda
Engenheiro Civil Geotécnico, WALM Engenharia, Belo Horizonte - MG, Brasil, drmiranda3@gmail.com

RESUMO: As barragens são estruturas essenciais no contexto evolutivo da humanidade, com múltiplas finalidades, como uso agrícola, geração de energia e contenção de rejeitos da mineração. Em razão da importância dessas estruturas, torna-se fundamental identificar e gerenciar os riscos associados, destacando-se a realização de análises de estabilidade de taludes como um aspecto crítico para avaliação da segurança estrutural. Atualmente, essas análises podem ser realizadas com o auxílio de *softwares*. Nesse contexto, este trabalho tem como objetivo avaliar a influência dos algoritmos de busca *Auto Refine, Cuckoo* e *Particle Swarm* nos fatores de segurança obtidos em análises de estabilidade de taludes por meio da metodologia do equilíbrio limite, utilizado os métodos de *Morgenstern-Price* e *Sarma* no *software* Slide 2. As análises foram conduzidas em condições drenadas e não drenadas, sendo nesta última observadas as maiores diferenças nos fatores de segurança em função dos diferentes algoritmos de busca empregado.

PALAVRAS-CHAVE: Barragens, Estabilidade de taludes, Método equilíbrio limite, Algoritmos de busca

ABSTRACT: Dams are essential structures in the evolutionary context of humanity, with multiple purposes, such as agricultural use, power generation, and mining waste containment. Due to the importance of these structures, it is essential to identify and manage the risks to which they are subjected, with the analysis of slope stability being a critical aspect for structural safety. Currently, these analyses can be performed with the aid of software. In this context, this study aims to evaluate the influence of the Auto Refine, Cuckoo, and Particle Swarm search algorithms on the safety factors obtained in slope stability analyses using the limit equilibrium methodology, employing the Morgenstern-Price and Sarma methods in the Slide 2 software. The analyses were conducted under drained and undrained conditions, with the latter showing the greatest differences in safety factors due to the different search algorithms employed.

KEYWORDS: Dams, Slope Stability, Limit equilibrium methods, Search algorithms

1. INTRODUÇÃO

As barragens são estruturas essenciais no contexto da evolução da humanidade, com registros de sua construção datando de aproximadamente 4.000 a.C, no Oriente Médio (Sandroni e Guidicini, 2025). Segundo a *International Commission on Large Dams* (ICOLD, 2019), existem cerca de 58.000 barragens em operação no mundo, destinadas a diferentes finalidades, como uso agrícola, geração de energia e contenção de rejeitos da mineração.

Em função da relevância dessas estruturas, torna-se fundamental identificar e gerenciar os riscos aos quais estão submetidas (Bowles *et al.,* 2011). Nesse contexto, a realização de análises de estabilidade dos taludes destaca-se como um dos aspectos mais relevantes para avaliação da segurança de barragens. De modo geral, a análise de estabilidade dos taludes pode ser realizada por duas abordagens principais: o método do equilíbrio limite, fundamentado na estática do equilíbrio, e o método dos elementos finitos, baseado na relação tensão-deformação.

Dentre essas abordagens, o método do equilíbrio limite é o mais amplamente empregado na engenharia geotécnica, em razão da maior facilidade de obtenção dos parâmetros de entrada, do menor custo

computacional e do menor tempo de execução. Assim, no presente estudo, adota-se a metodologia do equilíbrio limite por meio dos métodos de Morgenstern-Price (1965) e Sarma (1973).

Um aspecto central nas análises de estabilidade por equilíbrio limite é a determinação da superfície potencial de ruptura crítica, associada ao menor fator de segurança. O *software* Slide 2, desenvolvido pela empresa *Rocscience*, disponibiliza diferentes algoritmos de busca para a identificação dessas superfícies (Rocscience, 2016). Diante disso, este trabalho tem como objetivo avaliar a influência de três algoritmos de busca distintos (*Auto Refine, Cuckoo* e *Particle Swarm*) nos fatores de segurança associados a superfícies de ruptura não circulares.

2. METODOLOGIA

2.1. Método do Equilíbrio Limite

A metodologia do equilíbrio limite é amplamente utilizada na engenharia geotécnica e tem como fundamento o método das fatias introduzido por Fellenius (1927), no qual a superfície de deslizamento é considerada circular e a massa potencialmente instável é subdividida em fatias. Esse método baseia-se na aplicação das equações da estática do equilíbrio a cada fatia, permitindo a determinação do fator de segurança associado a superfície analisada.

Ao longo do tempo, diversos autores propuseram aprimoramentos a essa abordagem inicial. No presente estudo, são adotados os métodos de Morgenstern e Price (1965) e Sarma (1973). A escolha desses métodos justifica-se pelo fato de ambos permitirem a análise de superfícies de ruptura não circulares e considerarem, de forma simultânea, o equilíbrio de forças verticais e horizontais, bem como o equilíbrio de momentos, conferindo maior robustez aos resultados obtidos. Além disso, esses métodos avaliam explicitamente as forças de interação entre fatias, aspecto que é desconsiderado por outras formulações.

2.2. Algoritmos de Busca de Superfícies Não Circulares

A adoção de superfícies de ruptura não circulares justifica-se pelo fato de que esse tipo de geometria proporciona uma representação mais fiel dos mecanismos de ruptura observados na natureza, especialmente em situações nas quais a superfície de deslizamento intercepta camadas geológicas com propriedades distintas, evidenciando a heterogeneidade do maciço. Nessas condições, a hipótese de superfícies circulares pode não ser adequada para descrever o comportamento real do mecanismo de ruptura.

É nesse contexto que se insere o caso em estudo, no qual a consideração de superfícies não circulares mostra-se mais apropriada para a análise da estabilidade. A Figura 1, ilustra, de forma esquemática, uma situação típica em que a aplicação de superfícies não circulares se revela mais representativa.

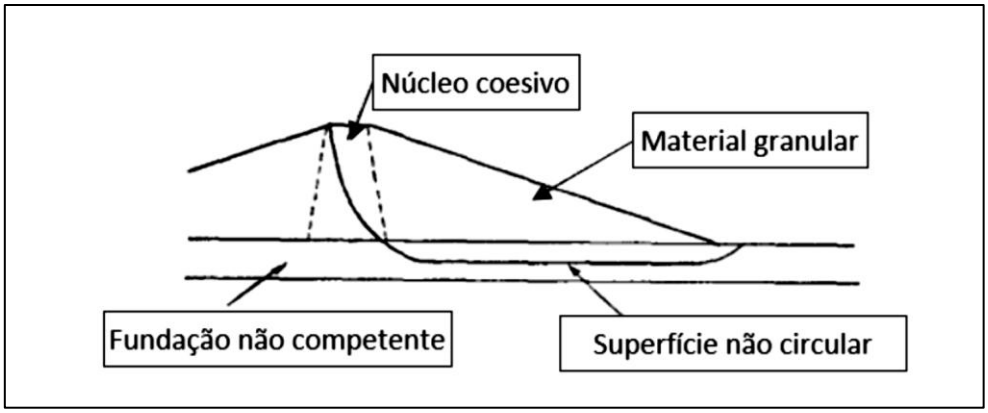


Figura 1. Exemplo de superfície de ruptura não circular. Fonte: Adaptado de Morgenstern e Price (1965).

Diante dessas considerações, procede-se à definição dos algoritmos de busca empregados nesse estudo. Conforme indicado no manual da Rocscience (2016), recomenda-se, em análises de estabilidade, a utilização

de dois ou três algoritmos distintos, de modo a possibilitar a comparação dos resultados obtidos. Assim, neste trabalho, foram selecionados os algoritmos *Auto Refine, Cuckoo* e *Particle Swarm*.

2.2.1. Auto Refine

O algoritmo *Auto Refine* é um método determinístico que, diferentemente dos outros dois algoritmos a serem apresentados, realiza a busca da superfície crítica por meio do refinamento progressivo de uma região de interesse, produzindo sempre o mesmo resultado para condições de contorno idênticas. Inicialmente, a superfície potencial de ruptura é subdividida em seções, a partir das quais são geradas superfícies candidatas e calculados os respectivos fatores de segurança médios. A cada iteração, apenas as divisões associadas aos menores fatores de segurança são mantidas, definindo-se uma nova região de busca mais restrita. Esse procedimento é repetido até que seja atingido o número máximo de iterações, promovendo a convergência sistemática para a superfície crítica.

No caso de superfícies de rupturas não circulares, as superfícies circulares são aproximadas por segmentos lineares definidos por vértices, o que possibilita a representação de geometrias de ruptura mais complexas e compatíveis com as condições reais do maciço.

2.2.2. Cuckoo Search

O algoritmo de otimização *Cuckoo Search*, desenvolvido por Yang e Deb (2010), é um método metaheurístico inspirado na natureza, fundamentado no comportamento parasítico da espécie *Cuckoo*. O algoritmo inicia-se com um conjunto fixo de soluções válidas, que são iterativamente avaliadas e ordenadas de acordo com o fator de segurança.

A cada iteração, novas soluções temporárias são geradas a partir de soluções existentes por meio de um processo de caminhada aleatória, controlado por um parâmetro de passo e por uma distribuição probabilística. Essas soluções temporárias são comparadas com soluções selecionadas aleatoriamente, substituindo-as quando apresentam melhor desempenho. Em seguida, o conjunto de soluções é novamente ordenado, e uma fração das piores soluções é descartada e substituída por novas soluções geradas aleatoriamente, promovendo a exploração contínua do espaço de busca.

2.2.3. Particle Swarm

A Otimização por Enxame de Partículas (*Particle Swarm Optimization*), desenvolvida por Kennedy e Eberhart (1995), é um algoritmo metaheurístico inspirado no comportamento coletivo de organismos na natureza, como cardumes de peixes e bando de aves. O algoritmo inicia-se com um conjunto de partículas cujas posições e velocidades são geradas aleatoriamente no espaço de busca.

A cada iteração, as partículas têm suas velocidades e posições atualizadas a partir da combinação de três componentes principais: o termo de inércia, responsável por preservar parte do movimento anterior; o termo cognitivo, associado à melhor posição individual previamente encontrada; e o termo social, relacionado à melhor posição identificada pelo enxame. Esse processo é repetido até que seja atingido um critério de parada, permitindo que o enxame explore globalmente o espaço de soluções e, simultaneamente, convirja progressivamente para regiões associadas a melhores desempenhos.

2.3. Estudo de Caso

Para avaliar a influência dos diferentes algoritmos de busca, foi utilizado uma seção típica de uma barragem de rejeitos em operação, localizada no Brasil. As análises foram realizadas por meio das metodologias de equilíbrio limite de *Morgenstern-Price* e *Sarma***.** Os três algoritmos de busca empregados (*Auto Refine, Cuckoo* e *Particle Swarm*) foram aplicados utilizando as condições de contorno padrão do *software*, com a opção de otimização das superfícies ativada em todas as simulações. Essa escolha teve como objetivo minimizar a influência do usuário sobre o desempenho dos algoritmos de busca avaliados.

Além disso, em todas as análises foram adotados limites nas extremidades do modelo, de modo a permitir que os próprios algoritmos identificassem as superfícies críticas de ruptura, sem a imposição de

regiões preferenciais de busca pelo usuário. Dessa forma, buscou-se reduzir possíveis vieses associados à definição manual das superfícies e assegurar maior comparabilidade entre os resultados.

Para cada seção de análise, foram pesquisadas superfícies de rupturas locais, caracterizadas pela interceptação de um único talude, e superfícies de rupturas globais, caracterizadas pela interceptação simultânea da crista do aterro e da fundação da estrutura.

As análises foram conduzidas considerando condições de carregamento drenado e não drenado. Os parâmetros de resistência dos materiais que compõem o modelo geológico-geotécnico da seção típica foram determinados a partir de ensaios laboratoriais e estão apresentados na Tabela 1. Ressalta-se que, para as porções não saturadas dos materiais constituintes do modelo geológico-geotécnico, não foi considerada a parcela adicional de resistência ao cisalhamento decorrente do mecanismo de sucção matricial.

Tabela 1. Parâmetros de resistência dos materiais utilizado no modelo.

Material	Parâmetros de Resistência			
		Drenado		Não drenado
	$\Upsilon\ (KN/m^3)$	c' (KPa)	Φ' (°)	S_u/σ'_v
Rejeito	18,0	0,0	32,0	0,22
Solo de Fundação 01	18,0	0,0	31,0	0,28
Solo de Fundação 02	20,0	10,0	35,0	-
Aterro	20,0	15,0	32,0	-

No que se refere às condições de fluxo, o reservatório da barragem possui sistema de impermeabilização por meio de geomembranas, assim, foi definida uma superfície piezométrica posicionada no topo da camada de rejeitos do reservatório. Já a superfície freática na fundação da barragem foi estabelecida com base nas leituras registradas pelos piezômetros instalados na fundação da estrutura.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

O primeiro teste realizado na seção típica considerada neste estudo correspondeu a um cenário de carregamento estático, utilizando os parâmetros drenados dos materiais que compõem o modelo. A Figura 2 apresenta os menores fatores de segurança obtidos a partir dos métodos de *Morgenstern-Price e Sarma* para o algoritmo *Auto Refine*, sendo observados valores de 2,12 para a superfície de ruptura local e 2,22 para a superfície de ruptura global.

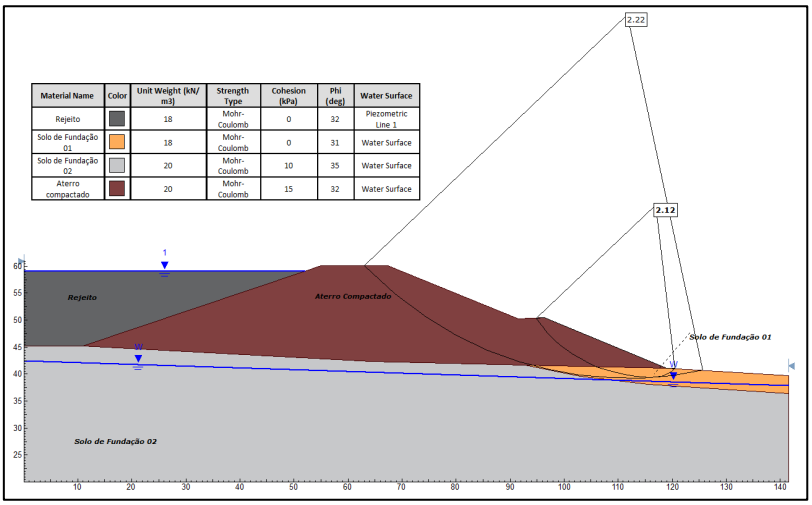


Figura 2. Análise de estabilidade utilizando o algoritmo *Auto Refine* – Cenário drenado.

A Figura 3, por sua vez, representa os menores fatores de segurança obtidos utilizando o algoritmo *Cuckoo*, apresentando também valores de 2,12 para a superfície de ruptura local e 2,22 para a superfície de ruptura global.

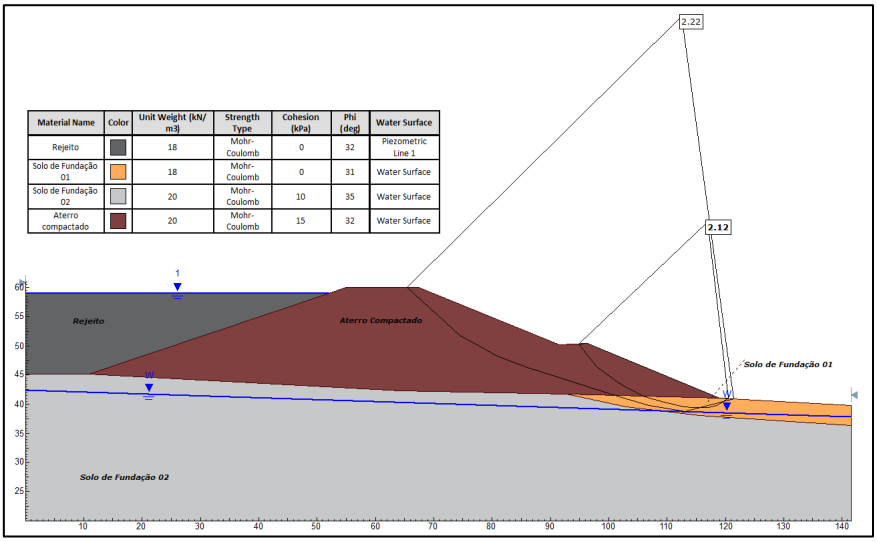


Figura 3. Análise de estabilidade utilizando o algoritmo *Cuckoo* – Cenário drenado.

Por fim, a Figura 4 apresenta os menores fatores de segurança obtidos para o algoritmo *Particle Swarm*, apresentando valores de 2,12 para a superfície de ruptura local e 2,16 para a superfície de ruptura global.

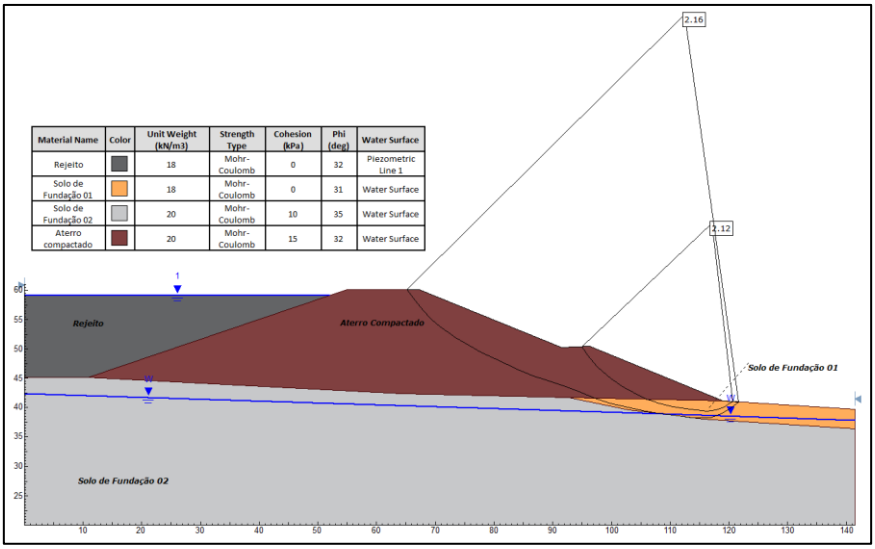


Figura 4. Análise de estabilidade utilizando o algoritmo *Particle Swarm* – Cenário drenado.

A partir das análises, observa-se que, para superfícies de ruptura locais, os três algoritmos de busca apresentaram boa convergência, resultando em valores idênticos de fator de segurança. Uma possível explicação para esse comportamento reside no fato de que, em superfícies de menor volume, a geometria do problema é relativamente simples, o que facilita a identificação da região crítica no espaço de busca. Nessas condições, os diferentes algoritmos conseguem localizar soluções de forma consistente, uma vez que a região associada à ruptura é bem definida.

Por outro lado, ao analisar as superfícies de ruptura globais, nota-se a ocorrência de diferentes valores de fator de segurança obtidos pelos algoritmos *Cuckoo* e *Auto Refine* em comparação ao *Particle Swarm*. Em cenários de maior complexidade geométrica, o *Particle Swarm* tende a se destacar, uma vez que cada

partícula possui a capacidade de explorar diferentes regiões do espaço de busca e compartilhar informações com as demais. Esse mecanismo colaborativo favorece o refinamento das soluções em problemas mais complexos, assegurando maior continuidade e coerência na definição de superfícies de ruptura de maior volume.

Em contrapartida, o algoritmo *Cuckoo*, por depender de saltos aleatórios, tende a apresentar menor eficiência no refinamento de geometrias mais complexas, especialmente quando há uma ampliação no espaço de busca. Frequentemente, o algoritmo *Auto Refine* pode ficar "restrito" em mínimos locais e limitar a exploração em regiões mais distantes no espaço de busca, resultando em um pior refinamento dessas regiões.

O segundo teste realizado constituiu em um cenário de carregamento estático, aplicando-se, desta vez, os parâmetros de resistência não drenada dos materiais nas regiões em que estes se encontram saturados. Novamente, serão apresentadas nas figuras as análises que resultaram nos menores fatores de segurança entre os métodos *Morgenstern-Price e Sarma*. A Figura 5 apresenta os valores dos fatores de segurança obtidos para o algoritmo *Auto Refine* na condição não drenada, sendo observados valores de 1,71 para a superfície de ruptura local e 2,24 para superfície de ruptura global.

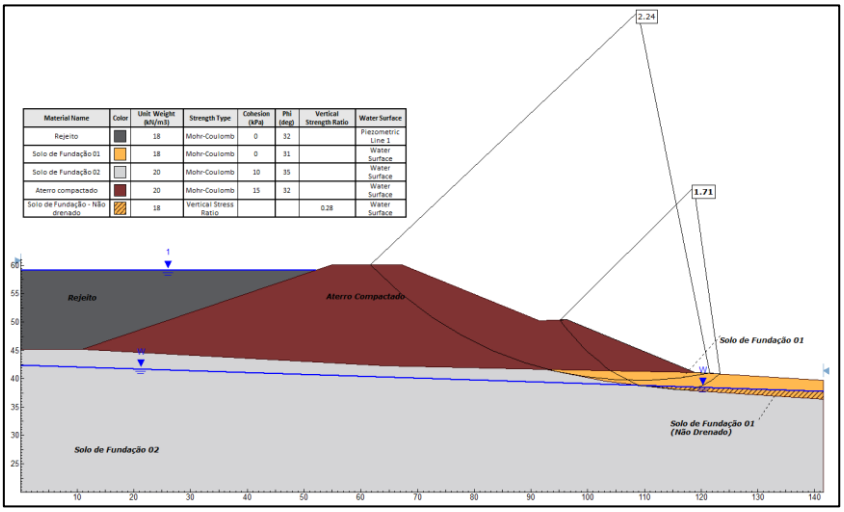


Figura 5. Análise de estabilidade utilizando o algoritmo *Auto Refine* – Cenário não drenado.

A Figura 6, por sua vez, representa os menores fatores de segurança obtidos utilizando o algoritmo *Cuckoo*, no cenário não drenado, obtendo-se valores iguais a 1,70 para a superfície de ruptura local e 2,16 para a superfície de ruptura global.

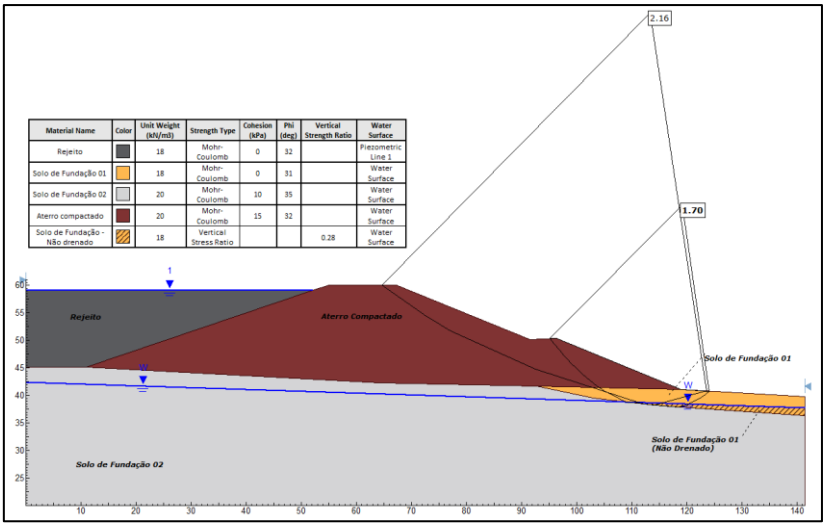


Figura 6. Análise de estabilidade utilizando o algoritmo *Cuckoo* – Cenário não dreado.

Por fim, a Figura 7 apresenta os menores fatores de segurança obtidos para o algoritmo *Particle Swarm*, no cenário não drenado, apresentando valores de 1,70 para a superfície de ruptura local e 1,99 para a superfície de ruptura global.

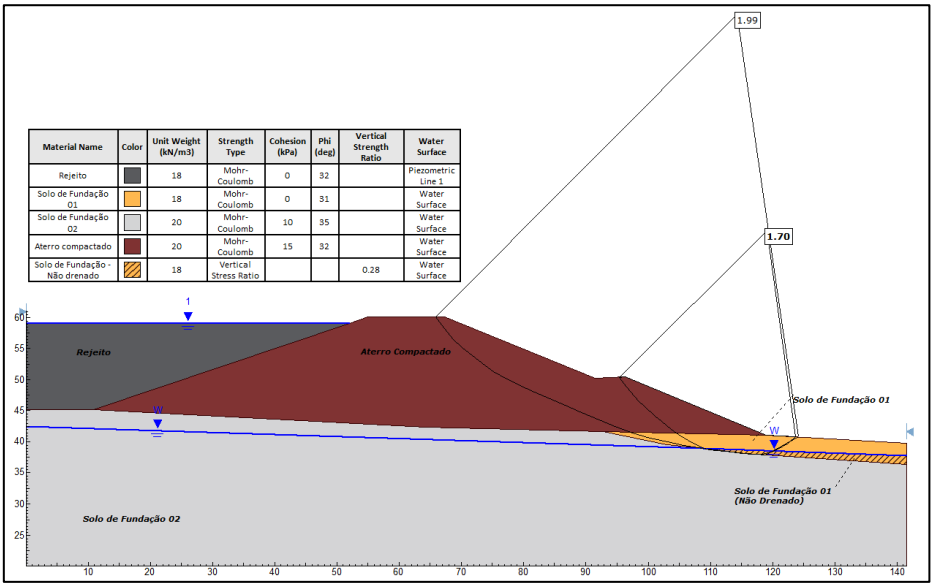


Figura 7. Análise de estabilidade utilizando o algoritmo *Particle Swarm* – Cenário não drenado.

A partir das análises referentes ao cenário não drenado, observa-se novamente boa convergência entre os valores de fator de segurança obtidos para as superfícies de ruptura local, nos três algoritmos de busca avaliados.

Em contrapartida, persistem divergências entre os fatores de segurança calculados para as superfícies de ruptura global. O fator de segurança obtido pelo algoritmo *Auto Refine* para as superfícies de ruptura global mostrou-se superior, inclusive ao valor calculado no cenário drenado. Esse comportamento decorre da tendência do *Auto Refine* a convergir para mínimos locais: como há, nesse caso, uma superfície de ruptura local com fator de segurança inferior, o algoritmo concentrou o refinamento computacional nessa região, restringindo a busca em zonas mais distantes, onde se localizam as superfícies de ruptura global de maior volume. Em consequência, a superfície de ruptura global identificada por esse algoritmo não intercepta a porção do material saturado de menor resistência geotécnica, o que explica o valor elevado do fator de segurança obtido.

Por sua vez, o algoritmo *Particle Swarm* novamente apresentou-se capaz de identificar superfícies de ruptura globais mais refinadas, em razão de seu mecanismo colaborativo, no qual cada partícula é capaz de compartilhar informações com as demais.

A Tabela 2 resume todos os fatores de segurança encontrados utilizando os dois métodos de equilíbrio limite para os diferentes algoritmos de busca testado, considerando ambos os cenários, drenado e não drenado.

Tabela 2. Resumo dos valores obtidos de fatores de segurança nos diversos cenários análisados.

Algoritmos de Busca	Condição	Superfície de ruptura	Fatores de Segurança	
			Morgenstern-Price	*Sarma*
Auto Refine	Drenado	Global / Local	2,22 / 2,12	2,22 / 2,12
	Não Drenado	Global / Local	2,24 / 1,71	2,24 / 1,71
Cuckoo	Drenado	Global / Local	2,22 / 2,12	2,22 / 2,12
	Não Drenado	Global / Local	2,16 / 1,70	2,24 / 1,71
Particle Swarm	Drenado	Global / Local	2,16 / 2,12	2,18 / 2,12
	Não Drenado	Global / Local	1,99 / 1,70	2,01 / 1,70

Por meio da Tabela 2 é possível notar que a diferença nos fatores de segurança obtidos pelo *Particle Swarm,* associados às superfícies de ruptura globais, mostrou-se ainda mais discrepante em relação aos demais algoritmos de busca no cenário de carregamento não drenado.

4. CONCLUSÕES

O objetivo do presente estudo, de identificar as características dos três algoritmos de busca (*Auto Refine*, *Cuckoo* e *Particle Swarm*) e evidenciar como estes influenciam os resultados finais dos fatores de segurança, foi alcançado.

Entende-se que o critério de sucesso de um algoritmo de busca em relação aos demais é a capacidade de buscar menores fatores de segurança, correspondentes a superfícies de ruptura mais críticas e, portanto, à condição mais desfavorável a que a estrutura pode estar sujeita para fins de avaliação da estabilidade.

Além disso, foi possível identificar que, para as superfícies de rupturas local, os três algoritmos apresentam boa convergência. Por sua vez, para as superfícies de ruptura global, o algoritmo *Particle Swarm* apresentou melhor refinamento em relação aos demais.

Adicionalemte, recomenda-se que os resultados, assim como as superfícies de ruptura apresentadas pelo *software*, sejam sempre avaliados criticamente, com base no julgamento de engenharia, evitando interpretações automáticas e simplistas que possam comprometer a segurança das estruturas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bowles, D.; Rutherford, M.; Anderson, L. (2011) Risk assessment of Success Dam, California: evaluation of operating restrictions as an interim measure to mitigate earthquake risk. In: Geo-Risk 2011: Risk Assessment and Management, Reston. *Proceedings [...]*. Reston: ASCE, p. 586-599.

Fellenius, W. (1927) *Stability analysis of earth slopes and retaining walls considering both friction and cohesion and assuming cylindrical sliding surfaces*. Berlin: Ernst.

International Commission On Large Dams – ICOLD (2019) Dams' safety is at the very origin of the foundation of ICOLD. Paris.

Kennedy, J.; Eberhart, R. (1995) Particle swarm optimization. In: *Proceedings of the IEEE International Conference on Neural Networks*, Piscataway. Piscataway: IEEE Press, p. 1942-1948.

Morgenstern, N. R.; Price, V. E. (1965) The analysis of the stability of general slip surfaces. *Géotechnique*, London, 15 (1), p. 79-93. DOI: https://doi.org/10.1680/geot.1965.15.1.79.

Rocscience (2016) Critical slip surface search methods in Slide: a guide to search methods in Slide. *RocNews*, Spring. Disponível em: https://static.rocscience.cloud/assets/verification-and-theory/Slide2/Slide-Search-Methods.pdf. Acesso em: 07 fev. 2026.

Sandroni, S. S.; Guidicini, G. (2025) *Barragens de terra e enrocamento*. Porto Alegre: Oficina de Texto. E-book. p. 5. Disponível em: https://app.minhabiblioteca.com.br/reader/books/978-65-86235-62-3/. Acesso em: 07 fev. 2026.

Sarma, S. K. (1973) *Stability analysis of embankments and slopes*. London: Department of Civil Engineering, Imperial College of Science and Technology.

Yang, X. S.; Deb, S. (2010) Engineering optimization by cuckoo search. *International Journal of Mathematical Modelling and Numerical Optimisation*, 1 (4), p. 330-343.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/91

Influência do Atrito em Macacos Hidráulicos no Fator de Segurança de Cortinas Atirantadas: Estudo de Caso na BR-470/RS

Daniel Murakami
Coordenador de Obras, Grupo Fg Moretti, São Paulo, Brasil, daniel.murakami@morettiengenharia.com.br;

Victor Zanata
Engenheiro Civil, Grupo Fg Moretti, São Paulo, Brasil, victor.zanata@morettiengenharia.com.br;

Fábio Jorge de Oliveira
Diretor, Grupo Fg Moretti, São Paulo, Brasil, fabio.oliveira@morettiengenharia.com.br

Jefferson de Magalhães Pacheco Colares
Engenheiro Supervisor, SD Engenharia, Passo Fundo, Brasil, jefferson.colares@sdengenharia.com.br

Adalberto Jurach
Analista de Infraestrutura, DNIT, Passo Fundo, Brasil, adalberto.jurach@gmail.com

RESUMO: A precisão na medição da carga de protensão em tirantes é um fator fundamental para a confiabilidade de obras de contenção, especialmente em cenários de obras emergenciais. No entanto, o atrito interno nos selos dos macacos hidráulicos pode introduzir divergências entre a carga indicada pelo manômetro e a carga efetivamente aplicada. Este trabalho investiga o impacto dessa variabilidade no Fator de Segurança (FS) de uma cortina atirantada executada para a estabilização de um talude na rodovia BR-470/RS, após os eventos climáticos extremos de 2024. Utilizando a metodologia de Murakami et al. (2020, 2022), foram analisados cenários de carga baseados no manômetro (MA) e em células de carga (LC). Os resultados de campo revelaram uma dispersão de 15,4% na carga máxima entre MA e LC, o que resultou em uma variação de 2,7% no FS calculado (1,52 via MA e 1,48 via LC). Essa diferença é interpretada como um refinamento do modelo de estabilidade, situando-se dentro da margem de convergência esperada para parâmetros geotécnicos. A estratégia de utilizar células de carga em seções representativas para calibrar o controle via manômetro mostrou-se eficaz, permitindo conciliar a celeridade executiva exigida pela obra emergencial com a validação técnica dos níveis de segurança. Conclui-se que a instrumentação estratégica é uma ferramenta essencial para garantir a confiabilidade dos projetos sem comprometer os cronogramas de execução em campo.

PALAVRAS-CHAVE: Análise de estabilidade de taludes, célula de carga, cortina atirantada, fator de segurança, manômetro.

ABSTRACT: Precision in measuring prestressing loads is a fundamental factor for the reliability of retention structures, particularly in emergency recovery contexts. However, internal friction in hydraulic jack seals can introduce discrepancies between the load indicated by the pressure gauge and the force effectively applied to the anchors. This study investigates the impact of this variability on the Factor of Safety (FS) of an anchored wall implemented for slope stabilization on the BR-470/RS highway following the 2024 extreme weather events. Based on the methodology proposed by Murakami et al. (2020, 2022), loading scenarios were analyzed using both manometer (MA) and load cell (LC) data. Field results revealed a 15.4% dispersion at maximum load between MA and LC, resulting in a 2.7% variation in the calculated FS (1.52 via MA and 1.48 via LC). This difference is interpreted as a refinement of the stability model, falling within the expected convergence margins for geotechnical parameters. The strategy of using load cells in representative sections to calibrate manometer-based control proved effective, balancing the rapid execution required by the emergency project with technical validation of safety levels. Strategic instrumentation is concluded to be an essential tool for ensuring project reliability without compromising field execution schedules.

KEYWORDS: Slope stability analysis, load cell, anchored wall, factor of safety, manometer.

1 INTRODUÇÃO

Os eventos pluviométricos excepcionais ocorridos no Rio Grande do Sul em maio de 2024 impuseram desafios sem precedentes à infraestrutura de transportes do estado. Na rodovia BR-470/RS, especificamente no trecho entre Veranópolis e Bento Gonçalves, a combinação de geologia complexa com a saturação do maciço resultou em escorregamentos de grande magnitude. A estabilização dessas encostas frequentemente exige o emprego de estruturas de contenção ativas, como as cortinas atirantadas.

Neste tipo de obra, a força de protensão aplicada aos tirantes é a componente fundamental para o incremento da tensão normal nas superfícies de ruptura potenciais, elevando a resistência ao cisalhamento do maciço e, consequentemente, o Fator de Segurança (FS) global. Todavia, a prática comum de canteiro muitas vezes negligencia a precisão da carga efetivamente transferida ao tirante, confiando exclusivamente na leitura do manômetro do conjunto bomba-macaco.

Estudos recentes (Murakami et al., 2020; 2022; 2024) têm demonstrado que o atrito interno no macaco hidráulico consome parte da pressão hidráulica, fazendo com que a carga real aplicada (medida por células de carga) seja inferior à carga indicada pelo manômetro. Embora esse fenômeno seja amplamente discutido em Provas de Carga Estática (PCE) em estacas, sua repercussão na análise de estabilidade de taludes atirantados ainda carece de investigação detalhada. Murakami et al. (2026) apresenta um estudo da influência do atrito interno no macaco hidráulico em ensaios em tirantes.

O presente artigo utiliza dados de uma obra de contenção na BR-470/RS para avaliar como a dispersão entre as leituras de manômetro e célula de carga impacta o cálculo do FS por métodos de equilíbrio limite. O objetivo é demonstrar que a superestimativa da carga pelo manômetro induz a um cenário não conservador, podendo comprometer a segurança real da estrutura frente aos parâmetros de projeto. Trata-se de uma obra cuja estratigrafia foi amplamente detalhada por dos Santos et al. (2025, 2026). Além disso, ocorreram visitas técnicas nesta obra durante o Cobrae (2025).

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 O Fenômeno do Atrito em Macacos Hidráulicos

A aplicação de carga em tirantes de contenção é realizada por meio de conjuntos hidráulicos compostos por bomba e macaco de protensão. Convencionalmente, a carga é calculada de forma indireta: multiplica-se a pressão lida no manômetro (P) pela área nominal do pistão do macaco (A). No entanto, essa formulação simplista ignora as perdas internas por atrito.

Como discutido por Murakami et al. (2020, 2022), o atrito se opõe ao movimento do pistão, consumindo parte da energia hidráulica.

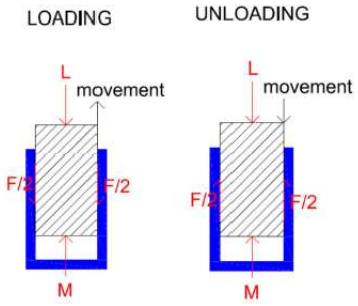


Figura 1. Atrito interno no macaco hidráulico.

Consequentemente, a carga efetivamente transmitida ao tirante é sempre inferior à carga teórica indicada pelo manômetro. Segundo Murakami et al. (2024), essa divergência não é constante e varia conforme o curso do pistão, a excentricidade da carga e o estado de conservação do equipamento.

Para sistematizar essa análise, adotam-se as definições de curvas propostas por Murakami et al. (2020, 2022, 2024):

- Curva do Manômetro (MA): Representa a carga "nominal" (P×A). É a curva que o operador visualiza em campo e que, geralmente, é registrada nos boletins de protensão.
- Curva da Célula de Carga (LC): Representa a carga real, medida por uma célula de carga posicionada entre o macaco e a placa de apoio. É a referência de maior precisão e não sofre influência do atrito do macaco hidráulico.
- Curva Teórica (TH): Obtida subtraindo-se o atrito interno do macaco da carga medida pela célula (LC). Representa um cenário onde o usuário acredita estar aplicando a carga da célula de carga (LC), porém reduzida em função do atrito interno no macaco hidráulico.

2.2 A Força do Tirante nos Métodos de Equilíbrio Limite (MEL)

Os Métodos de Equilíbrio Limite (MEL) são amplamente utilizados na prática de engenharia para o cálculo do Fator de Segurança (FS) de taludes. Independentemente da abordagem específica (seja ela baseada no equilíbrio de momentos, de forças ou ambos), a introdução de um tirante é tratada como a aplicação de uma força externa concentrada no maciço.

A física do reforço por tirantes atua em duas frentes principais dentro das equações de equilíbrio:

- Aumento do Momento Resistente (ou Força Resistente): A componente da força do tirante paralela à direção do movimento potencial opõe-se diretamente à força motriz do escorregamento.
- Incremento da Resistência ao Cisalhamento: A componente da força do tirante normal à superfície de ruptura aumenta a tensão normal (σn) na base das fatias. De acordo com o critério de Mohr-Coulomb, esse aumento de tensão normal eleva a resistência ao cisalhamento disponível ao longo da superfície de ruptura:

$$\tau = c + \sigma n \tan \phi \quad (1)$$

Matematicamente, o Fator de Segurança pode ser simplificado como a razão entre as forças (ou momentos) resistentes e as forças (ou momentos) atuantes:

$$FS = \frac{\sum(Resistência\ do\ solo) + Contribuição\ do\ Tirante\ (T)}{\sum(Ações\ Desestabiliz\quad)} \quad (2)$$

Onde T é a força de protensão. Se o valor de T inserido no modelo for o valor do manômetro (T_{MA}), que é superior à carga real (T_{LC}), o numerador da equação será superestimado.

2.3 Impacto da Incerteza de Medição na Segurança Real

O problema reside no fato de que o solo "enxerga" apenas a carga real (T_{LC}). Se o engenheiro projeta uma contenção para operar com um FS de 1,50 baseando-se na leitura do manômetro, mas o macaco apresenta um atrito de 15%, a força real de estabilização será significativamente menor.

Essa discrepância é particularmente crítica em taludes com superfícies de ruptura profundas, onde a estabilidade depende fortemente da carga ativa dos tirantes para contrabalancear o peso da massa de solo e as pressões hidrostáticas. Em cenários de retroanálise de rupturas ou em obras emergenciais, como as da BR-470/RS, a precisão na determinação de T é o que define se a estrutura está operando dentro de uma margem de segurança aceitável ou se está em um estado de equilíbrio precário, próximo à unidade (FS≈1,0).

3 METODOLOGIA

3.1. Área de Estudo e Contexto Geológico

O estudo foi desenvolvido em um talude rodoviário crítico na BR-470/RS, entre os municípios de Veranópolis e Bento Gonçalves (dos Santos et al., 2025, 2026). A região é caracterizada por um relevo montanhoso com vales profundos, onde a geologia é dominada por derrames basálticos da Formação Serra Geral e espessos mantos de solos residuais e coluvionares.

Com base nas investigações geofísicas (sísmica de refração e tomografia elétrica) e sondagens mistas realizadas no local, a estratigrafia foi definida em quatro horizontes principais:

- Solo de cobertura/Coluvião: Espessura de 0 a 2 metros, material fofo e desagregado.
- Solo Residual/Saprólito: Camada argilosa laterítica com espessura variável entre 4 e 14 metros, apresentando seixos e blocos de rocha alterada.
- Rocha Alterada e Fraturada (RAM/RAD): Horizonte de transição com espessuras entre 2 e 10 metros.
- Substrato Rochoso (Rocha Sã): Basalto denso e pouco fraturado, identificado a partir de 30 metros de profundidade.

3.2. Descrição da Contenção e do Reforço

Para a estabilização do trecho, projetou-se uma cortina atirantada. Os elementos de reforço utilizados foram tirantes monobarra Dywidag DW36, com diâmetro nominal de 36 mm. Os tirantes foram instalados com inclinação de 15° em relação à horizontal, com trechos livres e ancorados dimensionados para transferir a carga para as camadas de rocha alterada e sã.

3.3. Instrumentação e Aquisição de Dados de Carga

A fase experimental consistiu no monitoramento da protensão de quatro tirantes selecionados. A metodologia de medição seguiu os preceitos de Murakami et al. (2020, 2022, 2024), utilizando leituras simultâneas de dois sistemas distintos:

- Manômetro (MA): Leitura da pressão hidráulica no painel da bomba, convertida em força (tf) através da área do pistão do macaco.
- Célula de Carga (LC): Instrumento de medição direta posicionado na cabeça do tirante, devidamente calibrado em laboratório, servindo como o padrão de carga real.

A partir desses dados, foi possível identificar o erro sistemático introduzido pelo atrito do macaco e gerar a Curva Teórica (TH), que representa a carga descontando-se as perdas por atrito estimadas.

3.4. Modelagem Numérica e Cenários de Análise

A análise de estabilidade global foi realizada através do software Slide 5.0 (Rocscience), utilizando o método de equilíbrio limite de Morgenstern-Price. O modelo geométrico foi construído com base na seção transversal mais crítica do talude, integrando a estratigrafia obtida nas sondagens.

Para avaliar o impacto da precisão da carga no Fator de Segurança (FS), foram simulados três cenários distintos de carga aplicada nos tirantes, conforme os dados obtidos em campo:

- Cenário 1 - Real (LC): Utiliza a carga efetivamente medida pela célula de carga (40,56 tf). Representa a condição real de estabilidade da obra.
- Cenário 2 - Teórico (TH): Utiliza a carga teórica descontando o atrito (36,27 tf). Representa um cenário conservador de análise.
- Cenário 3 - Manômetro (MA): Utiliza a carga indicada pelo manômetro (44,86 tf). Representa a prática comum de campo sem instrumentação adicional.

Os parâmetros de resistência do solo (coesão e ângulo de atrito) foram adotados com base na retroanálise dos escorregamentos ocorridos em maio de 2024, garantindo que o modelo refletisse a vulnerabilidade real do maciço sob condições de saturação.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1. Dispersão entre Manômetro e Célula de Carga

Os ensaios de protensão realizados nos quatro tirantes da BR-470/RS confirmaram a tese de Murakami et al. (2020, 2022, 2024) sobre a não linearidade do atrito nos macacos hidráulicos. A comparação entre a

carga indicada pelo manômetro (MA) e a carga real medida pela célula de carga (LC) revelou discrepâncias sistemáticas em todos os estágios de carregamento.

Observou-se que, nos estágios iniciais de protensão (cargas baixas), a divergência entre MA e LC atingiu valores de até 34,8%. Nota-se que o valor obtido pelo manômetro foi inferior ao da célula de carga (LC). Uma explicação seria a menor graduação do manômetro (10 kgf/cm^2) que seria incapaz de realizar leituras com precisão em cargas baixas. Este assunto já foi amplamente discutido por Murakami (2020, 2022,0 2024). À medida que a carga se aproximava da capacidade máxima de projeto, a diferença percentual tendia a diminuir, estabilizando-se em torno de 15,4%.

A tabela 1 mostram as leituras simultâneas MA e LC realizadas durante a instalação de uma das células de carga da seção crítica estudada. É interessante observar que para a mesma carga de trabalho de 40,56 tf, o manômetro indicou duas pressões diferentes de 190 e 220 kgf/cm^2, reforçando a tese de Murakami (2020, 2022, 2024) em relação ao comportamento imprevisível do atrito no cilindro hidráulico.

No

Tabela 1. Comparação entre as cargas LC, MA e TH.

Estágio	Carga (tf)	Pressão kgf/cm2	MA (tf)	MA (%)	TH (tf)	TH (%)	Deslocamento Total (cm)
F0	5,85	30	6,12	4,54	5,59	-4,54	0,00
0,30Ft	12,51	40	8,16	-34,79	16,86	34,79	0,27
0,60Ft	24,57	110	22,43	-8,72	26,72	8,72	0,65
0,80Ft	32,50	150	30,59	-5,90	34,42	5,90	0,91
1,00Ft	40,56	190	38,74	-4,49	42,39	4,49	1,07
1,20Ft	48,60	250	50,98	4,89	46,22	-4,89	1,58
1,40Ft	56,55	320	65,25	15,37	47,86	-15,37	2,13
1,20Ft	48,00	260	53,01	10,45	42,99	-10,45	1,98
1,00Ft	40,56	210	42,82	5,56	38,31	-5,56	1,70
0,80Ft	33,08	170	34,66	4,80	31,49	-4,80	1,39
0,60Ft	24,52	120	24,47	-0,22	24,57	0,22	1,04
0,30Ft	11,65	60	12,23	5,01	11,07	-5,01	0,51
F0	5,88	30	6,12	4,07	5,64	-4,07	0,27
0,30Ft	12,51	60	12,23	-2,19	12,78	2,19	0,48
0,60Ft	24,57	120	24,47	-0,43	24,68	0,43	0,90
0,80Ft	32,50	170	34,66	6,64	30,34	-6,64	1,25
F incorp.	40,56	220	44,86	10,59	36,27	-10,59	1,54

Embora a redução do erro percentual em cargas elevadas possa sugerir uma convergência, o erro absoluto em termos de força (tf) permanece significativo. Para o tirante Dywidag DW36 analisado, uma diferença de 15,4% na carga máxima representa uma força que o projetista acredita estar atuando no maciço, mas que, na realidade, foram dissipadas sob forma de atrito nos componentes internos do macaco.

4.2. Impacto no Fator de Segurança (FS)

O cerne deste estudo reside na transposição desses erros de medição para o modelo de estabilidade global desenvolvido no software Slide 5.0. A Tabela 2 resume os resultados obtidos para os três cenários analisados, evidenciando como a percepção da segurança do talude é alterada pela forma de medição da carga.

Tabela 2. Comparação de FS em função do método de medição da carga.

Cenário	Carga no tirante (tf)	FS
1) Real (curva LC)	40,56	FS 1,48
2) À favor da segurança (curva TH)	36,27	FS 1,44
3) Contra a segurança (curva MA)	44,86	FS 1,52

A análise dos dados demonstra que o uso do manômetro (Cenário 3) resulta em um FS de 1,52, valor que atende plenamente aos requisitos normativos usuais para condições permanentes (FS≥1,50). Ao refinar o modelo com a carga real medida pela célula de carga (Cenário 1), observa-se um FS de 1,48. Essa variação de apenas 2,7% entre os cenários evidencia a precisão do monitoramento e demonstra que a estrutura opera em um patamar de estabilidade e compatível com as premissas de projeto.

A figura 2 mostra a análise de estabilidade através do software Slide 5.0 para a curva da célula de carga (LC), enquanto que as figuras 3 e 4 mostram as análises para as curvas teóricas (TH) e manômetro (MA), respectivamente.

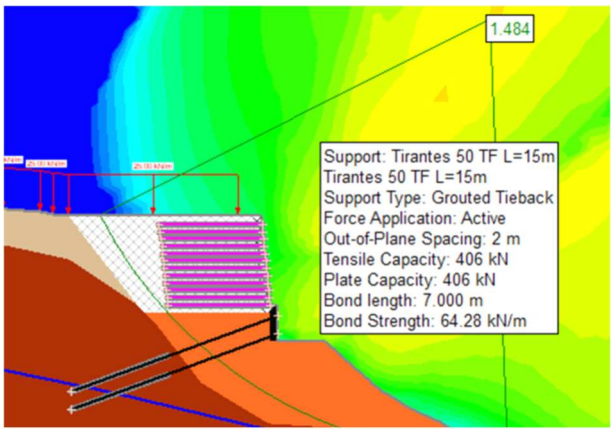


Figura 2. Análise de estabilidade através do software Slide 5.0 para a curva LC

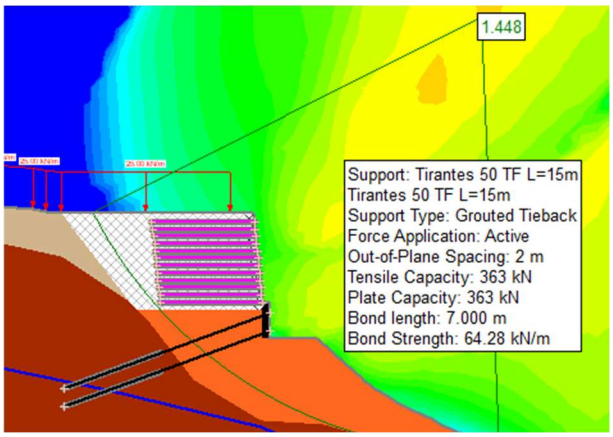


Figura 3. Análise de estabilidade através do software Slide 5.0 para a curva TH

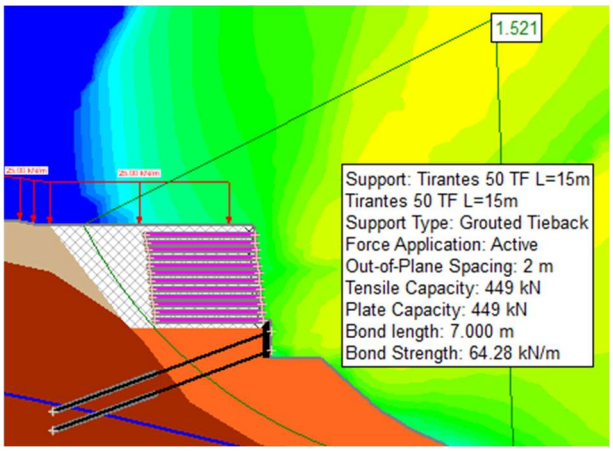


Figura 4. Análise de estabilidade através do software Slide 5.0 para a curva MA

4.3. Discussão sobre a Segurança das Contenções

A variação de 0,04 no Fator de Segurança (de 1,52 para 1,48) ilustra a sensibilidade do modelo matemático frente às incertezas de medição da carga. Em engenharia geotécnica, uma oscilação de 2,7% no FS situa-se dentro da zona de convergência esperada, especialmente quando se considera a variabilidade intrínseca dos parâmetros de resistência do solo e as condições severas de contorno impostas pelos eventos climáticos na BR-470/RS.

Longe de representar um risco à integridade da estrutura — que se encontra concluída, estável e em pleno funcionamento — essa diferença ressalta a importância da estratégia de instrumentação adotada. Em uma obra de caráter emergencial, onde a velocidade de execução é um fator crítico para a segurança pública e a restauração logística, a decisão de utilizar células de carga em seções representativas permitiu uma calibração precisa do sistema.

Essa amostragem estratégica (5 células em 3 seções críticas) serviu como um balizador de alta fidelidade para o controle de produção realizado via manômetro nos demais tirantes. Assim, o valor de 1,48 obtido via célula de carga funciona como um "ajuste fino" do modelo, confirmando que a contenção opera em um patamar de segurança real muito próximo ao alvo normativo, validando as escolhas técnicas feitas sob pressão de prazo e a qualificação da mão de obra disponível em campo.

4.4. Implicações Práticas para a Fiscalização e Execução

Os resultados reforçam que a calibração de laboratório do conjunto bomba-macaco, embora necessária, não é suficiente para garantir a carga em campo. As condições de canteiro — inclinação do macaco, curso do pistão e temperatura — alteram o comportamento do atrito de forma imprevisível.

Portanto, a instrumentação com células de carga em uma porcentagem representativa dos tirantes (conforme sugerido pela NBR 5629) não deve ser vista como um custo adicional, mas como um requisito de segurança indispensável. Em obras críticas de infraestrutura, como a estabilização da BR-470/RS, a precisão na leitura da carga é o que garante que o modelo matemático do Slide 5.0 corresponda o máximo possivel às condições de campo da encosta.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente estudo demonstrou que a precisão na medição da carga de protensão em cortinas atirantadas é fundamental, impactando diretamente o resultado das análises de estabilidade global. A transposição dos conceitos de atrito em macacos hidráulicos, amplamente discutidos por Murakami et al. (2020, 2022, 2024) para o contexto de contenções ativas, revelou-se fundamental para uma compreensão realista do Fator de Segurança (FS).

As principais conclusões deste trabalho no caso de obra estudado são:

- Magnitude do Erro Sistemático: O atrito interno nos macacos de protensão não é desprezível, apresentando uma dispersão de até 34,8% em cargas baixas e mantendo-se em patamares de 15,4% na carga máxima. Para os tirantes, essa diferença representa uma perda significativa de força estabilizadora que não é detectada pelo manômetro.
- Sensibilidade do Fator de Segurança aos Métodos de Medição: A análise demonstrou que o FS é sensível à precisão da carga de protensão, variando de 1,52 (via manômetro) para 1,48 (via célula de carga). É importante notar que essa variação de 2,7% situa-se dentro da margem de incerteza inerente aos parâmetros geotécnicos. O valor de 1,48, embora ligeiramente abaixo do alvo teórico de 1,50, reflete uma leitura pontual de alta precisão em um sistema que, em sua totalidade, demonstra desempenho satisfatório e estabilidade confirmada após a conclusão da obra.
- Postura Não Conservadora: O uso exclusivo do manômetro induz a um cenário "contra a segurança". Em obras de infraestrutura sujeitas a eventos climáticos extremos, como as chuvas de 2024 no Rio Grande do Sul, confiar em uma carga superestimada pode levar ao colapso prematuro da estrutura sob condições de saturação severa.

- Necessidade de Instrumentação: A variabilidade do atrito em campo confirma que a calibração prévia em laboratório do macaco hidráulico não substitui a necessidade de células de carga in situ. A instrumentação deve ser encarada como parte integrante do controle de qualidade e da garantia da segurança do projeto.

Em suma, recomenda-se que projetos de cortinas atirantadas em encostas críticas adotem critérios mais rigorosos de verificação de carga, preferencialmente utilizando células de carga em uma amostra representativa de tirantes, para assegurar que o Fator de Segurança projetado seja, de fato, o Fator de Segurança executado.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao DNIT, a autorização para publicação do presente artigo. Agradecem igualmente as equipes FG Fundações e Geotecnica, Moretti Engenharia Consultiva e Neovia Infraestrutura Rodoviária que executam os trabalhos descritos e tornaram possível a realização deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5629: Tirantes ancorados no terreno — Projeto e execução. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

COBRAE (2025). Visitas técnicas. Disponível em: https://www.cobrae.livera.com.br/pagina/754/visitastecnicas/ (acessado em 07/02/2026)

FELLENIUS, B. H. Ignorance is bliss — and that is why we sleep so well. Geotechnical News, Canadian Geotechnical Society and United States National Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, No. 4, pp. 14-15, 1984.

MURAKAMI, D. K.; CORGNIER, F.; SILVA, V. M.; SILVA, A.; BOZAN, G. A Comparison between the Measured Load through a Load Cell and a Manometer on the Static Load Test in Piles. In: XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), Campinas, SP, 2020.

MURAKAMI, D. K.; CORGNIER, F.; GODINHO, H.; SAITO, E. Different Possible Interpretations Depending on The Load Measurement Method on the Static Load Test in Piles. In: XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), Campinas, SP, 2022.

MURAKAMI, D. K.; CORGNIER, F. Reflexões Sobre O Uso Do Manômetro Na Prova De Carga Estática. In: XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), Balneário Camboriú, SC, 2024.

Murakami, D. K., Oliveira, F. J., Carrasco, L., Vera, S. E. A., Santos, M. I. F. (2026). Comparação entre leituras de carga através do manômetro e célula de carga em tirantes. XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), Brasília, DF, 2026 (artigo submetido).

ROCSCIENCE. Slide Version 5.0: 2D Limit Equilibrium Analysis of Slope Stability. User's Guide. Toronto, Canada.

SANTOS, M. I. F.; MORETTI, G. V.; JURACH, A.; COLARES, J. M. P. Avaliação estratigráfica de um talude localizado na BR-470/RS a partir de ensaios geofísicos e sondagens mistas. In: IX Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE), Garibaldi, RS, 2025.

SANTOS, M. I. F.; MORETTI, G. V.; JURACH, A.; COLARES, J. M. P. Caracterização estratigráfica de talude rodoviário por ensaios sísmicos de refração, eletrorresistividade e sondagens mistas. In: XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), Brasília, DF, 2026 (artigo submetido).

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/92

Influência do Fator de Distúrbio (D) no Comportamento Mecânico de Maciços Rochosos de Qualidade Intermediária

Vitória Lima Tavares
Doutoranda em Engenharia Civil/Recursos Hídricos, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza - CE, Brasil, vitorialimat@outlook.com

Bruna Letícia da Silva Lemos
Doutoranda em Engenharia Civil/Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília - DF, Brasil, engbrunaleticia21@gmail.com

Airlis Mendes de Freitas Júnior
Mestre em Engenharia Civil/Recursos Hídricos, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza - CE, Brasil, airlismendes12@gmail.com

RESUMO: O comportamento mecânico dos maciços rochosos depende da estrutura geológica e das condições de escavação, que podem gerar diferentes níveis de distúrbio no maciço. O fator D, proposto no critério empírico de Hoek–Brown, representa esse grau de perturbação e desempenha papel fundamental na estimativa dos parâmetros de resistência e deformabilidade utilizados em projetos geotécnicos. Este trabalho tem como objetivo analisar a influência do fator de distúrbio sobre o comportamento de um maciço rochoso de qualidade intermediária, utilizando o *software* RocLab, como ferramenta de cálculo e estimativa de parâmetros geotécnicos. Foram avaliadas três condições distintas de distúrbio, representando estados que variam de maciço intacto a alterado. Os resultados evidenciam reduções significativas e não lineares nos parâmetros mecânicos: a coesão, o ângulo de atrito e o módulo de deformabilidade. Observou-se que a degradação é mais acentuada entre os níveis intermediário e elevado de distúrbio, demonstrando o impacto significativo da escavação sobre a integridade do maciço. Verifica-se que a consideração adequada do fator D é essencial em análises de estabilidade e no dimensionamento de obras subterrâneas e taludes.

PALAVRAS-CHAVE: Fator de Distúrbio, Critério de Hoek–Brown, Resistência, Maciços.

ABSTRACT: The mechanical behavior of rock masses depends on the geological structure and excavation conditions, which may generate different levels of disturbance within the rock mass. The disturbance factor (D), proposed in the empirical Hoek–Brown criterion, represents this degree of perturbation and plays a fundamental role in the estimation of strength and deformability parameters used in geotechnical design. This study aims to analyze the influence of the disturbance factor on the behavior of a rock mass of intermediate quality, using the RocLab software as a tool for the calculation and estimation of geotechnical parameters. Three distinct disturbance conditions were evaluated, representing states ranging from an intact to a disturbed rock mass. The results indicate significant and nonlinear reductions in the mechanical parameters, including cohesion, friction angle, and deformability modulus. It was observed that degradation is more pronounced between intermediate and high disturbance levels, demonstrating the significant impact of excavation on rock mass integrity. These findings confirm that proper consideration of the disturbance factor (D) is essential in stability analyses and in the design of underground structures and slopes.

KEYWORDS: Disturbance Factor, Hoek–Brown Criterion, Strength, Rock Masses.

1 INTRODUÇÃO

As características estruturais dos maciços rochosos desempenham papel determinante na definição de seu comportamento mecânico, o qual constitui um dos principais desafios da engenharia geotécnica, em função de sua elevada heterogeneidade e anisotropia resultantes de processos geológicos complexos e da presença de

descontinuidades estruturais. Fatores como fraturas, juntas, grau de intemperismo e condições de escavação influenciam diretamente a resistência e a deformabilidade do maciço, tornando essencial a adoção de modelos que representem adequadamente essas características em projetos de engenharia (Bieniawski, 1989; Hoek; Kaiser; Bawden, 1995). Diante desse cenário, torna-se necessária a utilização de ferramentas teóricas capazes de auxiliar na análise e no controle do comportamento do maciço ao longo do tempo e do espaço.

O critério empírico de resistência de Hoek–Brown tem sido amplamente empregado na caracterização de maciços rochosos, especialmente por sua capacidade de incorporar parâmetros representativos tanto da qualidade do maciço quanto dos efeitos induzidos pelos processos de escavação (Hoek; Brown, 1980). A evolução desse critério ao longo dos anos permitiu sua aplicação a diferentes condições geotécnicas, sendo amplamente utilizado em análises de estabilidade de taludes, túneis e outras obras subterrâneas (Hoek; Carranza-Torres; Corkum, 2002).

Entre os parâmetros do critério de Hoek–Brown, destaca-se o Fator de Distúrbio (D), que representa o grau de perturbação sofrido pelo maciço rochoso em decorrência de escavações, alívio de tensões e danos estruturais associados a métodos construtivos inadequados. Esse fator exerce influência direta na estimativa dos parâmetros de resistência e deformabilidade do maciço, podendo alterar significativamente os resultados das análises geotécnicas quando não considerado de forma apropriada (Hoek; Diederichs, 2006).

Apesar de sua relevância, o fator D é frequentemente adotado de maneira empírica ou conservadora, o que pode conduzir a estimativas imprecisas do comportamento mecânico do maciço. Em especial, maciços rochosos de qualidade intermediária tendem a apresentar maior sensibilidade às variações do grau de distúrbio, tornando necessária uma avaliação mais criteriosa dos efeitos desse parâmetro sobre suas propriedades mecânicas.

Dessa forma, o presente trabalho tem como objetivo analisar a influência do fator de distúrbio (D) no comportamento mecânico de um maciço rochoso de qualidade intermediária, por meio da aplicação do *software* RocLab, desenvolvido pela empresa *Rocscience.* A partir da simulação de diferentes condições de distúrbio, busca-se avaliar as variações nos parâmetros geotécnicos de resistência e deformabilidade, bem como discutir suas implicações para o dimensionamento e a segurança de obras geotécnicas (Rocscience Inc., s.d.).

2 METODOLOGIA

Este estudo adotou o sistema de classificação de acordo com o índice de resistência geológica – GSI, proposto por Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002). Com base nessa metodologia, o valor de GSI foi estimado em função do grau de fraturamento do maciço rochoso. Adicionalmente, foram definidos a resistência à compressão simples da rocha intacta (σ_{ci}), a constante do material intacto (*mi*), e o fator de distúrbio (D), considerados fundamentais para a caracterização do comportamento mecânico do maciço.

Para estimativa dos parâmetros de resistência e deformabilidade, foi utilizado o RocLab, fundamentado no critério empírico de ruptura de Hoek-Brown (Rocscience Inc., s.d.). Ademais, são geradas envoltórias de ruptura, permitindo a análise comparativa do comportamento do maciço sob níveis de distúrbio de 0, 0,5 e 1 para efetiva comparação.

2.1. Índice de Resistência Geológica (GSI - *Geological Strength Index*)

O Índice de Resistência Geológica (GSI), desenvolvido por Hoek (1994), foi proposto com o objetivo de avaliar a qualidade dos maciços rochosos a partir de suas características estruturais, utilizado na caracterização mecânica desses materiais. O método permite reduzir a influência de variáveis externas e possibilita ajustes em sistemas tradicionais de classificação geomecânica.

O GSI é determinado a partir de ábacos baseados em avaliações visuais das condições do maciço, sendo aplicado sobretudo na estimativa da resistência de rochas duras a quebradiças. O método passou por sucessivas atualizações, destacando-se a proposta de Hoek e Marinos (2000), que classifica os maciços rochosos em diferentes categorias estruturais: intacta, fraturada, muito fraturada, perturbada, desintegrada e laminada.

Apesar de suas vantagens, como a praticidade e a rapidez na aplicação, o GSI apresenta limitações relacionadas à dependência da experiência do avaliador e às restrições em análises diretas de Fatores de

Segurança (FS) e campos de deslocamentos. Nesse contexto, a integração do GSI a ferramentas computacionais tem se mostrado fundamental para superar essas limitações. Com o avanço dos softwares de engenharia, os sistemas de classificação geomecânica passaram a ser incorporados a análises computacionais mais robustas, permitindo uma representação mais detalhada do comportamento dos maciços rochosos e aumentando a confiabilidade dos projetos geotécnicos (Hoek; Diederichs, 2006).

2.2 Resistência do maciço rochoso

O critério de resistência proposto por Hoek e Brown (1980) foi posteriormente revisado por Hoek *et al*. (2002) com o objetivo de ampliar sua aplicabilidade a maciços rochosos fraturados. Essa revisão resultou em um critério de ruptura mais geral, capaz de representar tanto o comportamento da rocha intacta quanto o de maciços rochosos. O critério de ruptura é expresso pela Equação 1:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci}\left(mb\frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s\right)^a \quad (1)$$

Onde:

- σ'_1 é a tensão principal maior efetiva;
- σ'_3 é a tensão principal menor efetiva;
- σ_{ci} é a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;
- m_b é a constante m referente ao maciço rochoso;
- s e a são constantes empíricas associadas às características do maciço rochoso.

De acordo com Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002), os valores dos parâmetros a e s podem ser assumidos conforme a qualidade do maciço rochoso: para maciços de boa qualidade, pouco alterados, com descontinuidades fechadas e blocos angulares, o parâmetro a é geralmente assumido como igual a 0,5 (ou seja, $a = 1/2$). Para maciços de baixa qualidade, intensamente alterados ou intemperizados, com descontinuidades cisalhadas e resistência à tração considerada nula, o parâmetro s é adotado igual a zero (s = 0).

Devido a limitação em realizar ensaios laboratoriais representativos em maciços rochosos, os parâmetros do modelo de resistência proposto por Hoek *et al*. (2002) são, em geral, estimados a partir de classificações geomecânicas, especialmente o GSI, bem como por meio de correlações empíricas com base em dados previamente publicados.

O parâmetro m_b, correspondente à constante do material para o maciço rochoso, é obtido a partir da seguinte correlação; em que m_i representa o valor da constante m para a rocha intacta, e D é o fator de perturbação do maciço, representado pela Equação 2:

$$\frac{mb}{mi} = exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (2)$$

Para maciços com $GSI > 25$ (maciço pouco alterado) e com o parâmetro a assumido como igual a 0,5, dada pela Equação 3:

$$s = exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (3)$$

Para maciços com $GSI < 25$ (maciço alterado), nos quais a resistência à tração é considerada nula e, portanto, $s = 0$, representado pela Equação 4:

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right) \quad (4)$$

De acordo com Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002), o fator de distúrbio (D) foi introduzido com o objetivo de representar os efeitos da escavação, em especial aqueles associados aos processos de detonação, sobre a integridade dos maciços rochosos. Esse parâmetro assume valores entre 0, correspondente a um maciço praticamente não perturbado, e 1, que caracteriza uma condição de elevado grau de distúrbio. A definição do valor mais adequado para o fator D pode ser realizada com base nas recomendações apresentadas por Hoek (2023). Em virtude disso, foram utilizados os parâmetros 0, 0,5 e 1 para efetiva comparação.

2.3 Comparação com os parâmetros do critério de Mohr–Coulomb

Para fins de aplicação prática em análises geotécnicas, os parâmetros do critério de Hoek–Brown podem ser convertidos em parâmetros equivalentes do critério de Mohr–Coulomb, de acordo com a metodologia proposta por Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002), representado pela Figura 1.

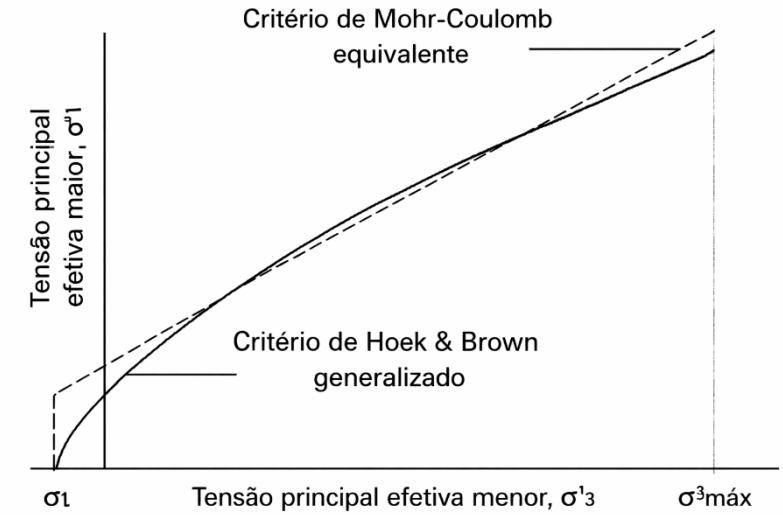


Figura 1. Representação do ajuste da envoltória de Mohr–Coulomb ao critério de ruptura de Hoek–Brown, Assis, 2013.

Onde:

- σ_t é a resistência à tração do maciço rochoso;
- σ_3' é a tensão principal efetiva menor;
- $\sigma_{3,máx}'$ é a tensão principal efetiva menor máxima, definida em função do tipo de obra.

A partir desse ajuste, são obtidas expressões analíticas que permitem estimar os parâmetros de resistência do maciço rochoso, especificamente o ângulo de atrito efetivo (φ') e a coesão efetiva (c'), conforme indicado nas Equações 5 e 6.

$$\emptyset' = \sin^{-1}\left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}\right] \quad (5)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}\left[(1+2a)s + (1-a)\, m_b\sigma'_{3n}\right](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + \frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}} \quad (6)$$

Onde:

- σ'_{3n} representa a tensão principal efetiva normalizada, definida como a razão entre a tensão de confinamento máxima e a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta, conforme a relação $\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3,máx}}{\sigma'_{ci}}$;
- $\emptyset'$ corresponde ao ângulo de atrito;
- c' é a coesão efetiva do maciço;
- $\sigma'_{3,máx}$ refere-se à tensão de confinamento máxima;
- m_b, "s" e "a" são os parâmetros do critério de ruptura de Hoek–Brown;
- σ_{ci} denota a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta.

2.4 Deformabilidade do maciço rochoso

A deformabilidade é considerada um dos parâmetros mais importantes que governam o comportamento dos maciços rochosos. Segundo Gonçalves (2013), a deformabilidade das rochas, entendida como a capacidade do material de se deformar sob a ação de esforços externos, constitui um parâmetro fundamental na avaliação de recalques em estruturas como barragens e fundações, bem como na previsão das deformações associadas à escavação de túneis. Além disso, o conhecimento desse comportamento contribui para a análise da bacia de recalque e para a compreensão dos mecanismos de plasticidade do maciço rochoso. O módulo de deformação (E_m) pode ser determinado por três abordagens principais: ensaios de laboratório, ensaios de campo e estimativas empíricas (Lemos, 2024). Diversos estudos indicam que ambas as formas apresentam limitações, sobretudo de ordem econômica. Em função disso, têm sido propostas, na literatura, metodologias para a estimativa do módulo de deformabilidade do maciço rochoso a partir de sistemas de classificação geomecânica, utilizando índices amplamente consolidados, como Classificação do Maciço Rochoso (RMR), a Qualidade do Maciço Rochoso (Q) e o GSI (Bieniawski, 1978; Grimstad; Barton, 1993; Hoek; Carranza-Torres; Corkum, 2002).

3 RESULTADOS

Inicialmente, o maciço rochoso foi classificado como muito fraturado, com GSI = 15. O σ_{ci} foi estimado em 50 MPa com base em observações de campo. O parâmetro mi adotado foi 15, típico de arenito/quartzito (Hoek e Brown, 1980). A Tabela 1 mostra que o aumento do fator D resulta em reduções significativas nos parâmetros do maciço rochoso, com reduções da ordem de 95% em m_b, 75% na coesão, 74% no ângulo de atrito e 50% no módulo de deformabilidade (E_m), evidenciando a degradação da resistência e da rigidez do maciço. Além disso, os resultados obtidos para $D = 0$, são compatíveis com os apresentados por Lemos (2024).

Tabela 1. Parâmetros equivalentes de resistência e deformabilidade para diferentes valores do fator D

D	*mb*	*S*	*A*	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)	*Em*
0	0,721	$1{,}0 \times 10^{-4}$	0,561	1390	23	942,942
0,5	0,262	$1{,}0 \times 10^{-4}$	0,561	905	15	707,207
1	0,035	$7{,}04 \times 10^{-7}$	0,561	344	6	471,471

A Figura 2 mostra que, para D = 0, os valores de m_b/m_i são mais elevados, enquanto, para D = 0,5 e D = 1, observa-se uma diminuição progressiva desse parâmetro ao longo do intervalo de GSI analisado, sendo mais pronunciada no caso de D = 1. Esses resultados indicam que o fator D influencia a redução da resistência do maciço, mesmo para valores elevados de GSI.

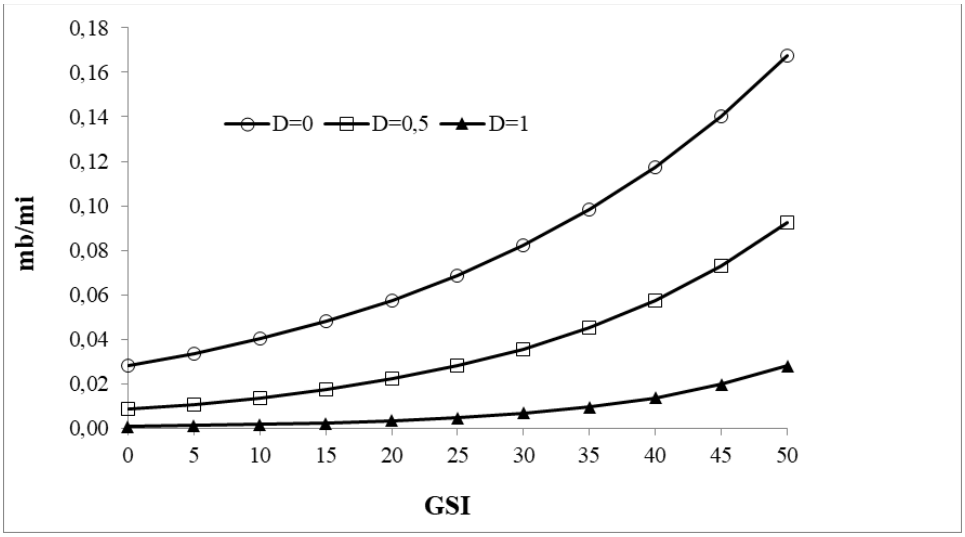


Figura 2. Variação dos parâmetros de Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002) em função do GSI.

A Figura 3 apresenta que, para GSI $\leq$ 25, o parâmetro s assume valores próximos de zero para todos os níveis do fator D. Com aumento do GSI, verifica-se um incremento de s para D = 0; em contrapartida, para D = 0,5 e D = 1, os valores permanecem reduzidos ao longo de toda a faixa de GSI considerada.

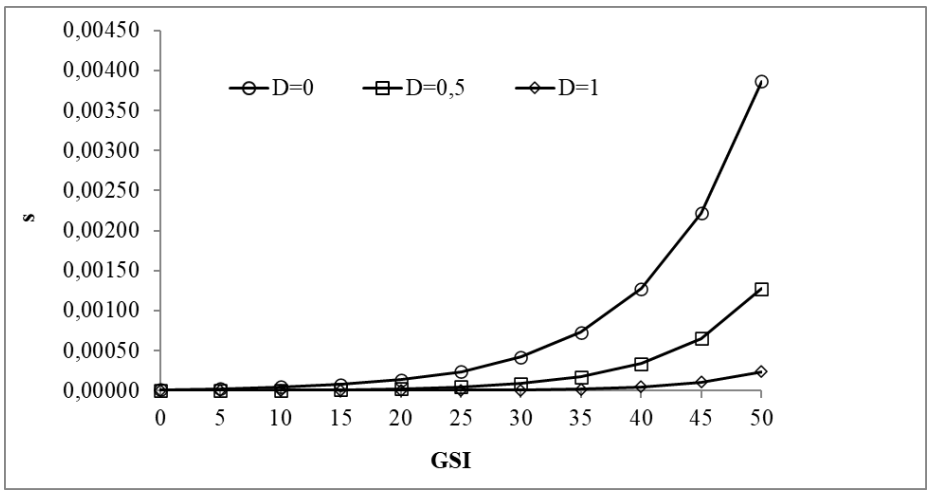


Figura 3. A variação do s em função do GSI.

Os resultados apresentados das Figuras 2 e 3 evidenciam a influência conjunta do GSI e do fator D sobre os parâmetros de resistência do maciço rochoso. Com base nessas variações, a Figura 4 ilustra que, para D = 0, as envoltórias de ruptura apresentam maiores σ_1 para um mesmo nível de confinamento σ_3. Para D = 0,5, verifica-se uma redução intermediária; já para D = 1, as envoltórias indicam a menor resistência ao longo de todo o intervalo de confinamento.

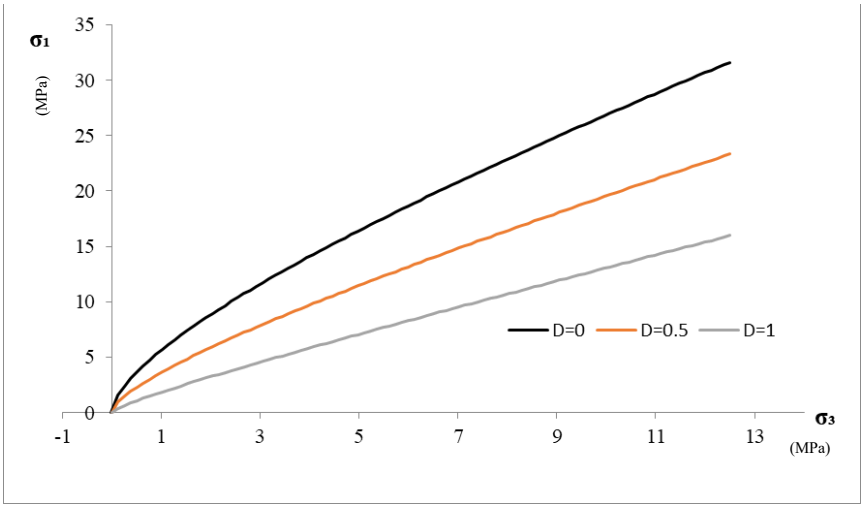


Figura 4. Envoltórias de ruptura ($\sigma_1 \times \sigma_3$), com tensões expressas em MPa.

A análise do gráfico evidencia que o aumento do fator D resulta em uma redução progressiva da resistência do maciço rochoso, refletida no rebaixamento das envoltórias de ruptura para níveis crescentes de perturbação. Observa-se que, para um mesmo nível de confinamento, os valores de resistência são sistematicamente menores à medida que D aumenta, sendo essa redução mais pronunciada para a condição de maciço altamente perturbado (D = 1).

4 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos demonstram que o fator de distúrbio (D) exerce influência significativa no comportamento mecânico de maciços rochosos de qualidade intermediária (GSI = 15). O aumento do grau de perturbação provoca reduções expressivas e não lineares nos parâmetros de resistência e deformabilidade, evidenciando forte influência das condições de escavação sobre a resposta mecânica do maciço.

A comparação entre os diferentes níveis de distúrbio indicou reduções da ordem de 75% na coesão, 74% no ângulo de atrito e cerca de 50% no módulo de deformabilidade para a condição mais perturbada (D = 1), em relação ao estado pouco perturbado. Dessa forma, a correta definição do fator de distúrbio é essencial para análises de estabilidade e para o dimensionamento seguro de obras geotécnicas, evitando estimativas imprecisas do comportamento mecânico do maciço rochoso.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Assis, A. P. *Mecânica das rochas.* Brasília, DF: Universidade de Brasília, 2013. Apostila Disponível em: <https://pt.scribd.com/document/472028290/>. Acesso em: 14 jan. 2026.

Barbosa, J. A. Sistemas de classificação geomecânica de maciços rochosos. In: congresso brasileiro de geologia, 24., 1977, Belo Horizonte. *Anais*... Belo Horizonte: SBG, 1977.

Bieniawski, Z. T. *Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*. New York: John Wiley & Sons, 1989.

Gonçalves, J. A. G. F. *Estabilidade de fundações e taludes em maciço rochoso*. 2013. Dissertação (Mestrado em Ciências e Tecnologia) – Universidade de Lisboa, Lisboa, 2013. Disponível em: <https://run.unl.pt/handle/10362/9138>. Acesso em: 5 jan. 2026.

Grimstad, E.; Barton, N. *Updating of the Q-System for NMT*. In: International Symposium On Sprayed Concrete, 1993, Fagernes. Proceedings [...]. Oslo: Norwegian Concrete Association, 1993. p. 46-66.

Hoek, E.; Brown, E. T. *Empirical strength criterion for rock masses*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, New York, v. 106, n. GT9, p. 1013–1035, 1980.

Hoek, E. *Strength of rock and rock masses.* Internacional Society for Rock Mechanics –News Journal, [Lisboa], v. 2, n. 2, p. 4-16, 1994. Disponível em: <https://pt.scribd.com/doc/294755153/>. Acesso em: 5 jan. 2026.

Hoek, E.; Carranza-Torres, C.; Corkum, B. *Hoek–Brown failure criterion – 2002 edition.* In: North American Rock Mechanics Symposium, 5., 2002, Toronto. Proceedings…Toronto: University of Toronto, 2002. p. 267–273.

Hoek, E.; Diederichs, M. S. *Empirical estimation of rock mass modulus*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Oxford, v. 43, n. 2, p. 203–215, 2006.

Hoek, E.; Kaiser, P. K.; Bawden, W. F. *Support of underground excavations in hard rock*. Rotterdam: A. A. Balkema, 1995.

Hoek, E. *Pratical rock engineering*. Toronto, on: Rocscience, 2023. E-book. Disponível em: <https://static.rocscience.cloud/assets/resources/learning/hoek/Practical-Rock-Engineering-E.Hoek-2023.pdf.> Acesso em: 5 jan. 2026.

Hoek, E.; Marinos, P. *Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. Tunnels and Tunnelling International,* [London], v. 32, n. 11, p. 45-51, jan. 2000. Disponível em: <https://static.rocscience.cloud/assets/resources/learning/hoek/Predicting-Tunnel-Squeezing-Problems-in-Weak-Heterogeneous-Rock-Masses-2000.pdf.> Acesso em: 5 jan. 2026.

Lemos, B. L. S. *Avaliação Da Capacidade De Carga De Fundações Diretas Sobre Camada Suporte De Blocos De Rocha Compactados*. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de Federal do Ceará, Fortaleza, 2024. Disponível em: < http://repositorio.ufc.br/handle/riufc/81196>. Acesso em: 8 fev. 2026.

Rocscience, INC. *RocLab: rock mass strength analysis using the Hoek–Brown failure criterion*. Toronto, Canadá, s.d. Manual do usuário, 2002.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/93

Influência do Fluxo Subsuperficial na Instabilidade do Talude da Bica dos Quatro Cantos: Uma Reavaliação Geotécnica em Olinda–PE

Vinícius Dias Ferreira
Engenheiro Civil, Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil, vdf@poli.br

Pedro Eugênio Silva de Oliveira
Professor Adjunto, Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil, pedro.oliveira@poli.br

Andréa Batista de Farias Dias
Professora Adjunto, Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil, abfd1@poli.br

Alexandre Duarte Gusmão
Professor Adjunto, Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil, gusmao.alex@poli.br

RESUMO: O trabalho analisa o talude localizado próximo à Bica dos Quatro Cantos, no Sítio Histórico de Olinda, área de alta relevância geotécnica e hidrogeológica, já investigada por Amorim (2007), Gusmão (2018) e, mais recentemente, por Gusmão, Dias e Oliveira (2025). A bica é formada por quatro muros de arrimo — um principal e três secundários — que configuram uma caixa rebaixada com fluxo contínuo de baixa vazão. A análise geomorfológica identificou que a bica está a jusante de um talude com inclinação aproximada de 45°, morfologia côncava e vegetação rasteira, funcionando como área de contribuição direta da surgência. Vistorias nas edificações vizinhas apontaram trincas superiores a 20 mm e tendência de deslocamento das casas, compatíveis com o regime hídrico local e com os solos arenosos da Formação Barreiras. Estudos anteriores (FADE, 2007; Gusmão, 2021) já indicavam linhas de fraqueza associadas à água subterrânea. A reavaliação realizada entre 2024 e 2025 confirmou esse padrão e identificou ao menos cinco linhas de drenagem na microbacia, convergindo para a Rua da Bica e a Rua Coronel Joaquim Cavalcanti, evidenciando fluxo subsuperficial estruturado, condicionado por camadas menos permeáveis e recarga das áreas mais elevadas. As análises de estabilidade realizadas no Slide2 (equilíbrio limite) e no RS2 (elementos finitos), com parâmetros geotécnicos clássicos da Formação Barreiras descritos por Gusmão Filho, indicaram estabilidade considerando apenas a geometria da encosta. Entretanto, ao incorporar o fluxo subsuperficial, houve redução significativa do Fator de Segurança, demonstrando que a água é o principal agente desestabilizador. Conclui-se que avaliações baseadas apenas em declividade e litologia são insuficientes. Recomenda-se a execução de sondagens mistas e instrumentação para determinar o topo rochoso e o regime de fluxo, essenciais para uma análise mais robusta e para o projeto de estabilização.

PALAVRAS-CHAVE: Fluxo Subsuperficial, Sítio Histórico de Olinda, Análise Geotécnica.

ABSTRACT: The present study analyzes the slope located near the Bica dos Quatro Cantos, in the Historic Site of Olinda, an area of high geotechnical and hydrogeological relevance previously investigated by Amorim (2007), Gusmão (2018), and more recently by Gusmão, Dias, and Oliveira (2025). The spring structure consists of four retaining walls—one main and three secondary—forming a recessed box below street level, with a continuous low-discharge flow. The geomorphological analysis showed that the spring is situated downstream of a slope with an inclination of approximately 45°, concave morphology, and low vegetation, functioning as a direct contribution area to the spring discharge. Inspections of nearby buildings revealed cracks wider than 20 mm and a tendency for the houses to shift, consistent with the local hydrological regime and the sandy soils of the Barreiras Formation. Previous studies (FADE, 2007; Gusmão, 2021) had already identified weakness lines associated with groundwater presence. The reassessment conducted between 2024 and 2025 confirmed this pattern and identified at least five drainage lines within the micro-basin, converging toward Rua da Bica and Rua Coronel Joaquim Cavalcanti, indicating a well-structured subsurface flow controlled by less permeable soil layers and recharge from higher elevations. Slope stability analyses performed using Slide2 (limit equilibrium method) and RS2 (finite element method), based on classical geotechnical parameters of the

Barreiras Formation described by Gusmão Filho, indicated stable conditions when considering only the slope geometry. However, when subsurface flow was incorporated, a significant reduction in the Factor of Safety was observed, demonstrating that groundwater action within the soil mass is the primary destabilizing agent affecting both the slope and surrounding buildings. It is concluded that traditional risk assessment methods based solely on slope angle and lithology are insufficient to capture the complexity of the subsurface flow. Therefore, mixed borehole investigations and instrumentation are recommended to determine bedrock depth and groundwater regime, which are essential for a robust analysis and the design of stabilization measures.

KEYWORDS: Subsurface Flow, Historic Site of Olinda, Geotechnical Analysis.

1 INTRODUÇÃO

No dia 30 de outubro de 2024, foi realizada a primeira visita técnica para o reconhecimento do cenário do entorno da Bica dos Quatro Cantos. Ao chegar ao local, observou-se que a estrutura da bica é composta por uma associação de muros de arrimo, sendo um muro principal, onde está localizada a fonte da bica, e três muros secundários. Juntos, esses muros formam uma caixa escavada situada em uma cota inferior à da rua que leva o mesmo nome.

2 INSPEÇÃO DO LOCAL

A bica é composta por uma associação de quatro muros de arrimo, sendo um principal e três secundários, conformando uma caixa rebaixada em relação ao nível da rua e apresentando fluxo contínuo (Figura 1).



Figura 1. Vista lateral da Bica dos Quatro Cantos.

A fonte da bica é materializada por uma saída de água por gravidade, conduzida por um tubo de aço/ferro fundido com extremidade em ângulo de noventa (90º) graus. Durante a visita, verificou-se que a saída de água apresentava um fluxo contínuo, embora de baixa vazão, indicando a presença de um lençol freático ativo ou de um sistema de drenagem natural na área (Figura 2). Esse fato pode ser explicado por uma forte heterogeneidade do perfil de solo, onde provavelmente existe uma camada de solo menos permeável conduzindo o fluxo por seu topo, ou por entre os vazios da camada mais permeável superior.



Figura 2. Vista frontal da Bica dos Quatro Cantos.

Durante a vistoria, foram verificadas inúmeras manchas de umidade distribuídas sobre a superfície da estrutura (Figura 3). Em uma vista frontal da bica, observa-se maior concentração dessas manchas no lado esquerdo, indicando possíveis pontos de infiltração ou fluxo de água na região.



Figura 3. Tubulação de drenagem da bica, em funcionamento na data da vistoria. Detalhe para a mancha de provável ascensão capilar abaixo da saída do tubo.

Além disso, foram identificadas famílias de fissuras nas paredes laterais esquerda e direita, muitas delas acompanhadas por manchas de umidade em seu entorno. Essas fissuras sugerem movimentações possivelmente relacionadas à ação da água ou a processos de instabilidade no solo. No piso da cavidade da estrutura, as manchas de umidade apresentam-se mais desenvolvidas, com a formação de lodo em algumas áreas. Essas manchas estendem-se em direção à tubulação de saída de água, indicando um fluxo de água ascendente do solo em direção à fonte da bica. Fato que corrobora a hipótese do fluxo sub-superficial.

Durante a vistoria, foram identificadas manifestações grafadas na fachada principal da bica, com a inscrição "não ao lixo" (Figura 4). Essa mensagem reflete a preocupação da comunidade com a preservação do local.



Figura 4. Apesar da mensagem “não ao lixo” foram identificados resíduos (a) na frente, (b) na lateral e (c) por trás da bica.

No tardoz do muro principal, foi observada uma caixa de passagem/drenagem que, aparentemente, apresentava vazamentos no momento da visita. A região ao redor da caixa exibia manchas de umidade, além de folhas e roupas usadas, indicando acúmulo de detritos. O odor fétido característico de matéria orgânica em decomposição era perceptível, sugerindo a presença de água estagnada e a falta de manutenção adequada do sistema de drenagem.

Ainda nessa direção, observa-se um talude superior com inclinação estimada em aproximadamente 45º e altura inferior a 3 metros. O perfil do talude apresenta uma morfologia côncava, com vegetação predominantemente rasteira e a presença de três árvores de médio porte. Essa configuração sugere um cenário de bacia de contribuição para o regime hídrico da bica, onde a topografia e a cobertura vegetal desempenham um papel importante na captação e no direcionamento da água em direção à estrutura (Figura 5).



Figura 5 - Talude superior por trás da Bica dos Quatro Cantos.

3. HISTÓRICO DE MOVIMENTAÇÕES

Para avaliar o cenário do entorno da bica, foram analisados dados geotécnicos anteriores, especialmente o Relatório Técnico nº 01-0321-R0, elaborado pelo Grupo de Pesquisa Ambitec da Escola Politécnica da Universidade de Pernambuco (outubro de 2021). O documento descreve visita técnica realizada em 02 de setembro de 2021, pelo Prof. Alexandre Gusmão e equipe da Secretaria Executiva de Patrimônio da Prefeitura Municipal de Olinda, com o objetivo de realizar avaliação geotécnica preliminar em quatro imóveis na Rua da Bica dos Quatro Cantos (entre a Rua do Amparo e a Rua Coronel Joaquim Cavalcante), em Olinda/PE. A vistoria identificou patologias estruturais, como fissuras em paredes e pisos, indicativas de possíveis movimentações do terreno (Figura 6).

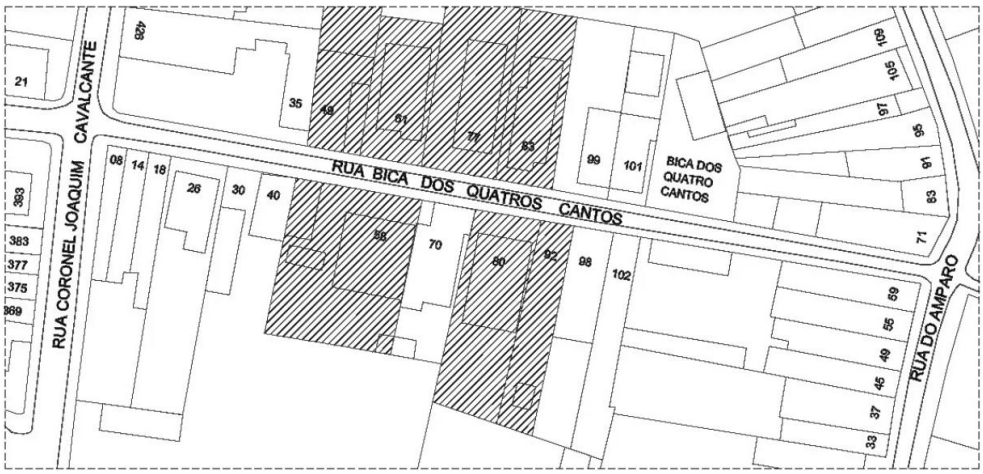


Figura 6. Locação dos imóveis visitados em 2021.

Durante a vistoria, observou-se que a rua apresentava deposição irregular de lixo e restos de poda vegetal, evidenciando a falta de manutenção adequada do local. A Bica dos Quatro Cantos estava com fluxo de água canalizado para a rede de drenagem da rua, indicando um sistema de escoamento ativo, porém com possíveis deficiências. Além disso, foi identificada uma caixa de passagem de esgoto entupida, que causava vazamento de águas servidas na rua, contribuindo para o acúmulo de umidade e a degradação do ambiente. Foram detectados indícios de movimentação lateral do terreno, com direção das casas do lado ímpar para o lado par, especialmente no trecho entre as casas 83 e 61 (lado ímpar) e 80 a 58 (lado par), onde há uma área de mata nos fundos das casas. Essa movimentação tende a "separar" as casas em duas partes, resultando no surgimento de trincas subverticais, como observado na parede da casa número 80, e no piso da casa 83 (Figura 7).



Figura 7. Trincas (a) na parede da casa número 80 e (b) no piso da casa 83.

Vale ressaltar que um relatório mais antigo, Diagnóstico da Situação Existente no Sítio Histórico de Olinda/PE (ZPC-1), foi desenvolvido pelo professor Washington Amorim em 2007. Na ocasião, foram visitadas 620 residências, além de monumentos históricos no perímetro tombado. Contudo, focando especificamente da Rua do Amparo, nas proximidades da Bica dos Quatro Cantos (Figura 8), foram verificadas fissuras contínuas ao longo da rua formando uma linha que passa a cerca de 17 metros da fachada, locadas no teto, piso e paredes (Figura 9).

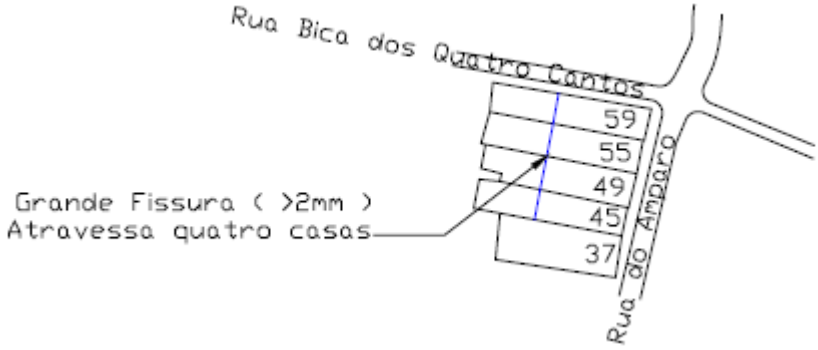


Figura 8. Esquema de fissura próximo a Rua Bica dos Quatro Cantos (FADE, 2007).



Figura 9. Fissuras na alvenaria do imóvel n° 49 da rua do Amparo, próximo a Rua das Quatro Bicas (FADE, 2007).

No aludido trabalho, foi citado ainda que a região compreendida entre a casa nº 59 e a casa nº 03 da Rua do Amparo localiza-se entre dois caminhos de água: a captação da água da Bica dos Quatro Cantos e a captação das águas pluviais da Rua do Amparo, parte da Rua 13 de Maio e trecho da Rua Prudente de Morais. Na Rua Bica dos Quatro Cantos, as casas localizadas próximas à bica também apresentam danos e algumas surgência de água no solo. Dessa forma, é mister destacar que essas patologias recorrentes reforçam a necessidade de intervenções técnicas para a estabilização do terreno e a mitigação dos riscos associados às movimentações geotécnicas.

4. A HIPÓTESE DO FLUXO SUBSUPERFICIAL

As inclinações dos taludes no entorno da Bica dos Quatro Cantos são relativamente baixas, inferiores a 30º, o que, em princípio, não sugere problemas de estabilidade relacionados à geometria do terreno. No entanto, o Professor Alexandre Gusmão levantou a hipótese de que as movimentações observadas

nas encostas podem estar associadas a um fluxo de água através do talude, influenciado, principalmente, pela presença de camadas de baixa condutividade hidráulica no subsolo. Essas camadas poderiam direcionar o fluxo hídrico, aumentando a pressão da água no interior do maciço e contribuindo para a instabilidade do solo.

Para a confirmação das premissas levantadas, o relatório de 2021 recomendou a realização de um levantamento topográfico detalhado na área, visando mapear com precisão as cotas e inclinações do terreno. Além disso, foram sugeridas sondagens do tipo mista, combinando métodos de percussão e rotativa, para investigar as camadas do subsolo e identificar possíveis estratos impermeáveis que possam influenciar o fluxo hídrico.

A retirada de amostras indeformadas também foi indicada, permitindo a realização de ensaios laboratoriais para a caracterização do solo.

Segundo relatos do representante da Defesa Civil de Olinda, o órgão não dispõe de informações sobre a realização dos ensaios recomendados no relatório de 2021, como levantamento topográfico, sondagens mistas e coleta de amostras indeformadas. Essa ausência de dados complementares limita a capacidade de compreensão do cenário geotécnico da Bica dos Quatro Cantos em 2021 e dificulta a avaliação de possíveis alterações até 2024.

A literatura técnica tradicional apresenta poucos relatos de problemas de estabilidade associados a fluxos subsuperficiais. A maioria dos casos documentados está relacionada a grandes volumes de água infiltrada durante períodos chuvosos, mas não necessariamente a fluxos contínuos através de encostas, como citado por Nouwakpo et al, 2018.

Elsenbeer (2001), que descreve o fenômeno de fluxo subsuperficial em florestas tropicais com solos que apresentam gradiente de permeabilidade vertical. Nesse estudo, o autor destaca como a variação na permeabilidade do solo ao longo do perfil vertical pode direcionar o fluxo de água, criando condições propícias para a instabilidade de encostas. Contexto semelhante ao esperado para as encostas de Olinda. A seguir foi aplicado esse conceito para a bica dos quatro cantos (Figura 11).

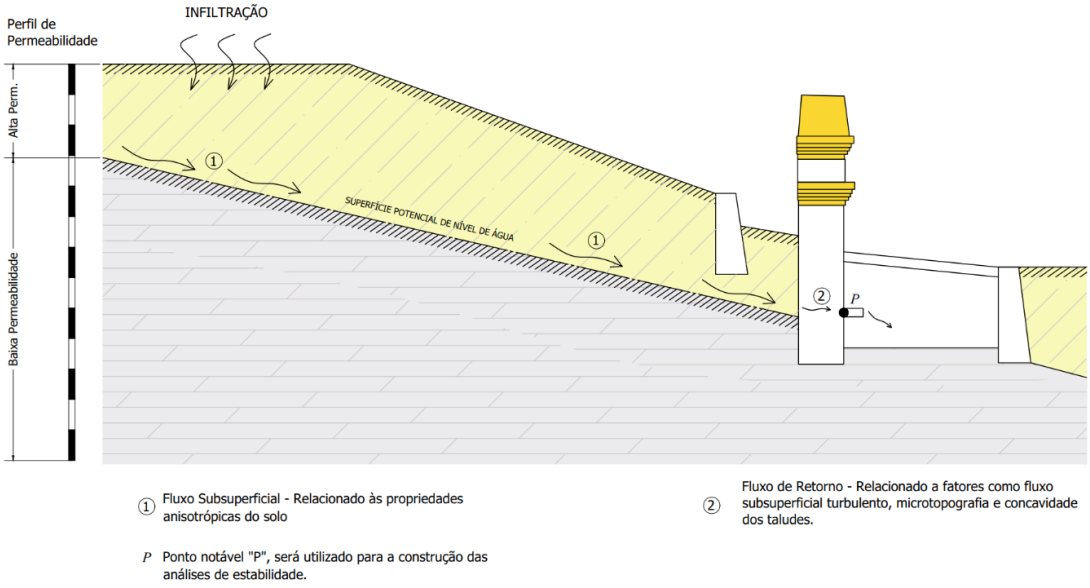


Figura 11 - Dinâmica de fluxo subsuperficial sugerida por Elsenbeer (2001), aplicado para a situação da bica dos quatro cantos. A figura apresenta o perfil de solo esperado, bem como o regime de fluxo esperado.

5. CONCLUSÃO

Os movimentos de massa de baixa velocidade são antigos conhecidos da comunidade geotécnica que estuda o Sítio Histórico de Olinda. Estudos anteriores realizados por referências técnicas na área como o Prof. Jaime Gusmão já relatam os problemas de rastejo que geraram manifestações patológicas em diversos construções históricas da cidade. Em trabalhos pregressos foram definidos os perfis geotécnicos, bem como os parâmetros de permeabilidade das camadas sedimentares que compõe a estratigrafia do subsolo da região. A partir dessa construção anterior é possível contiuar avançando no conhecimento assumindo que o perfil de subsolo seja semelhante na mesma microregião. Fato que deve ser comprovado a partir das campanhas de investigação geotécnicas, as quais servirão para confirmar as hipóteses levantadas ou adequaram a análise preliminar realizada até aqui. Ressalta-se que os aparatos públicos tendem a não apresentar agilidade suficiente para realizar campanhas dessa natureza em tempo hábil, por essa razão, muitas vezes a análise precisa ser realizada de forma a condensar os conhecimentos acumulados para servir a sociedade.

Recomenda-se o aprofundamento da investigação através de análises de estabilidade que considerem o efeito do fluxo subsuperficial , bem como modelagens geotécnicas para análise da descontinuidade de permeabilidade das camadas, para que seja possível a investigação completa do problema retratado.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Elsenbeer, H. (2001), Hydrologic flowpaths in tropical rainforest soilscapes—a review. Hydrol. Process., 15: 1751-1759. https://doi.org/10.1002/hyp.237.

Fundação para o Desenvolvimento (FADE/UFPE). Diagnóstico da Situação Existente no Sítio Histórico de Olinda/PE (ZPC-1), 2° Produto, 2007.

Gusmão, A. D. Relatório 01-0321-R0 - Casas na Rua da Bica dos Quatro Cantos. Grupo de Pesquisa de Engenharia Aplicada ao Meio Ambiente (Ambitec), 2021.

Gusmão, A. D.; Dias, A. B. F.; Oliveira, P. E. S. *Consultoria solos: parecer técnico referente à avaliação geotécnica preliminar do Perímetro Tombado do Sítio Histórico de Olinda/PE (SHO)* [recurso eletrônico]. Recife: UFPE; IPHAN, 2025. 99 p.

Gusmão, Dias e Oliveira (2025)

Nouwakpo, S.K., Song, J.L., Gonzalez, J.M., 2018. Soil structural stability assessment with the fluidized bed, aggregate stability, and rainfall simulation on long-term tillage and crop rotation systems. Soil Tillage Res. 178, 65–71.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/94

Influência do modelo de dimensionamento e variabilidade dos parâmetros na segurança de pilhas de estéril

Marcos Túlio Fernandes
Professor, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Curvelo, Brasil, marcostfer@cefetmg.br

Glaucimar Lima Dutra Fernandes
Pós-graduanda em Engenharia Geotecnia, Prominas, Montes Claros, Brasil, dutra.gal@gmail.com

RESUMO: Pilhas de estéril são estruturas que têm a finalidade de depósito de materiais provenientes da mineração que não possuem valor agregado. A variabilidade dos parâmetros geotécnicos dessas estruturas é muito grande, refletindo em grande incerteza nas análises de estabilidade. A estabilidade dessas estruturas pode ser avaliada utilizando modelos de dimensionamento baseados no critério de tensões admissíveis, abordagem tradicional, utilizando critérios de fatores de segurança parciais ou através de modelos probabilísticos. Posto isto, nesta pesquisa buscou-se avaliar qual a influência desses modelos de dimensionamento na confiabilidade de pilhas de estéril. Para isso, foram realizadas análises de estabilidade da seção de uma pilha de estéril utilizando esses modelos no programa Slide 2D. Os resultados demonstraram que a aplicação da abordagem de dimensionamento utilizando os fatores parciais do Eurocode pode resultar em um subdimensionamento da pilha, caso não seja considerado um ajuste dos fatores parciais em função das características das ações que atuam na estrutura. Os resultados com a aplicação de fatores parciais ajustados em função das ações mostraram-se mais coerentes com os das análises probabilísticas, quando comparados com a abordagem tradicional, em razão de os fatores parciais terem ligação direta com o índice de confiabilidade e com a variabilidade dos parâmetros de resistência.

PALAVRAS-CHAVE: Confiabilidade de Estruturas Geotécnicas, Análises de Estabilidade, Dimensionamento de Pilhas.

ABSTRACT: Stockpile are structures intended for the deposition of materials from mining activities that have no added value. The variability of the geotechnical parameters of these structures is very high, resulting in significant uncertainty in stability analyses. The stability of these structures can be assessed using design models based on the allowable stress criterion, the traditional approach, by applying partial safety factor criteria, or through probabilistic models. In this context, this research aimed to evaluate the influence of these design models on the reliability of stockpile. To this end, stability analyses of the section of a stockpile were carried out using these models in the Slide 2D software. The results showed that applying the design approach with Eurocode partial factors may lead to underdesign of the pile if adjustments to the partial factors are not considered according to the characteristics of the actions acting on the structure. The results obtained with the application of partial factors adjusted according to the actions proved to be more consistent with those of probabilistic analyses, when compared with the traditional approach, since partial factors are directly linked to the reliability index and to the variability of resistance parameters.

KEYWORDS: Reliability of Geotechnical Structure, Stability Analyses, Design of stockpile.

1 INTRODUÇÃO

No processo de exploração mineral, é necessária a implantação de estruturas cuja finalidade é armazenar os resíduos provenientes do beneficiamento do minério ou materiais que não possuem valor agregado, como, por exemplo, o estéril.

Dentre os métodos mais comuns para disposição do estéril, encontra-se a disposição em pilhas. Os projetos de pilhas de estéril são desenvolvidos seguindo as recomendações presentes na ABNT NBR

13029:2024. Entre os requisitos que essas estruturas devem atender, um deles está relacionado à estabilidade. A geometria operacional e final da pilha deve ser definida de forma a conduzir a fatores de segurança mínimos, conforme estabelecido pela ABNT NBR 13029:2024.

Geralmente, os fatores de segurança são definidos por meio de uma análise determinística, na qual se comparam as tensões cisalhantes mobilizadas com a resistência ao cisalhamento do material que constitui o talude. Caso a razão entre a tensão cisalhante mobilizada e a resistência ao cisalhamento seja igual a 1, o talude encontra-se em iminência de ruptura (GERSCOVICH *et al*., 2023). Contudo, recentemente houve uma demanda crescente por análises probabilísticas. Nessas análises, não se trabalha com o valor mais provável do parâmetro de resistência, mas sim com uma curva de densidade de probabilidade do parâmetro, realizando simulações que variam os parâmetros conforme sua distribuição de probabilidade. Segundo Gibson (2011), quando há incerteza em relação aos parâmetros de resistência dos materiais, uma abordagem probabilística é mais apropriada do que uma determinística.

Outra abordagem de projeto é a baseada na aplicação de fatores parciais. Diferentemente da abordagem convencional, nos projetos baseados em fatores parciais aplicam-se fatores de majoração das ações e fatores de minoração da resistência (AOKI, 2008). Esse tipo de abordagem de projeto é trazido pela Eurocode EN 1997-1:2004.

Devido às diversas abordagens que podem ser aplicadas no projeto de pilhas de estéril, este artigo tem por objetivo analisar como cada uma delas pode impactar na condição de segurança de uma pilha. Para essa avaliação, foi definida uma seção padrão, comumente encontrada em projetos de pilhas de estéril, e realizadas análises de estabilidade nessa seção utilizando a abordagem determinística tradicional e a aplicação de fatores parciais, seguindo as recomendações da EN 1997-1:2004. Em razão da grande variabilidade dos parâmetros de resistência que podem apresentar os estéreis, também foram realizadas análises probabilísticas, a fim de avaliar como essa variabilidade pode impactar na segurança da estrutura.

2 ABORDAGEM DE DIMENSIONAMENTO BASEADA NO EUROCODE 7

Na avaliação da estabilidade de taludes, é comumente empregado o conceito de tensão ou resistência ao cisalhamento admissível que pode atuar na estrutura. Nessa abordagem de dimensionamento, os esforços atuantes devem ser iguais ou inferiores à resistência característica do material, dividida por um fator de segurança, conforme a Equação 01. O fator de segurança a ser aplicado depende do tipo de estrutura que se pretende dimensionar, sendo, no caso da estabilidade de pilhas de estéril, definido pela ABNT NBR 13029:2024.

$$E_k \leq \frac{R_k}{FS} \tag{1}$$

E_k: esforços solicitantes;
R_k: resistência característica a determinado esforço;
FS: fator de segurança.

Outra abordagem de dimensionamento sugerida pela EN 1997-1:2004 é a baseada na aplicação de fatores de segurança parciais. Nessa abordagem, as ações e resistência de cálculo são função da aplicação de fatores parciais às ações, esforços e à resistência do material, conforme exemplificado nas Equações 2, 3 e 4. A condição de segurança da estrutura é validada quando o fator de segurança é maior do 1.

$$E_d = R_d \tag{2}$$

$$E_d = E\left\{\gamma_F \,.\, F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right\} \tag{3}$$

$$R_d = R\left\{\gamma_F \,.\, F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right\} / \gamma_R \tag{4}$$

Sendo:
E_d: valor de projeto da ação;
R_d: valor de projeto da resistência a uma ação;
F_{rep}: valor representativo das ações;
X_k: valor característico das propriedades dos materiais;
a_d: valor de projeto de dados geométricos;
γ_F: fator parcial aplicado a ação, ver Tabela 1;
γ_M: fator parcial aplicado ao material, ver Tabela 1;
γ_R: Fator parcial aplicado a resistência, no caso de estabilidade de taludes igual a 1.

Dentro dessa perspectiva, a EN 1997-1:2004 apresenta três abordagens de projeto: DA 1, DA 2 e DA 3, nas quais o que se altera entre elas são as combinações de ações que devem ser aplicadas. Conforme destacado por Lansivaara e Poutanen (2013), a abordagem de projeto aplicada com maior consenso no meio geotécnico para a estabilidade de taludes é a DA 3, em que as combinações de ações podem ser vistas na Equação 5.

$$Combinação: A2 + M2 + R3 \quad (5)$$

Tabela 1. Fatores parciais aplicados as ações e ao material, adaptado de EN 1997-1:2004.

Ação			Material	
Tipo		A2	Tipo	M2
Permanente	Não favorável	1,00	Ângulo de atrito*	1,25
	Favorável	1,00	Coesão efetiva	1,25
Variável	Não favorável	1,30	Resistência ao cisalhamento não drenada	1,40
	Favorável	0,00	Resistência não confinada	1,40
			Peso específico	1,00

*Este fator é aplicado na tan φ

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Modelo geológico-geotécnico da pilha

Nesta pesquisa, as análises de estabilidade foram realizadas no software Slide 2D, da fabricante Rocscience. Esse software permite avaliar a estabilidade considerando normas de projeto de outros países, como, por exemplo, o Eurocode 7, com a aplicação de fatores parciais.

Para a realização dessa análise, foi construída uma seção hipotética de uma pilha com altura de 240 metros na seção mais crítica, além de bermas com altura e largura de 10 metros. A inclinação dos taludes assumida nesta análise foi de 1/2. Essas dimensões estão próximas às adotadas por Cezar *et al*. (2025).

Na seção, foram considerados apenas dois materiais: o material da pilha de estéril e uma fundação em quartzito. O nível d'água adotado na análise encontra-se acima do contato da pilha com a fundação. O modelo da pilha pode ser visto na Figura 1.

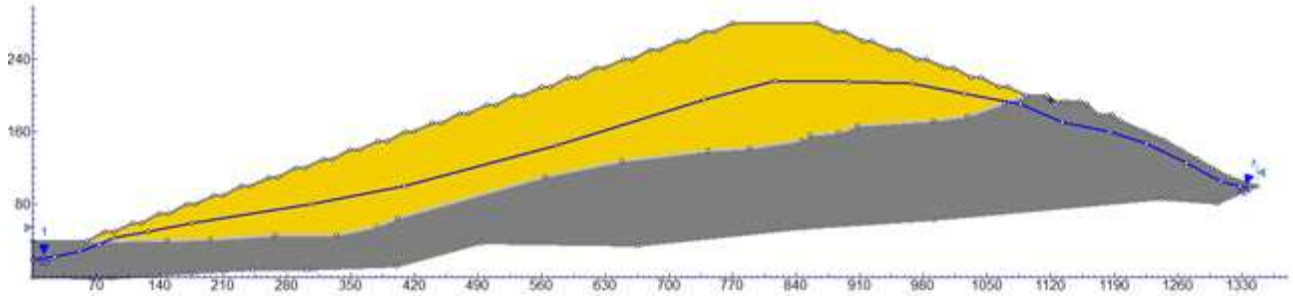


Figura 1. Seção geológica-geotécnica da pilha utilizada nas análises.

3.2 Parâmetros geotécnicos aplicados nas análises

Para compor as análises de estabilidade e probabilísticas, foram aplicados os parâmetros geotécnicos apresentados na Tabela 2. Nas análises realizadas com o objetivo de verificar o impacto da aplicação de fatores parciais aos parâmetros de resistência dos materiais no fator de segurança, foram empregados apenas os valores médios. Já nas análises probabilísticas, foram utilizados os valores médios, o desvio padrão e os valores máximos e mínimos relativos, que correspondem aos valores extremos apresentados na tabela menos o valor médio.

Tabela 2. Resumos dos parâmetros geotécnicos aplicados nas análises

Estéril					
Parâmetro	Valor médio	CV (%)	σ	Valor mínimo	Valor Máximo
Coesão (kPa)	5,00	50,00%	2,50	0,00	10,00
Ângulo de atrito (°)	28,00	10,00%	2,80	22,40	33,60
Peso específico (kN/m²)	20,00	-	-	-	-
Fundação Quatzito					
Parâmetro	Valor médio	CV (%)	σ	Valor mínimo	Valor Máximo
Coesão (kPa)	28,00	50,00%	14,00	18,00	50,00
Ângulo de atrito (°)	33,00	10,00%	3,30	30,00	43,00
Peso específico (kN/m²)	20,72	-	-	-	-

Os parâmetros de resistência do estéril foram extraídos do trabalho de Cezar *et al*. (2025), e os da fundação em quartzito de um dos ensaios de cisalhamento direto apresentados no trabalho de Silva (2006). Para a determinação dos parâmetros que representam a curva de distribuição de probabilidade dos parâmetros de resistência, foi adotado um dos métodos citados por Duncan (2000). Inicialmente, foi adotado um coeficiente de variação de 50% para a coesão e de 10% para o ângulo de atrito, valores compreendidos nos intervalos sugeridos por Sandroni e Sayão (1992), Harr (1984) e Kulhawy (1992) *apud* Duncan (2000). Posteriormente, foram calculados os desvios padrão em função do coeficiente de variação e do valor médio. Os valores máximos e mínimos foram definidos considerando duas vezes o desvio padrão em relação à média. Para o material de fundação em quartzito, os valores máximos e mínimos foram limitados aos valores indicados por Souza *et al*. (2024), para quartzitos do Quadrilátero Ferrífero.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Comparação dos fatores de segurança obtidos aplicando as duas abordagens de dimensionamento

Na Tabela 3 estão apresentados os resultados obtidos dos fatores de segurança das análises realizadas considerando a Abordagem 01, em que se avalia o fator de segurança tradicional, e a Abordagem 02, aplicando

os fatores parciais da EN 1997-1:2004.

Tabela 3. Compilação dos resultados dos fatores de segurança obtidos.

Análise		FS Bishop	FS Spencer	FS Morgenstern-Price
Abordagem 01 – FS Tradicional	Entre bermas	1,50	1,50	1,50
	Talude da direita	1,27	1,27	1,27
	Talude da esquerda	1,52	1,52	1,52
Abordagem 02 – Eurocode	Entre bermas	1,20	1,20	1,20
	Talude da direita	1,01	1,02	1,02
	Talude da esquerda	1,21	1,21	1,21

Por meio dessas análises, é possível observar que os fatores de segurança obtidos na Abordagem 01 para uma ruptura entre bermas e do talude da direita satisfazem o exigido pela ABNT NBR 13029:2024, que estabelece o valor de 1,50 para ruptura global e entre bermas na condição definitiva. No entanto, o talude da direita apresenta um fator de segurança de 1,27, inferior ao recomendado, sendo a superfície de ruptura localizada em uma porção da pilha composta pelo material da fundação, conforme ilustrado na Figura 2a.

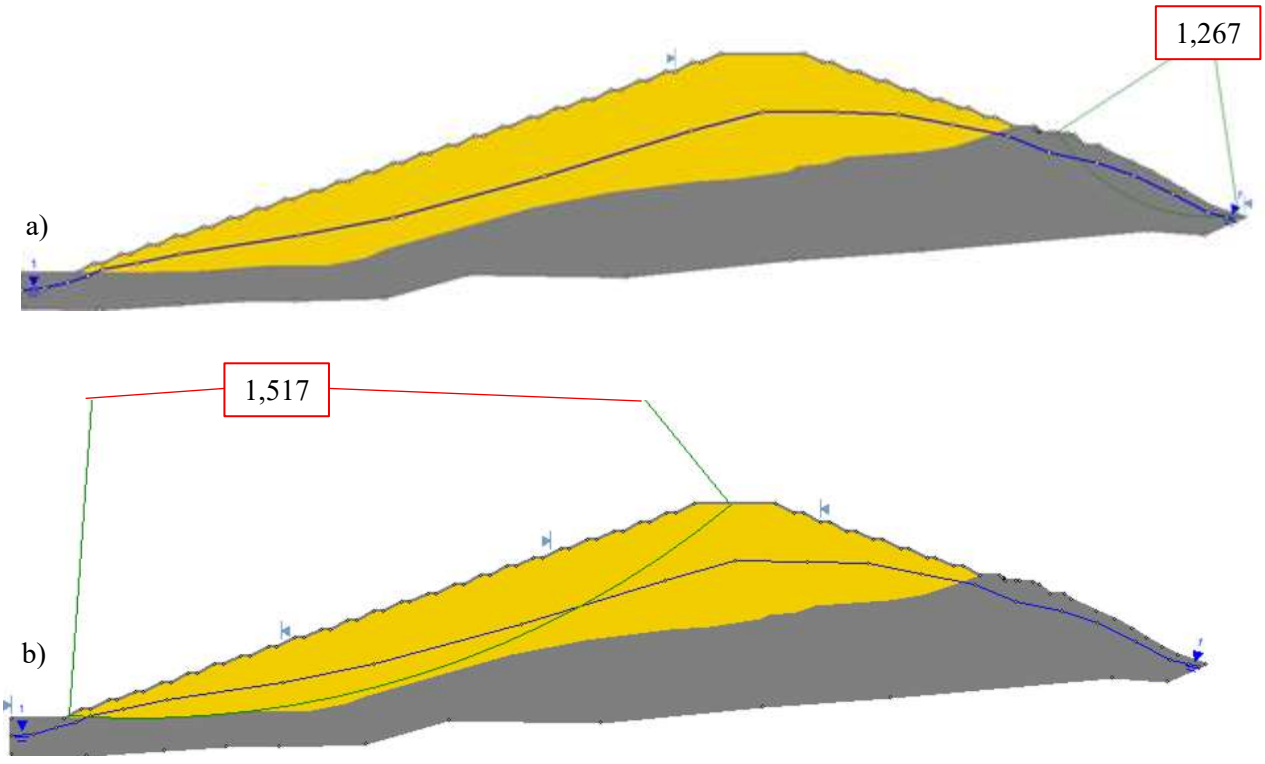


Figura 2. Análises de estabilidade realizadas, Abordagem 1.

Ao analisar os resultados obtidos com a aplicação dos fatores parciais (Abordagem 02), apresentados na Tabela 3, observa-se que todas as análises convergem para um resultado satisfatório, ou seja, a obtenção de um fator de segurança acima de 1. Isso ocorre porque, como os carregamentos atuantes são exclusivamente devido ao peso próprio da estrutura, o fator parcial de majoração das ações é igual a 1. Assim, o único fator parcial atuante é o relacionado aos parâmetros dos materiais, que é de 1,25 para a coesão e o ângulo de atrito, reduzindo o fator tradicional de 1,507, obtido na análise do talude da esquerda, para 1,21.

Essa condição também foi observada por Lansivaara e Poutanen (2013), que relataram que, em situações em que não há ações variáveis influenciando a estabilidade do maciço, a adoção de fatores parciais apenas nos parâmetros dos materiais pode conduzir a resultados menos conservadores. Como nas pilhas de estéril os principais carregamentos decorrem do peso próprio do material, a aplicação dos coeficientes presentes na EN

1997-1:2004 no projeto dessas estruturas pode resultar em valores que não atendam às recomendações normativas nacionais da ABNT NBR 13029:2024.

4.2 Avaliação dos fatores de segurança ajustando os fatores parciais

No trabalho apresentado por Lansivaara e Poutanen (2013), foi definida uma relação entre o fator parcial relacionado ao material (γ_M) e a razão entre as ações variáveis e as ações totais que atuam na estrutura (Q/(G+Q)) para diversos valores de índice de confiabilidade alvo. Para a condição em que o índice de confiabilidade alvo é de 3,80, valor recomendado para situações de projeto comuns segundo a EN 1990:2002, e a razão entre as ações é igual a 0, situação em que não há ação variável, o valor do coeficiente γ_M é 1,72, considerando uma incerteza igual a 0,1. Esse fator parcial corresponde a um coeficiente de variação do material de 10%, igual ao adotado para o ângulo de atrito, parâmetro que mais influencia na estabilidade do estéril. Posto isso, foi realizada uma nova análise considerando esse valor de fator parcial, cujos resultados podem ser vistos na Figura 3.

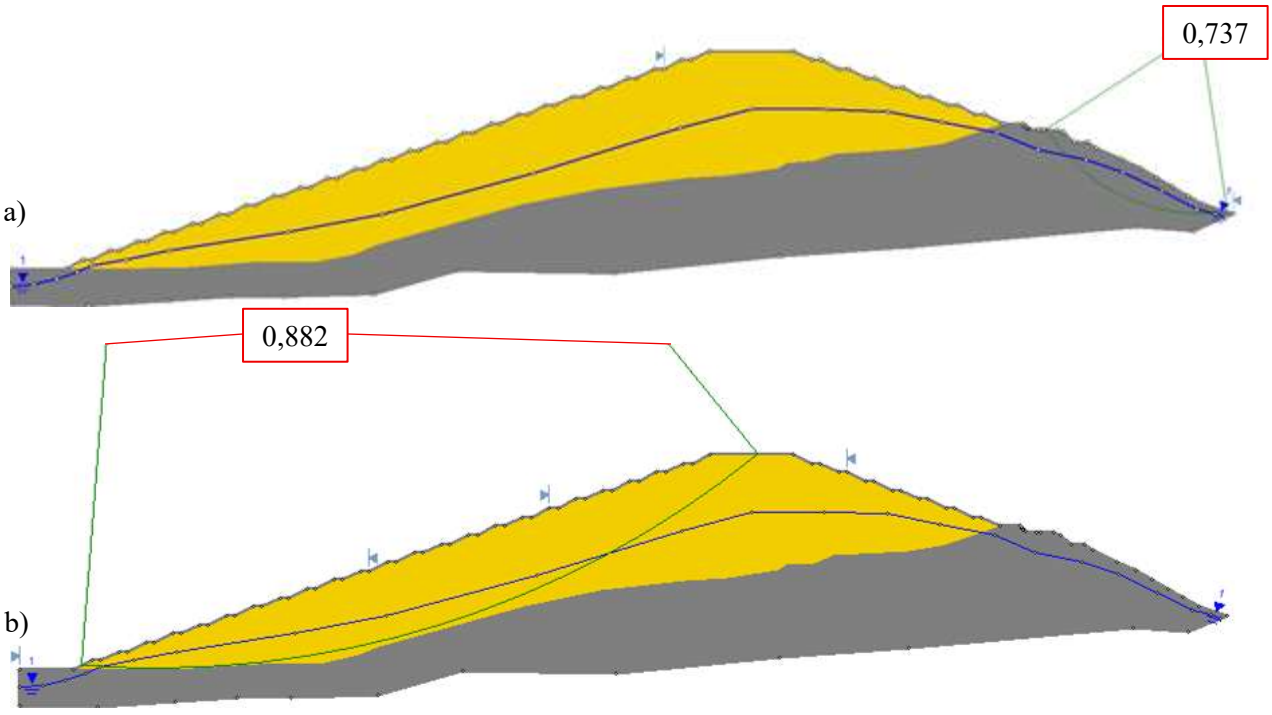


Figura 3. Resultados dos fatores de segurança após o ajuste dos fatores parciais.

Avaliando os resultados apresentados na Figura 3, observa-se que, em ambos os taludes, o fator de segurança está abaixo de 1, não satisfazendo a condição de segurança. No talude da direita, em que o fator de segurança tradicional foi de 1,517, o valor obtido com a adoção do fator parcial foi de 0,882, mostrando que a aplicação de fatores parciais reflete resultados mais conservadores. Isso demonstra que fatores parciais podem ser aplicados em projetos de pilhas, desde que reflitam as condições de carregamento e o nível de confiabilidade de projeto que se pretende alcançar.

4.1 Avaliação da probabilidade de falha da pilha

Os resultados das análises probabilísticas podem ser vistos na Figura 4. Conforme exposto no gráfico, mesmo assumindo variabilidade nos parâmetros de resistência do estéril e da fundação, a probabilidade de falha é igual a 0,00%, ou seja, não foram obtidos fatores de segurança inferiores a 1 nas simulações realizadas.

Contudo, cabe destacar que a probabilidade de falha calculada em função das simulações de Monte Carlo diverge da probabilidade de falha calculada em função do índice de confiabilidade (β), sendo este último um parâmetro mais adequado para avaliação.

Conforme mencionado anteriormente, para condições de projeto usuais, o índice de confiabilidade almejado deve ser igual ou superior a 3,80. Portanto, nenhuma das seções avaliadas atenderia a esse valor. Isso corrobora os resultados apresentados na Figura 3, aplicando os fatores parciais do trabalho de Lansivaara e Poutanen (2013), demonstrando que, como esses fatores possuem ligação direta com o índice de confiabilidade alvo, conduzem a projetos que satisfazem tanto o aspecto do fator de segurança quanto os critérios de confiabilidade e probabilidade de falha.

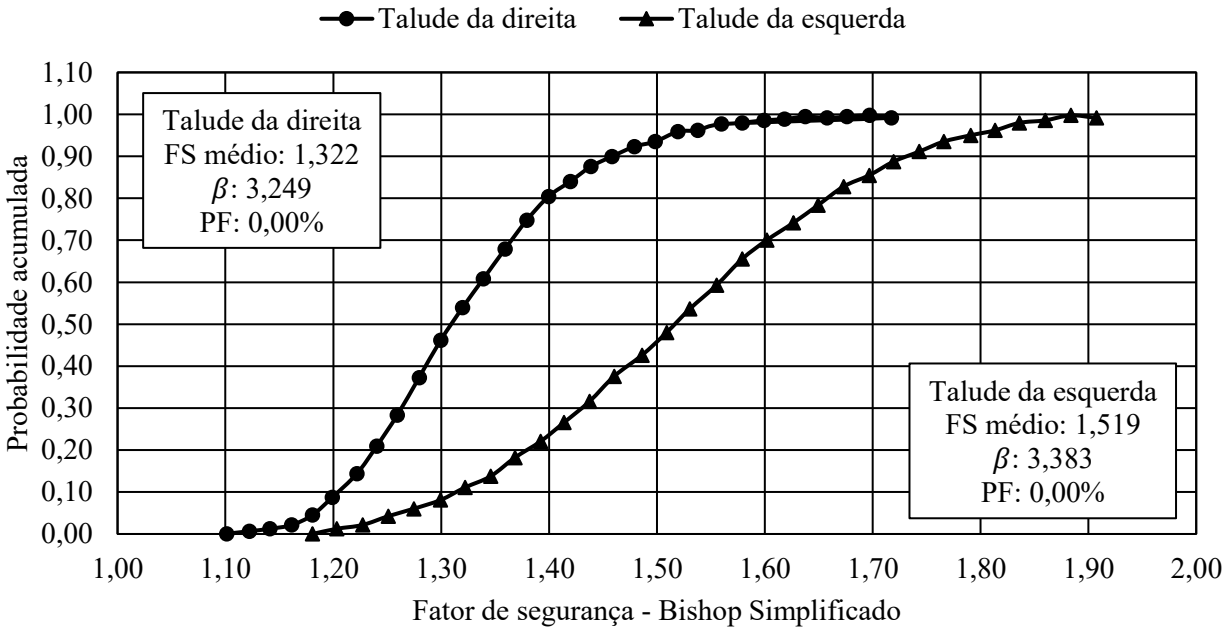


Figura 4. Gráfico de probabilidade acumulada de ocorrência dos fatores de segurança.

5 CONCLUSÕES

Fundamentado nas análises realizadas, é possível concluir que a aplicação da abordagem de projeto baseada nos fatores parciais da EN 1997-1:2004, sem a consideração dos tipos de ações que atuam na estrutura, pode conduzir a um subdimensionamento da pilha. Ao adotar a correção dos fatores parciais dos materiais sugerida por Lansivaara e Poutanen (2013), observa-se que nenhum dos taludes avaliados satisfaz a condição de segurança, sendo essa uma análise mais conservadora do que a tradicional.

Quando se avalia do ponto de vista da probabilidade de falha da estrutura, observa-se que nenhum dos taludes atingiu o índice de confiabilidade alvo de 3,80, havendo convergência com os resultados obtidos pela aplicação dos fatores parciais corrigidos pela razão entre ações variáveis e ações totais. Portanto, há uma tendência de que pilhas projetadas utilizando fatores parciais devidamente calibrados satisfaçam tanto o aspecto do fator de segurança quanto o da probabilidade de ruína.

Sugere-se que, caso sejam utilizados fatores parciais nos projetos, estes sejam calibrados com base no índice de confiabilidade, na variabilidade do material presente na pilha, além da adoção de uma incerteza geral nessa definição e da consideração das condições de carregamento, conforme apresentado por Lansivaara e Poutanen (2013).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AOKI, N. Dogma do fator de segurança. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. In: VI Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia - SEFE. São Paulo, 2008.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2024). NBR 13029. *Mineração – Elaboração e apresentação de projeto de disposição de estéril em pilha*. Rio de Janeiro.

Cezar, B. F., Pelizzoli, L. N., Santos, M. D., Ribeiro, G. N., Borges, M. N. (2025). Caracterização física e mecânica de estéreis do quadrilátero ferrífero - MG e sua influência no fator de segurança geotécnica em pilhas. In: IX Conferência Brasileira sobre Estabilidade e Encostas – COBRAE, Garibaldi, RS. *Anais COBRAE*. p. 834-841.

Duncan, J. M. (2000) Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126 (4), p.307-316.

European Standard (2002). EN 1990: *Basis of structural design.*

European Standard (2004). EN 1997-1: *Geotechnical design - Part 1: General rules.*

Gerscovich, D. M. S., Junior, E. A. V., Campos, T. M. P. (2023) *Estabilidade de Taludes. In: Solos não saturados no contexto geotécnico*. 2nd ed. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo, Brasil. Cap. 25, p. 867-891.

Gibson, W. (1983) Probabilistic methods for slide analysis and design, *Australian Geomechanics*, 46 (3), 11 p.

Lansivaara, T., Poutanen T. (2013) Slope stability with partial safety factor method. In: *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris. p. 1823-1826.

Sandroni, S. S., Sayão, A. S. F. J. (1992) Avaliação estatística do coeficiente de segurança de taludes. In: I Conferência Brasileira sobre Estabilidade e Encostas – COBRAE, Rio de Janeiro, RJ. *Anais COBRAE*. p. 523-535.

Souza, H. A., Pereira, L., Lima, A., Resende, F., Silva, J. V. (2024) Compilação de parâmetros de resistência do Quadrilátero Ferrífero. In: XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRAMSEG, Balneário Camboriú - SC. *Anais COBRAMSEG*.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/95

Interação entre Estrutura de Contenção e Extravasor de Concreto Existente: Avaliação Tensão-Deformação em Alteamento de Barragem

Laís Brenda Lopes Rezende
Engenheira Geotécnica, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Brasil, lais.brenda@ufv.br

Ronaldo Vilela Wanderley Neto
Engenheiro Geotécnico, JF Brasil Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, ronaldo.vilela@jfbr.com.br

Gustavo Ribeiro Paulino
Engenheiro Geotécnico, JF Brasil Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, gustavo.paulino@jfbr.com.br

Ciro Gabriel Tozetti Franco
Geólogo, JF Brasil Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, ciro.franco@jfbr.com.br

RESUMO: A modernização de técnicas construtivas em geotecnia tem impulsionado métodos construtivos capazes de compatibilizar intervenções em barragens com estruturas preexistentes. Este artigo apresenta um estudo de caso de alteamento de barragem utilizando uma solução de solo reforçado *StrataSlope* (*Strata System Inc.* EUA), conciliada com a preservação de um extravasor de concreto já implantado. O objetivo é avaliar a influência da nova estrutura de contenção sobre o comportamento do extravasor por meio de análises tensão-deformação. Para tal, foram realizadas simulações numéricas no *software* RS2 (Rocscience), com modelos constitutivos adequados, contemplando 15 etapas construtivas desde a condição *in situ* até a configuração final. Avaliaram-se deslocamentos das paredes e da laje do extravasor, bem como as tensões atuantes. Os resultados indicam deslocamentos máximos da ordem de 3,0 mm, com deformações distorcionais máximas de 1:1241 (0,08%). Tais deformações totais e diferenciais localizadas se mantêm dentro de limites aceitáveis para estruturas hidráulicas, sem caracterizar estado limite de serviço. Em relação às tensões, observou-se redução durante a escavação, seguida de aumento gradual ao longo da implantação da contenção até a condição final, em que, ainda que o estado de tensões seja superior ao *in situ*, nota-se força cortante resistente pelo menos duas vezes maior que a força cortante solicitante, indicando que a estrutura se encontra dentro dos limites admissíveis. Conclui-se que a interação entre a contenção projetada e o extravasor existente é satisfatória, com deformações e tensões em níveis aceitáveis.

PALAVRAS-CHAVE: Análise Tensão-Deformação, Solo Reforçado, Barragem, StrataSlope.

ABSTRACT: The modernization of geotechnical construction techniques has driven the development of methods for reconciling interventions in dams with pre-existing structures. This paper presents a case study of a dam raise using a reinforced soil technique StrataSlope (*Strata System Inc.* EUA), while preserving an existing concrete spillway. The main objective is to evaluate the influence of the new retaining structure on the behavior of the existing spillway through stress-strain analysis. Numerical simulations were performed using RS2 (Rocscience), with constitutive models appropriate for the materials involved, covering 15 construction stages from the initial *in situ* condition to the final design configuration. Displacements of the spillway walls and slab were evaluated, along with the acting stresses. The results indicate maximum displacements on the order of 3.0 mm, with maximum distortional strains of 1:1,241 (0.08%). Localized total and differential deformations remain within acceptable limits for hydraulic structures, without reaching a serviceability limit state. Regarding stress, a reduction was observed during excavation, followed by a gradual increase throughout the installation of the retaining structure until the final condition. Although the final stress state is higher than the *in situ* condition, the available shear resistance is at least twice the mobilized shear demand, indicating that the structure remains within acceptable limits. It is concluded that the interaction between the designed retaining structure and the existing spillway is satisfactory, with deformations and stresses at acceptable levels.

KEYWORDS: Stress-Strain Analysis, Reinforced Soil, Dam, StrataSlope.

1 INTRODUÇÃO

A modernização das técnicas construtivas em geotecnia tem ampliado a capacidade de engenharia de barragens em lidar com cenários cada vez mais restritivos, nos quais novas intervenções precisam ser compatibilizadas com estruturas existentes e com condicionantes operacionais, ambientais e regulatórios. No setor minerário, este desafio se intensifica à medida que os empreendimentos buscam soluções que permitiam a conciliação do desempenho, segurança e otimização dos recursos disponíveis e adquiridos.

A coexistência entre novas obras e estruturas préexistentes impõe um problema de engenharia: realizar a avaliação da interação entre o elemento existente e as intervenções que serão executadas ao seu entorno. Em particular, estruturas de concreto podem ser sensíveis a deformações, recalques e redistribuição de tensões do maciço e também pela implantação de contenções adjacentes. Assim, em casos em que serão realizadas obras próximas, é necessário prever, com base em metodologias adequadas e ferramentas computacionais capazes de auxiliar em tais análises, se a intervenção planejada mantém o desempenho estrutural e funcional do sistema existente, dentro dos limites aceitáveis de serviço, evitando assim o comprometimento operacional e a necessidade de reforços não previstos.

Neste contexto, a modelagem numérica tem se consolidado como instrumento fundamental para investigar a resposta tensão-deformação em diferentes etapas construtivas, permitindo representar a sequência executiva, o comportamento constitutivo dos materiais e a evolução do carregamento ao longo do tempo. Assim, é possível identificar regiões críticas e a estimativa de deslocamentos e tensões, fornecendo assim informações para tomada de decisão e para ajustes de projeto que possam se mostrar necessários.

Assim, este artigo apresenta um estudo de caso de alteamento de barragem no qual se emprega a técnica de solo reforçado utilizando o sistema *StrataSlope*, onde a estrutura de contenção se encontra próxima a um extravasor de concreto já implantado, preservando assim a sua integridade e função hidráulica. O objetivo central é avaliar a influência da nova estrutura de contenção sobre o comportamento tensão-deformação do extravasor, considerando diferentes fases de escavação e implantação até a condição final de projeto, por meio de simulações numéricas no software RS2. A partir dos resultados, discute-se a magnitude e o padrão dos deslocamentos, a evolução do estado de tensões observados nas estruturas e as implicações para a compatibilização entre a nova obra e a estrutura preexistente. Cabe destacar que, diante da ausência de projeto *As Built* do extravasor, a avaliação se fez especialmente útil do ponto de vista de sensibilidade, analisando-se, comparativamente, o estado de tensões e deslocamentos in situ com aquele verificado após implantação da estrutura de contenção.

2 OBJETO DE ESTUDO

Desde a antiguidade, é possível observar a aplicação de práticas semelhantes às atualmente empregadas no reforço de solo, nos quais materiais eram incorporados como elementos de reforço. Como exemplo, a utilização de mantas naturais compostas por raízes, como àquelas utilizadas pelos mesopotâmicos na construção de Zigurate de Ur (ERLICH; BECKER, 2009).

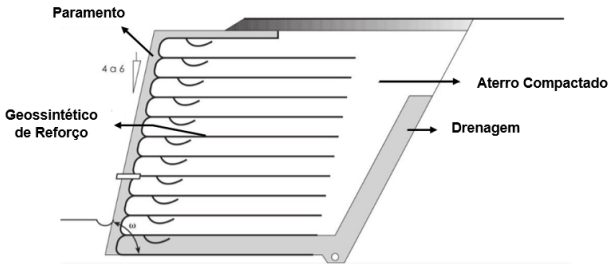
Com o avanço da tecnologia, foram desenvolvidos distintos materiais que possuem características adequadas para serem utilizados em estruturas de contenção. A escolha da tipologia de material deve ser feita levando em consideração diversos aspectos, tais como, econômicos, condições *in loco*, especificidades do projeto, dentre outros. Assim, foi desenvolvido o conceito de uma estrutura de contenção em solo reforçado, em que a inclusão de novos materais em maciços complementam a resistência à compressão apresentada por solos e, outros materiais, a resistência à tração.

O solo reforçado pode ser definido como sendo uma técnica onde é feita a inserção de reforços – métalicos, geossintéticos ou outros – resistentes à tração, em maciços, de forma a se obter um compósito com melhores características mecânicas (ABNT NBR 16.920-1, 2021). O sistema é composto, basicamente, por três elementos distintos: solo ou material de preenchimento, elementos de reforço (inclusões) e elementos de face (paramento), como pode ser observado na Figura 1 (a).

As estruturas de contenção em solo reforçado com paramento flexível se cartacterizam pela utilização de telas metálicas como elemento de face, associadas a elementos geossintéticos (que podem ser geogrelhas

ou geotêxteis tecidos) dispostos horizontalmente no interior do maciço. Esses reforços atuam por interação mecânica com o elemento que compõe o maciço, mobilizando assim esforços de tração e promovendo a redistribuição das tensões internas, enquanto o paramento pode ou não possuir função estrutural em que, em sua maioria, apresentam função de contenção superficial, controle geométrico e, em algumas soluções, auxiliam na drenagem da estrutura. A flexibilidade do sistema permite acomodar deformações diferencias sem comprometer o desempenho global da estrutura, sendo essa uma tipologia amplamente empregada.

Diante da diversidade de soluções atualmente disponíveis, após a análise dos critérios estabelecidos para o desenvolvimento do projeto, foi considerada a utilização de um sistema de contenção em solo reforçado, empregando geogrelha como elementos de reforço e paramento metálico do tipo tela eletrossoldada. O preenchimento da face é feito com mix de brita 0 e 3, conferindo a solução maior segurança contra o arrancamento dos reforços, por meio do embricamento da brita na abertura das geogrelhas, além de promover também uma condição drenante para a face Essa solução enquadra-se no Anexo F da norma ABNT NBR 16.920-1 e um exemplo de aplicação pode ser observado na Figura 1 (b).



(a)



(b)

Figura 1 – (a) Elementos básicos de uma estrutura de contenção em solo reforçado. Fonte: VERTEMATTI, 2015 (adaptado) ; (b) Exemplo de Estrutura de Contenção em Solo Reforçado Utilizado como Solução para o Alteamento.

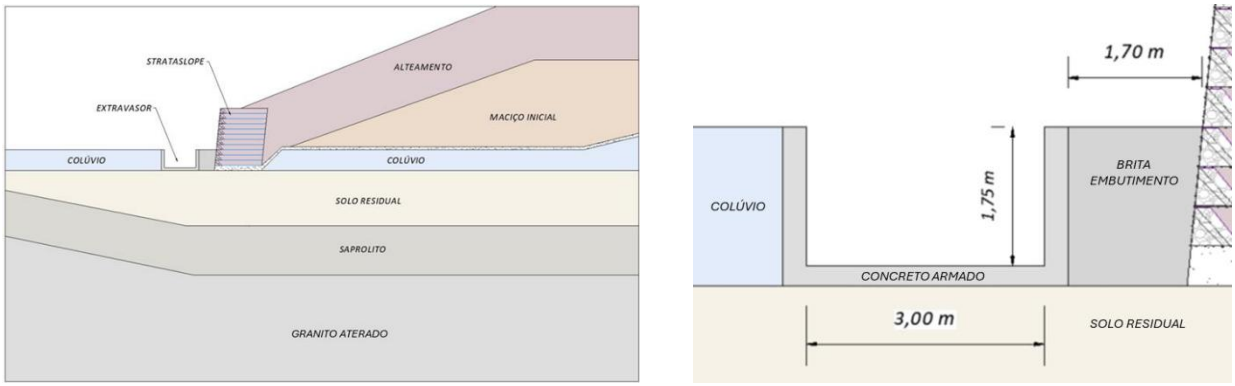
Previamente à realização da análise Tensão x Deformação, destinada a avaliar a influência da estrutura de contenção em relação à estrutura extravasora existente, procedeu-se o dimensionamento da estrutura conforme os critérios preconizados pela referida norma. Foram realizadas análises de estabilidade interna, external e global e, após a comprovação do atendimento integral aos fatores de segurança mínimos normativos, efetuou-se a modelagem numérica para a simulação do estudo.

3. SOLUÇÃO DE PROJETO

A aplicação de uma estrutura de contenção foi necessária tendo em vista a necessidade de alteamento e também de reforço da barragem. Considerando a estrutura do sistema extravasor existente, o projeto de reforço teria uma projeção tal qual interferiria na estrutura em questão, tornando-o inutilizável e sendo necessária a implantação de uma nova estrutura, o que não se justificava tendo em vista o bom estado de conservação da existente bem como a sua funcionalidade. Desta forma, foi necessário verificar soluções que pudessem integrar o sistema de reforço projetado com o extravasor existente.

Desta forma, após a realização de ensaios de campo e laboratoriais e a interpretação dos mesmos, foi realizado o dimensionamento da estrutura a partir da seção crítica (seção com maior altura) da solução em questão. Como resultado das análises de estabilidade realizadas, obteve-se uma estrutura com 5,00 m de altura máxima, em que foram aplicados paramentos de face com altura de 0,50 m (fiadas) e geogrelhas com resistência de tração de projeto de 50 kN/m em cada elemento de face. A solução final pode ser observada na Figura 2 (a).

Com relação ao extravasor existente na estrutura, o mesmo é composto por uma seção retangular de concreto armado, com dimensões 1,75 m x 3,00 m x 1,75 m e com espessura de 0,30 m. Já com relação a estrutura de contenção a ser implantada, a mesma encontra-se a uma distância de aproximadamente 1,70 m da parede externa do extravasor. Estas dimensões podem ser observadas na Figura 2 (b).



(a) (b)

Figura 2 – (a) Solução Final Implementada; (b) Dimensões do Extravasor.

Apresenta-se os parâmetros de resistência e de deformabilidade dos materiais presentes na seção analisada na Tabela 1. Tais parâmetros foram baseados em resultados de ensaios de laboratório e, na falta destes, em informações da literaura. Os reforços geossintéticos utilizados foram modelados como *Liners*, bem como os elementos frontais do sistema Strata, sendo seus parâmetros apresentados na Tabela 2.

Tabela 1 - Parâmetros de Resistência e Deformabilidade dos Materiais

Material	Carregamento Inicial	Peso Específico (kN/m³)	Coeficiente de Poisson	Módulo de Young (kPa)	Ângulo de Atrito de Pico (°)	Coesão de Pico (kPa)
Aterro Argiloso (Maciço Inicial)	Tensão *In situ* e Peso Próprio	19	0,33	25000	28	12
Colúvio	Tensão *In situ* e Peso Próprio	18	0,30	20000	27	6
Solo Residual	Tensão *In situ* e Peso Próprio	20	0,30	45000	32	3
Saprolito	Tensão *In situ* e Peso Próprio	22	0,30	50000	35	25
Granito Alterado (1)	Tensão *In situ* e Peso Próprio	27	0,30	3000000	30	250
Drenagem Interna (2)	Tensão *In situ* e Peso Próprio	20	0,30	60000	30	1
Concreto (3)	Tensão *In situ* e Peso Próprio	23	0,25	25000000	35	3000
Aterro Argiloso (Alteamento)	Peso Próprio	19	0,33	25000	30	12
Brita (2)	Peso Próprio	20	0,30	60000	34	1

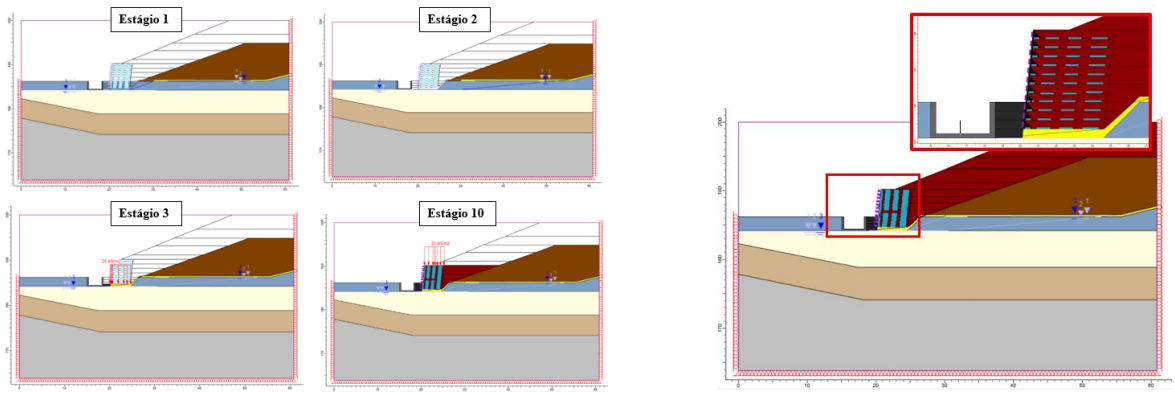
Notas: (1) Read & Stacey (2009); (2) Cruz (2004); (3) ABNT NBR 6118 (2026).

Tabela 2 - Propriedades dos *Liners*

Nome	Tipo	Elemento	Módulo de Tração (kN/m)	Tipo de Material	Resistência de Pico (kN/m)
StrataGrid	Geossintético	Reforço	555,55	Plástico	28,96
StrataSlope	Geossintético	Paramento	25000	Plástico	257,34

4 MODELAGEM NUMÉRICA

A modelagem numérica foi feita no software RS2, da empresa RocScience, em que foram considerados 15 estágios construtivos. O estágio 1 corresponde à condição *in situ*, adotada como referência inicial. O Estágio 2 contempla a escavação e o rebaixamento do nível freático. No Estágio 3, inicia-se o alteamento da estrutura de solo reforçado, que prossegue até o Estágio 10. Sobre cada camada lançada, foi aplicada uma carga distribuída de 25 kPa, que representa o tráfego de equipamentos. A partir do Estágio 11, executou-se o alteamento complementar, concluído no Estágio 15. A Figura *3* (a) ilustra os estágios 1 a 10, enquanto a Figura *3* (b) ilustra o Estágio Final, com detalhe entre a estrutura de contenção executada e o extravasor.



(a) (b)

Figura 3: (a) Estágios 1 a 10 Utilizados na Modelagem Numérica; (b) Estágio 15 e Final da Modelagem.

As análises foram conduzidas em condição de deformação plana (*plane strain)*, admitindo-se regime de fluxo com nível freático estacionário, o qual variou apenas entre os três primeiros estágios. As condições de contorno consistiram na restrição de deslocamentos horizontais (eixo x) nos bordos laterais e restrição de deslocamento horizontais e verticais (x e y) na base do modelo.

Para os materiais presentes desde o Estágio 1, adotou-se a condição inicial com peso próprio e tensões geostáticas simultaneamente, considerando um coeficiente de empuxo em repouso k0 = 0,5. Para os materiais inseridos ao longo das etapas construtivas, foi considerada apenas a condição inicial de peso próprio.

A discretização inicial foi realizada com, aproximadamente, 5000 elementos triangulares de seis nós, sob malha uniforme. A qualidade da malha foi verificada com base nos seguintes critérios geométricos: razão entre o maior e o menor lado inferior a 30, ângulo interno mínimo superior a 2° e ângulo interno máximo inferior a 175°, não sendo identificados elementos de má qualidade segundo tais critérios.

5 RESULTADOS

Neste capítulo serão abordados os resultados referentes a análise tensão-deformação da estrutura de concreto armado tanto com relação aos deslocamentos horizontais e verticais quanto em termos das tensões atuantes na estrutura em questão.

5.1 Deslocamentos

Em termos de deslocamentos horizontais, a Figura 4 traz os resultados da análise Tensão x Deformação feita através do *software* RS2. Para a análise dos resultados, a estrutura do extravasor foi segregada em três elementos: Parede Direita, Parede Esquerda e Base.

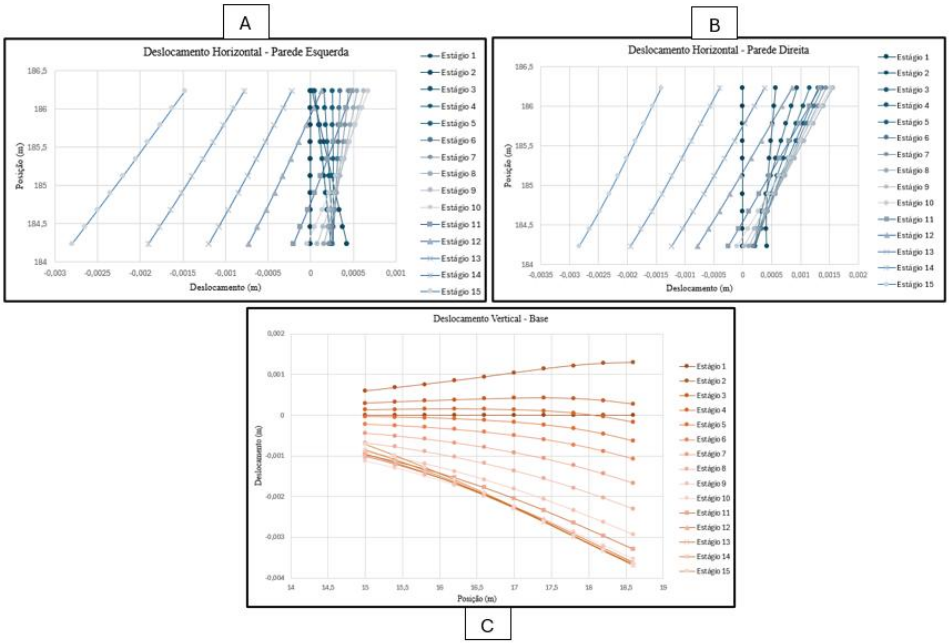


Figura 4 - Resultados Gráficos da Modelagem Tensão-Deformação: (A) Deslocamento Horizontal da Parede Esquerda; (B) Deslocamento Horizontal da Parede Direita; (C) Deslocamento Vertical da Base

Considerando a sequência construtiva demonstrada na Figura 3, observa-se que, inicialmente, a estrutura do extravasor é submetida a um desconfinamento lateral devido à etapa de escavação para implantação da contenção. Então, nos primeiros estágios que consideram esta etapa de escavação, há um aumento dos deslocamentos horizontais, com deslocamentos com maior magnitude relativa (quando se compara os deslocamentos das paredes do extravasor) na parede direita.

Já com relação aos deslocamentos da base da estrutura, observa-se uma tendência de deslocamento vertical para cima com o desconfinamento causado pela escavação, seguido por deslocamentos para baixo durante a implantação da estrutura de solo reforçado. Nestes estágios de implantação do *StrataSlope*, observa-se que, entre os pontos presentes na *query* (representados no gráfico pela posição analisada), há uma diferença de deslocamento vertical entre o lado direito e o esquerdo, podendo ser interpretado como um recalque diferencial, tendo em vista que os pontos da *query* mais próximos à parede direta (próximos à posição 18,00) apresentam valores de recalques maiores do que os pontos próximos à parede esquerda.

Também foram avaliadas as deformações em relação à distorção (d) apresentada dos elementos da estrutura no seu último estágio, em que a estrutura de contenção já está implantada. Desta forma, a distorção apresentada por cada elemento é representada pela seguinte equação:

$$\delta = \frac{\Delta_{Deslocamento}}{Comprimento\ da\ Estrutura}$$

Assim, para cada elemento (parede esquerda, parede direta e base), a deformação diferencial é:

$$\delta_{Base} \approx \frac{1}{1241} \qquad \delta_{Parede\ Esquerda} \approx \frac{1}{1538} \qquad \delta_{Parede\ Direita} \approx \frac{1}{1389}$$

Os resultados mais restritivos obtidos (para a base) atendem aos critérios preconizados em normativas nacionais e internacionais (NBR 6118, ABNT, 2026; prEN 1990:2020, Comité Européen de Normalisation, 2020) quanto ao deslocamento diferencial e ao deslocamento total. Com estes resultados, não se espera que a estrutura extravasora atinja um estado limite de serviço que comprometa sua função operacional.

5.2 Tensões Atuantes

Foram verificadas as tensões desenvolvidas na parede direita e na laje do extravasor. Na parede, os pontos de análise foram posicionados nas porções mais solicitadas, próximo ao encontro com a laje. Já na laje,

tem-se pontos de análise no encontro com a parede direita (mais próxima à escavação / estrutura de contenção). Para análise das tensões atuantes nas paredes de concreto da estrutura existente, estudou-se as tensões verticais (σ_{YY}) e cisalhantes (σ_{XY}) desenvolvidas nos modelos simulados, enquanto na laje se verificou as tensões horizontais (σ_{XX}) além das cisalhantes (σ_{XY}). Na Figura 5, apresentam-se as tensões verificadas para as etapas da modelagem nas quais se tem mais solicitação da estrutura de concreto (*in situ*, escavação e condição final).

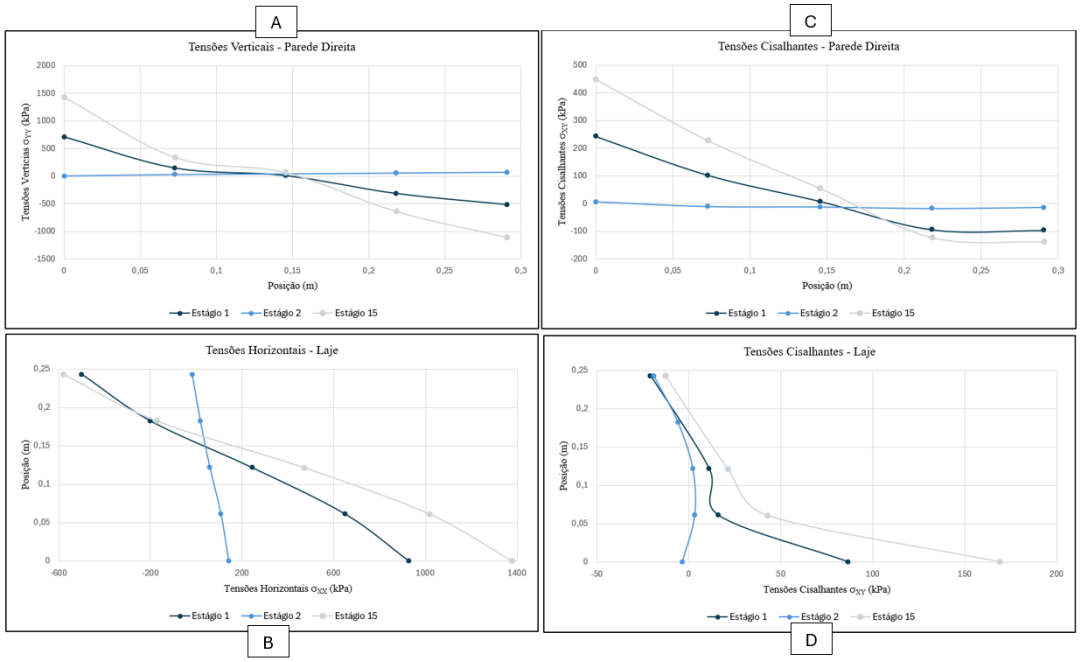


Figura 5 – Tensões Atuantes na Estrutura de Concreto. (A) Tensões Verticais na Parede Direita; (B) Tensões Horizontais na Laje; (C) Tensões Cisalhantes na Parede Direita; (D) Tensões Ccisalhantes na Laje.

Para a parede direita, no cenário *in situ,* as tensões verticais exibem padrão compressivo nas fibras externas (bordo esquerdo) e de tracionamento nas fibras internas (bordo direito), indicando coerência na resposta do modelo numérico. Nota-se que, ao se realizar a escavação prevista em projeto, as tensões de compressão e de tração diminuem consideravelmente, saindo da ordem de 700 kPa (compressão) e 500 kPa (tração) para valores praticamente nulos. Posteriormente, com o carregamento na margem do extravasor causado pela implantação da estrutura de contenção, as tensões verticais aumentam para patamar superior ao da etapa inicial de modelagem, solicitando a estrutura de concreto em, aproximadamente, o dobro da magnitude em termos de tensão vertical (1430 kPa compressão; 1100 kPa tração). A tensão cisalhante na parede direita segue o mesmo comportamento de diminuição durante as escavações e posterior aumento com a implantação da estrutura de contenção, indo da ordem de 250 kPa para 450 kPa nas fibras comprimidas e de 100 kPa para 140 kPa nas fibras tracionadas.

Na laje do extravasor, as tensões horizontais e cisalhantes diminuem com o desconfinamento provocado pela escavação, e tornam a aumentar progressivamente com a implantação da estrutura de contenção, semelhantemente às tensões verificadas para a parede. No estágio inicial, para as tensões horizontais e tensões cisalhantes, respectivamente, a parte comprimida apresenta valores de 930 kPa e 90 kPa e a porção tracionada 500 kPa e 20 kPa. Já no estágio final de projeto, estes valores são, para as tensões horizontais, 1380 kPa e 580 kPa e, para as cisalhantes, 170 kPa e 13 kPa.

Os resultados apresentados indicam que as tensões de compressão são de baixa magnitude e podem ser facilmente suportadas por estruturas usuais de concreto, mesmo aquelas com resistência característica (f_{ck}) inferiores à dos limites normativos. No que se refere aos esforços de tração, ainda que consideradas as condições de carregamento mais exigentes, correspondente à etapa final de construção, não se observa possibilidade de comprometimento da estrutura.

Ao se fazer uma avaliação simplificada da estrutura, mas com base em considerações favoráveis à segurança, nota-se que os resultados encontrados para as trações podem ser equiparados aos causados por um momento fletor atuante da ordem de 17 kN·m/m. Esse valor, contudo, ainda que majorado pelos coeficientes

de carregamento, seguirá inferior ao próprio momento mínimo de dimensionamento das armaduras previsto na norma ABNT NBT 6118,2026, que para esse caso seria de aproximadamente 26 kN·m/m, mesmo que seja considerado um concreto de classe C20 (f_{ck}=20 MPa), que é a de resistência mais baixa permitida. Em realidade, tendo em vista as dimensões da parede do extravasor (30 cm), a armadura mínima da estrutura estará condicionada pela taxa de 0,15% da área da seção transversal de concreto, o que proporcionará uma segurança ainda maior para essa condição.

No que se refere às tensões de cisalhamento a situação também é confortável, do ponto de vista de atendimento aos parâmetros de segurança estrutural, sendo que nas seções mais solicitadas a força cortante resistente de cálculo chega a superar em mais de duas vezes a força cortante solicitante de cálculo.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho avaliou a interação tensão-deformação entre uma estrutura de contenção em solo reforçado (StrataSlope) e um extravasor de concreto armado existente, no contexto do alteamento a jusante de uma barragem. As análises numéricas bidimensionais, realizadas no software RS2 (Rocscience) contemplaram 15 etapas construtivas, desde a condição *in situ* (atual) até a configuração final de projeto.

Em termos de deslocamentos, a estrutura do extravasor apresentou valores máximos da ordem de 3,0 mm. As deformações distorcionais obtidas — da ordem de 1:1241 para a base, 1:1538 para a parede esquerda e 1:1389 para a parede direita — encontram-se dentro dos limites admissíveis estabelecidos por normativas nacionais e internacionais, não sendo identificado atingimento de estado limite de serviço capaz de comprometer a funcionalidade hidráulica do extravasor.

Quanto ao estado de tensões, a escavação para implantação da contenção provoca redução generalizada das tensões na estrutura de concreto. A partir do lançamento das camadas de aterro reforçado, as tensões retornam progressivamente, atingindo, na condição final, valores superiores aos verificados na situação *in situ*. De toda maneira, mostrou-se que tal acréscimo é confortável do ponto de vista de atendimento aos parâmetros de segurança estrutural.

Conclui-se que a solução projetada é compatível com a preservação da estrutura de concreto existente em termos de deformações e de tensões.

A metodologia de análise empregada demonstra-se adequada para a caracterização da interação entre novas obras e estruturas preexistentes em projetos de alteamento de barragens, fornecendo subsídios quantitativos para a tomada de decisão em projeto e para verificações estruturais complementares quando necessário.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 16920-1. *Muros e taludes em solos reforçados Parte 1: Solos reforçados em aterros*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2026). NBR 6118. *Projeto de estruturas de concreto*. Rio de Janeiro.

Comité Européen de Normalisation. *EUROCODE 7: prEN 1997-1:2022. Geotechnical design – Part 1: General rules.* Bruxelas, 2022.

Comité Européen de Normalisation. *prEN 1990:2020. Eurocode – Basis of structural and geotechnical design.* Bruxelas, 2020.

Cruz, P.T. (2004). *100 Barragens Brasileiras: casos históricos, materiais de construção, projeto*. 2. ed. São Paulo. Oficina de Textos.

Ehrlich, M.; Becker, L (2009). *Muros e Taludes de Solo Reforçado: Projeto e Execução.* São Paulo. Oficina de Textos.

Read, J.; Stacey, P. (Eds.) (2009). *Guidelines for Open Pit Slope Design*. Leiden. CRC Press/CSIRO Publishing.

Vertematti, C.J (2015). *Manual Brasileiro de Geossintéticos.* São Paulo. Blucher.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/96

Intervenção emergencial em edificação sobre talude instável após rompimento de drenagem pluvial: um estudo de caso

Danilo Bastos Barbosa
Engenheiro Civil - Gestor de Obras II, Concreta Tecnologia em Engenharia Ltda, Salvador, Brasil, danilo.bastos@concreta.com.br

Minos Trocoli de Azevedo
Engenheiro Civil - Diretor, Concreta Tecnologia em Engenharia Ltda, Salvador, Brasil, minos.trocoli@concreta.com.br

RESUMO: O artigo apresenta um estudo de caso sobre uma intervenção emergencial realizada numa edificação de quatro pavimentos na cidade de Salvador (BA), na qual, em razão das fortes chuvas, ocorreu um escorregamento do talude em decorrência do rompimento de uma antiga rede de drenagem pluvial que passava sob essa edificação. O rompimento da rede provocou o escorregamento do maciço de terra sob a edificação e o desabamento do muro de contenção existente no pé do talude, com consequente exposição de trechos consideráveis de fuste dos tubulões que compunham as fundações do prédio, inclusive com fissuras horizontais no corpo de alguns dos tubulões. Três veículos estacionados em garagens localizadas à frente do prédio acompanharam o deslizamento do talude, passando por baixo da laje armada da garagem coberta. O evento gerou uma enorme sensação de insegurança entre os moradores e a comunidade local, com a clara impressão de colapso iminente da estrutura. Apesar da gravidade da situação, o tipo de fundação adotado — em tubulões — foi determinante para evitar o colapso total do edifício. A resistência individual dos elementos e sua capacidade de manter parte da carga estrutural suportada impediram o desabamento completo, proporcionando tempo hábil para estudos e intervenções técnicas. A obra teve como objetivo restabelecer a segurança e a estabilidade da edificação por meio de um conjunto de ações integradas. Foram realizados reforços das fundações expostas, reconstrução das estruturas colapsadas e implantação de diferentes soluções de estabilização de taludes, adequadas às características geotécnicas locais, como contenções em solo grampeado, muros de flexão em concreto armado, cortina atirantada e drenagem superficial, com o objetivo de mitigar riscos de novos escorregamentos e garantir a durabilidade das soluções implantadas. O trabalho aborda detalhadamente o processo de diagnóstico das causas do sinistro, a análise da concepção estrutural original, os estudos complementares realizados, o desenvolvimento dos projetos executivos de recuperação e estabilização dos taludes do entorno e sob a edificação e as etapas construtivas adotadas. O estudo destaca os desafios técnicos enfrentados durante a obra, especialmente em função da proximidade com edificações vizinhas e da instabilidade do terreno, além de apresentar os resultados obtidos com as intervenções. A experiência contribui para o aprendizado em situações de colapsos induzidos por falhas em redes de drenagem antigas, comuns em áreas urbanas densamente ocupadas.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de taludes, Intervenção emergencial, Tubulões, Reforço de fundações, Estacas raiz, Drenagem pluvial

ABSTRACT: This paper presents a case study of an emergency intervention carried out on a four-story residential building located in the city of Salvador, Bahia, Brazil. Due to intense rainfall, a slope failure occurred as a result of the rupture of an old stormwater drainage network running beneath the building. The failure of this drainage system triggered soil sliding beneath the structure and led to the collapse of an existing retaining wall at the toe of the slope. As a consequence, significant portions of the shafts of the foundation caissons were exposed, including the occurrence of horizontal cracks in some of these elements. Three vehicles parked in garages located in front of the building were dragged along with the sliding mass, passing beneath the reinforced concrete slab of the covered garage. The event generated a strong sense of insecurity among residents and the surrounding community, with a clear perception of imminent structural collapse. Despite the severity of the situation, the foundation system adopted—caissons—played a decisive role in preventing total collapse. The individual resistance of these elements and their ability to sustain part of the structural loads avoided complete failure, providing sufficient time for technical assessments and emergency interventions.

The main objective of the intervention was to restore the safety and stability of the building through a set of integrated actions. These included the strengthening of exposed foundations, reconstruction of collapsed structural elements, and the implementation of different slope stabilization solutions adapted to local geotechnical conditions, such as soil nailing, reinforced concrete flexural retaining walls, anchored retaining walls, and surface drainage systems, aiming to mitigate the risk of further slope failures and ensure the durability of the adopted solutions. This work discusses in detail the diagnostic process used to identify the causes of the failure, the analysis of the original structural design, the complementary investigations performed, the development of executive designs for recovery and slope stabilization around and beneath the building, and the construction stages adopted. The study highlights the technical challenges faced during the intervention, particularly due to the proximity of neighboring buildings and ground instability, and presents the results achieved. The experience contributes to technical learning in situations involving collapses induced by failures in old drainage networks, which are common in densely occupied urban areas.

KEYWORDS: Slope stabilization, Peripheral urban areas, Retaining structures, Soil nailing, Surface drainage, Urban transformation

1 INTRODUÇÃO

A ocorrência de escorregamentos de taludes em áreas urbanas densamente ocupadas representa um dos principais riscos geotécnicos enfrentados pelas cidades brasileiras, sobretudo em regiões sujeitas a regimes pluviométricos intensos e com infraestrutura de drenagem antiga ou deficiente. Em Salvador (BA), onde a ocupação de encostas se deu de forma acelerada e, muitas vezes, sem o devido planejamento técnico, episódios dessa natureza são recorrentes e frequentemente associados a falhas em sistemas de drenagem pluvial e/ou esgotamento sanitário.

Nesse contexto, o presente artigo apresenta um estudo de caso referente a uma intervenção emergencial realizada em uma edificação residencial de quatro pavimentos, implantada sobre um talude natural, que sofreu um grave sinistro após o rompimento de uma antiga rede de drenagem pluvial localizada sob o prédio. O evento, agravado por chuvas intensas, provocou o escorregamento do maciço de solo de fundação, o colapso de estruturas de contenção existentes e a exposição parcial dos elementos de fundação profunda da edificação.

Apesar da severidade do cenário observado e da clara percepção de colapso iminente por parte dos moradores, a concepção estrutural original, baseada em fundações profundas do tipo tubulões, mostrou-se decisiva para evitar o desabamento total da edificação. A integridade residual desses elementos permitiu a redistribuição parcial dos esforços e garantiu tempo hábil para a realização de estudos técnicos, elaboração de projetos executivos e execução das obras de recuperação e estabilização.

A solução definitiva adotada envolveu a combinação de diferentes técnicas de estabilização geotécnica e reforço estrutural, incluindo o reforço dos tubulões existentes, cortina atirantada apoiada sobre estacas raiz, solo grampeado e estruturas de concreto armado. A integração dessas soluções permitiu restabelecer a segurança da edificação e garantir a estabilidade global do talude em uma condição de elevada complexidade geotécnica e construtiva.

O objetivo deste trabalho é apresentar, de forma sistematizada, o diagnóstico das causas do acidente, a caracterização da edificação e do evento, bem como os estudos técnicos desenvolvidos para avaliação dos riscos e definição das soluções de engenharia adotadas. Busca-se, ainda, contribuir para o aprendizado técnico em situações de emergência associadas a falhas de drenagem em áreas urbanas consolidadas, fornecendo subsídios para intervenções futuras em cenários semelhantes.

2 CARACTERIZAÇÃO DA EDIFICAÇÃO

A edificação objeto deste estudo está localizada no bairro Alto do Politeama, na cidade do Salvador, Bahia, área urbana consolidada caracterizada por ocupação densa e presença de edificações implantadas em terrenos com declividades acentuadas. O edifício consiste em um prédio residencial de quatro pavimentos como estrutura em concreto armado, formado por pilares, vigas e lajes maciças, e foi projetado para uso predominantemente residencial, com garagens localizadas no pavimento inferior.

A fundação da edificação é constituída por tubulões a céu aberto, executados até atingir camadas de solo com capacidade de suporte compatível com as cargas transmitidas pela superestrutura. Esse tipo de fundação, amplamente utilizado à época da construção, apresenta como característica a elevada capacidade de carga individual dos elementos e uma maior tolerância a redistribuições de esforços em situações excepcionais, quando comparado a fundações rasas.

O edifício encontra-se implantado parcialmente sobre um talude natural, com diferença significativa de cotas entre a parte posterior e frontal do terreno. No pé do talude existia um muro de contenção em arrimo de pedra, responsável pela estabilização do maciço e pela proteção das áreas de garagem localizadas à frente da edificação. Sob o prédio, passava uma antiga rede de drenagem pluvial, integrante da infraestrutura urbana local, cuja presença não era plenamente conhecida ou considerada nos projetos originais.

3. CARACTERIZAÇÃO DO ACIDENTE

O acidente ocorreu após um período de chuvas intensas, quando houve o rompimento da antiga rede de drenagem pluvial localizada sob a edificação. A falha da tubulação provocou a infiltração contínua de grandes volumes de água no maciço de solo, resultando no aumento da poropressão, redução da resistência ao cisalhamento e consequente perda de estabilidade do talude.

Como consequência direta, verificou-se o escorregamento de parte significativa do solo sob o edifício, acompanhado do colapso das estruturas de contenção existentes. Destaca-se que, na parte posterior da edificação, havia originalmente uma contenção executada em alvenaria de pedra, a qual, em função do acréscimo significativo do empuxo de terra associado ao acúmulo de água no maciço, veio a sofrer tombamento, perdendo sua função estabilizante e contribuindo para a progressão do movimento de massa.

O escorregamento do maciço expôs trechos consideráveis do fuste de diversos tubulões de fundação, sendo observadas, inclusive, fissuras horizontais no corpo de alguns desses elementos, indicando solicitação estrutural atípica e risco potencial à estabilidade global da edificação.



Figura 1 – Vista geral do local logo após o acidente

O tombamento da contenção em alvenaria de pedra e o escorregamento do solo atingiram ainda uma edificação pública implantada ao pé da encosta. Essa edificação teve parte destruída, sendo invadida e recoberta pelo material terroso e lama provenientes do movimento de massa, evidenciando a magnitude do evento e seus impactos além dos limites do lote originalmente afetado. O cenário pós-acidente caracterizou-se por grande instabilidade do terreno, presença de vazios sob a edificação e elevado risco de novos escorregamentos progressivos.

O evento gerou intensa sensação de insegurança entre os moradores e a comunidade do entorno, com a percepção generalizada de possibilidade de colapso iminente do edifício, o que demandou a adoção imediata de medidas emergenciais de isolamento da área e avaliação técnica especializada.

4. CAUSAS PROVÁVEIS E CONSEQUÊNCIAS

A principal causa do acidente foi atribuída ao rompimento da antiga rede de drenagem pluvial, cuja integridade estrutural encontrava-se comprometida pelo envelhecimento dos materiais e, possivelmente, por ausência de manutenção adequada ao longo dos anos. A ruptura da tubulação resultou em um fluxo contínuo e não controlado de água para o interior do maciço de solo, agravando significativamente as condições geotécnicas locais.

O processo de saturação do solo levou à elevação da poropressão e à redução dos parâmetros de resistência, favorecendo o desencadeamento do escorregamento do talude. A inexistência ou insuficiência de sistemas complementares de drenagem profunda e superficial contribuiu para a progressão do fenômeno.

Entre as principais consequências observadas destacam-se o colapso do muro de contenção existente, a exposição e danos parciais aos elementos de fundação profunda, a perda de suporte do solo sob a edificação e o comprometimento funcional das áreas de garagem. Do ponto de vista social, o evento provocou transtornos significativos aos moradores, incluindo a interdição do edifício e o impacto psicológico associado ao risco.

5. ESTUDOS TÉCNICOS PARA CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA E AVALIAÇÃO DOS RISCOS

Diante da gravidade do cenário observado após o sinistro, foram desenvolvidos estudos técnicos multidisciplinares com o objetivo de compreender o comportamento do maciço, avaliar a estabilidade da edificação e subsidiar a definição das soluções emergenciais e definitivas de engenharia. As atividades foram organizadas de forma sequencial e integrada, conforme descrito a seguir.

5.1 Vistoria técnica, levantamento de informações e busca por projetos anteriores

Como etapa inicial dos estudos técnicos, foi realizada vistoria técnica in loco, conduzida por equipe multidisciplinar de especialistas, com o objetivo de avaliar as condições estruturais da edificação, os impactos decorrentes do acidente e os danos observados, visando à atestação da viabilidade técnica de recuperação e reforço da estrutura existente.

Durante a visita técnica, foram executadas inspeções visuais detalhadas nos elementos estruturais, fundações e taludes adjacentes, bem como avaliadas as condições geotécnicas do entorno imediato. Nessa fase, também foram levantadas informações técnicas relevantes que permitiram comprovar a real situação da edificação, identificando que, apesar da gravidade do evento, a estrutura principal não apresentou comprometimentos irreversíveis, evidenciando a possibilidade técnica de reforço e recuperação.

Paralelamente à vistoria, procedeu-se à busca por projetos e registros técnicos anteriores, tendo sido obtido o projeto original de locação dos tubulões, contendo o detalhe típico das fundações, datado de 2004. Esse material serviu como base para os estudos iniciais, possibilitando a compreensão do sistema estrutural adotado à época da construção e auxiliando na identificação das causas prováveis do mecanismo de ruptura, especialmente no trecho correspondente ao término da armação dos tubulões.

A integração entre as informações obtidas em campo e a análise dos projetos existentes foi fundamental para a definição das estratégias de reforço estrutural e das soluções geotécnicas adotadas, garantindo maior segurança técnica às intervenções propostas.

5.2 Levantamento topográfico e cadastral da área

Foi realizado levantamento topográfico e cadastral detalhado da área afetada, contemplando a geometria do terreno na condição pós-sinistro, a posição da edificação, das estruturas colapsadas e das áreas com perda de material. Esse levantamento permitiu a correta representação do relevo e das descontinuidades existentes, constituindo base fundamental para a elaboração dos modelos geométricos utilizados nas análises de estabilidade dos taludes e no desenvolvimento dos projetos executivos das soluções de contenção e reforço estrutural.

5.3 Sondagem de simples reconhecimento do solo

Considerando a inexistência de registros geotécnicos da época da construção, foram executadas duas sondagens de simples reconhecimento do solo (SPT) no entorno da edificação, com o objetivo de caracterizar o perfil estratigráfico local e obter parâmetros geotécnicos preliminares. As sondagens possibilitaram a identificação das camadas de solo predominantes, a avaliação de sua consistência e resistência, bem como o reconhecimento das condições de saturação, fornecendo subsídios essenciais para as análises de estabilidade e para o dimensionamento das soluções de contenção propostas.

5.4 Análise da estabilidade dos taludes e da edificação

Com base nos dados topográficos, geotécnicos e estruturais levantados, foram realizadas análises de estabilidade dos taludes naturais e artificiais existentes, bem como da interação solo–estrutura da edificação. Essas análises consideraram diferentes cenários de carregamento e condições de drenagem, incluindo a situação crítica imediatamente após o rompimento da rede pluvial. Paralelamente, procedeu-se à avaliação da capacidade residual dos tubulões expostos, verificando-se a redistribuição de esforços e os riscos associados à continuidade do escorregamento e a um eventual desmoronamento progressivo do prédio.

5.5 Projeto de reforço dos tubulões (encamisamento)

A inspeção dos elementos de fundação revelou que, conforme o detalhe típico do projeto original, a armação dos tubulões se estendia apenas até aproximadamente 2,5 m de profundidade. Após o escorregamento, alguns tubulões ficaram expostos em trechos de até 5,0 m, sendo observadas fissuras horizontais localizadas justamente na região de transição entre o trecho armado e o não armado, caracterizando um mecanismo de ruptura por cisalhamento.

Diante desse quadro, foi desenvolvido um projeto de reforço por encamisamento integral dos trechos expostos dos tubulões, mediante instalação de nova armadura longitudinal e transversal, seguida da aplicação de concreto projetado. A solução permitiu recompor a capacidade resistente dos elementos nas regiões fissuradas e submetidas a esforços de flexão e cisalhamento decorrentes da perda de confinamento lateral do solo. A Figura 2 apresenta o detalhe típico do reforço adotado, evidenciando a disposição das armaduras e a seção final encamisada.

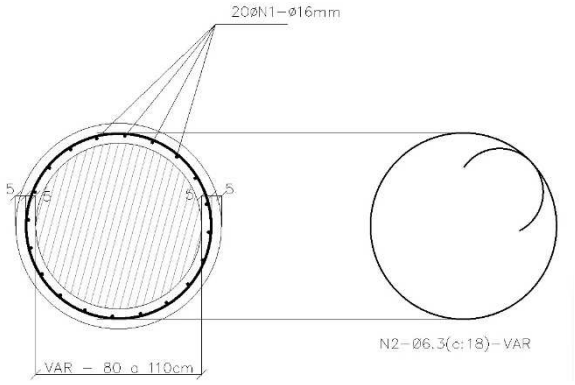


Figura 2 – Detalhe típico do reforço dos tubulões por encamisamento.

Considerando que o fuste dos tubulões permaneceu sem reaterro ao longo do trecho exposto, esse segmento passou a se comportar estruturalmente como pilares sem travamento lateral, sujeitos a esforços de flexão e cisalhamento. Em função dessa nova condição de contorno, o projeto de reforço incluiu a execução de vigas de travamento laterais interligando os tubulões entre si, com o objetivo de reduzir os comprimentos livres, promover o trabalho solidário dos elementos e conferir maior rigidez e estabilidade global ao conjunto estrutural durante e após as intervenções.

5.6 Projeto das soluções de contenção

Para a estabilização definitiva do maciço e mitigação do risco de novos escorregamentos, foram concebidas soluções de contenção compatíveis com as condições geotécnicas locais e com as restrições

impostas pela área urbana consolidada. O conjunto de soluções adotadas incluiu três painéis de cortina atirantada apoiados sobre estacas raiz (Ø 200 mm), totalizando 59 tirantes protendidos com carga de trabalho de 35 tf. Os tirantes foram dimensionados com comprimentos variando entre 8,0 m e 12,0 m, de forma a garantir a adequada ancoragem além das superfícies potenciais de ruptura identificadas nos estudos de estabilidade.

Complementarmente, foram executados painéis de solo grampeado utilizando grampos com comprimentos de 3,0 m e 6,0 m, distribuídos conforme a geometria e as condições geotécnicas dos taludes. Em trechos específicos, onde as condições de implantação exigiam estruturas de contenção rígidas, foram adotados muros de flexão em concreto armado com alturas variando até 4,0 m.

As soluções foram dimensionadas de forma integrada, considerando a estabilidade global do talude, a segurança da edificação, as cargas atuantes e as interferências com as construções vizinhas. A Figura 3 apresenta uma seção transversal típica da contenção executada, destacando os principais elementos da solução adotada.

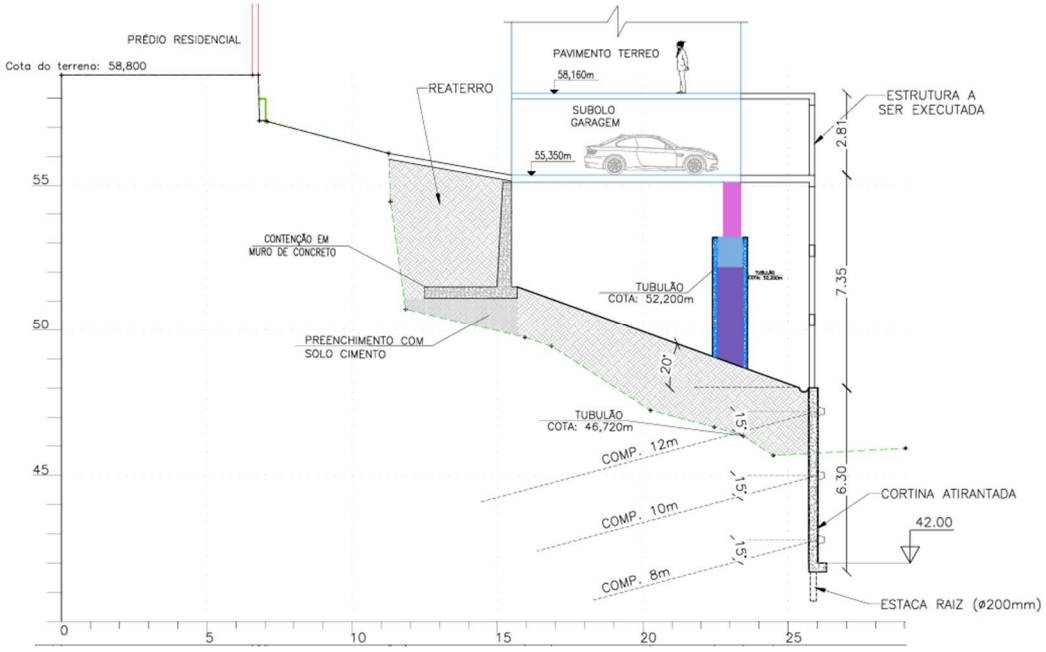


Figura 3 – Seção transversal típica da contenção executada

5.7 Plano de ataque para minimização do risco

Paralelamente ao desenvolvimento dos projetos executivos, foi elaborado um plano de ataque emergencial com foco na minimização imediata dos riscos à vida e ao patrimônio. As ações iniciais contemplaram o esvaziamento integral do prédio, a injeção de calda de cimento nos tubulões para recomposição de vazios e melhoria das condições de apoio, o escoramento provisório de trechos estratégicos e o início do encamisamento dos tubulões com armação e concreto projetado.

Durante todas as etapas da intervenção, foi realizado acompanhamento técnico contínuo da edificação, com inspeções periódicas voltadas à verificação do surgimento de fissuras, deslocamentos ou quaisquer indícios de movimentação estrutural. Esse monitoramento sistemático permitiu avaliar o comportamento da superestrutura frente às atividades executivas e às alterações progressivas das condições de apoio.

Ressalta-se que, ao longo de todo o período de obra, não foram constatados abalos estruturais, movimentações significativas ou o aparecimento de novas fissuras na edificação, evidenciando o comportamento estável da estrutura e a eficiência das medidas emergenciais adotadas.

Na sequência, procedeu-se à escavação controlada para retirada do material inservível, à execução de estacas raiz para apoio da cortina atirantada, à implantação dos sistemas de cortina atirantada, solo grampeado e muros de flexão, e, por fim, à reconstrução da garagem colapsada. Esse encadeamento de ações foi fundamental para garantir a estabilidade progressiva do conjunto durante todas as etapas da obra, reduzindo significativamente o risco de novos eventos críticos.



Figura 4 – Injeção de calda de cimento nos tubulões cisalhados.



Figura 5 – Encamisamento dos tubulões: detalhe da armação e aplicação de concreto projetado.



Figura 6 – Execução das estacas raiz como elemento de fundação da cortina atirantada e execução das soluções de contenção (cortina atirantada e solo grampeado).



Figura 7 – Vista geral da obra concluída, com o talude estabilizado e estruturas reconstruídas.

Na Figura 7 é possível visualizar a obra finalizada, destacando-se a contenção em cortina atirantada executada ao fundo da edificação, responsável pela estabilização definitiva do talude. As demais soluções de reforço estrutural e geotécnico implantadas ao longo da intervenção — tais como o encamisamento dos tubulões com vigas de travamento, estacas raiz, solo grampeado e sistemas de drenagem — encontram-se incorporadas ao maciço e não são perceptíveis na imagem, uma vez que ficaram ocultas pela reconstrução da parede da garagem, restabelecendo a funcionalidade e a segurança da edificação sem impacto visual significativo.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo de caso apresentado evidencia, de forma clara, a elevada vulnerabilidade das edificações implantadas em áreas de encosta quando associadas à existência de redes antigas de infraestrutura urbana, especialmente sistemas de drenagem pluvial sem cadastro confiável, histórico de manutenção ou monitoramento adequado. O rompimento da tubulação sob a edificação foi o fator desencadeante de um processo complexo de instabilização do maciço, cujas consequências estruturais e geotécnicas poderiam ter evoluído para um colapso catastrófico.

A inexistência de registros precisos das redes enterradas e a falta de manutenção preventiva mostraram-se elementos críticos para a ocorrência do sinistro, ressaltando a importância da gestão integrada da infraestrutura urbana, sobretudo em áreas densamente ocupadas. Esse aspecto reforça a necessidade de políticas públicas voltadas ao mapeamento, cadastramento e conservação de redes antigas, como medida essencial para mitigação de riscos geotécnicos e estruturais.

Do ponto de vista técnico, a obra proporcionou um aprendizado significativo, ao demandar a atuação integrada de diferentes disciplinas da engenharia, envolvendo geotecnia, estruturas, fundações, drenagem e execução de obras emergenciais. A concepção e execução do reforço dos tubulões por encamisamento, a utilização de estacas raiz como elementos fundação, bem como a adoção de diferentes tipologias de contenção — como cortina atirantada, solo grampeado e muros de flexão em concreto armado — demonstraram a importância de soluções combinadas e adaptadas às condições específicas do terreno e do ambiente urbano.

Destaca-se, ainda, que a robustez do sistema de fundações profundas originalmente adotado foi determinante para evitar o colapso total da edificação, permitindo a implementação das intervenções corretivas em condições controladas. A experiência adquirida neste empreendimento contribui de forma relevante para o aprimoramento das práticas de engenharia em situações de emergência, reforçando a necessidade de diagnóstico preciso, planejamento criterioso das etapas construtivas e constante avaliação dos riscos ao longo de todo o processo de intervenção.

Por fim, o caso analisado reforça que intervenções em encostas urbanas devem ser tratadas de forma sistêmica, considerando não apenas o comportamento do solo e das estruturas, mas também a infraestrutura existente e sua interação ao longo do tempo, de modo a garantir a segurança, a durabilidade das soluções adotadas e a proteção da população envolvida.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2023). NBR 8044. *Projeto geotécnico - Procedimento*. Rio de Janeiro.

Gerscovich, D. M. S. (2016). *Estabilidade de Taludes*. São Paulo: Oficina de Textos.

Ortigão, J. A. R. (2007). *Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos.

Schnaid, F.; Odebrecht, E. (2012). *Ensaios de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/97

Mapeamento de risco geotécnico em terminal portuário na Costa Verde do RJ com o uso de métodos probabilísticos.

Felipe Gobbi
Engenheiro, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, felipe@fgs.eng.br

Álvaro Pereira
Engenheiro, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, alvaro@fgs.eng.br

Bruno Denardin da Rosa
Engenheiro, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, bruno@fgs.eng.br

César Meira
Engenheiro, VALE, Belo Horizonte, Brasil, cesar.meira@vale.com

Brunna Abrantes
Engenheira, VALE, Mangaratiba, Brasil, brunna.abrantes@vale.com

Fabiano Madrid
Geólogo, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, madrid@fgs.eng.br

RESUMO: O terminal portuário objeto deste estudo, está em Mangaratiba (RJ) e foi construído em 1973 entre duas ilhas por meio de aterro hidráulico, com acessos implantados em cortes em encostas naturais compostas por rochas e solos residuais. Ao longo dos anos instabilidades geotécnicas afetaram os acessos e estruturas, evidenciando a suscetibilidade da área a movimentos de massa: quedas de blocos e rupturas em solos. Para identificar áreas críticas e definir regiões prioritárias de intervenção, foi elaborado um mapeamento de risco. A avaliação considerou características do terreno obtidas por inspeções de campo, revisão bibliográfica e informações das equipes locais. A partir desses dados, foram estimadas espessuras dos solos e parâmetros de resistência ao cisalhamento (ângulo de atrito e coesão), além da classificação do maciço rochoso pelo sistema RMR e da adoção do critério de Hoek–Brown para taludes rochosos. As análises de estabilidade foram realizadas com o software SLIDE, utilizando simulações probabilísticas pelo método de Monte Carlo para estimar probabilidades de falha. Os volumes de ruptura e as trajetórias de blocos foram avaliados com os softwares RAMMS e Rocfall, permitindo estimar as energias/pressões de impacto. As consequências consideram a ocupação e operação do terminal, sendo que o produto entre estas consiste no risco do terminal.

PALAVRAS-CHAVE: Mapa de Risco, Simulações de Movimento de Massa, Susceptibilidade, Análises probabilísticas.

ABSTRACT: The port terminal analyzed in this study is located in Mangaratiba (RJ), Brazil, and was built in 1973 between two islands using hydraulic fill, with access roads excavated in natural slopes composed of rock and residual soils. Over the years, geotechnical instabilities have affected access routes and structures, highlighting the area's susceptibility to mass movements, including rockfalls and soil failures. To identify critical areas and define priority zones for intervention, a risk mapping study was carried out. The assessment considered terrain characteristics obtained from field inspections, literature review, and information provided by local technical teams. Soil thicknesses and shear strength parameters (friction angle and cohesion) were estimated, and the rock mass was classified using the RMR system, while the Hoek–Brown criterion was adopted for rock slope analysis. Stability analyses were performed using the SLIDE software with probabilistic Monte Carlo simulations to estimate failure probabilities. Potential failure volumes and rockfall trajectories were evaluated using RAMMS and Rocfall, allowing the estimation of impact energies and pressures. Consequences were assessed considering the occupancy and operational conditions of the terminal. Risk was defined as the product of failure probability and consequences.

Keywords: Risk Mapping, Mass Movement Simulations, Susceptibility, Probabilistic Analyses.

1 INTRODUÇÃO

O terminal portuário em questão é operado desde 1973 e está localizado na costa Verde do Rio de Janeiro, em Mangaratiba (RJ), na porção ocidental da Baía de Ilha Grande. A ilha em si tem uma área reduzida para as operações, tendo um grande pátio de minério circundado por um acesso principal e múltiplas edificações de apoio, construídos por meio de escavações no terreno natural, onde se localizam os taludes alvo deste estudo, os quais tem sua localização apresentada, em uma imagem de satélite, na Figura 1, sendo denominados como Talude 01,02,03,04,05,06,07 e Talude do Mirante. Estes foram definidos para avaliação com base nos históricos de eventos registrados pelas equipes responsáveis pela operação



Figura 1: Localização dos taludes alvo de mapeamento de risco

Os taludes alvo do estudo, constituem como um corte no maciço rochoso, que tem inclinação verticalizada, seguido pela condição natural da encosta, com inclinação suave coberta por solo residual e vegetação densa. Estes taludes margeiam uma grande parte da área operacional, e ao longo dos mais de 50 anos de operação do terminal, vários eventos de instabilidade geotécnica foram registrados, expondo as equipes e equipamentos uma condição de risco, resultando na necessidade de ações de mitigação e prevenção para garantia da segurança para o local, sendo primeiro passo um mapeamento dos taludes do terminal para avaliação das condições e auxiliar na tomada de decisão sobre as intervenções.

Os principais eventos de instabilidade registrados na área do terminal são descritos: *a)* como queda de blocos de rocha, que tem origem das descontinuidades da face rochosa ou ainda de depósitos ao longo do trecho em solo; e *b)* rupturas superficiais de massa de solo, localizados na região da encosta natural, com a deposição de massa sobre áreas operacionais, Em função de diferentes geometrias dos taludes e características dos materiais que constituem os taludes e de utilização, ocorrem diferentes cenários de risco em cada um dos 8 taludes, cuja avaliação detalhada é alvo deste estudo.

De maneira simplificada, o risco é definido pelo produto de duas parcelas, a primeira associada ao evento de instabilidade (probabilidades, volumetria, alcance) *X* a segunda que é relacionada as consequências decorrentes desse evento (danos estruturais, fatalidades, financeiro) (Fell et al., 2005). Neste estudo apresenta-se um guia avançado para o mapeamento de campo, avaliação dos dados coletados, bem como o cálculo dos riscos associados aos diferentes mecanismos de falha e a definição das consequências no caso de instabilidades, em função das características de utilização das áreas operacionais que estão presentes no terminal portuário, tendo como produto um mapa de risco final equalizado.

Mesmo que a probabilidade e a sua consequência sejam conceitualmente bem definidas, a quantificação precisa dos parâmetros envolvidos destes demanda adoção de hipóteses de cálculo que carregam consigo incertezas, principalmente em relação as características geotécnicas dos taludes. Isso frequentemente exige a adoção de simplificações dos modelos e de premissas nas etapas que envolvem o processo de cálculo, de modo que estas podem ser minimizadas por meio de setorização, ou seja, definir trechos que apresentam características semelhantes e que podem ser avaliados em conjunto.

Partindo dessa premissa os oito taludes foram avaliados individualmente, sendo os pontos de setorização específica, definindo zonas homogêneas para os trechos de corte em rocha bem como para as porções em encosta natural. Com isso, foi possível desenvolver análises específicas para cada tipo de mecanismo identificado, utilizando metodologias de cálculo específicas para o mecanismo avaliado (simulações de queda de blocos, análises de equilíbrio limite, etc.). A estas análises foram incorporados métodos probabilísticos nas simulações desenvolvidas, que tiveram como objetivo determinar a probabilidade de falha para um dado mecanismo investigado.

Definidas as probabilidades de ruptura dos taludes partiu-se para simulações de movimentação de massa com a finalidade de avaliar as trajetórias e zonas de potencial impacto. Para este processo foram utilizadas ferramentas distintas sendo, um capaz de simular trajetórias de blocos em movimento sobre a seção bidimensional (Rocfall) e uma ferramenta que simula o deslizamento da massa de solo sobre o modelo topográfico tridimensional da área de estudo (RAMMS).

Esta primeira etapa (estudo de probabilidade e simulação de movimento) pode ser descrita como a primeira parcela do risco, que avaliada as questões ligadas aos eventos de instabilidade previstos, e o produto parcial consiste no mapa de susceptibilidade do terminal.

A segunda etapa consiste na determinação às consequências desses eventos, ou seja, quais os danos potenciais nas zonas impactadas, definidas pelo mapa de susceptibilidade previamente descrito, resultando no mapa de vulnerabilidade. Nesta fase são consideradas todas as caracteristicas de uso das zonas impactadas tais como: a) número de pessoas expostas; b) probabilidade de presença ao longo do trecho (tempo de exposição); c) danos econômicos e operacionais; d) característica do elemento sob risco entre outras. Se soma ao tipo de uso a determinação do nível vulnerabilidade destes elementos ao serem impactados, por meio de critérios que tem como exemplo: a) fatalidades/ferimentos/impactos psicológicos e b) falha estrutural completa/ danos severos /danos leves.

As características de uso do terminal e relevância dos elementos do terminal foram determinadas em conjunto com as equipes operacionais, que listaram as principais informações e validaram os critérios definidos. Já os critérios de vulnerabilidade frente ao impacto de movimentos de massa ou blocos de rocha foram definidos com base em referências bibliográficas, tais como Leone et al. (1996), Mavrouli e Corominas (2010) e Hu et al. (2012). O resultado desta segunda etapa é aqui definido como mapa de vulnerabilidade do terminal.

Ambos os mapas - susceptibilidade e o de vulnerabilidade – foram elaborados utilizando valores numéricos para cada parcela, de modo que o mapa de risco foi calculado pelo produto dos dois mapas, permitindo assim quantificar numericamente o risco frente aos diferentes mecanismos. Foram definidos níveis de risco em função do valor numérico obtido no produto com classes: muito baixo, baixo, médio, alto e muito alto, abordagem que permite uma comparação direta e equalizada de níveis de risco entre as diferentes áreas mapeadas do terminal, que se traduz como um mapa de risco, ferramenta muito útil para a gestão de recursos disponíveis.

O presente artigo tem como principal objetivo detalhar as metodologias utilizadas para o mapeamento e setorização dos taludes em campo, métodos e ferramentas de cálculo adotadas nas análises, metodologias utilizadas para definir os critérios de vulnerabilidade bem como a classificação de risco das áreas mapeadas.

2 MAPEAMENTO DOS TALUDES EM CAMPO E SETORIZAÇÃO DOS TALUDES

A primeira fase trabalho consistiu do mapeamento de campo dos taludes, levantando as principais características, definindo as zonas homogêneas, estabelecendo comportamento geotécnico e os mecanismos de falha esperados. Nos taludes rochosos o principal mecanismo de instabilidade mapeado foi a ruptura condicionada pela condição estrutural do maciço, favorecendo a queda de blocos isolados. Já nos trechos em solo, foi identificada a possibilidade de rupturas superficiais/profundas, condicionadas pelas espessuras dos perfis de solos residuais locais.

Nos taludes rochosos foram aplicadas as metodologias de cadastro e classificação geomecânica propostas por Bieniawski (1989) e Hoek (1994), o método RMR e GSI respectivamente, que definem uma pontuação para seis diferentes parâmetros do maciço rochoso, cujo somatório resulta na classificação de qualidade do maciço rochoso.

Nos trechos em solo buscou-se estimar espessuras em solo, bem como, identificar antigas cicatrizes de ruptura ou indícios de movimento. A inspeção foi complementada por meio de análises dos dados topográficos

e bibliográficos, estabelecendo modelos estratigráficos básicos dos taludes, para análises e simulações desenvolvidas.

Em virtude da dificuldade de acesso aos taludes, o mapeamento de campo foi desenvolvido com o uso de técnicas de acesso por corda complementado com imageamento aéreo com o uso de aeronaves não tripuladas.

Como resultado das inspeções de campo e compilação de dados foi possível traçar seções geotécnicas características dos taludes, definindo os principais materiais geotécnicos do local: a) rocha sã; b) rocha com diferentes níveis de alteração e c) solos residuais, todos materiais derivados de uma geologia associada a formações de granito.

2.1 Mapeamento dos trechos rochosos – Método RMR - GSI

Os parâmetros de cadastro da metodologia RMR foram implementados em uma planilha eletrônica dentro de um ambiente SIG, para em campo, utilizando um tablet, realizar o cadastro dos parâmetros associado a geolocalização do ponto mapeado. De maneira bastante resumida, foram cadastrados 6 parâmetros básicos da metodologia: a) resistência a compressão simples da rocha intacta, b) RQD (Rock Quality Designation), c) Espaçamento entre descontinuidades, d) condição das descontinuidades, e) percolação e pressão hidrostática da água e f) Plano de orientação das descontinuidades. Nesta fase foi realizado uma setorização das faces rochosas em função de suas características visuais.

A setorização definida em campo, dados topográficos e vistas frontais dos maciços rochosos foram analisadas em conjunto, permitindo traçar nas seções transversais de interesse para cada um dos 8 maciços rochosos de estudo. Inicialmente, cada seção geológico-geotécnica foi analisada por meio da classificação RMR (Rock Mass Rating). Para isso, a altura total de cada seção foi subdividida em setores com características geomecânicas semelhantes, permitindo a atribuição de valores de RMR representativos para cada trecho.
Posteriormente, os valores obtidos foram correlacionados com o índice GSI (Geological Strength Index), permitindo definir a classificação geomecânica dos maciços rochosos presentes nas seções analisadas.
Como múltiplas seções foram traçadas ao longo de cada talude, os valores obtidos para cada setor puderam ser interpolados espacialmente entre as seções. A partir dessa interpolação, foram elaborados mapas de classificação geomecânica representativos de cada talude.

Conforme a pontuação RMR/GSI calculada as regiões de cada face foram classificadas entre um maciço Muito Bom até Muito Pobre, sendo que o intervalo da pontuação foi o recomendado pela metodologia, quanto menor a pontuação pior é a qualidade do maciço. A Figura 2 apresenta 3 imagens: uma típica seção de classificação com a pontuação RMR e GSI atribuída, e as vistas frontais com a classificação da face interpolada – RMR e GSI.

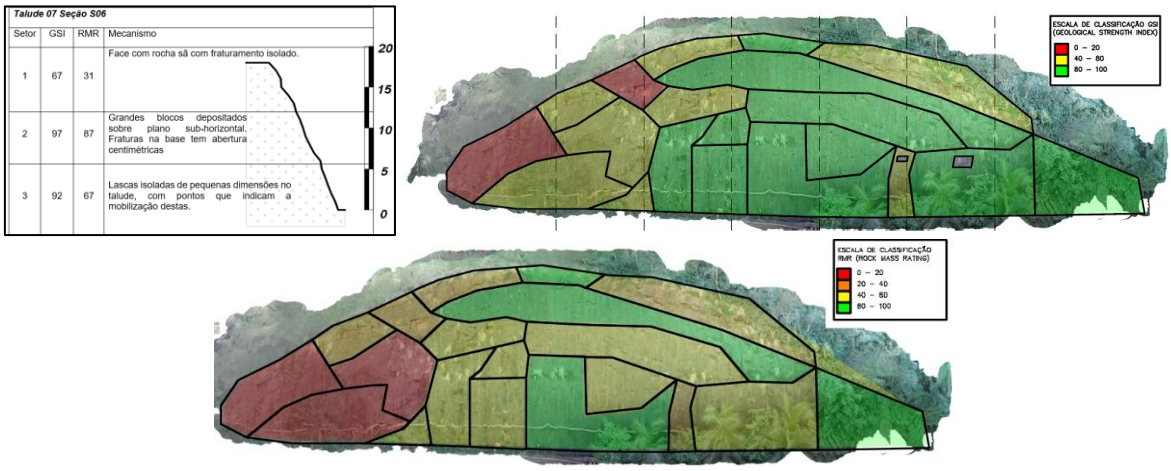


Figura 2: Seção transversal e vista frontal com interpolação da pontuação GSI e RMR para um dos taludes alvo de estudo

2.2 Mapeamento dos trechos em solo

Os trechos em solo foram mapeados por meio de uma inspeção de campo, com a localização de trechos onde o mesmo fosse visível, além de buscar sinais de rupturas antigas. Nas porções de interface entre o corte rochoso e o terreno natural foi possível observar a espessura da camada de solo local, que é classificado como sendo solo residual e colúvios. Estas informações de campo foram confrontadas com informações do perfil disponibilizada pela equipe local. A partir destes dados compilados, o método de estimativa de espessura de solos por meio da declividade do terreno, proposto por Azevedo et. al. (2015), que consiste em correlacionar os parâmetros morfométricos do terreno para estimar as espessuras de solo, realizada por meio de análise espacial dos dados topográficos. O modelo foi então calibrado para estimativa das espessuras de solos, e já foi realizada a classificação da distribuição dos materiais geotécnicos, com a figura do modelo indicada abaixo.

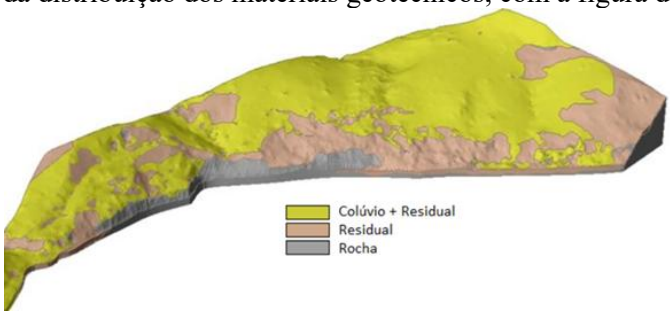


Figura 3: Modelo tridimensional com a distribuição de materiais geotécnicos

3 Metodologia aplicada para definição da susceptibilidade

A análise de susceptibilidade a movimentos de massa na área do terminal foi realizada utilizando métodos de análise de equilíbrio limite bidimensionais para definir as probabilidades de ruptura, e por meio de simulações movimento de queda de rocha.

O cálculo da probabilidade de ruptura foi desenvolvido por meio de métodos de equilíbrio limite bidimensionais, aplicando o Método de Monte Carlo, abordagem que realizada milhares de simulações variando os parâmetros com uma distribuição definida (normal, lognormal, exponencial), partindo de um conjunto de dados estatísticos pré-definidos, metodologia aplicada tanto aos trechos em solo como para os maciços rochosos. Os modelos geomecânicos foram estabelecidos para as seções transversais, de modo que nos maciços rochosos as camadas foram atreladas à pontuação de RMR/GSI (Figura 2), enquanto que nos trechos em solo foi considerado o modelo de distribuição (Figura 3).

Nos maciços rochosos o critério de ruptura adotado foi o Hoek-Brown Generalizado -m_b ,s,a- partindo de parâmetros bibliográficos para resistência da rocha intacta (granito) e a resistência do maciço obtida penalizando a envoltória em função do valor de GSI, conforme a metodologia de Hoek et al. (2002). Já para os solos residuais de granito foi aplicado o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, com ângulo de atrito e coesão atuantes, tendo como base os resultados dos trabalhos de Guerra (2015), Bora et al. (2012), Brugger (2016). O conjunto de informações foi tratado estatisticamente, definindo as faixas de variação para ao método de análise probabilístico.

Foram traçadas múltiplas seções transversais, para trechos em solo e em rocha, determinando a probabilidade e superfície de ruptura crítica em cada uma delas. Os limites da superfície crítica foram transportados para a planta baixa, e com as probabilidades de ruptura foram interpoladas, gerando um mapa de probabilidade de falha para os diferentes mecanismos nos taludes. Abaixo estão apresentados dois exemplos, um mapa sobre o trecho de encosta natural, com uma seção de análise, e a vista frontal do talude rochoso, com a seção de análise, em ambos as probabilidades de ruptura calculadas.

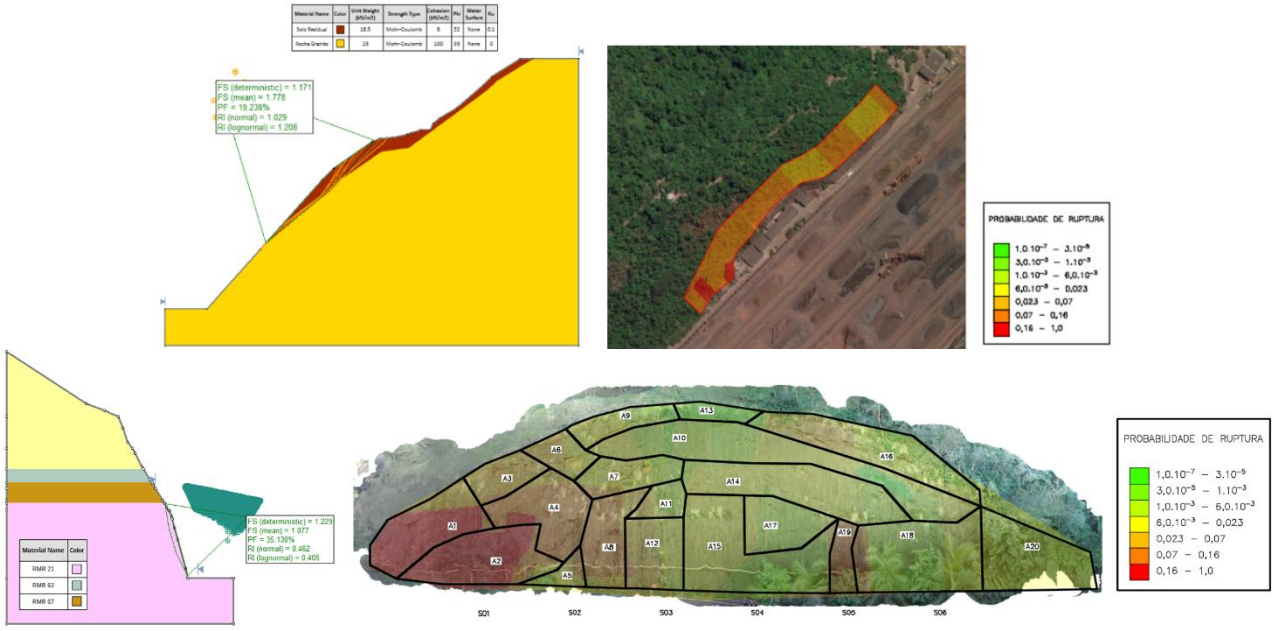


Figura 4: Seções de cálculo de probabilidade de ruptura e mapa de probabilidades para taludes em solo/rocha

Definidas as zonas de maior probabilidade de falha, foram estimados volumes de ruptura em solo e a posição de origem, com base nas superfícies críticas previamente definidas, enquanto que para a porção em rocha foram considerados os blocos críticos mapeadas em campo. Estes dados foram utilizados para simular o movimento de massa, com o uso das ferramentas computacionais: RAMMS para movimentações de solo e com o Rocfall no caso de queda de blocos de rocha.

O programa RAMMS considera que a massa de solo é um bloco homogêneo, que escoa sobre a superfície tridimensional do terreno, cuja fluxo é regido por parâmetros de atrito seco e viscoso do fluxo. O resultado são as trajetórias de movimento, zonas de deposição, altura e velocidade de onda, informações que são utilizadas para calcular a pressão de impacto da massa. O movimento dos blocos é simulado através do programa Rocfall, que faz simulações bidimensionais da seção de interesse, tem como dados de entrada a seção de cálculo, geometria e massa do bloco, bem como os parâmetro de superfície do terreno, coeficientes de restituição normal e tangencial. O produto destas simulações são as trajetórias dos blocos, com máximo alcance e energias de impacto. Abaixo se apresentam imagens da simulação com o RAMMS e com o Rocfall.

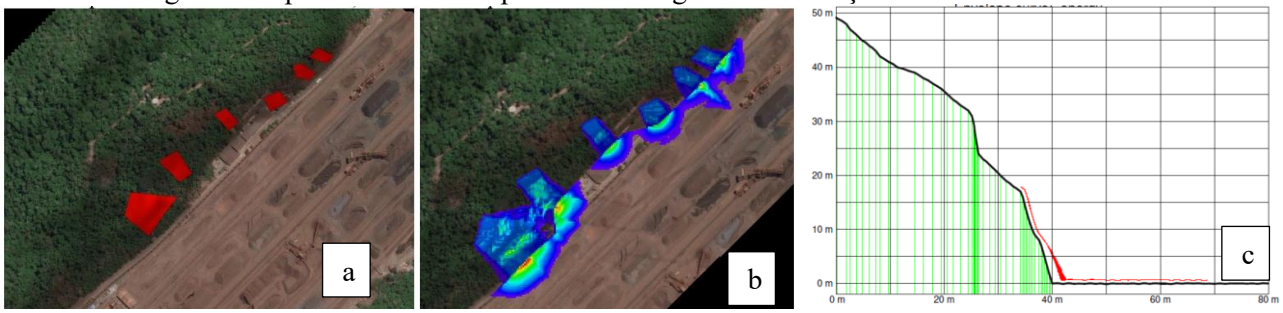


Figura 5: Polígonos de saída de massa de solo (a), mapa de alcance de solo (b) e simulação de queda de blocos (c).

Com os dois conjuntos de resultados foi possível calcular o valor numérico da susceptibilidade das áreas frente aos eventos de queda de blocos e movimento de massa, definindo uma distribuição espacial sobre as áreas operacionais, por meio do produto da probabilidade de ruptura x máximo alcance simulado. Cabe destacar que por vezes os mecanismos de falha se sobrepuseram em um mesmo ponto, sendo que nestes casos foi tomado como válido a maior susceptibilidade, tornando o mapa independente do mecanismo. O valor numérico variava 1.10^{-7} até 1, onde 1 representa 100% de susceptibilidade de impacto e $1x10^{-7}$ uma susceptibilidade extremamente baixa, porém não nula. Abaixo é apresentado o mapa de susceptibilidade de uma das áreas de estudo do terminal (limite definido pelo escopo do projeto), frente ao evento de ruptura em solo. Estes mapas foram desenvolvidos para todas as regiões de estudo.

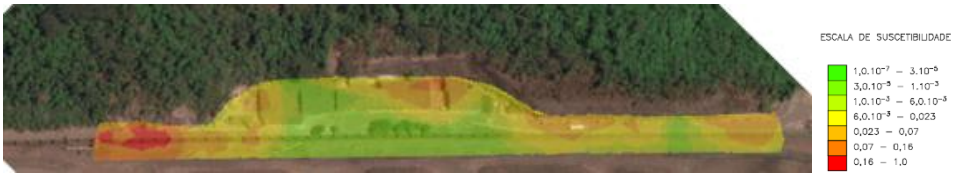


Figura 6: Mapa de susceptibilidade a eventos de mobilização em solo

4 Metodologia aplicada na definição da vulnerabilidade

A vulnerabilidade corresponde a consequência no caso de impacto, e é função de uma série de parâmetros, sendo que os índices representativos de referência são baseados no que é apresentado por Bell e Glade (2004), com breve descrição abaixo:

a) Elementos em risco: Critério que faz distinção do que está em risco, como por exemplo zonas ocupadas por pessoas tem uma pontuação maior do que regiões que abrigam equipamentos secundários para operação;
b) Probabilidade espacial (Ps) e temporal de presença (Pt): Critérios que representam a probabilidade de que elementos expostos estejam na zona impacto no momento exato da ruptura. Por exemplo, prédios tem Ps e Pt de 100% enquanto regiões de acesso tem Ps e Pt variáveis, função direta do nível fluxo de cada região avaliada;
c) Vulnerabilidade dos elementos (Vp e Vpe) : Representa o parâmetro mais complexo, e define o potencial dano do elemento exposto ao impacto variando de 0,01 – que representa um dano não estrutural leve ou um efeito psicológico nas equipes - até 1que representando falha estrutural grave ou fatalidade, Leone et al. (1996).

Mavrouli e Corominas (2010) e Hu *et al* (2012) indicam relações entre os dados esperados em função dos níveis de energia e pressões de impacto decorrentes dos eventos de queda de blocos de rocha e movimento de massa, respectivmanete. Das simulações realizadas foram definidos estes nívies, e verificados os limites sugeridos pelos autores, associando a cada condição a pontuação recomendada. Os elementos em risco em função das atividades executadas em cada talude, enquanto que as probabilidades espacial/temporal foram determinadas conforme informações de ocupação das áreas, disponibilizadas pelas equipes operação. De maneira análoga ao mapa de susceptibilidade foi traçado um mapa de vulnerabilidade para cada ponto, sendo que foram estabelecidos os mesmos limites, entre 1.10^{-7} até 1.

5 Cálculo do risco associado e enquadramento da classe de risco

Com a definição das duas parcelas é possível calcular o valor número de risco associado a cada região, com a equação básica $R_{ipe} = (H\ x\ C)\ x\ E_{ipe}$, aplicada a todas as áreas e estudo, e os valores calculados foram classificados entre muito baixo e muito alto.

Definir os limites de cada classe de risco e os níveis toleráveis é tarefa de extrema complexidade, pois é necessário levar em consideração todos os fatores atrelados ao evento – custos operacionais, custos de imagem, custos improdutivos, custos de manutenção e acima de tudo custos de vidas humanas. Por estas razões os limites toleráveis são variáveis de local para local, sendo de responsabilidade das equipes locais estabelecerem os limites em função de suas políticas internas. Como referência básica foram consultados os trabalhos apresentados por Bell *et al* (2005) e AGS (2000), que reúnem limites aceitáveis de diferentes locais do planeta em diferentes cenários, sendo que baseado no que é apresentado nos trabalhos foram propostos os seguintes limites para o trecho.

Tabela 1: Classes de risco definidas par ao local

Classificação de Risco	Risco calculado
Muito baixo	$0 – 10^{-6}$
Baixo	$10^{-6} - 10^{-5}$
Médio	$10^{-5} - 10^{-4}$
Alto	$10^{-4} - 10^{-3}$
Muito Alto	$> 10^{-3}$

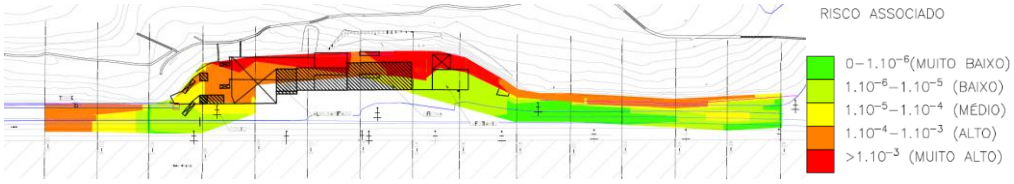


Figura 7: Mapa de risco para eventos de movimento de solo/rocha para os taludes 1-5

6 Conclusões

O presente trabalho apresentou a metodologia utilizada para elaboração de um mapeamento de risco desenvolvido com base em valores numéricos para todas as parcelas que compõe o risco nas áreas de interesse. Para esta elaboração se fez necessário um trabalho de campo detalhado para a coleta de informações aliado a uma análise completa de múltiplos fatores relacionados a probabilidade, simulação de movimento de massa, bem como as características particulares de utilização do terminal. A presença de materiais de características distintas, solo e rocha, resultou na necessidade de metodologias e critérios de ruptura específicos para cada tipo de material geotécnico. Ao integrar a probabilidade de ocorrência de falhas com o grau de exposição e os potenciais danos às pessoas, estruturas ou ao meio ambiente, essas análises fornecem subsídios técnicos mais robustos para a tomada de decisão, priorização de intervenções e definição de medidas de mitigação mais eficazes, equalizando as áreas do terminal em função dos mecanismos de instabilidade em cada área.

As análises indicaram grande variabilidade nas probabilidades de ruptura dos taludes, variando de 1×10^{-7} até valores próximos de 1. As simulações de queda de blocos e movimentos de massa mostram potencial de impacto em acessos e edificações ao longo de toda a área operacional. A região mais crítica corresponde ao setor das edificações da oficina, engenharia e brigada de incêndio, com risco estimado da ordem de 10^{-3}, o que justificou a interdição parcial dessas estruturas. Já os acessos apresentam riscos entre muito baixo e médio, devido às condições mais favoráveis dos taludes e à menor presença de pessoas, regiões onde se concentraram intervenções.

De maneira geral a ferramenta se mostra essencial na tomada de decisão para a contratante, para definição de ações que venham a preservar as estruturas e as pessoa, seja pela relocação, proteção ou estabilização.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à VALE pela condução deste trabalho que resultou nesta publicação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A.G.S, *Landslide risk management concepts and guidelines.* Journal and news of the Australian Geomechanics Society, SubCommittee on Landslide Risk Management; Volume 35: 49-92. 2000.

BENIAWSKI, Z. T. *Engineering rock mass classifications. John Wiley & Sons inc*., New York, N.Y. 1989.

BELL, R., GLADE, T. *Quantitative Risk Analysis for Landslides – Examples from Bíldudalur, NW-Iceland.* In: Natural Hazards and Earth System Sciences. 2004. p. 117-131.

COSTA, E. A. *Avaliação de ameaças e risco geotécnico aplicados à estabilidade de taludes.* 2005. 160 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – PPGEC, UFRGS, Porto Alegre, 2005.

Hoek, E. (1994). "Strength of rock and rock masses". ISRM News Journal, 2(2), 4-16

Hu,K. H; Cui; P. e Zhang, J. Q. *Characteristics of damage to buildings by debris flows on 7 August 2010 in Zhouqu, Western China*. Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 12, 2209–2217, 2012

LEONE, F., ASTÉ, J. P., LEROI, E. *Vulnerability Assessment of Elements Exposed to Movement: Working toward a Better Risk Perception.* – In: Proceedings of the Seventh International Symposium on Landslides, Rotterdam, 1996. p. 263-270.

MAVROULI, O., COROMINAS, J. Rockfall Vulnerability Assessment for Reinforced Concrete Buildings. In: Natural Hazerds and Earth System Sciences. 2010. p. 2055-2066.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/98

Metodologia para mapeamento de risco a movimentos de massa em taludes rodoviários

Marco Antonio Arnaud Rocha
Engenheiro Civil, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, Brasil, marcoarnaudrocha@gmail.com

Fábio Lopes Soares
Professor, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, Brasil, flseng@uol.com.br

Larissa Ferreira Gomes de Araújo
Doutoranda, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, larissa.ferreira@ufpe.br

RESUMO: O presente trabalho propõe a elaboração de uma ficha de avaliação para mapeamento de risco a movimentos de massa em taludes ao longo das rodovias, utilizando como estudo de caso os primeiros 89 quilômetros da Rodovia Federal BR-232/PE, que liga os municípios de Recife à Gravatá, no estado de Pernambuco. O trecho foi escolhido devido ao seu histórico de escorregamentos e acidentes em geral. A metodologia consistiu na análise preliminar do trecho por meio de levantamento fotográfico com imagens do *Google Earth*, a partir do qual foram selecionados os pontos mais críticos, buscando representar os perfis de solos mais comuns do segmento analisado. Com base nas feições observadas e nos critérios propostos por Soares e Pereira (2017), foram definidos e ponderados parâmetros qualitativos para subsidiar a classificação do risco. A aplicação da ficha de avaliação determinou a seguinte classificação quanto ao risco de movimentos de massa: 14,29% - estável; 28,57% - médio; 57,14% - alto. Os resultados indicam que o método proposto contribui como uma ferramenta para a prevenção de acidentes associados à instabilidade de taludes rodoviários e apoio à tomada de decisão técnica na gestão de riscos.

PALAVRAS-CHAVE: Gestão de Riscos, Ficha de Avaliação, Mapeamento, Parâmetros, Segurança Viária, Taludes Rodoviários.

ABSTRACT: This study proposes the development of an assessment form for mapping the risk of mass movements on slopes along highways, using as a case study the first 89 kilometers of the BR-232/PE Federal Highway, which connects the municipalities of Recife and Gravatá, in the state of Pernambuco. This section was chosen due to its history of landslides and accidents in general. The methodology consisted of a preliminary analysis of the section through photographic surveys using *Google Earth* images, from which the most critical points were selected, seeking to represent the most common soil profiles of the analyzed segment. Based on the observed features and the criteria proposed by Soares and Pereira (2017), qualitative parameters were defined and weighted to support the risk classification. The application of the assessment form determined the following classification regarding the risk of mass movements: 14.29% - stable; 28.57% - medium; 57.14% - high. The results indicate that the proposed method contributes as a tool for preventing accidents associated with the instability of road slopes and supporting technical decision-making in risk management.

KEYWORDS: Risk Management, Assessment Form, Mapping, Parameters, Road Safety, Road Embankments.

1 INTRODUÇÃO

O transporte rodoviário é fundamental para as dinâmicas social e econômica do Brasil, viabilizando o fluxo de pessoas e mercadorias por todas as suas regiões. A centralidade da infraestrutura rodoviária na organização do território, nos deslocamentos e nas cadeias logísticas remonta ao próprio processo histórico do país. A relevância do modo rodoviário se evidencia pela sua predominância na matriz de transporte,

respondendo por 65% da movimentação de cargas e 95% do transporte de passageiros no território nacional (CNT, 2025).

Devido às dimensões continentais do Brasil, as rodovias atravessam diversas condições de relevo, solo e hidrologia. Essas condições têm que ser estudadas e consideradas no projeto de cada trecho de um empreendimento. Fenômenos de origem natural, tais como inundações, erosões e deslizamentos de terra, podem ameaçar a estabilidade das encostas por onde passam as vias e trazer graves consequências sociais, ambientais e econômicas (Tonus, 2009).

Instabilidades em taludes nas marginais das rodovias são fatores de risco à segurança dos usuários e moradores lindeiros. Além de potenciais causadores de acidentes por desmoronamentos, geram impactos ambientais com o carreamento de sedimentos para o interior de cursos d'água (EGR, 2020). Os órgãos rodoviários têm convivido com um número muito grande de passivos ambientais relacionados a esses processos, os quais podem se desenvolver devido à insuficiência de estudos geológico-geotécnicos na fase de projeto, fatores construtivos e/ou à falta de manutenção.

Importantes rodovias brasileiras apresentam taludes afetados por escorregamentos e erosões de diferentes portes, como a BR-010, entre os municípios de Paragominas e Ipixuna – Pará (Silva *et al*., 2025); BR-116 (Rodovia Régis Bittencourt), Cajati – São Paulo (Britto e Fiori, 2021); BR-356, Ouro Preto – Minas Gerais (Silva e Santos, 2020) e MT-358, Tangará da Serra – Mato Grosso (Genuíno e Sá, 2025). Em Pernambuco, ao longo da BR-232 (Recife – Parnamirim), os deslizamentos de terra também são um problema recorrente, principalmente entre os quilômetros 0 e 89, que liga os municípios de Recife e Gravatá, devido às características geológicas e geomorfológicas da área. A rodovia atravessa uma região de topografia íngrime, com solos predominantemente argilosos e declividades acentuadas, o que torna a localidade como um todo propensa a movimentos de massa, especialmente durante períodos chuvosos intensos.

A BR-232 é a segunda rodovia federal mais perigosa de Pernambuco em relação ao número de sinistros, ficando atrás apenas da BR-101, que pela sua dimensão nacional, recebe um volume maior de veículos. Mas, lidera em fatalidades, o que evidencia a baixa segurança viária. No período de novembro/2023 a outubro/2024, foram registrados 3.264 acidentes nas rodovias federais pernambucanas. Esses acidentes deixaram um total de 294 óbitos, o que representa 9 mortes a cada 100 sinistros. A BR-232 foi a rodovia que registrou mais mortes no período, com 93 ocorrências - 31,6% do total (CNT, 2024).

Dados da Polícia Rodoviária Federal indicam ainda que, em 2023, os segmentos da BR-232 compreendidos entre os quilômetros 0 e 10 (Recife – Jaboatão dos Guararapes) e 50 e 60 (Vitória – Pombos) concentraram, respectivamente, 45 e 19 sinistros graves, resultando em 6 mortes em cada trecho. Adicionalmente, os intervalos entre os quilômetros 10 e 20, no município de Jaboatão dos Guararapes, e entre os quilômetros 80 e 90, no município de Gravatá, registraram 18 e 14 sinistros graves, com 2 e 5 óbitos, respectivamente (Soares, 2024).

Dentre as causas das fatalidades verificadas, uma parcela não insignificante é decorrente do deslocamento de terra, o qual pode gerar acidentes de forma direta, pelo encobrimento de veículos, pedestres, animais, barracas temporárias a beira da estrada, etc., e indireta, danificando as vias de rodagem de forma súbita, obstruindo a via com materiais pedregosos ou finos, reduzindo a aderência na mesma (Rocha, 2023).

Considerando que uma quantidade significativa de acidentes e fatalidades encontradas nessa rodovia estão localizadas em seus primeiros 89 quilômetros e em áreas caracterizadas por cortes em encostas, reforça-se a necessidade de atenção à estabilidade geotécnica desses trechos. A recuperação e manutenção de taludes nessas condições pode ser bastante desafiadora, em razão de fatores como a geometria do terreno, as características dos solos, a ação de agentes externos, além dos custos diretos e indiretos envolvidos, incluindo interdições de pista, congestionamentos, deterioração de cargas e atrasos nas entregas.

Nesse contexto, o presente trabalho propõe a elaboração de uma ficha de avaliação para mapeamento de risco a movimentos de massa em taludes ao longo das rodovias, realizando uma avaliação preliminar do risco de deslizamentos, com o objetivo de facilitar a coleta sistemática de informações e subsidiar a tomada de decisão técnica. Como estudo de caso, são analisados os trechos mais acidentados da Rodovia Federal BR-232/PE, ao longo de seus primeiros 89 km, entre os municípios de Recife e Gravatá.

2 METODOLOGIA

A metodologia adotada neste trabalho possui caráter qualitativo, descritivo e aplicado, sendo estruturada em quatro etapas principais. A primeira etapa consistiu em uma revisão da literatura, com o objetivo de fundamentar teoricamente e subsidiar a construção de uma ficha de avaliação para mapeamento de risco a movimentos de massa em taludes rodoviários, acessando assim conceitos relacionados a taludes, fenômenos instabilizadores, medidas de estabilização, tipos de mapeamentos, bem como a caracterização e categorização dos solos.

Em seguida, houve a delimitação da área de estudo, compreendendo os primeiros 89 km da Rodovia Federal BR-232/PE, entre os municípios de Recife e Gravatá, selecionados em função do histórico de acidentes graves e de instabilidades em taludes rodoviários ao longo do traçado. A análise preliminar da região de interesse foi realizada por meio de imagens de satélite obtidas no *Google Earth*, visando à identificação de trechos com cortes em encostas, feições geomorfológicas relevantes e indícios visuais de instabilidade, como cicatrizes de escorregamentos e processos erosivos. A Figura 1 apresenta a localização da área selecionada.

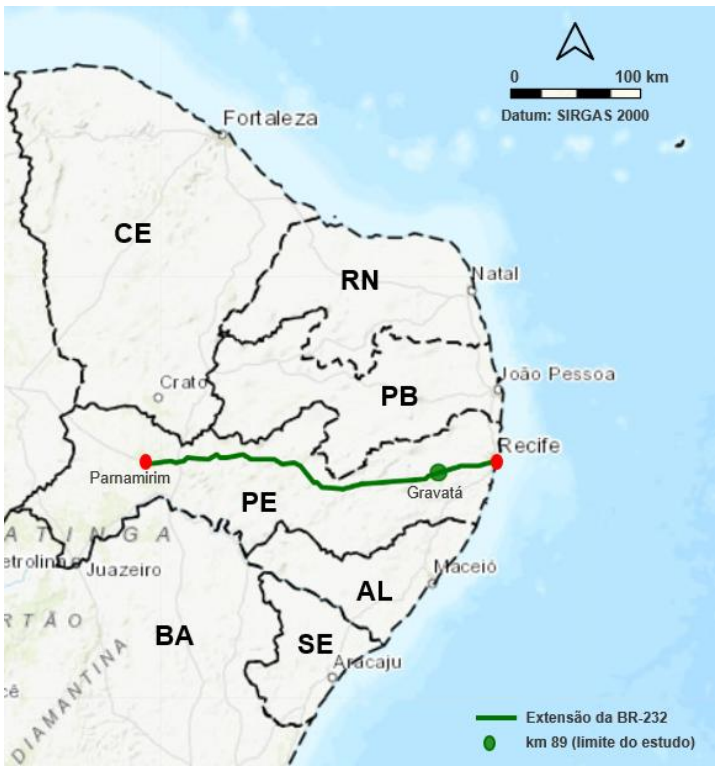


Figura 1. Área de estudo: primeiros 89 km da BR-232 (Recife – Gravatá). Fonte: Adaptado de DNIT (2026).

Na terceira etapa, foram selecionados registros fotográficos dos pontos mais críticos ao longo do trecho analisado. Essa escolha foi orientada pelo conhecimento prévio dos diferentes perfis de solos da região, com base no Mapa de Solos do Estado de Pernambuco (SUDENE, 1985), buscando representar as principais composições de solos e configurações de taludes existentes no segmento estudado. Ao todo, foram selecionados sete pontos para posterior aplicação da ficha de avaliação para mapeamento de risco, priorizando locais com maior incidência de fatalidades segundo dados históricos.

Por fim, procedeu-se com o desenvolvimento e a aplicação da ficha de avaliação de risco a movimentos de massa em taludes rodoviários, tomando como referência os critérios propostos por Soares e Pereira (2017), que integram parâmetros físicos, bióticos e socioeconômicos para classificação do risco geológico-geotécnico de escorregamentos em áreas urbanas. A ficha elaborada neste estudo utiliza um sistema de classificação paramétrica baseado em parâmetros qualitativos ponderados por pesos, relacionados ao solo, ao talude e à rodovia, permitindo enquadrar os pontos analisados em quatro níveis de risco: alto, médio, pequeno e estável.

Destaca-se que o método proposto serve para auxiliar na tomada de decisões técnicas de caráter prévio, sendo uma medida voltada à redução de riscos e à gestão de desastres, com foco na prevenção, mitigação e preparação. Não foram realizados ensaios laboratoriais, investigações de campo ou análises numéricas de estabilidade. O foco do estudo está na sistematização de informações visuais, cartográficas e bibliográficas, visando o desenvolvimento de uma ficha de avaliação de risco aplicável em campo.

3 RESULTADOS E ANÁLISES

A elaboração da ficha de avaliação foi orientada pela necessidade de sistematizar, de forma prática e objetiva, informações relevantes à estabilidade de taludes rodoviários, visando realizar uma classificação preliminar do risco a movimentos de massa. O documento foi estruturado considerando as feições dos pontos críticos selecionados nos primeiros 89 km da BR-232/PE e tomando como base os critérios de Soares e Pereira (2017). Assim, foram definidos e ponderados parâmetros qualitativos, de modo a facilitar a tomada de decisão na classificação do risco e fornecer resultados confiáveis.

A ficha de avaliação elencou quatro categorias de análise e seus respectivos parâmetros (Tabela 1): *Solo* (coloração do solo, presença de água, camadas do solo, tipo de material); *Talude* (vegetação, fissuras, movimentos de massa recentes, estruturas humanas); *Rodovia* (sinais de trânsito, drenos e sarjetas, sinalização de deslizamentos, danos no pavimento); *Intervenções* (obras de recuperação, facilidade de acesso, proximidade a cidades). O risco ao movimento de massa é dado pelo somatório dos pesos atribuídos as condições de cada parâmetro analisado: Alto – 21 a 15 pontos; Médio – 14 a 12 pontos; Pequeno – 11 a 8 pontos; Estável – 7 a 1 pontos.

Tabela 1. Categorias de análise, parâmetros e pesos da ficha de avaliação proposta.

Categoria	Parâmetro	Condição/Peso
Solo	Coloração do solo	Amarelo e branco (1); Vermelho (1); Marrom e preto (2)
	Presença de água	Com acúmulo (2); Sem acúmulo (1)
	Camadas do solo	Homogêneo (1); Heterogêneo (2)
	Tipo de material	Incosolidado (2); Rochoso (1)
Talude	Vegetação	Ausente (2); Rasteira (-1); Arbórea (1)
	Fissuras	Ausente (1); Presente (2)
	Movimentos de massa recentes	Ausente (1); Presente (2)
	Estruturas humanas	Ausente (1); Presente (2)
Rodovia	Sinais de trânsito	Pessoas (2); Animais (1); Nenhum (-1)
	Drenos e sarjetas	Obstruídos (2); Limpos (1)
	Sinalização de deslizamentos	Ausente (2); Presente (1)
	Danos no pavimento	Ausente (1); Presente (2)
Intervenções	Obras de recuperação	Danificadas (-1); Inteiras (-2)
	Facilidade de acesso	Baixa (-1); Alta (-2)
	Proximidade a cidades	Baixa (-1); Alta (-3)

O método proposto foi aplicado em sete pontos críticos selecionados ao longo da BR-232, no sentido Recife – Gravatá, correspondentes aos seguintes trechos: (i) km 14-15; (ii) km 47-48; (iii) km 49-50; (iv) km 55-56; (v) km 60-61; (vi) km 69-70; (vii) km 74-75. Cada um dos trechos listados está associado a seções distintas da rodovia, apresentando o máximo de representatividade dos perfis de solos típicos da área estudada e também diferentes tipos de problemas que podem ser encontrados em taludes rodoviários.

Os resultados indicaram que os trechos analisados apresentam condições geotécnicas distintas, refletidas na diversidade de materiais e feições identificadas ao longo da rodovia, abrangendo taludes em solo e em rocha, e também na variabilidade pedológica, incluindo Regossolos, Solos Podzólicos, Latossolos Vermelhos

e Latossolos Amarelos. Essa heterogeneidade litológica e pedológica influencia diretamente o comportamento mecânico dos maciços e a suscetibilidade aos processos de movimentos de massa, evidenciando a necessidade de abordagens diferenciadas para avaliação, monitoramento e intervenção em cada trecho avaliado.

A Figura 2 apresenta a distribuição dos parâmetros da categoria *Solo* da ficha de avaliação proposta, nos trechos analisados ao longo da BR-232. No que se refere à coloração, observa-se predominância de solos com tonalidades marrom e preta (57%), indicando maior teor de matéria orgânica ou intemperismo avançado, enquanto solos avermelhados (29%) e amarelados/brancos (14%) aparecem de forma menos frequente. A maioria dos trechos (57%) não apresentou acúmulo visível de água ao nível fotográfico. Quanto às camadas do solo, predominam perfis considerados homogêneos, embora uma parcela significativa apresente heterogeneidade (43%), o que pode favorecer planos preferenciais de ruptura. Verifica-se uma maior frequência de material incosolidado (57%), indicando a suscetibilidade de parte significativa dos trechos a processos erosivos e escorregamentos rasos.

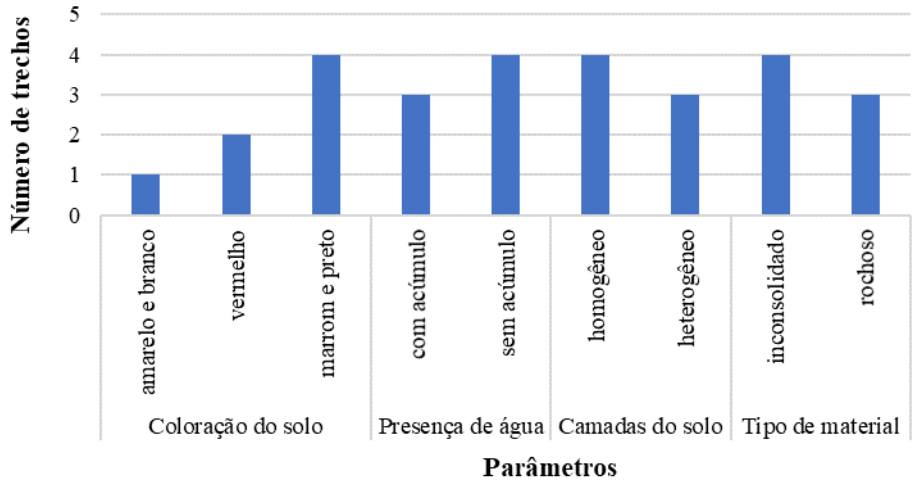


Figura 2. Distribuição dos parâmetros da categoria *Solo* nos trechos analisados da BR-232, conforme ficha de avaliação.

A avaliação dos parâmetros da categoria *Talude* (Figura 3) indica que a ausência de vegetação é predominante na maioria dos trechos (57%), enquanto a presença de vegetação arbórea ocorre de forma menos expressiva. Destaca-se a elevada incidência de fissuras (86%) e de indícios de movimentos de massa recentes (57%), evidenciando que existem processos ativos atuando nos taludes. A presença de estruturas humanas (29%) também configura um fator condicionante adicional no processo de instabilização.

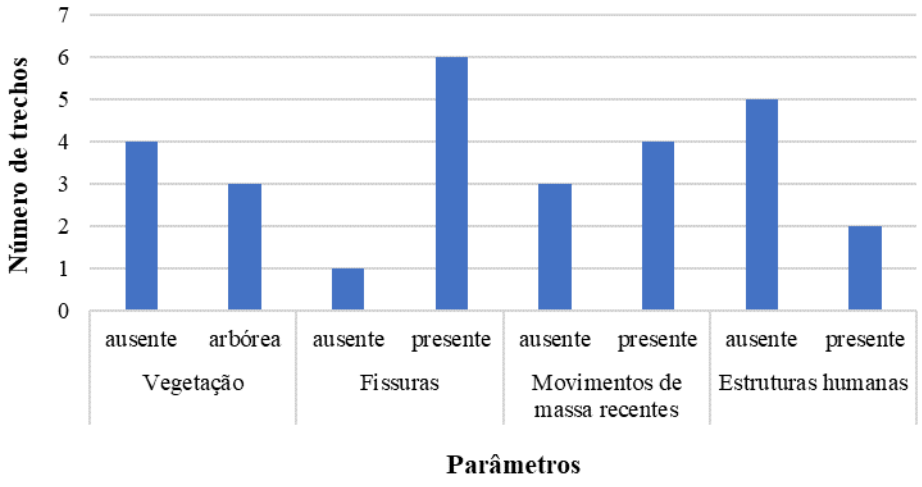


Figura 3. Distribuição dos parâmetros da categoria *Talude* nos trechos analisados da BR-232, conforme ficha de avaliação.

Com relação às condições da *Rodovia* (Figura 4), a presença de pessoas e animais em parte significativa dos trechos (58%) é um fator que contribui para aumentar o risco associado a eventuais instabilidades. Os drenos e sarjetas encontram-se majoritariamente obstruídos (86%), o que compromete o escoamento adequado das águas pluviais. Além disso, há sinalização sobre deslizamentos em apenas 14% dos trechos e predominam pavimentos sem danos (86%).

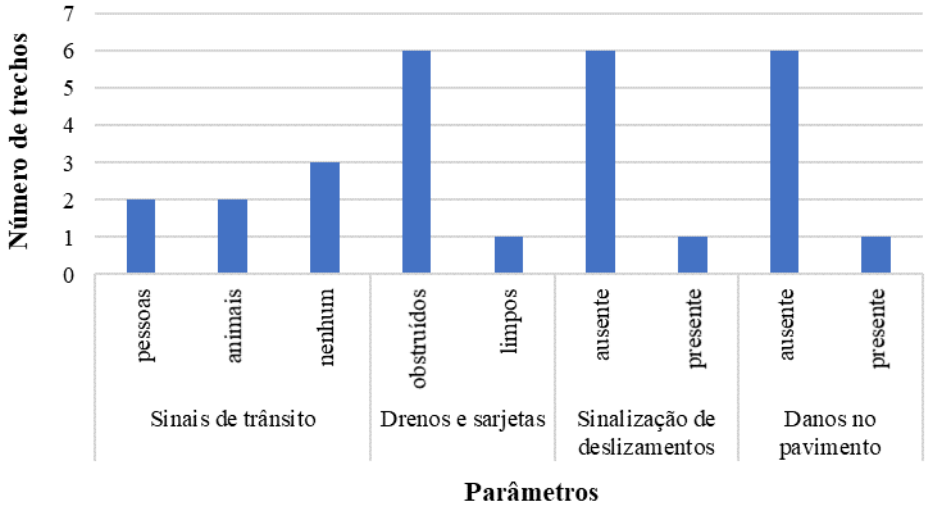


Figura 4. Distribuição dos parâmetros da categoria *Rodovia* nos trechos analisados da BR-232, conforme ficha de avaliação.

A análise da categoria *Intervenções* (Figura 5) demonstra que a maioria das obras de recuperação encontra-se danificada (86%), associada a uma baixa facilidade de acesso e baixa proximidade a centros urbanos (ambos com 71%), o que configura uma limitação operacional relevante para a execução de ações de manutenção e intervenções emergenciais. Esses fatores evidenciam ainda a carência de manutenção sistemática e de medidas preventivas contínuas ao longo da rodovia.

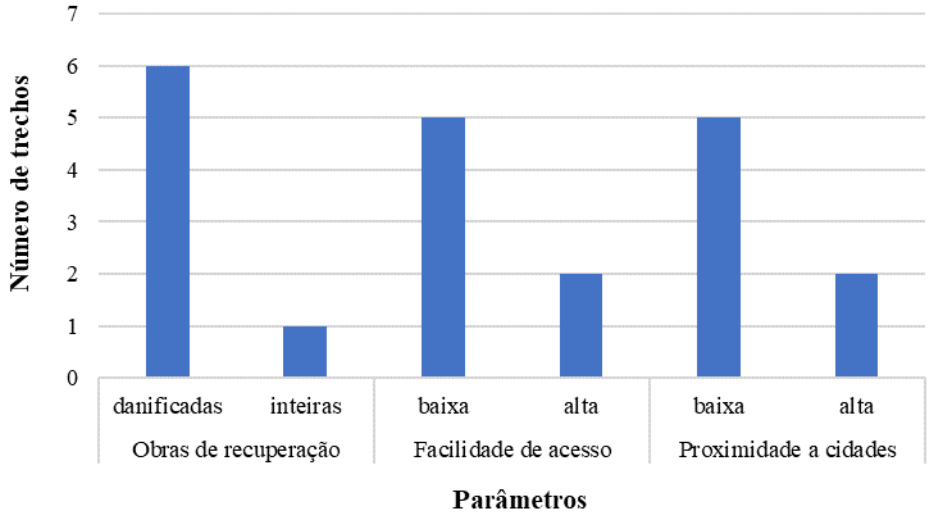


Figura 5. Distribuição dos parâmetros da categoria *Intervenções* nos trechos analisados da BR-232, conforme ficha de avaliação.

Após o preenchimento das respectivas fichas de avaliação dos trechos selecionados, o nível de risco associado a movimentos de massa foi determinado a partir dos pesos atribuídos às condições de cada parâmetro analisado por categoria. A Tabela 2 apresenta a pontuação final da avaliação associada a cada trecho e os níveis de risco em cada um dos segmentos estudados, resultando na seguinte classificação: 14,29% - estável; 28,57% - médio; 57,14% - alto.

Tabela 2. Nível de risco em cada trecho analisado.

Identificador	Trecho	Pontuação	Nível de risco
(i)	km 14-15	15	Alto
(ii)	km 47-48	19	Alto
(iii)	km 49-50	18	Alto
(iv)	km 55-56	4	Estável
(v)	km 60-61	15	Alto
(vi)	km 69-70	12	Médio
(vii)	km 74-75	12	Médio

Entre as semelhanças verificadas nos trechos classificados com risco alto, destacam-se a cor do solo variando de vermelha a marrom e preto, predominância de material inconsolidado, ausência de vegetação ou a presença restrita de vegetação arbórea, taludes com fissuras e indícios de movimentos de massa recentes, além de estruturas humanas. Observam-se ainda sinais de trânsito de pessoas e animais, drenos e sarjetas obstruídos, sinalização de deslizamentos ausente e obras de recuperação danificadas. A Figura 6 apresenta dois dos trechos classificados como de risco alto: (i) km 14-15 e (ii) km 47-48.

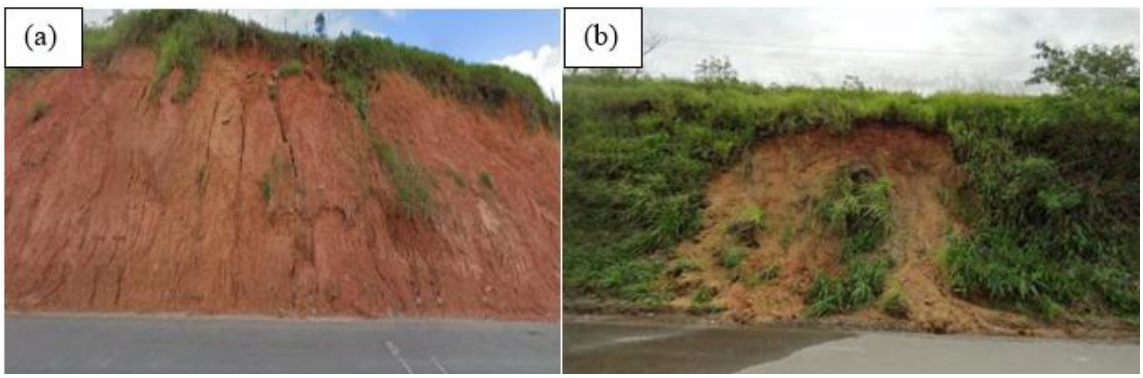


Figura 6. Trechos classificados como de alto risco a movimentos de massa na BR-232: (a) km 14-15; (b) km 47-48. Fonte: Adaptado de Rocha (2023).

4 CONCLUSÕES

A abordagem proposta para mapeamento de movimentos de massa em taludes rodoviários mostrou-se eficaz através da aplicação nos trechos mais críticos dos primeiros 89 km da BR-232/PE. O método permitiu a identificação e hierarquização dos segmentos mais suscetíveis, auxiliando na priorização de possíveis ações de monitoramento, manutenção e intervenção ao longo da rodovia. Além disso, o instrumento apresenta potencial para utilização em outras extensões rodoviárias, constituindo uma ferramenta de apoio à gestão de risco e à tomada de decisão prévia.

A metodologia adotada, baseada nos critérios de Soares e Pereira (2017) e em parâmetros qualitativos relacionados ao solo, ao talude, à rodovia e às intervenções existentes, demonstrou ser adequada para a sistematização de informações visuais e cartográficas. Os resultados obtidos com a aplicação da ficha elaborada evidenciaram que mais da metade dos pontos avaliados (57,14%) apresentam risco alto a movimentos de massa, enquanto 28,57% enquadram-se como risco médio e 14,29% foram classificados como estáveis, reforçando a elevada suscetibilidade do trecho estudado a processos de instabilização.

Destaca-se que a ficha de avaliação proposta não substitui investigações geotécnicas detalhadas ou análises quantitativas de estabilidade, sendo indicada para etapas preliminares de diagnóstico, planejamento

de inspeções, definição de prioridades de intervenção e gestão de riscos. Sua aplicação pode contribuir para a otimização de recursos, direcionando esforços para os trechos mais críticos e contribuindo com os órgãos gestores na prevenção de acidentes e na mitigação de desastres associados à instabilidade de taludes rodoviários. Estudos futuros podem ainda incorporar levantamentos de campo, dados de ensaios e outras análises, de modo a aprofundar o entendimento do comportamento dos taludes e aprimorar os critérios de classificação do risco adotados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Britto, C. B., Fiori, A. P. (2021) Estabilidade de taludes rochosos em rodovias: análise da compartimentação estrutural de maciços. *Geotecnia*, 141, p. 77-88.

Confederação Nacional de Trânsito (2024). *Viagem Segura – Guia CNT de Segurança nas Rodovias*. Brasília, 39 p.

Confederação Nacional de Trânsito (2025). *Pesquisa CNT de rodovias 2025*. Brasília, 219 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (2026). *Visualizador de Informações Geográficas*. Disponível em: <servicos.dnit.gov.br/vgeo>. Acesso em: 13 fev. 2026.

Empresa Gaúcha de Rodovias (2020). *Estudos do Programa de Monitoramento e Estabilização de Encostas e Taludes estão em fase de conclusão*. Disponível em: <https://www.egr.rs.gov.br/estudos-do-programa-de-monitoramento-e-estabilizacao-de-encostas-e-taludes-estao-em-fase-de-conclusao>. Acesso em: 20 jan. 2026.

Genuíno, G. N. M., Sá, S. T. F. (2025) Recuperação de talude: estratégias de estabilização e controle de erosão na rodovia MT-358. *Revista Multidisciplinar do Nordeste Mineiro*, 2(1), p. 01-16.

Rocha, M. A. A. (2023) *Inspeção de taludes rodoviários em relação à estabilidade*. Trabalho de Conclusão de Curso, Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal da Paraíba, 66 p.

Silva, D. F. S., Santos, A. E. M. (2020) Rockfall hazard assessment and geological-geotechnical characterization of a rock slope in BR-356. *Holos*, 8(1), p. 01-13.

Silva, E. F. et al. (2025) Estabilidade nas estradas da Amazônia brasileira: um recorte da BR-010 no Estado do Pará. *Revista de Geociências do Nordeste*, 11(1), p. 264-280.

Soares, F. L., Pereira, N. N. T. (2017) Proposta de Metodologia para Mapeamento de Risco Geológico-Geotécnico de Escorregamentos em João Pessoa - PB. In: Conferencia Brasileira sobre Estabilidade de Encostas – COBRAE 7, Florianopólis. *Anais*... ABMS.

Soares, R. (2024) *BR-232: rodovia é a que mais mata em Pernambuco, perdendo até para a BR-101.* Disponível em: <https://jc.uol.com.br/colunas/mobilidade/2024/06/14/br-232-rodovia-e-a-que-mais-mata-em-pernambuco-perdendo-ate-para-a-br-101.html> Acesso em: 21 jan. 2026.

Superintendência de Desenvolvimento do Nordeste – SUDENE (1985). *Uso atual e potencial dos solos do Nordeste*. Recife, 140 p.

Tonus, B. P. A. (2009) *Estabilidade de Taludes: Avaliação dos Métodos de Equilíbrio Limite aplicados a uma encosta coluvionar e residual da Serra do Mar Paranaense*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, 147 p.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/99

Mitigação de Riscos Geotécnicos: Estudo de Caso de Barreira Dinâmica Reutilizável na BR-376

Alan Donassollo
Gerente Técnico Comercial, Solution IPD, Curitiba, Brasil, alan.donassollo@solution-ipd.com

Lucas Defalco Marcomini
Engenheiro Civil, Maccaferri, Jundiaí, Brasil, l.marcomini@maccaferri.com

Petrucio Junior Santos
Gerente Técnico, Maccaferri, Jundiaí, Brasil, p.santos@maccaferri.com

Ricardo Oliveira Sirmatei
Engenheiro Civil, Maccaferri, Jundiaí, Brasil, r.sirmatei@maccaferri.com

RESUMO: As fortes chuvas que atingiram o estado do Paraná no final de novembro de 2022 provocaram um deslizamento de terra no km 669 da rodovia BR-376, em Guaratuba, interrompendo parcialmente o tráfego e gerando risco à segurança dos usuários. O volume de chuva ultrapassou 200 mm em 72 horas, sendo um dos maiores acumulados registrados na região no período. Eventos climáticos de grande intensidade, como esse, têm se tornado cada vez mais frequentes e imposto à engenharia geotécnica o desafio de desenvolver soluções ágeis, eficazes e seguras para garantir a estabilidade de encostas e a continuidade operacional de infraestruturas críticas. Diante da necessidade de resposta imediata e considerando a necessidade de liberação rápida da via e de uma resposta técnica eficiente, foi instalada uma barreira dinâmica provisória com o objetivo de mitigar o risco de novos escorregamentos durante o período de execução da obra definitiva de estabilização por solo grampeado. Um ano após a conclusão da obra houve um deslizamento no local, no qual se pode comprovar os critérios adotados no dimensionamento da solução. O presente trabalho descreve o contexto geotécnico da ocorrência, os critérios de seleção e dimensionamento da solução provisória, o desempenho estrutural observado em campo e a relevância do uso de sistemas dinâmicos em cenários emergenciais.

PALAVRAS-CHAVE: Barreira dinâmica; mitigação de riscos; segurança rodoviária; deslizamento de terra; shallow landslide.

ABSTRACT: This paper presents a case study on the use of a dynamic barrier as an emergency solution for geotechnical risk mitigation along the BR-376 highway, located in a mountainous region in southern Brazil. Intense rainfall events in November 2022 triggered a shallow landslide, causing partial traffic interruption and posing risks to road users. Due to the need for a rapid response, a dynamic barrier was installed at the toe of the slope to contain potential subsequent movements during the construction of the permanent stabilization solution using soil nailing. The study describes the geotechnical context of the site, the criteria adopted for selecting the temporary solution, and the performance of the system under real conditions. Approximately one year after installation, a new landslide occurred, mobilizing an estimated volume of 110 m³ of soil and activating the barrier. The structure successfully retained the displaced material, preventing it from reaching the roadway and avoiding further traffic disruption. Field observations indicated that the barrier behaved as expected, with localized damage and controlled deformation of its components, without compromising its overall integrity. The results demonstrate that dynamic barriers, commonly used for rockfall protection, can also be effectively applied to contain shallow soil landslides in emergency scenarios. The findings highlight the importance of rapid-response solutions in geotechnical risk management and contribute to the evaluation of dynamic barrier performance under real loading conditions.

KEYWORDS: Dynamic barrier; geotechnical risk mitigation; shallow landslide; slope instability; highway safety.

1 INTRODUÇÃO

Eventos climáticos extremos têm se tornado cada vez mais frequentes nas últimas décadas (IPCC, 2021), aumentando o risco de instabilidade em encostas e de interrupções em rodovias implantadas em regiões serranas. Chuvas intensas ou com longa duração favorecem a saturação dos solos superficiais e reduz a resistência ao cisalhamento em função da diminuição da sucção matricial e da coesão aparente (Fredlund & Rahardjo, 1993; Gerscovich, 2012), desencadeando deslizamentos superficiais, que representam um dos maiores riscos geotécnicos para as rodovias que cruzam essas regiões.

A infraestrutura rodoviária brasileira atravessa diversos desafios geotécnicos, devido ao fato de sua vasta área territorial abranger diferentes formações geológicas e topográficas. O deslizamento de solo em uma rodovia pode ter impactos significativos, como a interrupção total ou parcial do tráfego, resultando em prejuízos econômicos, aumento do risco de acidentes e comprometimento da segurança. A adoção de medidas emergenciais em rodovias estratégicas, que possibilitem a rápida liberação da via sem prejuízo à segurança, constitui um desafio recorrente para a engenharia geotécnica.

A mitigação dos riscos de deslizamento de uma encosta geralmente ocorre por meio de obras definitivas de contenção e drenagem, as quais demandam tempo até a sua conclusão. No entanto, em situações emergenciais, são necessárias intervenções rápidas. Nesses casos, a adoção de soluções provisórias capazes de reduzir o risco geotécnico de forma eficaz durante o período de implantação da obra definitiva é fundamental.

Nesse contexto, o trabalho tem como objetivo apresentar e analisar o desempenho de uma barreira dinâmica, instalada em caráter emergencial no km 669 da Rodovia BR-376, no município de Guaratuba, estado do Paraná, após um deslizamento de terra provocado por fortes chuvas. O estudo aborda o contexto geotécnico e os critérios adotados para o dimensionamento e seleção da solução e, por fim, avalia o desempenho da solução em campo, contribuindo para a avaliação da aplicação de barreiras dinâmicas na mitigação de riscos geotécnicos em cenários emergenciais.

2 OCORRÊNCIA E CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA

A rodovia BR-376 constitui um dos principais corredores logísticos da Região Sul do Brasil, desempenhando papel estratégico na ligação entre a Região Metropolitana de Curitiba e o litoral do estado do Paraná, bem como na conexão com o estado de Santa Catarina. O trecho de serra da rodovia caracteriza-se por elevado volume de tráfego, incluindo veículos de carga e transporte de passageiros, o que torna a via particularmente sensível a interrupções operacionais decorrentes de instabilidades geotécnicas.

O segmento localizado no km 669, no município de Guaratuba, insere-se em uma região de relevo acidentado, com encostas íngremes adjacentes à plataforma rodoviária. As características geomorfológicas e geológicas locais, associadas a elevados índices pluviométricos, tornam esse trecho historicamente suscetível à ocorrência de movimentos de massa, especialmente deslizamentos rasos induzidos por eventos de chuva intensa.

No final de novembro de 2022, o estado do Paraná foi atingido por chuvas intensas com longa duração, chegando à marca de 200 mm em um intervalo aproximado de 72 horas na região de Guaratuba. Esse volume acima do normal, conforme se pode evidenciar na Tabela 1, provocou a elevação rápida do grau de saturação dos solos superficiais das encostas, favorecendo a redução da resistência do solo.

Como consequência, ocorreu um deslizamento de terra no km 669 da BR-376, ocasionando a interdição devido ao material depositado na pista, conforme demonstrado na Figura 1.

A encosta onde ocorreu o deslizamento apresenta perfil típico de região serrana, com declividades elevadas e cobertura de solo residual pouco espessa. Os materiais envolvidos são predominantemente constituídos por solos residuais derivados do intemperismo de rochas do embasamento cristalino, apresentando granulometria fina a média, com fração argilosa significativa e comportamento fortemente dependente do teor de umidade.



Figura 1 - Deslizamento após a limpeza (Fonte: Acervo Maccaferri)

3 ANÁLISE DE RISCO E SOLUÇÕES ADOTADAS

Após o evento inicial, observou-se a presença de material instável remanescente na encosta, além de trincas de tração e evidências de movimentação superficial do maciço. Essas condições indicavam potencial para a ocorrência de novos deslizamentos, especialmente em caso de novos eventos de precipitação intensa, conforme amplamente documentado em encostas tropicais (Gerscovich, 2012; Guidicini & Nieble, 1984).

Diante disso, no projeto realizado foi proposta uma solução não apenas de controle de erosão ou revegetação, mas de estabilização global da encosta rompida. Esta solução consistiu em um reperfilamento do talude rompido e implementação de solução em solo grampeado com revestimento em concreto projetado. Uma solução também teve de ser estudada para a contenção existente na parte inferior à rodovia, uma vez que a integridade estrutural desta obra foi comprometida pelo deslizamento.

A implantação da obra de estabilização definitiva levaria vários meses, devido à sua complexidade logística e de execução. O deslizamento ocorreu no final de novembro e de acordo com dados de histórico meteorológico (Climate-Data.org, 2026) o período com maior incidência de chuvas no município de Guaratuba-PR ocorre nos meses de janeiro a março, de acordo com a Tabela 1.

Tabela 1 - Média de chuvas no município de Guaratuba-PR no período de 1991 a 2021 (Adaptado de Climate-Data.org, 2026)

	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
Precipitação [mm]	284	255	217	130	122	102	98	87	142	143	157	191
Dias chuvosos	18	15	16	12	10	7	8	7	11	13	13	14

Diante do prazo para executar uma contenção definitiva somado ao aumento da precipitação nos meses subsequentes ao deslizamento e ao aumento do número de veículos ocasionado pelas férias de fim de ano, tornou-se necessária a adoção de uma solução provisória que viabilizasse a liberação do tráfego na rodovia com condições mínimas de segurança aos usuários da via. Foi realizada uma caracterização preliminar do talude rompido, que indicou a predominância de solo residual muito intemperizado, classificado como saprólito. Esse tipo de material apresenta comportamento fortemente dependente do teor de umidade, com redução significativa da resistência ao cisalhamento quando submetido a condições de saturação, em função da diminuição da sucção matricial e da coesão aparente. Como consequência, escorregamentos superficiais tornam-se mais prováveis durante ou após eventos de chuva intensa.

A análise das condições observadas em campo indicou a presença de risco iminente de novos movimentos de massa, tornando necessária a adoção de uma solução provisória que permitisse a liberação segura do tráfego até a implantação de uma solução definitiva de estabilização.

A solução temporária adotada consistiu na instalação de uma barreira flexível, escolhida principalmente pela rapidez de implantação e pela possibilidade de execução no pé do talude de forma segura e com mínima interferência no tráfego. Em função da urgência da intervenção e do curto prazo disponível para mobilização, foi avaliada a utilização de um sistema disponível no mercado à pronta entrega. A barreira disponível havia sido originalmente projetada para contenção de blocos rochosos, sendo necessária, portanto, a verificação de sua capacidade de absorção de energia e de retenção para a contenção de massas de solo provenientes de possíveis escorregamentos superficiais, que pode ser classificado como *shallow translational landslide*, conforme classificação proposta por Hungr et al. (2014).

4 SOLUÇÃO PROVISÓRIA EM BARREIRA FLEXÍVEL

Barreiras flexíveis, ou barreiras dinâmicas, vêm sendo utilizadas pela engenharia geotécnica há mais de 6 décadas, como apontam alguns casos de obra registrados, alguns dispostos em Agostini et al. (1988). Agostinacchio e Olita (2002) demonstram que as barreiras assumiram várias formas diversas no início de sua utilização histórica na engenharia, como barreiras rígidas feitas de madeira ou aço e barreira flexíveis, construídas com cabos de aço horizontais e malhas simples. Em 2008, com a publicação da primeira edição da ETAG 027 (Substituído pelo EAD 340059-00-0106) as barreiras foram padronizadas tanto em sua metodologia de testes e certificação como consequentemente em sua composição.

A barreira disponível para utilização havia sido originalmente projetada e certificada para proteção contra queda de blocos rochosos, em conformidade com os requisitos estabelecidos pelo EAD 340059-00-0106. Dessa forma, o sistema possuía desempenho validado por ensaios em escala real para absorção de energia de impacto e retenção de materiais rochosos.

Considerando a necessidade de uma solução emergencial e a indisponibilidade imediata de sistemas especificamente certificados para contenção de deslizamentos superficiais, foi realizada uma avaliação de engenharia com base em literatura técnica especializada para verificar a adequação da barreira às condições do caso estudado. Trabalhos desenvolvidos por Sun et al. (2015) e Zhao et al. (2022) demonstram que barreiras flexíveis originalmente concebidas para proteção contra queda de blocos podem apresentar desempenho satisfatório na retenção de massas de solo provenientes de escorregamentos superficiais, desde que sejam avaliadas as condições de carregamento, capacidade de retenção e deformabilidade do sistema.

O dimensionamento da solução adotada considerou um volume específico de 50 m³/m de barreira. Esse valor foi estimado a partir de uma avaliação geométrica preliminar da área instável, admitindo-se uma espessura média mobilizável da ordem de 5 m e uma extensão contribuinte aproximada de 10 m na direção da encosta, resultando em um volume potencial de cerca de 50 m³ para cada metro linear de barreira. O volume considerado foi então analisado em conjunto com a declividade do terreno e a altura potencial de chegada do material à estrutura, seguindo os critérios propostos por Sun et al. (2015).

Para receber o volume proposto e retê-lo, adotou-se duas barreiras, uma com 30 m e outra com 40 m de comprimento, de modo a abranger toda a área da ruptura. A altura adotada foi de 4m. Na metade inferior da barreira, foi posicionado uma manta geotêxtil para reter os finos do solo em uma eventual ruptura, conforme demonstrado na Figura 2.

A locação da barreira foi realizada na terceira faixa da rodovia, que foi interditada durante as obras. Após a finalização da implantação das obras definitivas de solo grampeado a barreira seria retirada e ficaria em posse da concessionária para aplicações futuras.



Figura 2 - Barreira flexível temporária implantada na lateral da via e no pé do talude (Fonte: Acervo Maccaferri)

5 SINISTRO NA BARREIRA E DESEMPENHO OBSERVADO

Um ano e 2 meses após o deslizamento inicial, no dia 29 de fevereiro de 2024, ocorreu um novo evento de instabilidade no talude, durante a fase de execução das obras de solo grampeado.

O evento mobilizou aproximadamente 110 m³ de solo residual, caracterizando novamente um deslizamento superficial associado à saturação do material saprolítico da encosta. A massa deslocada atingiu a barreira flexível instalada no bordo da rodovia, concentrando o impacto no próximo ao centro da maior barreira instalada, de 40 m de comprimento.

Considerando o volume mobilizado de aproximadamente 110 m³ e adotando peso específico médio de 18 kN/m³, estima-se um peso total da ordem de 2000 kN. O volume mobilizado mostrou-se compatível com a ordem de grandeza considerada em projeto, porém com uma abrangência menor, uma vez que se destacou em apenas um ponto.

A barreira foi parcialmente acionada, promovendo a retenção integral do material mobilizado e impedindo que o solo atingisse a pista de rolamento. O comportamento observado é compatível com o desempenho esperado para sistemas de proteção contra impactos, nos quais a dissipação de energia ocorre por meio da plastificação controlada dos componentes metálicos e deformação global do sistema (Volkwein et al., 2011)

A inspeção técnica realizada após o evento identificou danos localizados na estrutura, compatíveis com o mecanismo de absorção de energia esperado.

A deformação total máxima atingida pela malha no momento do impacto não foi registrada, dada a velocidade em que se realizou a limpeza e remoção do material deslizado. Contudo, pode-se ter uma ideia através da distância da barreira até a mureta de concreto, conforme Figura 3. Estima-se que a deformação máxima da barreira não tenha ultrapassado os 1,50m, cerca de 23% da deformação máxima aferida no ensaio em escala real da barreira (de acordo com EAD 340059-00-0106)

Outro indicador do nível de solicitação sofrido pela barreira pode ser observado na deformação dos dispositivos dissipadores de energia (DDE). Estes dispositivos, neste modelo específico de barreira consistem em elementos em forma de ômega (Figura 4), feitos de aço, que ao receberem uma carga abrupta, oriunda do

impacto na barreira deformam de maneira plástica, possibilitando a dissipação da energia e redução do pico de carga nos cabos da estrutura. O conjunto de DDE é composto por 3 peças individuais de ômega de aço e cada peça individual se deforma cerca de 450 mm mediante o carregamento máximo que a barreira é projetada para desempenhar.



Figura 3 - Barreira vista da rodovia durante visita de inspeção (Elaborado pelo autor, 2024)



Figura 4 - Dispositivos dissipadores de energia (DDE) (Elaborado pelo autor, 2026)

Observou-se após o impacto, durante visita no local realizada pelo autor deste trabalho, que ocorreu deformação nos DDEs, porém, em níveis muito abaixo dos 450mm máximos, estando na ordem dos 20 mm em alguns dos pontos. (Figura 5)

Este nível de deformação representa cerca de 4% em relação ao máximo suportado pelos dispositivos dissipadores de energia e isto é um indicativo que a estrutura trabalhou em uma condição muito abaixo da qual fora testada.



Figura 5 - Deformação aferida nos DDE após impacto de solo na barreira (Elaborado pelo autor, 2024)

Após a inspeção, alguns itens de substituição foram, recomendados, como medida preventiva para evitar abrasão e manter a barreira pronta para receber futuros impactos com sua capacidade máxima. A recomposição do sistema foi realizada por meio do corte do painel danificado e instalação da nova malha utilizando manilhas de conexão aos cabos longitudinais, procedimento que permitiu sua manutenção sem necessidade de desmontagem completa da barreira.

O desempenho observado em campo demonstrou que a barreira atuou conforme o comportamento esperado para estruturas de dissipação de energia, apresentando deformações localizadas e danos substituíveis, sem ocorrência de colapso estrutural ou perda de funcionalidade. O evento constituiu, portanto, uma validação em escala real dos critérios adotados para seleção e dimensionamento da solução provisória, evidenciando a eficácia do uso de barreiras flexíveis na mitigação de riscos associados a deslizamentos superficiais em cenários emergenciais.

6 DISCUSSÕES E CONCLUSÃO

O estudo de caso apresentado evidenciou a possibilidade do uso de barreiras flexíveis como soluções temporárias para mitigação de riscos geotécnicos em obras com risco de deslizamentos superficiais. A instalação relativamente rápida da estrutura atendeu as exigências da operação rodoviária, liberando o tráfego de forma rápida e mantendo as condições mínimas de segurança aos usuários da rodovia até a execução da solução definitiva para a encosta.

O deslizamento ocorrido após a instalação da barreira permitiu a avaliação da solução proposta, corroborando os critérios de dimensionamento adotados. A solução foi capaz de reter a massa de cerca de 110 m³ de solo que deslizou, impedindo seu avanço até a rodovia e evitando uma nova interdição.

O comportamento observado, caracterizado pelas deformações, é parte do mecanismo de funcionamento da solução que para dissipar a energia se deforma. Após o evento houve a necessidade de substituir alguns dos componentes da estrutura, por conta dos processos abrasivos que se estabeleceram e para manter sua capacidade de retenção em nível pleno.

A análise dos resultados indica que a solução adotada apresentou desempenho compatível com sua capacidade nominal. Embora o sistema empregado seja originalmente certificado para proteção contra queda de blocos rochosos, o presente estudo demonstrou que, mediante avaliação específica das condições de carregamento e fundamentação em literatura técnica especializada, barreiras flexíveis desse tipo podem constituir uma alternativa tecnicamente viável para a mitigação temporária de riscos associados a deslizamentos superficiais em cenários emergenciais.

Como limitação do presente estudo, destaca-se a ausência de instrumentação para monitoramento das solicitações impostas à estrutura durante o impacto, o que impossibilita a quantificação direta da energia envolvida. Recomenda-se, para trabalhos futuros, a utilização de sistemas de monitoramento que permitam

melhor compreensão do comportamento dessas estruturas quando submetidas a diferentes tipos de carregamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agostinacchio, M.; Olita, S. (2002). *Elementi di ritenuta paramassi*. Roma: EPC.

Agostini, R.; Mazzalai, P.; Papetti, A. (1988). *Hexagonal Wire Mesh for Rock-fall and Slope Stabilization*. Bologna: Officine Maccaferri S.p.A.

Climate-Data.org (2026). Clima de Guaratuba (PR): dados climáticos e tabela climática. Disponível em: https://pt.climate-data.org/america-do-sul/brasil/parana/guaratuba-34671/. Acesso em: 6 mar. 2026.

EAD 340020-00-0106 (2016). *Flexible kits for retaining debris flows and shallow landslides / open hill debris flows*. EOTA – European Organisation for Technical Assessment.

EAD 340059-00-0106 (2018). *Falling Rock Protection Kits*. EOTA – European Organisation for Technical Assessment.

Fredlund, D. G.; Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. New York: John Wiley & Sons.

Gerscovich, D. M. S. (2012). *Estabilidade de Taludes*. São Paulo: Oficina de Textos.

Guidicini, G.; Nieble, C. M. (1984). *Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação*. São Paulo: Edgard Blücher.

Hungr, O.; Leroueil, S.; Picarelli, L. (2014). The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, v. 11, n. 2, p. 167–194.

IPCC (2021). *Climate Change 2021: The Physical Science Basis*. Cambridge: Cambridge University Press.

Peila, D.; Ronco, C. (2009). Design of rockfall net fences and the new ETAG 027 European guideline. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, v. 9, p. 1291–1298.

Sun, H. W.; Law, R. P. H. (2015). *A preliminary study on impact of landslide debris on flexible barriers* (GEO Report No. 309). Hong Kong: Geotechnical Engineering Office.

Volkwein, A.; Schellenberg, K.; Labiouse, V.; Agliardi, F.; Berger, F.; Bourrier, F.; Dorren, L.; Gerber, W.; Jaboyedoff, M. (2011). Rockfall characterisation and structural protection – a review. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, v. 11, p. 2617–2651.

Zhao, L.; Zhang, L.; Yu, Z.; Qi, X.; Xu, H.; Zhang, Y. (2022). A case study on the energy capacity of a flexible rockfall barrier in resisting landslide debris. *Forests*, v. 13, 1384. https://doi.org/10.3390/f13091384

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/100

Modelagem de Rupturas com Método CEL para Dimensionamento de Barreiras Flexíveis em Taludes

Bernardo Emanuel Lopes Silva
Engenheiro Geotécnico, Universidade de Brasília (UnB), Brasília, Brasil, bernardo.silva@gmail.com

Gabriel Barbosa de Souza
Engenheiro Geotécnico, Universidade de Brasilia, Brasília, Brasil, Gabrielbarbosa361529@gmail.com

Manoel Porfírio Cordão Neto
Professor UnB, Universidade de Brasilia, Brasília, Brasil, mporfírio76@gmail.com

RESUMO: Este trabalho tem como objetivo avaliar a utilização do método numérico Coupled Eulerian-Lagrangian (CEL) para o dimensionamento de barreiras flexíveis de contenção. Para isso, será realizada modelagem numérica no software ABAQUS/CAE, empregando o método CEL, que permite simular o comportamento dinâmico de rupturas e o escoamento de material. As análises serão conduzidas em um modelo 3D simplificado, com espessura unitária (1 m) no eixo Z, de modo a representar uma condição aproximadamente plana, mantendo a formulação volumétrica do CEL. Na apresentação e interpretação dos resultados, os campos serão exibidos em cortes/visões que se assemelham a uma resposta bidimensional. Será apresentado um modelo com a incorporação de um elemento simplificado que represente a barreira flexível, permitindo a obtenção de parâmetros como a força de reação na estrutura. Esses dados serão utilizados como base para o dimensionamento de barreiras flexíveis empregadas na contenção de fluxos de detritos. Os principais aspectos analisados incluem a evolução do deslocamento das massas, o tempo de impacto, a interação com a estrutura de contenção e a quantificação da força exercida. Os resultados apresentados oferecem uma abordagem complementar, prática e eficiente, para o dimensionamento de estruturas de contenção flexíveis.

PALAVRAS-CHAVE: modelagem numérica, método CEL, barreiras flexíveis, ruptura de taludes, Abaqus

ABSTRACT: This work aims to evaluate the use of the Coupled Eulerian-Lagrangian (CEL) numerical method for the design of flexible containment barriers. To this end, numerical modeling will be performed using ABAQUS/CAE software, employing the CEL method, which allows simulation of the dynamic behavior of failures and material flow. The analyses are conducted in a simplified 3D model with unit thickness (1 m) along the Z-axis, representing an approximately plane condition while preserving the inherently volumetric (3D) nature of the CEL formulation. For presentation and interpretation purposes, results are shown through slices/views that resemble a two-dimensional response. A model incorporating a simplified element representing the flexible barrier is presented, enabling the acquisition of parameters such as the reaction force on the structure. These data serve as a basis for the design of flexible barriers used in debris flow containment. The main analyzed aspects include the evolution of mass displacement, impact time, interaction with the containment structure, and quantification of the exerted force. The presented results offer a practical and efficient complementary approach for the design of flexible containment structures.

KEYWORDS: numerical modeling, CEL method, flexible barriers, slope failure, Abaqus.

1 INTRODUÇÃO

A ocorrência de desastres naturais decorrentes de movimentos de massa é algo relativamente comum em diferentes regiões do brasil e do mundo, e podem ocorrer devido a processos naturais e antrôpicos, principalmente em regiões de maior declividade. Entretanto, mesmo sendo considerado algo comum, esses processos podem ter grande impactos na sociedade e economia (PRIETO et al., 2017). Dados do Emergency Events Database (EM-DAT) mostram que 26.750 pessoas morreram em todo mundo entre 1991 e 2020 devido a deslizamentos, enquanto no Brasil 629 mortes ocorreram pelo mesmo motivo (MELO et al, 2021 apud PAVEI. 2023).

Os movimento de massa podem ser classificados em: Queda; Tombamento; Escorregamento;Espalhamento e Fluxo (HUNGR et al, 2014). Dentro da categoria de fluxo, é possível destacar o fluxo de detritos, que apresentam caracteristicas de alta velocidade, altas forças de impacto e escoamento em distancias significativas (SHA et al., 2023). Esse tipo de movimento de massa apresenta resultados devastadores, causando grandes impactos a zonas habitadas e perda de vidas. Esse tipo de movimento normalmente considste da massa de solo saturado com diferentes granulometrias que fluem em canais atingindo velocidade de 0,5 a 20 m/s (MARCHELLI; DE BIAGI, 2019).

Para a proteção de ambientes urbanos e infraestrutura, barreiras podem ser construidas para reduzir a energia cinética do fluxo, podendo ser classificadas com rígidas ou flexiveis, a depender de sua rigidez. As barreiras flexiveis ainda podem ser classificadas como fechadas ou abertas, a depender da forma de interceptação dos detritos (MARCHELLI; DE BIAGI, 2019).

O uso de barreiras flexíveis para conter fluxo de detritos apresenta diversas vantagens, como custo-beneficio, baixo impacto para o meio ambiente e sua eficiência (VOLKWAIN et al., 2015). Diversos métodos semi-empiricos podem ser utilizados no dimensionamento de barreiras flexíveis, com foco em estimar a máxima força de impacto do fluxo de detritos. Essa estimativa é feita a partir da máxima velocidade do fluxo e de sua espessura, valores que também são estimados (SHEN et al., 2017). Entretanto, é importante destacar que esses métodos tem dificuldade de conciliar alguns conceitos téoricos com observações feitas em campo e em experimentos (KOO et al., 2017).

Ferrero et al. (2015) destaca que grande parte dos testes realizados em barreiras flexiveis não contam com análises numéricas e análiticas para a interpretação dos resultados, muito devido a alta complexidade da iteração entra as barreiras flexíveis e o fluxo de detritos. Por esse motívo, o autor destaca a necessidade de simplificações para o projeto de barreiras flexíveis.

Uma alternativa para o dimensionamento de barreiras é a utilziação do método numérico *Coupled Eulerian-Lagrangian* (CEL). Esse método é muito utilziado para a simulação da dinâmica de fluidos, além de possibilitar a simulação de fluxos de detritos, devido a sua capacidade de simular grandes deformações, combinando referenciais eulerianos e lagrangianos. Em resumo, a formulação Lagrangiana é aplicada aos corpos sólidos, onde a malha se deforma junto com o material. Já a formulação Euleriana é utilizada para o fluido ou solo, onde o material flui através de uma malha fixa e indeformável, o que evita erros numéricos durante o movimento do fluxo (SHA et al, 2024).

O presente estudo tem como objetivo apresentar uma metodologia para o dimensionamento de barreiras flexíveis a partir de análises com o método numérico Coupled Eulerian-Lagrangian (CEL). As análises serão realizadas com base em um modelo simplificado e têm como principal finalidade a identificação das forças de contato máximas entre o fluxo de detritos e a barreira. A partir das informações obtidas, será apresentada uma proposta de barreira flexível com especificações compatíveis com as solicitações estimadas pelo modelo. Ressalta-se que o foco do trabalho é demonstrar a aplicabilidade do procedimento e como executá-lo, por meio de um exemplo representativo; embora seja possível variar parâmetros como altura e geometria da barreira, bem como propriedades do solo e condições do cenário, não se justifica explorar múltiplos casos hipotéticos neste artigo, tanto por objetivo quanto por limitações de espaço.

2 METODOLOGIA

2.1 Modelo Físico

A Figura 1 apresenta a geometria utilizada para a aplicação da metodologia proposta, adotou-se uma seção típica com talude de 10 m de altura e inclinação de 1V:1H. A seção possui 100 m de extensão e 12,5 metros de altura, conforme apresentado na Figura 1. Além disso, foi considerado seção com 1 metro de espessura, com o objetivo de otimizar o custo computacional. A barreira representada neste estudo apresenta 5 metros de comprimento, com ancoragem de 2 metros na fundação.

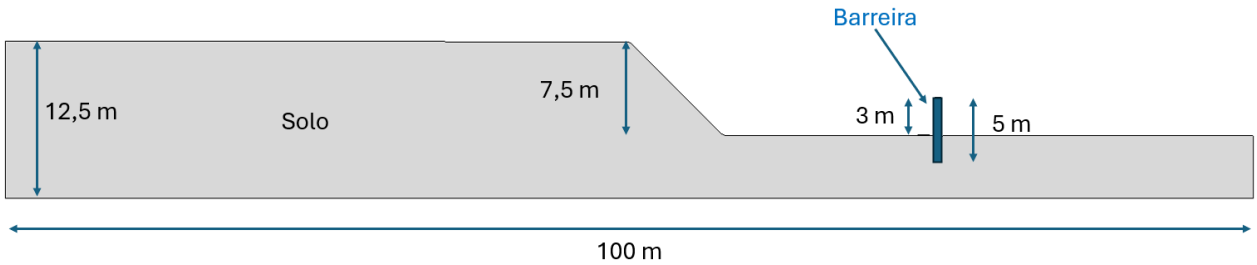


Figura 1. Seção Simplificada adotada no estudo.

2.3 Configuração do Método CEL

O estudo foi dividido em três etapas: (i) inicialização e obtenção do equilíbrio geostático, adotando-se temporariamente parâmetros de resistência majorados para favorecer a estabilidade numérica; (ii) transição gradual para as propriedades físicas iniciais do talude; e (iii) análise dinâmica da ruptura e da propagação do movimento de massa. Na etapa final, a ruptura foi deflagrada por meio de um modelo constitutivo com amolecimento em função da deformação plástica acumulada, permitindo a mobilização do material e a simulação do escoamento. Como o Abaqus/Explicit (CEL) não utiliza *local damping* como recurso principal de estabilização, empregou-se a viscosidade artificial volumétrica (*bulk viscosity*), definida pelos parâmetros adimensionais μL (linear bulk viscosity) e μQ (quadratic bulk viscosity), que atuam apenas em regiões sob compressão volumétrica, reduzindo oscilações numéricas associadas a compressões rápidas, frentes de choque e bandas de cisalhamento.

Durante a estabilização inicial das tensões (etapa i), foram utilizados os valores padrão recomendados no manual (μL = 0,06 e μQ = 1,2). Já na fase dinâmica (etapa iii), esses parâmetros foram reduzidos para evitar dissipação artificial excessiva de energia e preservação do comportamento físico do modelo, adotando-se após calibração μL = 0,002 e μQ = 0,2 (valores menores levaram a instabilidades/inconvergência numérica).

Para modelar o a interação do solo e barreira, foi escolhido a adoção da iteração *General Contact*, no modo de interação do Abaqus. Foi considerado comportamento normal (Normal Behavior), para o qual utilizou-se a opção Hard Contact. Para o comportamento tangencial, foi definido um atrito de interface de 0,3. A extração dos resultados de força de impacto foi realizada a partir de configuração em History Output Requests no módulo Step, o que permitiu o monitoramento dessas variáveis ao longo de toda a simulação da ruptura

As condições de contorno foram aplicadas para garantir o confinamento do solo e imobilziar barreira, que tinha com objetivo principal o registro de informações a respeito do movimento de massa. Na base do domínio euleriano, as velocidades nos eixos X, Y e Z foram restringidas (V=0). Nas faces laterais, aplicou-se restrição de velocidade nos eixos X (transversal) e Z (longitudinal) para simular as condições de contorno do maciço.

Para a barreira, todos os sentidos foram restringidos no reference point criado. O reference point foi então acoplado ao restante do elemento que representa a barreira, impedindo translações e rotações do elemento durante o processo de ruptura e o subsequente impacto da massa de solo.

Para a correta formulação do domínio euleriano no ambiente CEL, utilizou-se a ferramenta de fração volumétrica, que permite ao solver identificar a presença de massa nos elementos da malha. Com essa técnicas duas frações volumétricas foram criadas, um com material 'Soil' como material mobilizado (primeiros 7,5m) e outro material abaixo de resistência maior.

O carregamento de gravidade foi aplicado com magnitude de 9,81m/s² em todo o domínio no eixo Y. Para a resolução numérica, adotou-se o procedimento Dynamic Explicit com um tempo de análise de 12,5 segundos, período suficiente para a estabilização do fluxo e do impacto. A discretização do solo foi feita com elementos de 0,2 x 0,2, totalizando 187.660 elementos no domínio euleriano. Já para a barreira, com elementos de 0,25 x 0,25 (80 elementos). A Figura 2 apresenta a malha de elementos adotada.

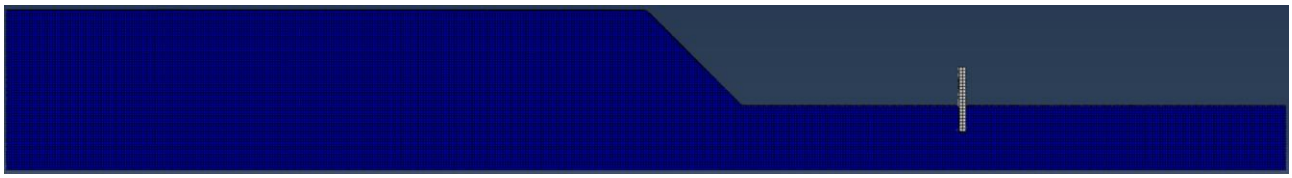


Figura 2. Malha de elementos adotada – vista lateral.

2.2 Propriedades dos Materiais

Para que as simulações fossem realistas, foi necessário definir as propriedades dos materiais. Como o objetivo principal é medir a força do impacto para escolher a barreira ideal, a estrutura foi modelada como um sólido com comportamento linear elástico. Essa escolha foi feita porque, neste modelo, a barreira funciona apenas como um obstáculo de medição, registrando os dados da massa de solo no momento do impacto. É importante mencionar que, em um projeto completo, a deformação da tela (deflexão) também é um parâmetro crítico que o modelo simplificado pode não capturar totalmente

No caso do solo, adotou-se o modelo constitutivo de Drucker–Prager com amolecimento por deformação, de forma a representar de maneira mais realista o comportamento do material sob grandes deformações durante a fase de ruptura. A geometria foi discretizada com dois materiais de solo: (i) a fundação, correspondente aos primeiros 5 m a partir da base, e (ii) o talude, correspondente à região inclinada, com 7,5 m de altura, responsável pelo movimento de massa. Para facilitar a avaliação dos resultados, cada uma dessas regiões foi considerada homogênea (propriedades constantes em seu volume). Os parâmetros adotados para os solos e para a barreira estão apresentados na Tabela 1, e a Figura 3 apresenta a curva de amolecimento por deformação utilizada para o material do talude e da fundação.

Tabela 1. Parâmetros Geotécnicos Adotados.

Elemento	Step	Φ' (º)	c' (kPa)	E' (MPa)	ρ (kg/m³)	υ
Solo	Inicialização	60	-	15	1600	0,3
	Transição	0	-	15	1600	0,3
	Ruptura	0	-	15	1600	0,3
Fundação	Inicialização	60	-	45	1900	0,3
	Transição	13	-	45	1900	0,3
	Ruptura	13	-	45	1900	0,3
Barreira	Inicialização	-	-	30	1000	0,2
	Transição	-	-	30	1000	0,2
	Ruptura	-	-	30	1000	0,2

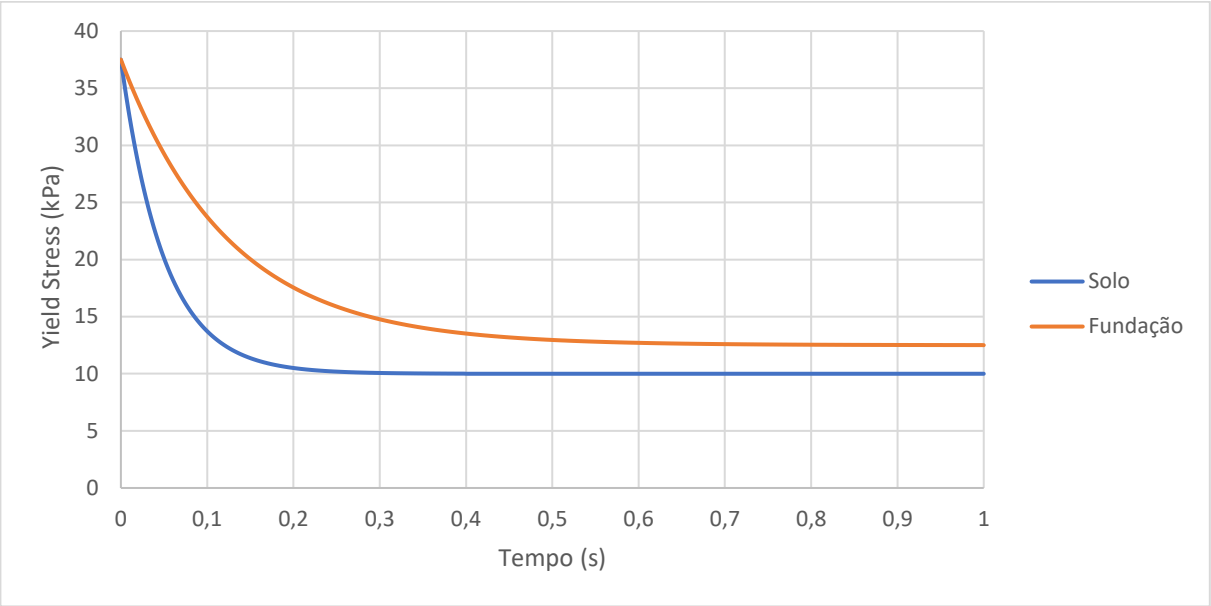


Figura 3. Curva de Amolecimento por Deformação (*Strain Softnening*) – solo

2.4 Dimensionamento de Barreiras Flexíveis

O fornecimento de barreiras flexíveis no Brasil é realizado por diversas empresas nacionais e multinacionais, que usualmente empregam ferramentas próprias de caráter empírico-analítico para estimar a trajetória de blocos/massas e a energia a ser dissipada pelo sistema de contenção. A partir desses resultados, seleciona-se, em geral, a solução que melhor atende aos requisitos do projeto dentre os modelos disponíveis no catálogo do fornecedor.

O procedimento apresentado neste artigo busca complementar essa prática, mostrando como obter, via modelagem CEL, as solicitações mecânicas atuantes na barreira (forças e, se desejado, momentos de reação), que podem ser utilizadas como balizadores na seleção e no dimensionamento de sistemas comerciais. Para fins de demonstração, foi analisado um caso representativo, com uma geometria e um conjunto de parâmetros específicos; contudo, a mesma metodologia pode ser aplicada variando-se, por exemplo, a altura e a geometria da barreira, as propriedades do solo. Em particular, uma campanha paramétrica com diferentes alturas permite avaliar, de forma objetiva, se o fluxo ultrapassa a estrutura e como se altera o campo de velocidades e a interação solo–barreira.

Além disso, a barreira pode ser modelada com diferentes graus de liberdade (por exemplo, deslocável/deformável); neste trabalho, optou-se por mantê-la restrita para reduzir variáveis e favorecer a leitura direta da força de reação, que é o parâmetro de interesse para a estimativa das solicitações. Para o presente estudo, os resultados foram comparados com soluções disponíveis no catálogo da Geobrugg, adotado aqui como referência de mercado.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Figura 4 apresenta o resultado da simulação de ruptura do modelo. Observa-se que o movimento de massa atinge a barreira aproximadamente 4 s após o início da ruptura. A Figura 5 apresenta os campos de velocidade, úteis para caracterizar a cinemática do fluxo e subsidiar análises complementares.

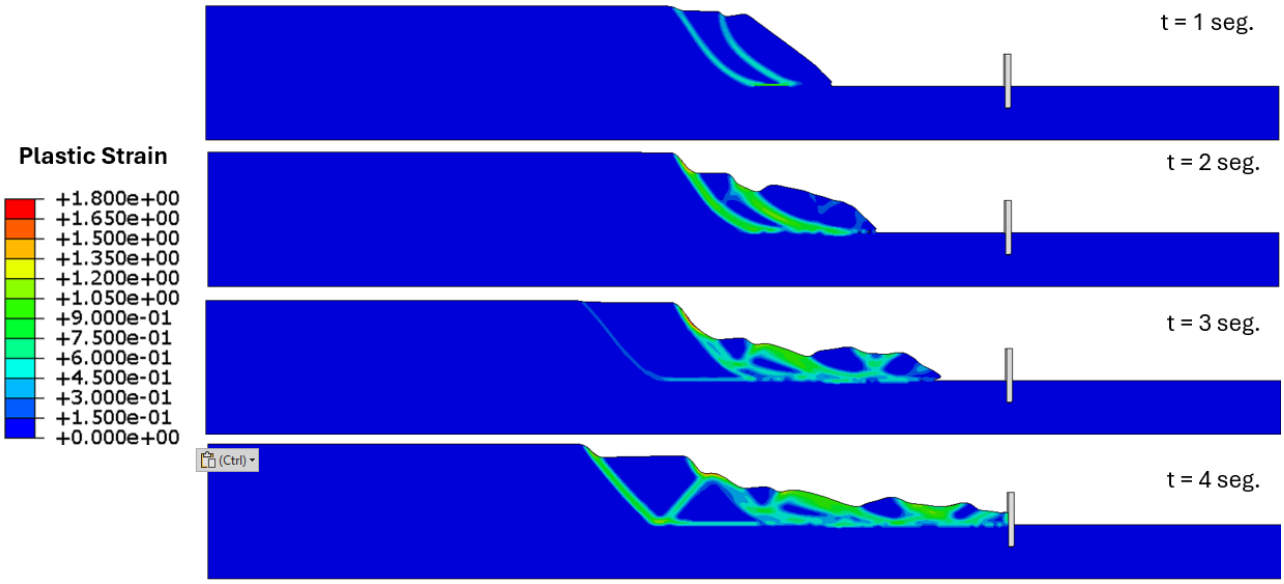


Figura 4. Resultado da simulação de ruptura – Deformação Plastica

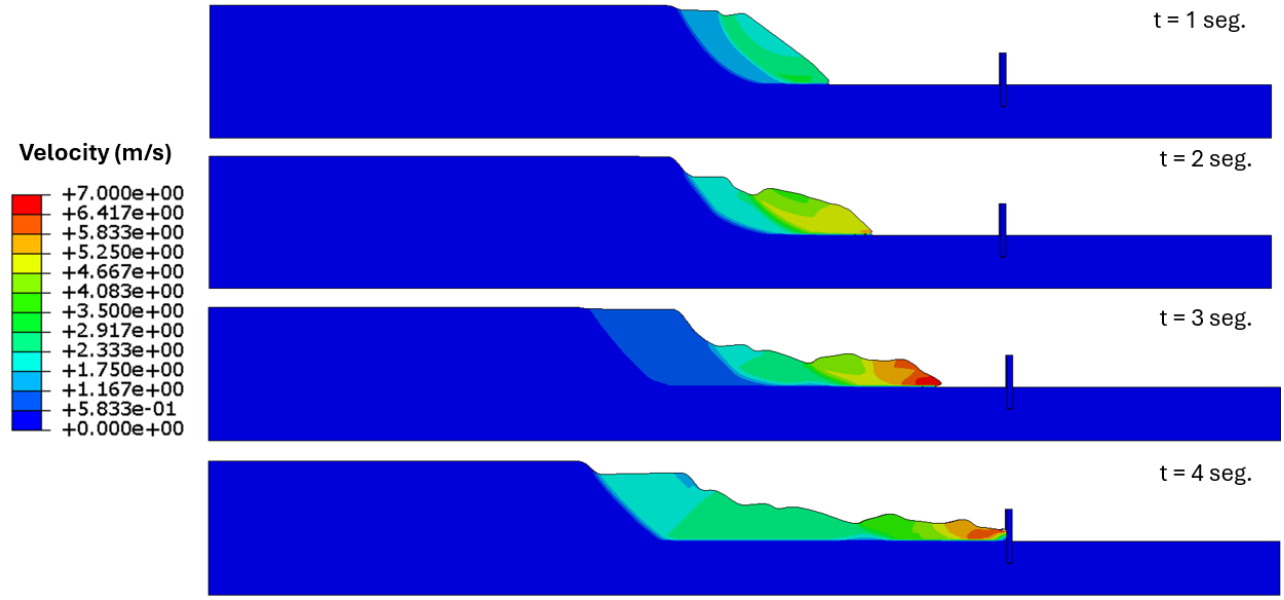


Figura 5. Resultado da simulação de ruptura – Velocidade

Para o dimensionamento das barreiras, é necessária a avaliação das forças de reação no elemento que as representa. O Abaqus permite extrair as componentes em todas as direções (RF1, RF2, RF3), bem como a magnitude resultante e, caso requerido, os momentos de reação (RM). Neste trabalho, apresenta-se a componente horizontal em X (RF1) por ser a mais diretamente associada à solicitação principal do impacto no arranjo adotado. O gráfico da Figura 6 mostra a evolução temporal dessa força. Nota-se a existência de um nível de reação antes do impacto principal, associado ao fato de a barreira estar parcialmente enterrada e em contato do tipo penalty com o solo, o que gera interação mesmo antes da chegada do fluxo mobilizado. Ainda assim, destaca-se um pico pronunciado em torno de 4 s, correspondente ao instante em que a massa efetivamente atinge a estrutura, seguido pela evolução até o valor máximo registrado.

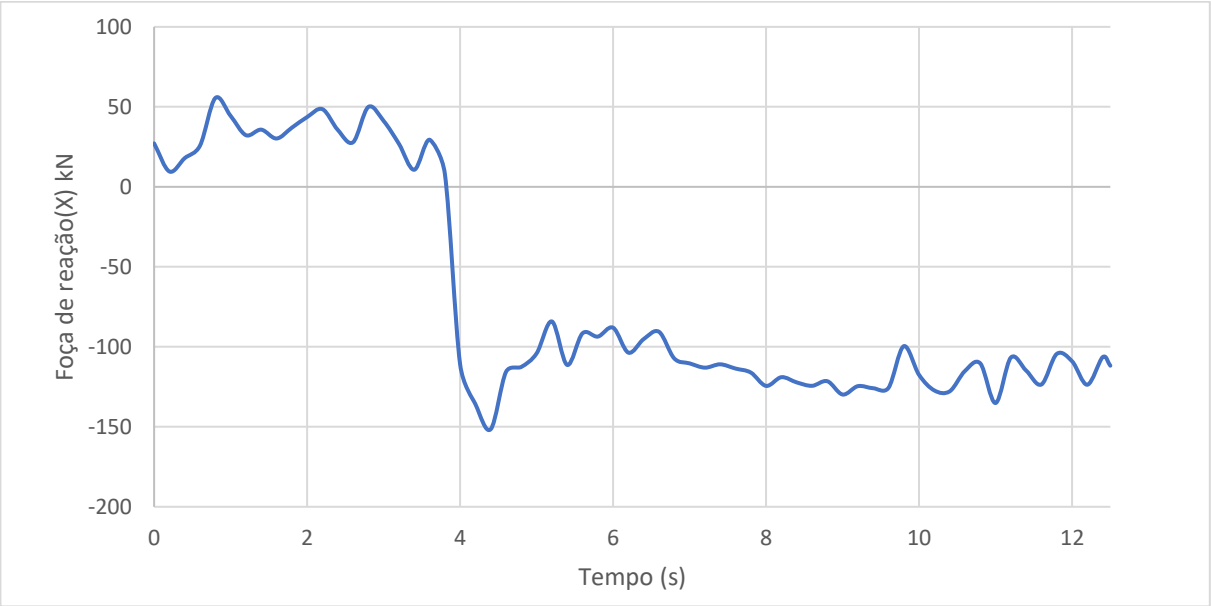


Figura 6.Gráfico de forças de reação da barreira

Com base na força horizontal máxima registrada, é possível estimar uma pressão dinâmica equivalente para fins de dimensionamento. O valor máximo observado foi de 150 kN, aplicado sobre a área representativa da barreira no modelo (3 m de altura × 1 m de largura), resultando em 50 kN/ m² Para os esforço identificado, seria possível a utilização do sistema UX060L – H4 da Geobrugg, para FS de 1,2, que apresenta uma resistência à pressão dinâmica de 60 kN/m² e com altura padrão de 4 m, conforme figura 7. Além da capacidade de carga, a seleção final deve considerar as especificações do sistema, como a largura máxima de topo e a altura padrão, conforme os detalhes de certificação do fabricante.

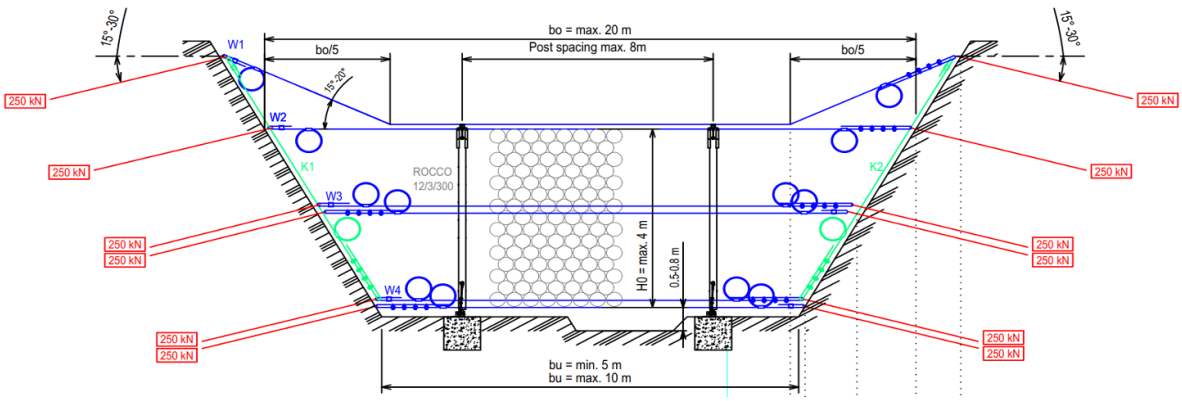


Figura 7. Detalhes Técnicos da Barreira Flexível UX060L – H4
Fonte: Geobrugg (2023)

4 CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou método para utilização do método numérico Coupled Eulerian-Lagrangian (CEL) como ferramenta adicional para o dimensionamento de sistemas de contenção flexíveis. O método utilizado, indicado para grandes deformações, permitiu a simulação de um processo de ruptura, e é capaz de fornecer parâmetros diretamente úteis ao projeto, como tempo de chegada, campos de velocidade e esforços transmitidos à barreira, etc. Informações relevantes para a definição de barreira flexível adequada. Ressalta-se que o estudo foi conduzido por meio de um caso representativo, com geometria e propriedades definidas, visando demonstrar a aplicabilidade do procedimento.

Os resultados das análises indicaram que o impacto da massa contra a estrutura atingiu valor máximo de força de reação de aproximadamente 150 kN. Considerando a espessura de 1 m da seção modelada e a altura exposta de 3 m da barreira, obteve-se uma pressão dinâmica de projeto de 50 kN/m² Esses dados serviram como balizadores técnicos para a seleção de barreira flexível, sendo considerado no presente estudo a utilização da barreira UX060L – H4 da Geobrugg, que com resistência a pressão dinâmica de 60 kN/m2 assegura um Fator de Segurança de 1,20.

Adicionalmente, a adoção de um sistema com altura padrão de 4 m proporcionou uma borda livre de 1 m em relação à altura de impacto observada, mitigando o risco de transbordamento do fluxo (overtopping). Também pode-se destacar que o modelo apresentado permitiu a estimativa do tempo de deslocamento da massa rompida até o contato com barreira flexível e permitiu a identificação das máximas velocidades atingidas pela volume mobilizado, de 7 m/s.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ferrero, A. M., Segalini, A., Umili, G. (2015) Experimental tests for the application of an analytical model for flexible debris flow barrier design. Engineering Geology, v. 185, p. 33-42.

Geobrugg (2023) Debris flow protection barrier UX060L - H4: Technical Data Sheet. Romanshorn, Switzerland: Geobrugg AG. Disponível em: https://www.geobrugg.com/. Acesso em: 20 fev. 2026.

Hungr, O., Leroueil, S., Picarelli, L. (2014) The Varnes classification of landslide types, an update. Landslides, v. 11 (2), p. 167-194.

Koo, R. C. H. et al. (2017) Velocity attenuation of debris flows and a new momentum-based load model for rigid barriers. Landslides, v. 14 (1), p. 239-253.

Marchelli, M., De Biagi, V. (2019) Dynamic effects induced by the impact of debris flows on protection barriers. International Journal of Protective Structures, v. 10 (1), p. 77-96.

Pavei, S. B. (2023) Simulação e análise de fluxo de detritos na Bacia do Rio Timbé, localizada no município de Timbé do Sul/SC, Brasil. Dissertação de Mestrado, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 116 p.

Prieto, C. C. et al. (2017) Comparação entre a aplicação do modelo SHALSTAB com mapas de suscetibilidade e risco de deslizamentos na bacia do Córrego Piracuama em Campos do Jordão – SP. Revista Brasileira de Cartografia, v. 69 (1), p. 71-87.

Sha, S. et al. (2023) Simulation of debris flow-barrier interaction using the smoothed particle hydrodynamics and coupled Eulerian Lagrangian methods. Finite Elements in Analysis and Design, v. 214, art. 103864.

Sha, S. et al. (2024) Modelling of debris flow-boulder-barrier interactions using the Coupled Eulerian Lagrangian method. Applied Mathematical Modelling, v. 127, p. 143-171.

Shen, W. et al. (2017) Quantifying the impact of dry debris flow against a rigid barrier by DEM analyses. Landslides, v. 14 (3), p. 913-923.

Volkwein, A. et al. (2015) New approach for flexible debris flow barriers. In: IABSE Conference – Structural Engineering: Providing Solutions to Global Challenges, Geneva. Anais... IABSE. p. 1-8.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/101

Modelagem Tridimensional para Retroanálise de Ruptura em Cortina Atirantada

Mateus do Líbano Pereira
Engenheiro Geotécnico, Vale S.A., Ouro Preto - MG, Brasil,
mateus.pereira1@vale.com

Fernanda Del' Amore Martins
Engenheira Geotécnica, Vale S.A., Ouro Preto – MG, Brasil,
fernanda.martins@vale.com

RESUMO: A análise de rupturas em estruturas de contenção é fundamental para compreender os mecanismos envolvidos e aprimorar práticas de projeto e execução. Cortinas atirantadas, amplamente utilizadas em obras de infraestrutura e mineração, podem apresentar falhas decorrentes de fatores como variação de esforços, interação solo-estrutura e condições não previstas em projeto. A retroanálise surge como uma ferramenta para avaliar essas ocorrências, permitindo ajustar modelos e identificar as causas da instabilidade.
Este trabalho apresenta uma retroanálise tridimensional de uma ruptura ocorrida em uma cortina atirantada, utilizando a metodologia de equilíbrio limite para reproduzir as condições reais da estrutura. Foram considerados parâmetros geotécnicos do solo, características dos tirantes, efeitos de carregamentos externos e condições hidrogeológicas. A abordagem 3D possibilitou compreender variáveis como variação de altura e variação espacial da malha de tirantes.
Os resultados indicam que a retroanálise esclarece os mecanismos de falha e fornece subsídios para aprimorar critérios de projeto e monitoramento, reduzindo riscos em futuras estabilizações no local. O estudo reforça a importância da integração entre modelagem tridimensional e dados de campo para garantir maior confiabilidade em obras de contenção.

PALAVRAS-CHAVE: Retroanálise, Cortina Atirantada, Análise 3D, Ruptura, Estabilidade.

1 INTRODUÇÃO

Estruturas de contenção desempenham papel fundamental em obras de infraestrutura urbana, rodoviária e de mineração, permitindo a estabilização de escavações e taludes em condições geotécnicas desfavoráveis. Entre essas estruturas, as cortinas atirantadas destacam-se pela versatilidade construtiva e pela capacidade de mobilizar resistências em profundidade, sendo amplamente empregadas em áreas com restrição de espaço e grandes alturas de contenção (TERZAGHI; PECK; MESRI, 1996).

Apesar de sua ampla aplicação, o desempenho de cortinas atirantadas está sujeito a incertezas associadas à variabilidade dos parâmetros geotécnicos, à interação solo-estrutura, às condições hidrogeológicas e à execução dos tirantes. Estudos clássicos apontam que falhas em obras de contenção raramente estão associadas a um único fator isolado, mas sim à combinação de hipóteses simplificadoras de projeto, condições de carregamento não previstas e evolução progressiva dos mecanismos de ruptura (DUNCAN; WRIGHT; BRANDON, 2014).

Nesse contexto, a análise de rupturas ocorridas em estruturas existentes constitui uma ferramenta essencial para o aprimoramento das práticas de engenharia geotécnica. A retroanálise permite ajustar parâmetros e hipóteses de modelagem de modo a reproduzir o comportamento observado em campo, contribuindo para a identificação dos mecanismos de instabilidade e para a avaliação da segurança estrutural de soluções semelhantes (LAMBE; WHITMAN, 1969).

Tradicionalmente, análises de estabilidade de cortinas atirantadas têm sido conduzidas por meio de modelos bidimensionais, baseados em métodos de equilíbrio limite. Embora esses métodos sejam amplamente aceitos na prática profissional, sua aplicação em problemas complexos pode não capturar adequadamente

variações espaciais de geometria, carregamentos e arranjos de tirantes, especialmente em estruturas extensas ou com geometrias irregulares (ABRAMSON et al., 2002).

Avanços recentes em ferramentas computacionais têm possibilitado a aplicação de modelagens tridimensionais, ampliando a capacidade de representação dos mecanismos reais de ruptura. A análise 3D permite considerar efeitos como a variação de altura da cortina, a distribuição espacial dos tirantes e a influência de condições locais específicas, aspectos que podem ser decisivos na compreensão do comportamento global da estrutura (DUNCAN; WRIGHT; BRANDON, 2014).

Assim, a aplicação de retroanálises tridimensionais baseadas em métodos de equilíbrio limite representa um avanço relevante na investigação de rupturas em cortinas atirantadas. Ao integrar dados de campo, parâmetros geotécnicos e hipóteses de carregamento mais realistas, essa abordagem contribui para a redução de incertezas, para o aprimoramento de critérios de projeto e para o aumento da confiabilidade em obras de contenção futuras.

2 METODOLOGIA

2.1 Caracterização do Caso e Dados de Entrada

A metodologia adotada neste estudo baseia-se na retroanálise de uma ruptura ocorrida em uma cortina atirantada, a partir da reconstrução das condições geométricas, geotécnicas e estruturais existentes à época do evento. Inicialmente, foram reunidas informações provenientes de relatórios geotécnicos e observações de campo realizadas após a ruptura, permitindo a definição da estratigrafia do solo local, da configuração da cortina e do arranjo espacial dos tirantes. A partir das inspeções anteriores e após o evento, foram mapeadas também trincas de tração no solo a montante da cortina, que também foram representadas no modelo, seguindo o princípio de que a retroanálise deve reproduzir não apenas o estado final, mas a trajetória de carregamentos e condições de contorno relevantes do processo construtivo (CLOUGH; O'ROURKE, 1990)

Não foi possível a recuperação das informações de projeto e de execução da estrutura colapsada, sendo então, as variáveis relacionadas a carga e comprimentos dos tirantes os objetivos investigação na retroanálise. Sendo assim, dados relacionados ao comprimento livre/ancorado, ângulo, capacidade e níveis de protensão dos tirantes estimados definidos conforme boas práticas de engenharia observando também, critérios de desempenho e possíveis perdas (relaxação, escorregamento, dissipação de tensões) frequentemente relatadas em campo (LITTLEJOHN, 1996; SABATINI; PASS; BACHUS, 1999).

2.2 Modelo Geotécnico e Condições Hidrogeológicas

O modelo geotécnico foi construído com base na estratigrafia identificada no local, considerando camadas de solo com propriedades mecânicas homogêneas em cada unidade. O comportamento resistente dos materiais foi representado por meio do critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

As condições hidrogeológicas foram incorporadas ao modelo por meio de uma abordagem mista. Nos trechos onde havia disponibilidade de dados de instrumentação, o nível d'água foi definido diretamente a partir de leituras de medidores de nível de água instalados em campo, permitindo a representação explícita da superfície freática

Para o aterro existente, onde não havia instrumentação suficiente para a definição direta do regime de poropressão, as condições hidrogeológicas foram representadas por meio do parâmetro adimensional Ru, aplicado de forma distribuída no maciço. O uso do parâmetro Ru constitui uma prática consagrada em análises de estabilidade quando se busca representar, de forma simplificada, a influência da água subterrânea sobre as tensões efetivas, especialmente em estudos de retroanálise e avaliação de cenários desfavoráveis (ABRAMSON et al., 2002).

2.3 Abordagem tridimensional de equilíbrio-limite

A análise de estabilidade foi conduzida via equilíbrio-limite tridimensional, adotando o algoritmo de busca de superfície *cucko search* e cálculo do fator de segurança por método clássico GLE/ Morgenstern-Price. Em contraste com abordagens 2D, a formulação 3D capta variações de altura, irregularidades geométricas e, sobretudo, a distribuição espacial dos tirantes (HOVLAND, 1977; CHEN; UGAI, 2008).

No modelo tridimensional, os tirantes foram representados diretamente como *bolts* do tipo *Grouted Tieback* no *Software Slide3*, da empresa *Rocscience*, com força de aplicação em regime *Active (Method A)*, condizente com o caráter protendido (ativo) dessas ancoragens. Nessa implementação, a força é aplicada paralela ao eixo do tirante e contribui para reduzir as forças motrizes na estimativa do fator de segurança. No esquema *Active/Method A*, a força do tirante não é dividida pelo F.S. (apenas as resistências do solo são reduzidas), devendo-se empregar capacidades admissíveis nas propriedades de suporte (ROCSCIENCE, 2025).

2.4 Procedimento iterativo de retrocalibração

O procedimento iterativo de retrocalibração ocorreu em etapas:

- Montagem de um modelo base com parâmetros médios de investigação;
- Variação sistemática de coesão, atrito, pesos específicos e pressões neutras (N.A. e Ru) dentro de intervalos plausíveis;
- Ajuste das forças dos tirantes por faixas, contemplando perdas de protensão/incertezas de arrancamento;
- busca 3D da superfície crítica e cálculo do F.S.

O objetivo da retrocalibração foi obter F.S. próximo da unidade para a superfície que melhor reproduz a ruptura, evitando ajustes além de limites de engenharia (NATIONAL RESEARCH COUNCIL, 1994; DAS; SOBHAN, 2018)

3 ESTUDO DE CASO

3.1 Caracterização da estrutura, da Ruptura e das Condições Geotécnicas

A área analisada corresponde a uma cortina atirantada implantada no sopé de um platô onde se localiza o núcleo administrativo de uma empresa. Sobre o coroamento da contenção encontram-se, em cota superior, uma unidade de saúde, o terminal rodoviário local e vias de acesso que concentram o tráfego interno. A estrutura de contenção em estudo consiste em uma cortina com três níveis de tirantes. Não foram recuperados documentos de projeto, o que inclui profundidades, inclinações, comprimentos de ancoragem e níveis de protensão, circunstância que condicionou a abordagem adotada na retroanálise.

Ao longo dos anos, registraram-se recalques e trincas a montante da cortina, em áreas pavimentadas e no entorno das edificações, com intensificação durante os períodos chuvosos. Esse comportamento sazonal sugere contribuição direta da infiltração pluviométrica no desempenho global do maciço contido, ainda que o nível d'água do aquífero livre, na fundação, seja profundo. A hipótese de trabalho considera que a água infiltrada percola preferencialmente no aterro superficial, elevando transitoriamente as pressões neutras e reduzindo tensões efetivas na zona próxima à face da contenção, sem necessariamente alcançar o lençol freático regional no intervalo de tempo associado aos eventos observados.

A investigação geotécnica de subsuperfície permitiu consolidar um modelo geológico simples e coerente com o histórico de ocupação: uma camada de aterro com espessura variável entre dois e quatro metros, contida pela cortina, apoiada sobre filitos alterados. Para representar, no momento crítico, o efeito hidrológico de curto prazo no material de aterro, adotou-se um valor de Ru=0,15, adequado para traduzir o incremento de pressões neutras por infiltração sem impor uma superfície freática contínua. Como os parâmetros dos tirantes não estão documentados, a retroanálise foi estruturada para variar exclusivamente a carga atuante nas ancoragens ao longo de faixas fisicamente plausíveis, mantendo constantes as propriedades do aterro e do filito alterado e a condição hidrogeológica representada por Ru no aterro. Essa estratégia permite isolar a influência dos tirantes na estabilidade global e verificar em que patamar de esforço mobilizado o mecanismo calculado reproduz a ruptura observada em campo, respeitando o conjunto de evidências geotécnicas do caso real.

3.2 Modelo Tridimensional do Caso e Estratégia de Retroanálise

A geometria tridimensional foi construída a partir do levantamento topográfico disponível, que permitiu reproduzir a face da contenção e o terreno adjacente com a variação real de cotas. A cortina apresenta altura

variável entre cinco e oito metros, desenvolvendo-se ao longo de aproximadamente cento e sessenta metros no sentido longitudinal. Essa não uniformidade de altura, foi mantida no modelo para preservar os efeitos tridimensionais associados às diferenças locais de gravidade, contenção e carregamentos. A malha de tirantes foi disposta conforme a configuração observada em campo, adotando espaçamento de dois metros na direção X e três metros na direção Y.

A caracterização dos materiais seguiu duas frentes complementares. Para o aterro e para as unidades mais superficiais, os parâmetros geotécnicos foram obtidos a partir de ensaios laboratoriais, compatibilizando resistência ao cisalhamento e pesos específicos com a natureza do material identificado. Para os estratos mais profundos da fundação, onde a investigação direta foi limitada, recorreu-se a faixas de propriedades consolidadas em literatura técnica para materiais de comportamento equivalente, garantindo coerência física e estabilidade numérica. As condições hidrogeológicas foram representadas de forma consistente com a análise da ruptura: aplicou-se Ru=0,15 exclusivamente no aterro, simulando o incremento de pressões neutras associado a episódios de infiltração, complementada por uma superfície freática contínua na fundação, profunda e obtida através dos instrumentos medidores de nível de água.

A análise de estabilidade foi conduzida no Slide3, adotando o método de fatias generalizado de equilíbrio limite (GLE/Morgenstern–Price) para o cálculo do fator de segurança, acoplado a um algoritmo de busca do tipo Cuckoo Search para a identificação de superfícies críticas no espaço tridimensional. Essa combinação favorece a exploração eficiente do domínio de falhas possíveis, preservando a robustez mecânica do equilíbrio de forças e momentos na solução final. Os tirantes foram representados como elementos do tipo Grouted Tieback em regime Active/Method A, condição compatível com sistemas protendidos. Como ponto de partida para a retroanálise, atribuiu-se a cada tirante uma capacidade axial admissível de 150 kN, valor inicial definido para permitir a calibração progressiva das cargas atuantes, uma vez que não há registros de projeto. A partir dessa configuração, a variação de esforços nas ancoragens passa a ser o principal grau de liberdade do processo de ajuste, enquanto as propriedades dos materiais e a condição hidrogeológica representada por Ru se mantêm fixas, de modo a isolar a influência dos tirantes no mecanismo global de instabilidade.

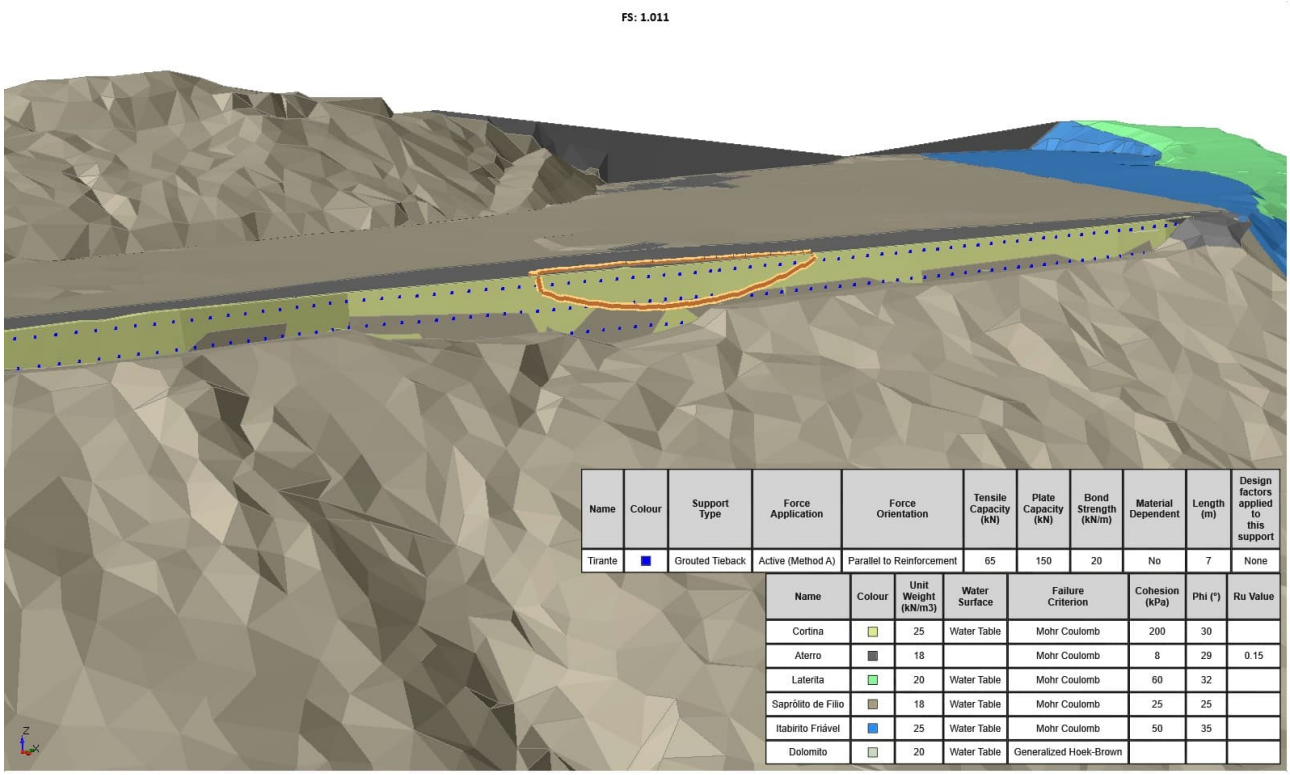
Com o objetivo de forçar e estabilizar a identificação do mecanismo compatível com as evidências de campo, incorporou-se ao modelo a fissura observada antes da ruptura por meio do recurso de “tension crack”, que promove o truncamento vertical da superfície de deslizamento na zona fissurada sempre que a superfície candidata a ultrapassar esse limite. Em paralelo, empregou-se a funcionalidade Regions of Interest para concentrar a busca nas áreas mais críticas do modelo, orientando o algoritmo a explorar com maior densidade as regiões preferenciais de colapso previamente indicadas e reduzindo o custo computacional sem perda de cobertura de superfícies plausíveis.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A retroanálise partiu da geometria tridimensional construída a partir do levantamento topográfico, do arranjo real de tirantes e da condição hidrogeológica representada por Ru = 0,15 no aterro. A modelagem incorporou a fissura observada antes da ruptura por meio do recurso de tension crack, de modo a suprimir soluções com esforços de tração não físicos na crista, e utilizou Regions of Interest para concentrar a busca do mecanismo em zonas compatíveis com as evidências de campo

4.1 Superfície crítica e mecanismo de ruptura

A busca global convergiu para uma superfície crítica tridimensional cuja geometria apresenta boa correspondência com o padrão de danos observado em campo, especialmente a zona de movimentações registradas a montante e a evolução das trincas durante períodos chuvosos. A superfície crítica identificada intercepta o aterro superficial em sua região mais suscetível.



Name	Colour	Support Type	Force Application	Force Orientation	Tensile Capacity (kN)	Plate Capacity (kN)	Bond Strength (kN/m)	Material Dependent	Length (m)	Design factors applied to this support
Tirante		Grouted Tieback	Active (Method A)	Parallel to Reinforcement	65	150	20	No	7	None

Name	Colour	Unit Weight (kN/m3)	Water Surface	Failure Criterion	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Ru Value
Cortina		25	Water Table	Mohr Coulomb	200	30	
Aterro		18		Mohr Coulomb	8	29	0.15
Laterita		20	Water Table	Mohr Coulomb	60	32	
Saprólito de Filio		18	Water Table	Mohr Coulomb	25	25	
Itabirito Friável		25	Water Table	Mohr Coulomb	50	35	
Dolomito		20	Water Table	Generalized Hoek-Brown			

Figura 1: Superfície crítica tridimensional obtida no Slide3

A inclusão da fissura preexistente, representada no modelo via tension crack, foi determinante para suprimir soluções com bases em tração não representativas e para truncar a superfície na região onde o descolamento já havia sido identificado antes do colapso. Esse refinamento permitiu obter uma superfície crítica compatível não apenas com o fator de segurança calculado, mas com o modo de falha inferido a partir das evidências de campo.

4.2 Influência das cargas atuantes nos tirantes

Devido à ausência de dados de projeto, a retroanálise explorou variações nas cargas dos tirantes mantendo fixas as propriedades dos materiais e a condição hidrogeológica. Na configuração inicial, foram atribuídos 150 kN de capacidade axial admissível para cada tirante em regime Active/Method A, coerente com sistemas protendidos nos quais a força de suporte atua integralmente no equilíbrio global sem divisão pelo fator de segurança.

A calibração mostrou que a variação na capacidade dos tirantes exerce influência significativa sobre o fator de segurança, o que reforça o papel crítico da protensão adequada e de sua manutenção ao longo da vida útil da obra. A relação entre capacidade mobilizada e estabilidade global é não linear, com maior sensibilidade nas faixas inferiores de capacidade.

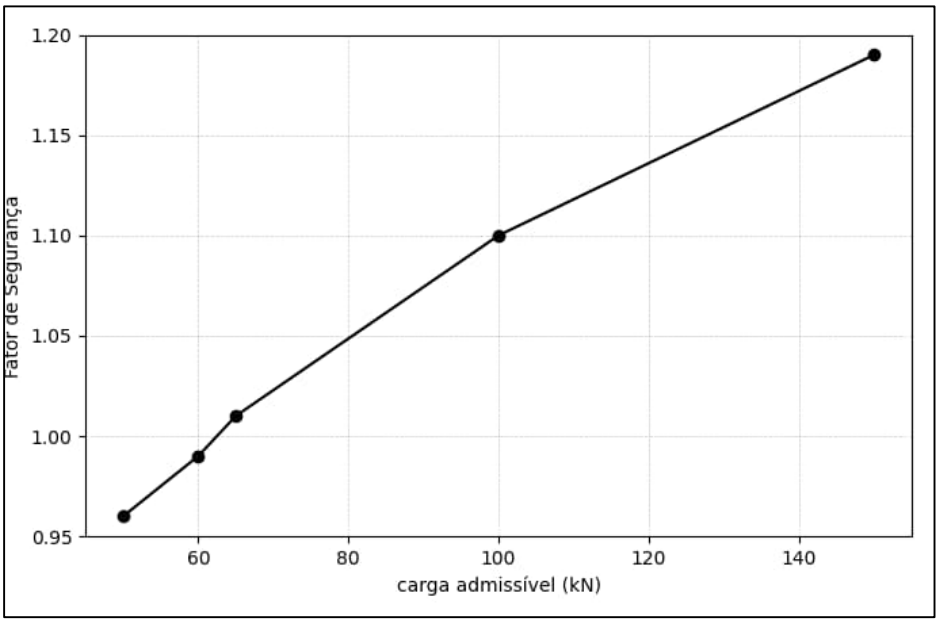


Figura 2: Relação entre a carga axial admissível dos tirantes e o fator de segurança obtido na retroanálise tridimensional.

A leitura do gráfico evidencia que uma relação próxima de linear entre o fator de segurança e capacidade axial admissível dos tirantes. Esse comportamento é consistente com a evolução histórica de danos relatada, especialmente durante períodos de infiltração pluviométrica, quando o aumento transitório das pressões neutras no aterro reduz as tensões efetivas e força maior demanda sobre os tirantes.

5 CONCLUSÕES

A retroanálise tridimensional da ruptura na cortina atirantada permitiu compreender, com maior precisão, a combinação de fatores que levou à instabilidade observada ao longo dos anos. A integração entre dados de campo, representação realista da geometria, uso de Ru = 0,15 para simular o incremento transitório de poropressões no aterro e a modelagem dos tirantes como Grouted Tieback em regime Active/Method A resultou em um modelo capaz de reproduzir de forma consistente o mecanismo crítico associado ao evento de ruptura.

Os resultados evidenciaram que a contenção operava em condição de segurança reduzida, fortemente sensível tanto às pressões neutras induzidas por infiltração quanto à capacidade mobilizada nos tirantes. A análise *Tensile Capacity* × Fator de Segurança reforçou essa conclusão ao demonstrar correlações lineares entre estas grandezas, indicando a falha ocorreu quando as capacidades admissíveis das ancoragens se aproximam de valores inferiores a 70 kN. Esse comportamento é compatível com a evolução dos danos relatados em campo, especialmente durante os períodos chuvosos, quando a infiltração no aterro reduzia as tensões efetivas e aumentava a demanda sobre o sistema de ancoragens.

A adoção de ferramentas do Slide3, como tension crack e Regions of Interest, contribuiu de forma significativa para orientar a busca do mecanismo crítico e evitar soluções incompatíveis com o comportamento real, aprimorando a confiabilidade dos resultados. A superfície crítica obtida mostra forte aderência às evidências geotécnicas e morfológicas registradas, reforçando a adequação da abordagem adotada.

Por fim, reconhece-se que o método de equilíbrio limite 3D oferece excelente capacidade para reproduzir o modo de falha, mas não representa deformações, redistribuições ou efeitos dependentes do tempo. Assim, para fins de projeto ou reforço definitivo, análises adicionais baseadas em métodos numéricos podem complementar a interpretação apresentada, especialmente quando o comportamento deformacional for relevante. Ainda assim, a retroanálise realizada fornece uma base técnica robusta para decisões de engenharia e constitui exemplo claro do valor da modelagem tridimensional no entendimento de rupturas em estruturas de contenção atirantadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAMSON, L. W.; LEE, T. S.; SHARMA, S.; BOYCE, G. M. Slope Stability and Stabilization Methods. 2. ed. Hoboken: John Wiley & Sons, 2002.

CLOUGH, G. W.; O'ROURKE, T. D. Construction induced movements of in-situ walls. In: Proceedings of the ASCE Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures. Ithaca, NY, p. 439-470, 1990.

CHEN, Z.; UGAI, K. Limit equilibrium and finite element analysis: a perspective of recent advances. In: CHEN, Z.; ZHANG, J.-M.; HO, K.; WU, F.-Q.; LI, Z.-K. (ed.). Landslides and Engineered Slopes: From the Past to the Future. London: CRC Press/Balkema, 2008. p. 25–38.

DAS, B. M.; SOBHAN, K. Principles of Geotechnical Engineering. 9. ed. Boston: Cengage Learning, 2018.

DUNCAN, J. M.; WRIGHT, S. G.; BRANDON, T. L. Soil Strength and Slope Stability. 2. ed. Hoboken: John Wiley & Sons, 2014.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. Soil Mechanics. New York: John Wiley & Sons, 1969.
TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. Soil Mechanics in Engineering Practice. 3. ed. New York: John Wiley & Sons, 1996.

LITTLEJOHN, G. S. Studies relating to ground anchorage systems. 1996. Thesis — University of Edinburgh, Edinburgh, 1996.

HOVLAND, H. J. Three-dimensional slope stability analysis method. Journal of the Geotechnical Engineering Division, v. 103, n. 9, p. 971–986, 1977.

NATIONAL RESEARCH COUNCIL (U.S.). Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering. Washington, DC: National Academies Press, 1994.

ROCSCIENCE. Slide3 Help – Grouted Tieback (Support Properties). Toronto, 2025a. Disponível em: <https://www.rocscience.com/help/slide3/documentation/support-2/support-properties/grouted-tieback>. Acesso em: 7 fev. 2026

ROCSCIENCE. Slide3 Help – Active/Passive Force Application (Method A/Method B). Toronto, 2025b. Disponível em: <https://www.rocscience.com/help/slide3/documentation/support-2/support-properties/active-passive-force-application>. Acesso em: 7 fev. 2026.

ROCSCIENCE. Slide3 Help – Overview of Support Implementation. Toronto, 2025c. Disponível em: <https://www.rocscience.com/help/slide3/documentation/support-2/support-properties/overview-of-support-implementation>. Acesso em: 7 fev. 2026.

SABATINI, P. J.; PASS, D. G.; BACHUS, R. C. Ground anchors and anchored systems. Washington, D.C.: Federal Highway Administration, 1999. Geotechnical Engineering Circular No. 4, FHWA-IF-99-015.

TERZAGHI, Karl; PECK, Ralph B.; MESRI, Gholamreza. Soil Mechanics in Engineering Practice. 3. ed. New York: John Wiley & Sons, 1996.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/102

Numerical Analysis of Unreinforced and Reinforced Embankment on Soft Soil using Geosynthetics and Encased Stone Columns

Naloan Coutinho Sampa
Professor, Federal University of Santa Catarina, Florianópolis, Brazil, naloan.sampa@ufsc.br

Jade Jacomini de Jesus
Master candidate, Federal University of Minas Gerais, Minas Gerais, Brazil, jade.jacomini@gmail.com

Bianca de Córdova Caetani
MSc., Federal University of Santa Catarina, Florianópolis, Brazil, bibicaetani@gmail.com

Gustavo Henrique Rossi
Civil Engineer, Federal University of Santa Catarina, Florianópolis, Brazil, gushenrirossi@hotmail.com

ABSTRACT: Soft clay foundations challenge embankment performance due to high compressibility and coupled hydro-mechanical response. This study presents fully coupled two-dimensional finite element analyses in Abaqus/Standard comparing unreinforced, basal geosynthetic-reinforced, and geosynthetic-encased stone column (GEC) foundations. The clay was modeled using Modified Cam Clay with staged construction and consolidation. A parametric study examined the influence of clay thickness, overconsolidation ratio (OCR), recompression index (κ), critical state parameter (M), geosynthetic stiffness (J), column spacing ratio (s/d), and column modulus (E_c). In unreinforced and geosynthetic-reinforced systems, settlement is governed by clay compressibility, while basal reinforcement mainly reduces lateral displacement (up to 35%) with limited settlement reduction (≈4%). GECs alter load transfer through stiffness contrast and soil arching, reducing settlement by ≈30% and accelerating consolidation. Settlement reduction increases systematically with stiffness contrast (E_c/E_s) and area replacement ratio. The results define distinct vertical and lateral improvement mechanisms and provide quantitative criteria for optimized embankment design on soft clay.

Keywords: Finite element analysis, Modified Cam Clay, Abaqus, Consolidation, Coupled consolidation.

1 INTRODUCTION

The construction of embankments on soft, saturated clays remains one of the most critical challenges in geotechnical engineering. The difficulty arises from strongly coupled hydro-mechanical processes: applied loading induces large deformations and excess pore pressures, whose subsequent dissipation alters the effective stress state and governs settlement development. Soft clays are characterized by low undrained shear strength, high compressibility, and low permeability. These characteristics lead to significant vertical settlements, lateral spreading, and potential instability during staged construction, as both short-term stability and long-term performance are controlled by stress redistribution and time-dependent consolidation.

Classical consolidation theory (Terzaghi, 1925; Terzaghi and Fröhlich, 1936) established the theoretical framework for predicting primary settlement through pore pressure dissipation. However, embankment behavior on soft clay involves nonlinear stress-strain response, volumetric hardening, and stress-path dependency. These mechanisms cannot be adequately represented by traditional rigid-plastic or limit equilibrium approaches (Duncan and Wright, 2005), which neglect progressive deformation and hydro-mechanical coupling.

The Finite Element Method (FEM) provides a consistent framework to address these limitations. Coupled consolidation formulations enable simulation of staged construction and transient pore pressure evolution (Zienkiewicz and Taylor, 2000). When integrated with advanced constitutive models such as

Modified Cam Clay (Roscoe and Burland, 1968; Wood, 1990), FEM captures stress-dependent stiffness, overconsolidation effects, and volumetric hardening. These features are essential for realistic prediction of settlements and lateral displacements in soft foundations.

To control excessive deformation and improve stability, ground improvement techniques are frequently adopted. Basal geosynthetic reinforcement enhances performance through tensile membrane action, which restrains lateral spreading and redistributes loads within the embankment-foundation system (Rowe and Soderman, 1986; Bonaparte and Christopher, 1987). Its effectiveness depends primarily on tensile stiffness and anchorage conditions. Stone columns constitute an alternative strategy. They increase composite stiffness and accelerate consolidation through radial drainage (Balaam and Booker, 1981; Castro and Sagaseta, 2011). Despite these benefits, in very soft soils, conventional stone columns may experience excessive bulging due to insufficient lateral confinement (Hughes and Withers, 1974). Geosynthetic-encased stone columns (GECs) mitigate this limitation by mobilizing hoop tensile stresses within the encasement, thereby improving confinement, load transfer efficiency, and deformation control (Alexiew et al., 2005; Murugesan and Rajagopal, 2010).

Although these techniques have been extensively studied individually, systematic comparative analyses conducted within a unified, fully coupled numerical framework remain limited. In particular, the combined influence of soil constitutive parameters - such as overconsolidation ratio (OCR), recompression index (κ), and critical state parameter (M) - and reinforcement parameters - such as tensile stiffness (J), column spacing ratio (s/d), and stiffness contrast (E_c/E_s) - has not been quantified in a consistent manner. This limitation restricts the development of optimized and mechanistically informed design strategies.

This study addresses this gap through a rigorous two-dimensional finite element investigation performed in Abaqus/Standard. Three configurations are analyzed within a consistent modeling framework: (i) unreinforced embankment, (ii) embankment with basal geosynthetic reinforcement, and (iii) foundation improved with geosynthetic-encased stone columns. Staged construction and fully coupled consolidation are simulated to capture the time-dependent evolution of settlements and lateral displacements.

A comprehensive parametric study evaluates the influence of clay layer thickness, OCR, κ, M, J, s/d, and E_c/E_s. The findings clarify the interaction between tensile membrane action and composite stiffness effects, providing a rational and mechanistically consistent basis for the optimized design of reinforced embankments on soft clay deposits.

2 FINITE ELEMENT MODEL

Numerical analyses were performed using Abaqus/Standard to investigate the hydro-mechanical response of embankments constructed on soft clay. Three configurations were considered: (i) unreinforced embankment, (ii) embankment with basal geosynthetic reinforcement, and (iii) foundation improved with geosynthetic-encased stone columns (GECs). Owing to symmetry, only half of the embankment–foundation system was modeled.

2.1 Geometry, Construction Sequence, and Boundary Conditions

The reference embankment is 3.5 m high, with 1V:2H side slopes and a 20 m crest width. It is founded on a 10 m thick clay layer extending 60 m horizontally. The domain dimensions were verified to prevent boundary influence within the zone of interest.

Fully coupled stress-pore pressure analyses were conducted to simulate consolidation. The numerical procedure comprised three stages: i) a geostatic step to establish initial effective stresses and a hydrostatic pore pressure distribution; ii) staged embankment construction over one month using linear load incrementation; iii) a four-year consolidation phase.

During initialization, zero pore pressure was imposed at the ground surface. After construction, free-drainage conditions were applied along exposed boundaries. The model base was fully restrained. Horizontal displacements were restricted along vertical boundaries, and symmetry conditions were enforced along the centerline.

2.2 Discretization and Constitutive Modeling

The finite element mesh is shown in Figure 1. Plane strain simulations employed eight-node quadrilateral elements with reduced integration and pore pressure degrees of freedom (CPE8RP). Axisymmetric analyses of the column-reinforced configuration used CAX8RP elements. Mesh refinement was concentrated beneath the embankment and around column inclusions to accurately capture stress and strain gradients.

The soft clay was modeled using the Extended Modified Cam Clay formulation. This model represents stress-dependent stiffness, volumetric hardening, and consolidation behavior. The embankment fill and granular columns were described using Mohr-Coulomb model.

Reference material parameters and their variation ranges are summarized in Table 1. Parameter values were selected based on representative experimental and numerical studies reported in the literature (See Caetani, 2022; De Jesus, 2022 and Rossi, 2022).

The geosynthetic reinforcement was modeled using B22 beam elements. Its mechanical behavior was defined by axial stiffness (J), thickness, and Poisson's ratio, as summarized in Table 2.

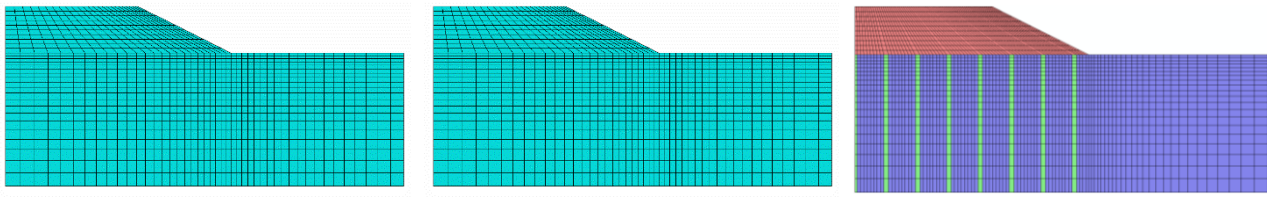


Figure 1. Representation of discretized finite element domain and boundary conditions.

Table 1. Parameters of the soft soil and granular material of embankment.

	Soft Soil		Granular material - embankment		Granular material - column	
Parameter	Reference values	Variation range	Reference values	Variation range	Reference values	Variation range
e_0	1.2	1 - 2	0.65	-	0.72	-
γ (kN/m³)	15	14 - 18	20	18 - 22	20	19 - 23
κ	0.05	0.03 – 0.09	-	-		
ν	0.33	0.35 – 0.45	0.3	0.3 – 0.35	0.3	0.2 – 0.35
λ	0.2	0.11 – 0.5	-	-	-	-
M	1	0.85 – 1.4	-	-	-	-
p'/σ'_{v0}	37.5	-	-	-	-	-
β	1	-	-	-	-	-
K	1	-	-	-	1E-05	-
k (m/s)	2.50E-08	-	0.01	-		
$K_0 = 1 - \text{sen}\,\phi$	0.58	0.58 – 0.66				0.318
c (kN/m²)	-	-	2	0 - 5	1	0 - 1
ϕ (°)	-	-	30	25 - 40	43	33 - 45
ψ (°)	-	-	10	0 - 10	5	2.5 - 10
E (kN/m²)	-	-	1000	500 - 80000	30	14 - 40

Table 2. Parameters of geosynthetics.

Parameter	Reference values	Variation range
layers – n	1.0	0 a 4.0
Poisson's ratio – υ	0.15	0 a 0.45
Thickness – t (mm)	3.0	-
Modulus of rigidity – J (kN/m)	3000	1000 a 5000

2.3 Modeling of Reinforcement Configurations

The baseline configuration included only embankment fill and soft clay. Nineteen simulations were performed to evaluate the influence of clay thickness (H_s of 5, 10, 15 and 20 m) and key clay parameters on settlement and lateral displacement. This configuration serves as the reference for assessing improvement efficiency. Additional insights into these simulations are available in Caetani (2022).

Basal reinforcement was modeled by placing B22 beam elements at the embankment. The reinforcement was activated during construction. Soil-reinforcement interaction was governed by displacement compatibility, allowing tensile forces to develop in response to lateral spreading.

The parametric study considered one to four reinforcement layers and tensile stiffness values ranging from 1000 to 5000 kN/m. A total of 48 simulations were conducted to quantify the influence of stiffness and layer number on global response and reinforcement demand. Additional insights into these simulations are available in Rossi (2022).

Stone columns extended through the full clay thickness. Two complementary modeling approaches were adopted. In plane strain, columns were represented as continuous walls with equivalent thickness calculated to preserve the area replacement ratio, following the transformation proposed by Van Impe and De Beer (1983). In axisymmetric analyses, a unit-cell model was employed to capture three-dimensional confinement and radial drainage effects. Full displacement compatibility at the soil-column interface was assumed using tied contact.

A total of 96 simulations were performed (48 plane strain and 48 axisymmetric), varying column spacing ratio (s/d) and column elastic modulus (E_c) to evaluate their influence on settlement reduction and stress redistribution. Additional insights into these simulations are available in De Jesus (2022).

2.4 Response Evaluation

Embankment performance was evaluated in terms of crest settlement, foundation settlement, and lateral displacement. For reinforced configurations, tensile forces and strains in the geosynthetic layers were additionally monitored. Monitoring points and extraction sections (Figure 2) were defined to enable consistent spatial and temporal comparison across all configurations and parametric cases.

Embankment performance was assessed in terms of crest settlement, foundation surface settlement, and lateral displacement.

For reinforced configurations, tensile forces and strains in the geosynthetic layers were additionally monitored.

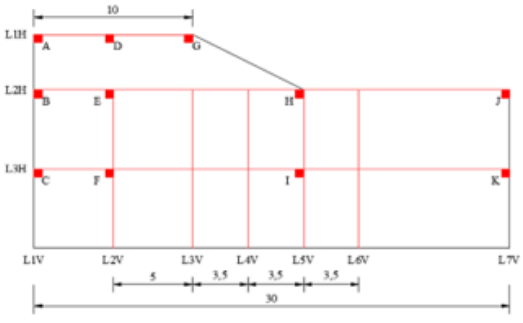


Figure 2. Points and lines used to extract the data.

3 RESULTS AND DISCUSSION

This section synthesizes the results of all fully coupled finite element simulations. The influence of clay thickness (H_s), overconsolidation ratio (OCR), swelling index (κ), critical state parameter (M), and reinforcement parameters is evaluated in terms of settlement and horizontal displacement. Only representative cases are presented; however, the observed trends were consistent across all parametric combinations.

3.1 Settlement Analysis

Settlement behavior was evaluated in terms of magnitude, temporal evolution and horizontal for the unreinforced, geosynthetic-reinforced, and stone column–reinforced configurations. All normalized settlements are expressed relative to the soft clay thickness H_s =10 m unless otherwise stated. Figure 3 illustrates the spatial distribution of settlement at the end of embankment after the consolidation phase (48 months).

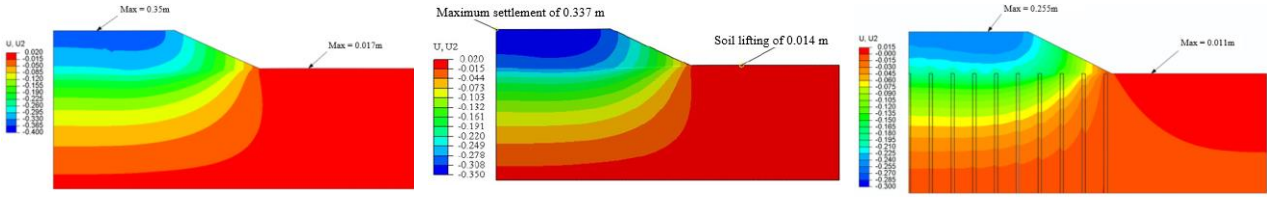


Figure 3. a) unreinforced embankment; b) embankment reinforced with geosynthetic; c) improvement with encased stone columns.

3.1.1 *Unreinforced Embankment*

For the unreinforced reference case (H_s = 10 m), crest settlement reached 35 cm (3.5% H_s) after consolidation. Approximately 70% developed during the one-month construction stage, confirming the dominance of the undrained response during loading. Primary consolidation was essentially complete after 12-14 months.

A transient toe uplift of 9 cm occurred during construction due to rapid lateral spreading. This reduced to 2 cm after consolidation (Figure 4), reflecting stress redistribution toward the crest.

Increasing clay thickness from 5 m to 20 m increased absolute settlement (ρ) (26-42.4 cm) but reduced normalized settlement (ρ/H_s) (4.0%-2.1%). This reflects lower average vertical strain in thicker deposits under identical loading.

Parametric analysis confirms that settlement is governed primarily by clay compressibility. The recompression index (κ) exerts the strongest influence ($\uparrow\ \kappa \rightarrow \uparrow\ \rho/H_s$), while the critical state parameter (M) produces a consistent but secondary increase ($\uparrow\ M \rightarrow \uparrow\ \rho/H_s$). Embankment properties (φ, E) and clay compression index (λ) have negligible influence within the investigated ranges, demonstrating that vertical deformation is controlled by foundation stiffness rather than fill characteristics.

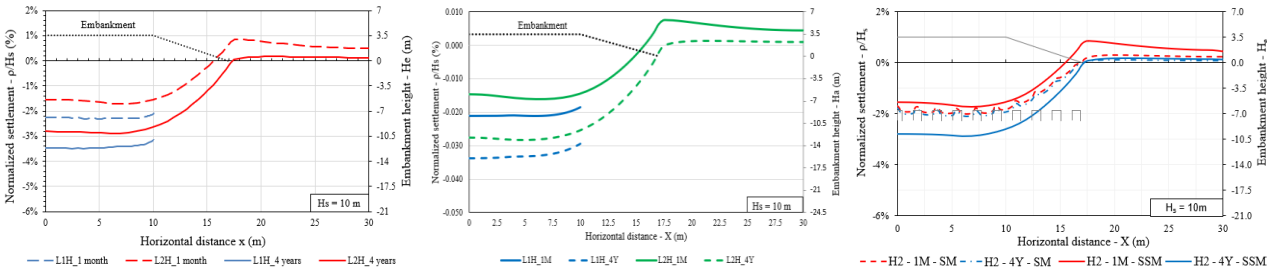


Figure 4. Variation of the settlement versus horizontal distance – a) unreinforced embankment; b) embankment reinforced with geosynthetic; c) improvement with encased stone columns.

3.1.2 *Geosynthetic-Reinforced Embankment*

The inclusion of a single basal geosynthetic layer reduced crest settlement to 33.7 cm, corresponding to a modest reduction of approximately 4%. The temporal evolution remained nearly identical to the unreinforced case.

Variations in tensile stiffness (J = 1000 - 5000 kN/m) and number of layers (n = 1 - 4), embankment modulus (E), and geosynthetic Poisson's ratio (ν) had negligible influence on settlement magnitude. Settlement curves were nearly coincident once a minimum stiffness threshold was exceeded. This confirms

that vertical compression is governed by clay compressibility rather than reinforcement stiffness.

Toe uplift was reduced to 5 - 7 cm during construction and to 1.4 - 2 cm after the total consolidation. However, deformation below $z/H_s \approx 0.7$ remained comparable to the unreinforced case. Basal geosynthetics therefore function primarily as near-surface tensile restraint systems and do not significantly modify vertical stress transfer or drainage conditions.

3.1.3 *Stone Column–Reinforced Embankment*

Geosynthetic-encased stone columns (GECs) significantly modified both settlement magnitude and rate. Crest settlement was reduced to 25-26 cm, corresponding to a reduction of approximately 28-30%. Settlement at the clay surface exhibited similar reductions.

Unlike the geosynthetic case, the improved foundation stabilized almost immediately after construction. Although short-term settlement remained comparable to the unreinforced system due to stress concentration in the stiff inclusions, accelerated drainage and enhanced composite stiffness effectively limited long-term settlement growth.

Settlement profiles exhibited oscillatory patterns associated with stiffness contrast. Settlements directly above columns were approximately 5 cm lower than in adjacent soil zones, confirming effective load transfer through soil arching and stress concentration in the inclusions.

Column efficiency was quantified using the settlement reduction factor: $\beta = \rho_{\text{unreinforced}}/\rho_{\text{reinforced}}$. During construction, $\beta \approx 1$ due to stress concentration effects. After approximately eight months, β exceeded unity as consolidation progressed in the unreinforced system. After the end of consolidation, β ranged between 1.30 and 1.40, indicating long-term settlement reductions of nearly one-third.

Parametric results demonstrate that β increases approximately linearly with stiffness contrast (E_c/E_s) and area replacement ratio (a_c). Within the investigated range, β increased from 1.2 to 1.8 as a_c increased from 0.10 to 0.25, demonstrating the direct and predictable benefit of increased inclusion density. When ac was held constant, increasing column diameter generated competing effects between individual column stiffness and load-transfer density. This confirms that the replacement ratio, rather than column diameter alone, governs settlement control.

Overall, settlement behavior is controlled by clay compressibility in unreinforced and geosynthetic-reinforced systems, whereas in column-reinforced systems it is governed by composite stiffness and stiffness contrast. Geosynthetics provide limited influence on vertical response, while stone columns fundamentally modify load transfer and drainage conditions.

3.2 Horizontal Displacement

3.2.1 *Unreinforced Embankment*

Figure 5 shows the spatial distribution of horizontal displacement (δ_h), at 12 months. Maximum horizontal displacement occurred beneath the embankment toe, reaching 18 cm during construction and reduced to 14 cm after consolidation. This 22% reduction reflects stress redistribution during consolidation. Stabilization occurred after approximately one year.

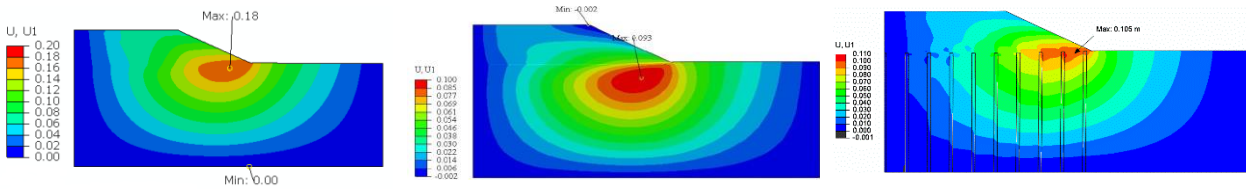


Figure 5. 1 year – a) unreinforced embankment; b) embankment reinforced with geosynthetic; c) improvement with encased stone columns.

A non-monotonic trend was observed: normalized horizontal displacement (δ_h/H_e) increased as clay thickness increased from 5 m to 10 m, followed by a decrease for thicknesses up to 20 m. The swelling index

(κ) strongly increased lateral displacement, while higher friction angle (φ) reduced it slightly through enhanced shear strength. The critical state parameter (M) and elastic modulus (E) produced moderate increases of lateral displacement.

3.2.2 *Geosynthetic Reinforcement*

In contrast to settlement behavior, horizontal displacement was highly sensitive to reinforcement properties. Figure 6 presents the typical variation of δ_h/H_e along z/H_s for different vertical lines (LV). Peak displacement reduced to 14 cm during construction and 9 cm after four years, corresponding to a long-term reduction of approximately 35%.

Increasing tensile stiffness (J) and number of layers (n) reduced displacement nonlinearly. A reduction plateau is expected for larger n and J, indicating a transition from reinforcement-controlled to soil-controlled behavior once tensile membrane action was fully mobilized. Embankment modulus (E) has minor long-term influence ($\uparrow E \rightarrow \uparrow \delta_h/H_s$), and geosynthetic Poisson's ratio (ν) remains negligible.

The reduction was concentrated in the upper clay layer ($z/H_s < 0.7$). Deeper deformation patterns remained similar to the unreinforced case, confirming that geosynthetics act primarily as near-surface tensile restraint systems without significantly altering deeper stress redistribution.

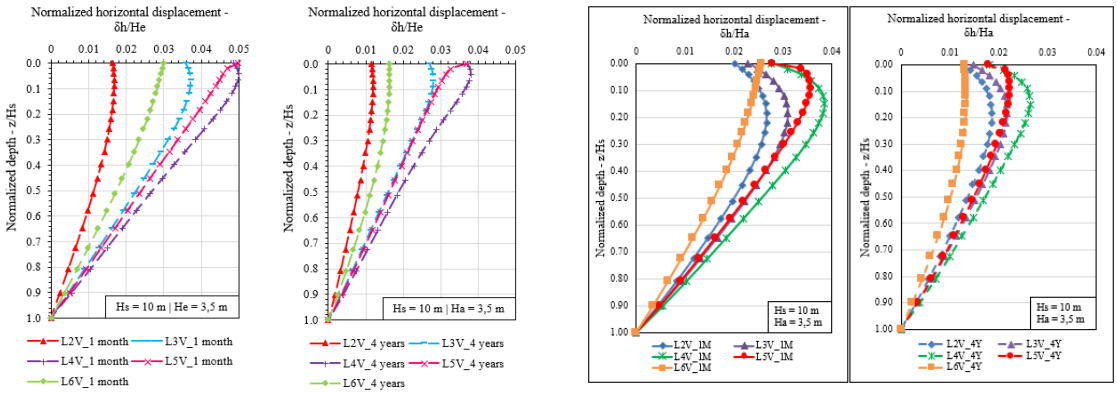


Figure 6. Variation of the horizontal displacement along the depth – a) unreinforced embankment; b) embankment reinforced with geosynthetic.

3.2.3 *Stone Columns*

Stone columns reduced peak horizontal displacement by approximately 22% and significantly limited deformation propagation. Lateral movement became more localized and decreased progressively with depth.

Increasing stiffness contrast (E_c/E_s) and replacement ratio (a_c) reduced displacement magnitude. Sensitivity to column diameter was secondary, reflecting its indirect influence through stiffness contrast. Columns located beneath the slope exhibited the greatest benefit, consistent with local shear stress concentration.

The difference between plane strain and axisymmetric analyses remained below 5%, confirming the robustness of the equivalent transformation adopted for two-dimensional modeling.

Horizontal displacement is governed by shear strength and compressibility in the unreinforced system. Geosynthetics reduce lateral spreading through tensile membrane action concentrated near the surface, whereas stone columns act through composite stiffness enhancement and stress redistribution. Thus, vertical and lateral responses are controlled by distinct mechanisms, and improvement strategies must be selected according to the governing performance criterion.

4 CONCLUSIONS

This study compared unreinforced, geosynthetic-reinforced, and GEC-improved embankments on soft clay using fully coupled finite element analyses. The main findings are:

- Unreinforced embankments: Settlement is governed by clay compressibility (κ dominant). Approximately 70% of final settlement occurs during construction.
- Basal geosynthetics: Lateral displacement decreases up to 35% through membrane action, whereas settlement reduction is marginal (≈4%) and independent of stiffness.
- GECs: Settlement decreases by 28–30% and consolidation accelerates due to enhanced composite stiffness and radial drainage. Lateral displacement reduces by ≈22%.
- Design parameters: The settlement reduction factor (β) increases linearly with stiffness contrast (E_c/E_s) and area replacement ratio (a_c), ranging from 1.2 to 1.8 for ac = 0.10–0.25. Replacement ratio governs settlement control more than column diameter.
- Mechanisms: Geosynthetics provide near-surface tensile restraint; GECs modify load transfer through stress concentration and soil arching.

In practice, geosynthetics address stability, whereas GECs provide comprehensive serviceability improvement. Technique selection should follow the governing performance requirement.

REFERENCES

Alexiew, D., Brokemper, D., Lothspeich, S. (2005). Geotextile encased columns (GEC): Load capacity, geotextile selection and pre-design graphs. In: Proceedings of the International Symposium on Ground Improvement, Brussels.

Balaam, N. P., Booker, J. R. (1981). Analysis of rigid rafts supported by granular piles. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, v. 5, n. 4, p. 379–403.

Bonaparte, R., Christopher, B. R. (1987). Design and construction of reinforced embankments over weak foundations. Transportation Research Record, n. 1153, p. 26–39.

Caetani, Bianca de Córdova (2022). Simulação numérica e análise paramétrica do comportamento de um aterro sobre solos moles. 2022. 147 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2022.

Castro, J., Sagaseta, C. (2011). Consolidation around stone columns: Influence of column deformation. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, v. 35, n. 7, p. 831–847.

Duncan, J. M., Wright, S. G. (2005). Soil Strength and Slope Stability. Hoboken: John Wiley & Sons.

Hughes, J. M. O., Withers, N. J. (1974). Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns. Ground Engineering, v. 7, n. 3, p. 42–49.

De Jesus, Jade Jacomini (2022). Desempenho de aterro sobre solo mole melhorado pela técnica de colunas granulares: simulação numérica e análise paramétrica. 2022. 166 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2022

Murugesan, S., Rajagopal, K. (2010). Studies on the behavior of single and group of geosynthetic encased stone columns. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 136, n. 1, p. 129–139.

Roscoe, K. H., Burland, J. B. (1968). On the generalized stress–strain behaviour of "wet" clay. In: Heyman, J.; Leckie, F. A. (eds.). Engineering Plasticity. Cambridge: Cambridge University Press, p. 535–609.

Rossi, Gustavo Henrique (2022). Estudo do comportamento de aterros reforçados com geossintéticos sobre solos moles: simulação numérica e análise paramétrica. 2022. 124 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2022.

Rowe, R. K., Soderman, K. L. (1986). Stabilization of very soft soils using high strength geosynthetics: The role of finite element analysis. Canadian Geotechnical Journal, v. 23, n. 4, p. 484–497.

Terzaghi, K. (1925). Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Wien: Franz Deuticke.

Terzaghi, K., Fröhlich, O. K. (1936). Theorie der Setzung von Tonschichten. Wien: Franz Deuticke.

Van Impe, W. and De Beer, E. (1983). Improvement o f Settlement Behaviour o f Soft Layers by means of Stone Columns. Proc. 8th Euro. Conf. on Soil Mech.A Fdn. Engg., Helsinki, 1983. P. 309-312.

Wood, D. M. (1990). Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics. Cambridge: Cambridge University Press.

Zienkiewicz, O. C., Taylor, R. L. (2000). The Finite Element Method. Volume 2: Solid Mechanics. 5. ed. Oxford: Butterworth-Heinemann.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/103

Prevenção de Deslizamentos em Áreas de Risco: Diagnóstico das Causas e Aplicação de Metodologia Qualitativa em Encostas Urbanas de Recife – PE.

Raíza Silva Bezerra
Mestre em Geotecnia, UFPE, Recife, Brasil, engraizabezerra@gmail.com

Joaquim Teodoro Romão de Oliveira
Professor Adjunto de Engenharia Civil, UNICAP, Recife, Brasil, jtrdo@uol.com.br

Eduardo Antonio Maia Lins
Professor Adjunto de Engenharia Ambiental, UNICAP, Recife, Brasil, eduardomaialins@gmail.com

Edwagner Silva de Oliveira
Mestrando em Engenharia Civil, UFPE, Recife, Brasil, edwagner.eng@gmail.com

Severino Gomes de Oliveira
Mestre em Sociologia, UFAL, Maceió, Brasil, gomessiva@hotmail.com

RESUMO: Os deslizamentos de encostas constituem um dos desastres naturais mais recorrentes e impactantes em áreas urbanas brasileiras, especialmente em cidades costeiras densamente ocupadas, onde fatores físicos e sociais se sobrepõem na produção do risco. Neste contexto, o presente estudo analisa a suscetibilidade a movimentos de massa em duas encostas localizadas nos bairros da Bomba do Hemetério e do Alto José Bonifácio, no município do Recife – PE, integrando abordagens geotécnicas, socioambientais e climáticas para subsidiar estratégias de prevenção e gestão territorial. A metodologia baseou-se na aplicação do modelo qualitativo de avaliação de risco proposto por Gusmão Filho *et al.* (1992), que considera a interação entre fatores topográficos, geológicos e ambientais, permitindo a classificação setorial do Grau Final de Risco (GRF) por meio de critérios operacionais de campo e geoprocessamento em ambiente SIG. Os resultados indicaram predominância de setores classificados como de alto e muito alto risco, associados a declividades superiores a 40%, ausência de sistemas adequados de drenagem, cortes antrópicos instáveis e supressão da cobertura vegetal. Do ponto de vista geotécnico, destacam-se os solos da Formação Barreiras, caracterizados por elevada erodibilidade, baixa coesão e redução significativa da resistência ao cisalhamento quando saturados, condicionando a ocorrência de escorregamentos rasos e fluxos de detritos. Sob a perspectiva social, verificou-se que a ocupação irregular e a elevada densidade habitacional refletem déficits históricos de planejamento urbano e políticas habitacionais, transformando o risco natural em vulnerabilidade socioambiental. Adicionalmente, o regime pluviométrico regional, com acumulados anuais superiores a 2.000 mm, aliado à intensificação de eventos extremos associados às mudanças climáticas, atua como fator deflagrador dos processos de instabilidade, ampliando a frequência e magnitude dos desastres. Conclui-se que a mitigação efetiva do risco demanda a integração entre intervenções estruturais, como drenagem superficial e profunda, contenções e estabilização de taludes - e medidas não estruturais, incluindo educação ambiental, monitoramento contínuo e reassentamento planejado. A abordagem interdisciplinar adotada demonstra que a gestão de encostas urbanas requer a articulação entre engenharia geotécnica, políticas sociais e adaptação climática, promovendo maior resiliência territorial e redução sustentável de desastres.

PALAVRAS-CHAVE: Deslizamentos de encostas; Geotecnia urbana; Vulnerabilidade socioambiental; Mudanças climáticas; Gestão de riscos.

ABSTRACT: Landslides represent one of the most frequent and impactful natural hazards affecting Brazilian urban areas, particularly in densely occupied coastal cities where physical, social, and climatic

factors interact to intensify risk conditions. This study evaluates the susceptibility to mass movements on two urban slopes located in the neighborhoods of Bomba do Hemetério and Alto José Bonifácio, Recife, northeastern Brazil, integrating geotechnical, socio-environmental, and climate-related perspectives to support prevention and territorial management strategies. The methodological approach was based on the qualitative risk assessment model proposed by Gusmão Filho *et al*. (1992), which considers the interaction among topographic, geological, and environmental factors to determine a Final Risk Grade (FRG). Field surveys and GIS-based mapping were conducted to classify homogeneous sectors according to slope geometry, soil characteristics, land use, and drainage conditions. Results indicate the predominance of high and very high-risk sectors, mainly associated with slopes steeper than 40%, inadequate surface drainage, anthropogenic cuts and fills, and vegetation removal. From a geotechnical standpoint, soils derived from the Barreiras Formation exhibit high erodibility, low cohesion, and significant shear strength reduction under saturation, favoring shallow landslides and debris flows. From a social perspective, irregular occupation patterns and high population density reflect historical deficiencies in urban planning and housing policies, converting natural susceptibility into socio-environmental vulnerability. Furthermore, the regional rainfall regime, exceeding 2,000 mm annually, combined with the increasing frequency of extreme precipitation events linked to climate change, acts as a triggering mechanism that enhances landslide occurrence and magnitude. The findings highlight that effective risk mitigation requires the integration of structural measures - such as surface and subsurface drainage systems, slope stabilization works, and retaining structures - with non-structural actions, including environmental education, continuous monitoring, and planned resettlement programs. The interdisciplinary framework adopted demonstrates that urban slope management must combine geotechnical engineering, social policies, and climate adaptation strategies to promote territorial resilience and sustainable disaster risk reduction.

KEYWORDS: Landslides; Urban geotechnics; Socio-environmental vulnerability; Climate change; Risk management.

1. INTRODUÇÃO

Os movimentos de massa em encostas urbanas configuram um dos principais problemas socioambientais nas cidades brasileiras, especialmente em áreas densamente ocupadas por populações de baixa renda. Em contextos de urbanização acelerada e planejamento territorial insuficiente, a ocupação de terrenos declivosos e ambientalmente frágeis amplia a exposição a processos de instabilidade, transformando eventos naturais em desastres recorrentes com impactos humanos, materiais e econômicos significativos.

Do ponto de vista físico, a suscetibilidade dessas áreas está associada à combinação entre elevada declividade, solos pouco coesivos, cortes antrópicos e deficiência de drenagem superficial. Essas condições favorecem a redução do fator de segurança dos taludes, sobretudo durante períodos de chuva intensa, quando ocorre aumento das pressões neutras e perda de resistência ao cisalhamento, conforme discutido na literatura clássica de estabilidade de encostas (GLADE *et al*. 2005; HUNGR *et al*. 2014).

Entretanto, estudos recentes demonstram que a ocorrência de deslizamentos urbanos não pode ser explicada apenas por condicionantes geotécnicos. A materialização do risco depende da vulnerabilidade social, expressa por moradias precárias, ausência de infraestrutura básica e limitada capacidade de resposta das comunidades afetadas. Assim, o desastre emerge da interação entre perigo físico e desigualdades socioespaciais historicamente construídas (COELHO NETTO *et al*. 2007).

Esse quadro é particularmente evidente na Recife, onde a expansão urbana sobre morros e encostas resulta em elevada concentração populacional em áreas suscetíveis. Nessas localidades, a carência de sistemas de drenagem, saneamento e contenção potencializa a instabilidade dos taludes, ampliando os danos associados a eventos pluviométricos extremos e evidenciando a sobreposição entre pobreza e risco ambiental.

Além disso, as mudanças climáticas impõem um agravamento adicional desse cenário. Projeções indicam aumento na frequência e intensidade de chuvas extremas no Nordeste brasileiro, o que tende a elevar a recorrência de episódios de saturação dos solos e, consequentemente, de escorregamentos rasos

(MARENGO *et al*. 2023). Dessa forma, eventos anteriormente considerados excepcionais podem tornar-se mais frequentes, ampliando a pressão sobre populações já vulneráveis.

Diante desse contexto, torna-se fundamental adotar abordagens integradas de avaliação do risco, que considerem simultaneamente condicionantes geotécnicos, fatores socioambientais e cenários climáticos futuros. Assim, este estudo tem como objetivo analisar o risco de movimentos de massa em encostas urbanas por meio de diagnóstico de campo e análise multicritério, buscando subsidiar estratégias de planejamento territorial, adaptação climática e redução da vulnerabilidade social.

2. METODOLOGIA

2.1. Abordagem metodológica geral

A investigação foi conduzida a partir de uma abordagem interdisciplinar, integrando fundamentos da geotecnia, da análise socioambiental e da climatologia aplicada à gestão de riscos. Partiu-se do entendimento teórico de que o risco de deslizamentos não é determinado exclusivamente por condicionantes físicos, mas resulta da interação sistêmica entre suscetibilidade geológica, exposição populacional e vulnerabilidade social, conforme o arcabouço conceitual de avaliação de risco adotado por Glade *et al*. (2005) e institucionalizado pela United Nations Office for Disaster Risk Reduction (UNDRR, 2015). Nessa perspectiva, o fenômeno da instabilidade de encostas é interpretado como um problema socioambiental complexo, no qual processos naturais de intemperismo e saturação hídrica se combinam a dinâmicas urbanas excludentes, produzindo cenários de risco crônico em territórios periféricos.

Diante dessa complexidade, optou-se pela adoção de uma metodologia predominantemente qualitativa, complementada por análise espacial e interpretação técnico-geotécnica, estratégia reconhecida na literatura como adequada para diagnósticos operacionais em áreas urbanas densamente ocupadas, onde levantamentos geotécnicos instrumentais extensivos são frequentemente inviáveis do ponto de vista financeiro e logístico (ANDERSON; HOLCOMBE, 2020). Essa escolha privilegia a aplicabilidade prática, permitindo a rápida identificação de setores críticos e a priorização de intervenções emergenciais por órgãos de gestão urbana e defesa civil.

2.2. Delimitação das áreas de estudo

A seleção das áreas analisadas considerou critérios técnicos, históricos e sociais, priorizando encostas com recorrência documentada de movimentos de massa, elevada densidade populacional e presença de ocupação informal consolidada. Foram escolhidas duas encostas situadas no município de Recife, caracterizadas por declividades acentuadas, ausência de infraestrutura de drenagem eficiente e registros frequentes de escorregamentos superficiais durante períodos chuvosos.

A delimitação espacial foi realizada por meio da subdivisão das encostas em setores homogêneos, adotando-se o princípio geomorfológico de compartimentação morfodinâmica proposto por Van Westen *et al*. (2008), segundo o qual áreas com características topográficas, geológicas e antrópicas semelhantes tendem a apresentar comportamento geotécnico similar. Essa setorização permitiu que cada unidade territorial fosse analisada individualmente, favorecendo maior precisão diagnóstica e evitando generalizações indevidas sobre o comportamento global da encosta.

2.3. Levantamento de campo e caracterização geotécnica

O diagnóstico geotécnico fundamentou-se em inspeções de campo sistemáticas, realizadas por caminhamento técnico ao longo dos taludes e áreas adjacentes, com registro fotográfico, georreferenciamento por GNSS e preenchimento de fichas padronizadas de avaliação. Foram observados atributos morfológicos, como altura, extensão e ângulo de inclinação dos taludes, bem como características pedológicas e estruturais dos solos, incluindo textura, grau de intemperismo, presença de descontinuidades e indícios de erosão regressiva.

A interpretação dos mecanismos de instabilidade baseou-se nos princípios clássicos da Mecânica dos Solos, particularmente na teoria das tensões efetivas de Terzaghi (1943) e no critério de resistência ao cisalhamento de Mohr–Coulomb. Considerou-se que, em solos tropicais residuais e coluvionares, a

resistência adicional conferida pela sucção matricial em condições não saturadas pode ser abruptamente reduzida durante episódios de chuva intensa, quando o aumento das pressões neutras diminui a tensão efetiva e, consequentemente, o fator de segurança do talude. Essa transição hidromecânica é reconhecida como principal mecanismo deflagrador de escorregamentos rasos em encostas urbanas (HUNGR *et al*. 2014). A caracterização regional dos solos da Formação Barreiras, descrita por Galindo *et al*. (2020), subsidiou a interpretação qualitativa do comportamento geotécnico observado.

2.4. Avaliação qualitativa do risco

A avaliação do risco foi conduzida por meio da aplicação da metodologia proposta por Gusmão Filho *et al.* (1992), consolidada como referência em estudos de encostas urbanas no Brasil por sua robustez conceitual e simplicidade operacional. O método integra três componentes fundamentais - topográfico, geológico e ambiental/antrópico - refletindo a compreensão de que a instabilidade é resultado da combinação entre forma do relevo, propriedades do solo e intervenções humanas.

Cada setor delimitado recebeu pontuações ordinais para esses fatores, variando de muito baixo a muito alto, conforme critérios técnicos previamente definidos. A média aritmética dessas pontuações resultou no Grau Final de Risco, interpretado como indicador sintético da probabilidade relativa de ocorrência de deslizamentos. Essa abordagem, embora não forneça valores probabilísticos absolutos, apresenta elevada eficácia para hierarquização espacial do risco e priorização de ações preventivas, sendo amplamente empregada em contextos de planejamento urbano emergencial (COELHO NETTO *et al.* 2007).

2.5. Análise socioambiental

A dimensão social do risco foi incorporada por meio da avaliação qualitativa das condições de ocupação, padrão construtivo das moradias, densidade populacional e disponibilidade de infraestrutura básica, incluindo saneamento, drenagem e acessibilidade viária. Essa etapa buscou identificar o grau de exposição das populações e os elementos de vulnerabilidade estrutural que ampliam os impactos potenciais de deslizamentos, tais como edificações autoconstruídas, fundações rasas e ausência de obras de contenção.

A interpretação fundamentou-se no conceito de vulnerabilidade socioambiental, segundo o qual desastres resultam não apenas da intensidade do fenômeno natural, mas da incapacidade institucional e social de preveni-lo ou mitigá-lo (ANDERSON; HOLCOMBE, 2020; CRUZ *et al*. 2020). Assim, a análise transcendeu o diagnóstico físico da encosta, incorporando fatores estruturais de desigualdade territorial que explicam a recorrência de danos concentrados em comunidades periféricas.

2.6. Dados climáticos e influência das mudanças climáticas

A avaliação do papel das condições climáticas foi realizada a partir da análise de séries históricas de precipitação e da identificação de eventos extremos recentes, considerando-se a literatura que relaciona limiares de intensidade–duração de chuva à deflagração de escorregamentos superficiais (GUZZETTI *et al*. 2022). A interpretação considerou que chuvas concentradas promovem rápida infiltração, elevação do grau de saturação e incremento das pressões neutras, reduzindo o fator de segurança dos taludes.

Além disso, foram incorporadas evidências científicas que apontam aumento na frequência e intensidade de eventos extremos no Nordeste brasileiro sob cenários de mudanças climáticas (GARIANO; GUZZETTI, 2016; MARENGO *et al*. 2023). Essa tendência implica maior recorrência de condições críticas de instabilidade, ampliando o risco em encostas previamente vulneráveis. Dessa forma, o clima foi tratado como fator deflagrador que potencializa fragilidades geotécnicas e sociais preexistentes.

2.7. Geoprocessamento e cartografia temática

Os dados coletados foram integrados em ambiente de Sistema de Informações Geográficas, utilizando o software QGIS, para espacialização das informações e elaboração de mapas temáticos de risco. A cartografia permitiu associar variáveis geomorfológicas, antrópicas e ambientais em escala setorial, possibilitando a visualização das áreas prioritárias para intervenção.

A representação espacial do risco constitui etapa fundamental do planejamento urbano, pois traduz informações técnicas complexas em linguagem gráfica acessível a gestores públicos e órgãos de defesa civil, favorecendo decisões baseadas em evidências e otimizando a alocação de recursos (VAN WESTEN *et al.* 2008).

2.8. Critérios de avaliação e ponderação dos fatores de risco (AHP)

Embora a metodologia qualitativa proposta por Gusmão Filho *et al.* (1992) utilize a média aritmética simples entre os fatores topográfico, geológico e ambiental para a determinação do grau final de risco, reconhece-se que, do ponto de vista da mecânica das encostas, tais componentes não exercem influência equivalente sobre a estabilidade dos taludes. Variáveis geométricas e geotécnicas apresentam controle físico direto sobre o estado de tensões, a resistência ao cisalhamento e o fator de segurança, enquanto fatores ambientais e antrópicos atuam predominantemente como elementos de agravamento ou amplificação do processo de instabilidade.

Dessa forma, com o objetivo de reduzir a subjetividade da ponderação e tornar o modelo decisório mais consistente do ponto de vista físico-mecânico, adotou-se neste estudo o Analytic Hierarchy Process (AHP), proposto por Saaty (2008), técnica amplamente empregada em problemas multicritério de engenharia, geotecnia e mapeamento de suscetibilidade a desastres naturais. O método baseia-se em comparações par-a-par entre critérios, permitindo estimar pesos relativos a partir do autovetor principal das matrizes de decisão e verificar a consistência lógica das escolhas por meio da Razão de Consistência (CR ≤ 0,10).

Inicialmente, estruturou-se uma hierarquia composta por três critérios principais — fator topográfico, fator geológico/geotécnico e fator ambiental/antrópico — posteriormente desdobrados em subcritérios observáveis em campo, como declividade, resistência do solo, condições de drenagem, presença de surgências, cortes antrópicos e cobertura vegetal. As comparações par-a-par refletiram o entendimento técnico de que a geometria do talude e as propriedades mecânicas do solo são os condicionantes primários da ruptura, recebendo maior importância relativa, enquanto aspectos antrópicos apresentam papel secundário, porém relevante.

O processamento das matrizes resultou nos pesos globais apresentados na Tabela 1, os quais representam a contribuição relativa de cada subcritério para o cálculo do Grau Final de Risco ponderado (GRF_p). Ressalta-se que tais valores não correspondem a medições diretas de campo, mas sim a coeficientes analíticos derivados do modelo multicritério, empregados exclusivamente para hierarquizar a influência relativa dos fatores na estabilidade das encostas.

Tabela 1 – Critérios e pesos globais do modelo multicritério AHP.

Item	Descrição	Peso Global
T1	Declividade do talude	0,2593
G1	Tipo de solo / resistência ao cisalhamento	0,2158
A1	Condição de drenagem superficial	0,1297
G2	Água / surgências / saturação	0,1188
T2	Altura do talude	0,0919
G3	Evidências de instabilidade pretérita	0,0654
T3	Forma e comprimento de rampa	0,0488
A2	Cortes, aterros e ocupação antrópica	0,0459
A3	Cobertura vegetal	0,0244

Fonte: Adaptado de Saaty (2008).

Os resultados indicaram maior contribuição da declividade do talude (0,2593) e da resistência geotécnica do solo (0,2158), confirmando que o controle geométrico e mecânico constitui o principal determinante do comportamento de estabilidade. Em seguida, destacam-se as condições de drenagem (0,1297) e presença de água/saturação (0,1188), evidenciando a importância dos processos hidrológicos

como fatores deflagradores. Por fim, elementos associados à intervenção antrópica e cobertura vegetal apresentaram pesos inferiores, atuando como moduladores do risco.

Essa ponderação encontra respaldo na literatura de movimentos de massa, que demonstra que alterações no regime de tensões e no teor de umidade do solo exercem influência mais direta na ruptura do que variáveis superficiais isoladas (GLADE *et al.* 2005; HUNGR *et al.* 2014; SARKAR; KANUNGO, 2021).

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1. Compartimentação espacial do risco e coerência do modelo multicritério

A aplicação integrada do diagnóstico de campo, da metodologia qualitativa de classificação de risco e da posterior hierarquização multicritério via AHP evidenciou que a distribuição espacial das classes de risco não ocorre de forma aleatória, mas acompanha diretamente a organização morfodinâmica das encostas avaliadas em Recife. Observou-se concentração sistemática dos setores classificados como "alto" e "muito alto" risco nas porções médias e superiores dos taludes, caracterizadas por declividades superiores a 35 - 40%, maiores espessuras coluvionares e elevada densidade de ocupação antrópica.

A classificação final indicou predominância de setores enquadrados nas classes alta e muito alta de risco, evidenciando concentração significativa de áreas críticas nas encostas avaliadas. Do total de 13 setores analisados, 8 foram classificados como alto risco e 3 como muito alto risco, representando mais de 80% do conjunto. As classes baixas e médias ocorreram de forma pontual. A distribuição percentual encontra-se sintetizada na Figura 1.

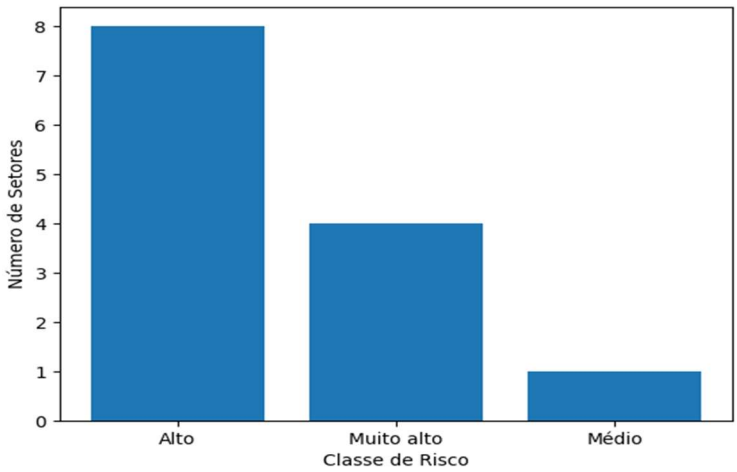


Figura 1 – Distribuição do número de setores por classe de risco.

Esse padrão confirma a predominância do controle geométrico-gravitacional sobre a estabilidade das encostas, visto que o aumento do ângulo de inclinação eleva a componente cisalhante do peso próprio do solo e reduz o fator de segurança do maciço (GLADE *et al.* 2005). A etapa de ponderação multicritério, aplicada como ferramenta analítica complementar, atribuiu maior importância relativa aos fatores topográficos e geotécnicos, demonstrando coerência entre as observações empíricas e a modelagem decisória (SAATY, 2008).

A setorização permitiu ainda identificar áreas críticas ("hotspots"), nas quais múltiplos condicionantes se sobrepõem - elevada declividade, solos pouco coesivos, cortes antrópicos e ausência de drenagem - configurando situações de instabilidade composta. Nesses locais, pequenas variações pluviométricas podem ser suficientes para ultrapassar o limiar de ruptura, comportamento típico de encostas tropicais urbanizadas.

Sob a perspectiva geotécnica, a instabilidade observada está associada principalmente às propriedades hidromecânicas dos solos da Formação Barreiras, caracterizados por textura areno-argilosa, elevada porosidade, estrutura metastável e redução significativa de resistência quando saturados. Em condições não saturadas, a sucção matricial contribui para a coesão aparente; contudo, durante precipitações intensas, a

infiltração promove aumento das pressões neutras e redução da tensão efetiva, conforme os princípios clássicos da mecânica dos solos (TERZAGHI *et al.* 1996).

A diminuição da tensão efetiva reduz o fator de segurança do talude, aproximando o estado tensional da envoltória de ruptura de Mohr–Coulomb e favorecendo escorregamentos rasos translacionais. Esse mecanismo é compatível com a tipologia descrita por Hungr *et al*. (2014), que apontam a saturação rápida como principal gatilho de movimentos superficiais em solos pouco coesivos.

As evidências de campo - trincas tensionais, cicatrizes rasas, ravinas erosivas e surgências - corroboram esse comportamento. Observou-se ainda que a deficiência de drenagem superficial concentra escoamentos e intensifica a infiltração localizada, ampliando a suscetibilidade à ruptura, conforme demonstrado por Guzzetti *et al*. (2022).

3.2. Vulnerabilidade socioambiental e Mudanças Climáticas

A suscetibilidade física das encostas não se traduz automaticamente em desastre. A materialização das perdas depende da exposição populacional e da capacidade adaptativa das comunidades. Os setores de maior criticidade coincidem espacialmente com áreas de ocupação informal, elevada densidade habitacional, infraestrutura precária e ausência de drenagem adequada, evidenciando que a vulnerabilidade social atua como amplificador do perigo geotécnico.

Esse padrão confirma que deslizamentos urbanos constituem fenômenos socioambientais complexos, nos quais desigualdades históricas de acesso à terra direcionam populações de baixa renda para áreas ambientalmente frágeis (COELHO NETTO *et al.* 2007). Assim, o risco observado é resultado da interação entre condicionantes naturais e processos de segregação territorial.

Relatos da imprensa local, como o G1 Pernambuco e o Jornal do Commercio, registraram concentração de vítimas em comunidades de morro durante os eventos extremos de 2022, evidenciando empiricamente a sobreposição entre pobreza e risco geotécnico. Esses registros reforçam que a mitigação de desastres não pode ser tratada exclusivamente como problema de engenharia, exigindo políticas habitacionais, regularização fundiária e inclusão territorial.

A análise temporal dos episódios de instabilidade indica forte dependência de eventos pluviométricos de alta intensidade e curta duração. A literatura demonstra que a probabilidade de ocorrência de escorregamentos aumenta exponencialmente quando a precipitação acumulada ultrapassa limiares críticos intensidade–duração (GUZZETTI *et al*., 2022).

Projeções climáticas para o Nordeste brasileiro apontam tendência de aumento na frequência e intensidade de chuvas extremas, elevando a recorrência de condições críticas de saturação e, consequentemente, de falhas geotécnicas (MARENGO *et al*., 2023). Dessa forma, as mudanças climáticas atuam como fator multiplicador do risco, potencializando fragilidades físicas e sociais pré-existentes. Encostas atualmente classificadas como risco médio podem evoluir para classes superiores caso não sejam implementadas medidas de adaptação e manejo preventivo.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise integrada evidenciou que os deslizamentos de encostas nas áreas urbanas de Recife não podem ser compreendidos apenas como fenômenos naturais ou geotécnicos, mas como processos socioambientais produzidos historicamente pela ocupação desigual do território. Embora a suscetibilidade física esteja associada às características geomorfológicas e à baixa resistência dos solos, a materialização do desastre ocorre principalmente onde há maior exposição populacional, precariedade habitacional e ausência de infraestrutura urbana. Assim, o risco observado resulta menos da instabilidade do terreno em si e mais da vulnerabilidade social que condiciona quem ocupa essas áreas.

A concentração de setores classificados como alto e muito alto risco em comunidades de morro evidencia a persistência de padrões de segregação socioespacial, nos quais populações de baixa renda são sistematicamente direcionadas para terrenos ambientalmente frágeis. Esse quadro reforça que intervenções exclusivamente estruturais, como contenções e drenagens pontuais, apresentam eficácia limitada quando dissociadas de políticas habitacionais, regularização fundiária e planejamento urbano inclusivo.

Adicionalmente, o cenário de mudanças climáticas impõe agravamento potencial do problema. A tendência de aumento da frequência e intensidade de chuvas extremas eleva a recorrência de episódios críticos de saturação dos solos, ampliando a probabilidade de falhas geotécnicas e multiplicando impactos sociais. Dessa forma, eventos que hoje são considerados excepcionais tendem a tornar-se mais frequentes, pressionando ainda mais populações vulneráveis e ampliando desigualdades territoriais.

Conclui-se, portanto, que a gestão do risco de encostas deve ser orientada por abordagem integrada de adaptação climática e justiça socioambiental, articulando engenharia, planejamento territorial e políticas públicas de inclusão. Somente a combinação entre redução da vulnerabilidade social e medidas preventivas permanentes poderá promover resiliência urbana duradoura e reduzir a recorrência de desastres.

REFERÊNCIAS

ANDERSON, M. G.; HOLCOMBE, E. *Community-based landslide risk reduction: managing disasters in small steps*. Washington, DC: World Bank, 2020.

COELHO NETTO, A. L.; GUERRA, A. J. T.; OLIVEIRA, R. R. *Geomorfologia: uma atualização de bases e conceitos*. 6. ed. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, 2007.

CRUZ, M. L. B. *et al*. Vulnerabilidade socioambiental e riscos urbanos no Brasil: fundamentos conceituais e aplicações. *Revista Brasileira de Gestão Urbana*, Curitiba, v. 12, 2020.

G1 PERNAMBUCO. Chuvas provocam deslizamentos e mortes em áreas de morro no Grande Recife. Recife, 2022. Disponível em: https://g1.globo.com/pe/. Acesso em: 3 fev. 2026.

GARIANO, S. L.; GUZZETTI, F. Landslides in a changing climate. *Earth-Science Reviews*, Amsterdam, v. 162, p. 227–252, 2016.

GLADE, T.; ANDERSON, M. G.; CROZIER, M. J. *Landslide hazard and risk*. Chichester: John Wiley & Sons, 2005.

GUZZETTI, F. *et al*. Rainfall thresholds for landslide occurrence: progress and challenges. *Earth-Science Reviews*, Amsterdam, v. 226, 2022.

GUSMÃO FILHO, J. A.; BANDEIRA, A. P. N.; FERNANDES, J. C. Metodologia qualitativa para avaliação de risco em encostas urbanas. *Anais do Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia*, São Paulo, 1992.

HUNGR, O.; LEROUEIL, S.; PICARELLI, L. The Varnes classification of landslide types: an update. *Landslides*, Berlin, v. 11, p. 167–194, 2014.

JORNAL DO COMMERCIO. Temporais intensificam risco de deslizamentos nas comunidades de encosta do Recife. Recife, 2022. Disponível em: https://jc.ne10.uol.com.br/. Acesso em: 3 fev. 2026.

MARENGO, J. A. *et al*. Climate change projections and extremes in Brazil: impacts and adaptation challenges. *Climate Dynamics*, Berlin, 2023.

SAATY, T. L. Decision making with the analytic hierarchy process. *International Journal of Services Sciences*, Geneva, v. 1, n. 1, p. 83–98, 2008.

SARKAR, S.; KANUNGO, D. P. Landslide susceptibility mapping using analytical hierarchy process and GIS techniques: a review. *Environmental Earth Sciences*, Berlin, v. 80, 2021.

TERZAGHI, K. *Theoretical soil mechanics*. New York: John Wiley & Sons, 1943.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. *Soil mechanics in engineering practice*. 3. ed. New York: John Wiley & Sons, 1996.

UNITED NATIONS OFFICE FOR DISASTER RISK REDUCTION (UNDRR). *Sendai framework for disaster risk reduction 2015–2030*. Geneva, 2015.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/104

Projeto de Estrutura de Contenção em Gabiões Para Um Talude de Corte em Viçosa – MG

Elisa de Oliveira Almeida
Graduanda em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa - MG, Brasil, elisa.o.almeida@ufv.br

Darlane Ilvênia Ferreira
Mestranda em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa - MG, Brasil, darlane.ferreira@ufv.br

Nilo de Oliveira
Engenheiro Civil, Universidade Federal de Viçosa, Nova Venécia - ES, Brasil, nilo.ess@gmail.com

Klaus Henrique de Paula Rodrigues
Doutor em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa - MG, Brasil, klaus@ufv.br

RESUMO: O Brasil é um país de topografia predominantemente acidentada que favorece a presença de encostas e a formação de taludes, bem como a ocorrência de acidentes associados à ruptura de maciços de solos. O presente trabalho busca projetar um muro de gabiões para contenção de um talude de corte em uma rodovia localizada em Viçosa, Minas Gerais, considerando a coesão do solo a ser contido. Para desenvolver o projeto, foram empregadas duas metodologias de dimensionamento para fins de comparação. O primeiro método foi baseado no cálculo, via planilha eletrônica, dos empuxos derivados do maciço de solo e outras cargas externas, além das condições de estabilidade externa e interna do muro de gabiões. A análise de estabilidade externa global, no primeiro método, foi realizada através do *software* SLOPE/W, do pacote GeoStudio. O segundo método consistiu no dimensionamento através do *software* GawacWin, da empresa Maccaferri. Ao final do projeto foi verificado que o muro de gabiões atendeu aos requisitos de segurança mínimos tanto para a estabilidade externa quanto para a estabilidade interna. A análise comparativa entre os métodos de dimensionamento utilizados evidenciou que o ponto de aplicação do empuxo ativo utilizado no *software* é deslocado para baixo em relação ao cálculo via planilha eletrônica, uma vez que o *software* não considera a coesão do solo no momento da execução dos cálculos, gerando fatores de segurança maiores do que o dimensionamento na planilha eletrônica.

PALAVRAS-CHAVE: Estruturas de Contenção, Gabiões, GawacWin.

ABSTRACT: Brazil is a country with a predominantly rugged topography that favors the presence of hillsides and the formation of slopes, as well as the occurrence of accidents associated with soil mass failure. This study aims to design a gabion wall for the containment of a cut slope on a highway located in Viçosa-MG. To develop the project, two design methodologies were employed for comparative purposes. The first method was based on calculations, via electronic spreadsheet, of the earth pressures derived from the soil mass and other external loads, in addition to the external and internal stability conditions of the gabion wall. The global external stability analysis was performed using the SLOPE/W *software*, from the GeoStudio suite. The second process consisted of designing through the GawacWin *software*, developed by Maccaferri. At the conclusion of the project, it was verified that the gabion wall met the minimum safety requirements for both external and internal stability. The comparative analysis between the design methods evidenced that the point of application of the active thrust used in the *software* is shifted downwards compared to the spreadsheet calculation, since the *software* does not consider soil cohesion during calculations. In verifications where this thrust point showed relevance, the safety factor values obtained by the spreadsheet were lower than those obtained through the GawacWin *software,* generating safety factors greater than those calculated in the spreadsheet.

KEYWORDS: Retaining Structures, Gabions, GawacWin.

1 INTRODUÇÃO

O cenário geológico-geotécnico brasileiro, caracterizado por seu clima tropical e uma topografia predominantemente acidentada, favorece a ocorrência de movimentos de massa, especialmente em períodos chuvosos (IBGE, 2019). Eventos catastróficos recentes — como as inundações e os deslizamentos observados no Rio Grande do Sul em 2024, considerados o maior episódio de movimentos de massa da história do país (ANDRADE et al., 2024) — reafirmam a vulnerabilidade da infraestrutura nacional frente à intensificação de eventos climáticos extremos. Nesse contexto, a implementação de estruturas de contenção torna-se uma intervenção crítica para garantir a estabilidade de maciços e a segurança de infraestruturas rodoviárias.

Dentre as soluções técnicas disponíveis, os muros de gravidade destacam-se pela simplicidade executiva e eficiência no suporte de desníveis médios. Em particular, as estruturas em gabiões oferecem vantagens significativas como flexibilidade, autodrenagem e baixo impacto ambiental (CRUZ; BRAGHIN, 2016). Tais características permitem que a estrutura se acomode a recalques diferenciais e alivie pressões hidrostáticas, sendo amplamente aplicadas em taludes rodoviários.

Este trabalho apresenta o projeto de uma estrutura de contenção em gabiões para um talude de corte localizado em Viçosa-MG. O objetivo central foi realizar uma análise comparativa entre o dimensionamento via planilha eletrônica, fundamentado no Método de Coulomb, e os resultados obtidos pelo *software* GawacWin considerando a coesão do solo a ser contido. Buscou-se avaliar o impacto da consideração de fendas de tração e da coesão do solo nos fatores de segurança (FS) e no ponto de aplicação do empuxo ativo resultante.

2 METODOLOGIA

2.1 Área de Estudo

O estudo foi realizado em um talude de corte localizado no *campus* da Universidade Federal de Viçosa (UFV), em Viçosa-MG. Amostras de solo do talude foram coletadas conforme a NBR 9604. As amostras foram transportadas para o laboratório de engenharia civil da UFV e acondicionadas em bombonas hermeticamente vedadas. As amostras de solo foram preparadas conforme a norma NBR 6457 (ABNT, 2024). A Tabela 1 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização e desempenho da amostra de solo avaliada, bem como as classificações UCS, TRB e MCT.

Tabela 1: Caracterização e resultados da amostra de solo.

Parâmetro	Amostra de solo	Norma técnica
% argila ($\varphi < 0{,}002$ mm)	61	NBR 7181 (ABNT, 2025)
% silte ($0{,}002$ mm $< \varphi < 0{,}06$ mm)	14	
% areia ($0{,}06$ mm $< \varphi < 2$ mm)	25	
% pedregulho (2 mm $< \varphi < 60$ mm)	0	
LL (%)	78	NBR 6459 (ABNT, 2025)
LP (%)	43	NBR 7180 (ABNT, 2025)
IP (%)	35	
ρ_s (g/cm³)	2,869	NBR 6458 (ABNT, 2025)
γ_{nat} (kN/m³)	18,30	
$\gamma_{d,max}$ (kN/m³)	13,95	NBR 7182 (ABNT, 2025)
w_{ot} (%)	31,03	
TRB	A-7-5 (20)	M 145-91 (AASHTO, 2017)
USC	MH	D2487 (ASTM, 2017)
MCT	LG’	CLA 259 (DNIT, 2023)

2.2 Dimensionamento Analítico

O dimensionamento analítico foi fundamentado na Teoria de Coulomb para o cálculo do empuxo ativo (E_a). Nesse modelo, Gerscovich, Danziger, Saramago (2019) ressaltam que em solos coesivos há formação de fendas de profundidade z_0 em relação ao terrapleno, causadas pela tração interna no solo.

A determinação do empuxo ativo foi realizada de forma iterativa através da Equação (1)(1 , variando-se o ângulo de inclinação da superfície de ruptura (θ) até a convergência do valor máximo da reação da estrutura sobre a cunha. O ponto de aplicação do empuxo ativo resultante foi determinado pela composição dos centros de gravidade de cada parcela de pressão, garantindo que o braço de alavanca para os cálculos de tombamento refletisse a realidade física de um solo coesivo.

$$E_{a,máx} = \frac{\gamma H^2}{2} \times \frac{\sin^2(\beta + \varphi')}{\sin^2(\beta)\sin(\beta - \delta)\left[\sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta)\sin(\varphi' - i)}{\sin(\beta - \delta)\sin(\beta + i)}}\right]} \quad (1)$$

2.3 Dimensionamento Computacional (GawacWin)

O *software* GawacWin foi empregado como ferramenta para o pré-dimensionamento da estrutura do muro de gabião. O programa determina o empuxo ativo a partir de condições de equilíbrio limite, realizando o balanço de forças nas cunhas de solo de acordo com o método de Coulomb. Além das verificações de estabilidade externa e interna mencionadas, o *software* processa a análise de ruptura global através do método de Bishop, empregando o algoritmo Simplex para a determinação da superfície de ruptura crítica (Barros, 2015). A convergência entre esses métodos permitiu uma avaliação robusta da segurança do projeto, confrontando o rigor analítico com as soluções computacionais normatizadas. As análises foram executadas utilizando a coesão do solo a ser contido.

2.4 Seção do Muro

A estrutura foi projetada para vencer um desnível total de 4,00 metros, sendo apresentada na Figura 1.

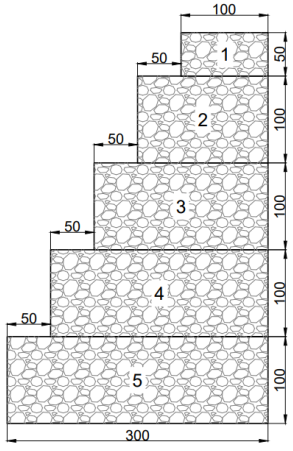


Figura 1 - Seção transversal do muro.

O projeto especifica um embutimento de 1,00 metro em relação ao nível do terreno a jusante, garantindo a estabilidade contra o deslizamento e a correta distribuição de tensões na fundação. No tardoz da estrutura, foi aplicado um geotêxtil não tecido, cuja função é atuar como elemento de filtragem e separação entre o solo do maciço e o preenchimento pétreo das gaiolas de gabião, prevenindo o carreamento de finos.

O solo de aterro e o maciço natural apresentam um ângulo de atrito interno (ϕ') de 26° e uma coesão (c) de 15 kPa. Para o peso específico das pedras do gabião foi adotado o valor de γ_m =24,20 kN/m³ e para a

porosidade foi adotado o valor de $\eta = 30\%$. Para a malha do arame foram adotadas as dimensões de 8x10 cm e para o diâmetro do arame foi adotado o valor de 2,4 mm.

2.5 Estabilidade das Estruturas de Contenção

A análise da estabilidade de obras de contenção é fundamentada na investigação do equilíbrio entre as forças que tendem a causar o movimento da massa de solo e as forças resistentes à tal tendência. Para quantificar essa condição de equilíbrio, utiliza-se o conceito de Fator de Segurança (FS), que Pinto (2006) define como a razão entre a resistência disponível do solo e a tensão mobilizada pelas cargas atuantes. Para o contexto específico de projetos de muros de gabião, a análise de segurança deve obrigatoriamente contemplar três domínios de estabilidade: a estabilidade externa, interna e global.

No que compete à estabilidade externa, o foco concentra-se no comportamento da estrutura de contenção como elemento resistente aos empuxos gerados pelo maciço. Segundo as diretrizes da NBR 11682 (ABNT, 2009), a viabilidade do projeto é verificada quanto ao tombamento e à capacidade de carga do solo de fundação; já para a determinação das pressões laterais, o método analítico empregado baseia-se na Teoria de Coulomb.

Quanto a estabilidade interna, as recomendações do Indian Roads Congress (2018), afirmam que as tensões internas não devem ultrapassar a resistência à tração da malha metálica de dupla torção nem provocar o cisalhamento entre as camadas sobrepostas de gabião.

Por fim, a análise da estabilidade global foi conduzida aplicando os conceitos do método de equilíbrio limite de Morgenstern-Price e processado com o *software* SLOPE/W. A premissa de Morgenstern-Price permite considerar funções variadas para as forças entre as fatias, o que proporciona resultados de Fator de Segurança mais rigorosos para geometrias complexas.

3 RESULTADOS

3.1 Ensaio de compressão triaxial

A partir do ensaio trixial do tipo não drenado (CIU) foram traçados os círculos de Mohr equivalentes e obtidos os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo associados a eles constam na Tabela 2.

Tabela 2: Parâmetros de resistência do solo.

ϕ (°)	c (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)
15,73	24,55	28,19	17,17

3.2 Cálculo do Empuxo

3.2.1 Método Analítico

Os parâmetros utilizados para que o empuxo pudesse ser calculado pelo método analíco são apresentados na Tabela 3 incluindo uma sobrecarga acidental de 20 kPa como determina a NBR 11682 (ABNT, 2009). A Tabela 4 resume os cálculos e os valores de empuxo ativo (E_a) para cada valor do ângulo de inclinação da superfície de ruptura (θ).

Tabela 3 -Parâmetros utilizados para o cálculo do empuxo ativo

Parâmetro	Valor
Ângulo de atrito interno efetivo do solo (ϕ')	28,19°
Coesão efetiva do solo (c')	17,17kPa
Peso específico do solo (γ)	28,14kN/m³
Sobrecarga acidental no terrapleno (q_d)	20kN/m²
Ângulo de atrito entre o solo e o muro (δ)	28,19°
Inclinação da parede do muro (β)	90°
Altura do talude (H)	4,5m
Inclinação do terrapleno (i)	18°
Profundidade da fenda de tração (z_0)	1,33m

Tabela 4 - Resumo dos cálculos para o empuxo ativo.

Cunha	θ (°)	A (m²)	W (kN/m)	q (kN/m²)	Ew (kN/m)	Fc (kN/m)	Ea (kN/m)
1	60,0	6,57	184,85	47,41	8,65	77,41	61,66
2	59,0	6,90	194,20	49,81	8,65	78,96	62,88
3	58,0	7,25	203,94	52,30	8,65	80,59	63,89
4	57,0	7,61	214,09	54,91	8,65	82,31	64,66
5	56,0	7,98	224,69	57,62	8,65	84,14	65,20
6	55,0	8,38	235,77	60,47	8,65	86,07	65,49
7	54,0	8,79	247,38	63,44	8,65	88,13	65,49
8	53,0	9,22	259,56	66,57	8,65	90,31	65,21
9	52,0	9,68	272,36	69,85	8,65	92,63	64,60
10	51,0	10,16	285,84	73,31	8,65	95,11	63,66
11	50,0	10,66	300,07	76,96	8,65	97,75	62,33

A fim de calcular o ponto de aplicação do empuxo ativo foram calculados separadamente os pontos de aplicação de cada parcela do empuxo atuante. O ponto de aplicação do empuxo devido ao solo foi determinado de acordo com o método descrito por Gerscovich, Danziger e Saramago (2019), sendo o ponto de aplicação aquele que representa a interseção entre o paramento do muro e uma linha paralela à superfície de ruptura crítica passando pelo centro de gravidade da cunha (Figura 2).

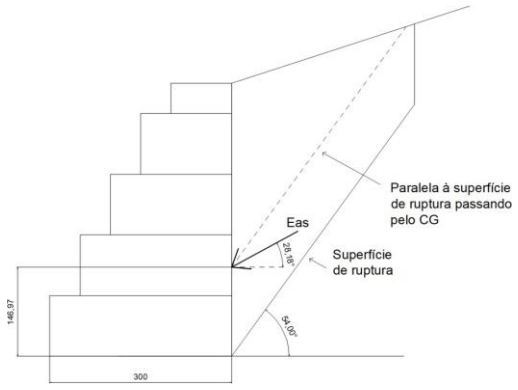


Figura 2 -Ponto de aplicação do empuxo devido ao solo.

Quanto ao empuxo hidrostático na fenda de tração, considerou-se que seu ponto de atuação está a um terço da altura da fenda, devido à sua distribuição triangular. Para o empuxo decorrente da sobrecarga, o ponto de aplicação foi posicionado na metade da altura do muro. Por fim, a Tabela 5 apresenta as coordenadas de

cada empuxo individualmente, bem como as do empuxo ativo total, obtidas pelo cálculo do centro de gravidade.

Tabela 5 - Ponto de aplicação do empuxo ativo resultante via planilha.

Ponto de aplicação	E_{as} (m)	E_w (m)	E_q (m)	CG E_a (m)
x	3,00	3,00	3,00	3,00
y	1,47	3,61	2,25	2,10

3.2.2Metodologia do software GawacWin

Os valores referentes ao empuxo ativo calculados pelo *software* GawcWin são apresentados na Tabela 6. Embora o valor do empuxo seja o mesmo que calculado anteriormente pela planilha eletrônica, o ponto de aplicação é diferente. Isso se deve ao fato de que o *software* faz o cálculo da altura de aplicação da mesma forma que faria para um solo não coesivo. Como os solos não coesivos não apresentam fendas de tração, a cunha de ruptura possui formato triangular e, portanto, uma linha que passa pelo CG paralela à superfície de ruptura se distancia da base 1/3 da altura.

Tabela 6 - Ponto de aplicação do empuxo ativo resultante no GawacWin.

Ea (kN/m)	X_{Ea} (m)	Y_{Ea} (m)	δ (°)
65,48	3,00	1,50	28,19

3.3ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO

3.3.1Estabilidade Externa e Global

Na análise de estabilidade externa do talude de contenção os 4 principais potenciais tipos de ruptura enquanto os FS apresentados pelo método analítico e computacional foram avaliados e comparados conforme apresentados na Tabela 7. Para a verificação da estabilidade global foi utilizado o *software* SLOPE/W e o traçado do muro com a superfície de ruptura no *software* está apresentado na Figura 3.

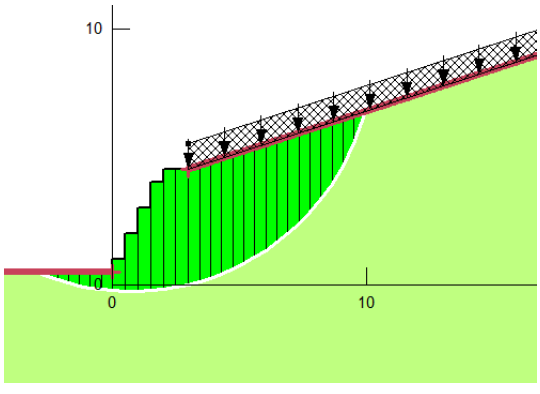


Figura 3 - Superfície de ruptura global do *software* SLOPE/W.

Tabela 7 - Comparativo do FS entre metodologias.

Ruptura	Critério	Planilhas	GawacWin
Deslizamento na base;	$FS_d > 2$	2,23	2,23
Tombamento;	$FS_t \geq 2$	3,21	4,25
Ruptura do solo de fundação;	$FS_{esquerda} \geq 1$	21,3	19,96
	$FS_{direita} \geq 1$	14,02	14,6
Ruptura global.	$FS_{global} \geq 1,5$	1,82	1,75

3.3.2Estabilidade interna

Para a análise da estabilidade interna, primeiramente, foram determinados novos valores de empuxo para as parcelas correspondente a cada bloco do muro. Em seguida, foi realizada a verificação do deslizamento e da tensão normal máxima entre os blocos. Os cálculos dos empuxos e verificações de segurança foram realizados de maneira análoga aos já apresentados (Tabela 8).

Tabela 8 - Comparativo dos fatores de segurança internos entre metodologias.

	Seção	H (m)	N (kN/m²)	τ_{max} (kN/m²)	τ_{adm} (kN/m²)	σ_{max} (kN/m²)	σ_{adm} (kN/m²)	FS_{di}	FS_{ci}
Planilha	1	0,5	8,47	0	33,59	8,47	552,79	-	65,26
	2	1	37,36	4,33	34,48	24,5	552,79	7,96	22,57
	3	1	74,72	6,49	42,62	35,35	552,79	6,56	15,64
	4	1	126,15	11,97	51,19	47,89	552,79	4,28	11,54
GawacWin	1	1	8,47	0	35,35	8,47	552,79	-	65,26
	2	1,5	35,71	2,28	35,38	22,32	552,79	15,52	24,77
	3	2	74,63	6,41	44,21	34,21	552,79	6,9	16,16
	4	2,5	126,38	12,14	52,87	46,86	552,79	4,36	11,8

4 CONCLUSÃO

Este trabalho teve como objetivo principal propor uma solução em muro de gabiões para a estabilização de um talude em Viçosa, Minas Gerais, comparando os valores obtidos pelo *software* GawacWin, fornecido gratuitamente pela Maccaferri, e os valores obtidos via planilha eletrônica. Tendo isso em vista, o dimensionamento atendeu todos os fatores de segurança exigidos mostrando ser uma proposta de estabilização viável do ponto de vista estrutural. No entanto, para a sua real implementação análises adicionais como viabilidade econômica são necessárias. As seguintes conclusões foram obtidas da comparação da análise realizada pelo GawacWin e por meio de planilha eletrônica:

- O GawacWin usa a mesma metodologia de cálculo utilizada na planilha eletrônica - adotada na maior parte da literatura - devido a isso, mesmo com algumas diferenças os valores obtidos são bem semelhantes.
- As divergências observadas decorrem, primordialmente, do fato de que o *software* GawacWin desconsidera a fenda de tração na determinação do ponto de aplicação do empuxo ativo. Tal simplificação desloca o vetor do empuxo para uma cota inferior, resultando na redução do momento de tombamento atuante. Consequentemente, as tensões na fundação são minoradas, gerando fatores de segurança superiores aos obtidos via planilha eletrônica.
- Analiticamente as fendas de tração são incluídas nos cálculos, sendo assim, para o caso de análises em que o solo a ser contido é coesivo, o *software* GawacWin mostrou ser menos preciso.

Uma vez que tal diferença é causada pelas fendas de tração, presentes apenas em solos coesivos, em caso de solos não coesivos o *software* e a planilha eletrônica apresentarão valores idênticos.

Assim, para esse estudo, a utilização de modelos computacionais pôde ser de grande ajuda visto que apresentaram valores condizentes com as teorias utilizadas, contudo, é necessário embasamento teórico para que as particularidades e limitações de cada *software* específico não causem impacto negativo no projeto a ser executado.

5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). AASHTO M145-91: Standard Specification for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes. Washington, DC: AASHTO, 2008.

American Society for Testing and Materials. ASTM D4767: Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. Philadelphia, 2020.

ANDRADE, M. M. et al. The May 2024 floods and landslides in Rio Grande do Sul, Brazil: a geological and hydrological assessment. Nature Communications/Scientific Reports (ou Relatório Técnico Cemaden), 2024.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. . NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. . NBR 6458: Solos - Determinação da massa específica dos sólidos, da massa específica aparente e da absorção de água da fração retida na peneira com abertura de 2,0 mm. Rio de Janeiro, 2025.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. . NBR 6459: Solos — Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2025.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. . NBR 7180: Solos — Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2025.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. . NBR 7181: Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2025.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. . NBR 7182: Solos - Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2025.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. . NBR 9604: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas — Procedimento. Rio de Janeiro, 2024.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 11682: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

ASTM International. ASTM D2487-17: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). West Conshohocken, PA, 2017.

BARROS, P. L. DE A. Obras de Contenção: Manual Técnico. [s.l.] Maccaferri, 2015.

CRUZ, L. B. DA; BRAGHIN, M. F. L. Estudo da Utilização da Estrutura de Contenção Tipo Gabião. Colloquium Exactarum, v. 8, n. 4, 10 dez. 2016.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (Brasil). DNIT 259/2023–CLA: Solos – Classificação de solos finos tropicais para finalidades rodoviárias. Brasília: DNIT, 2023.

Indian Roads Congress. Guidelines for Design and Installation of Gabion Structures. 1. ed. Delhi: INDIAN ROADS CONGRESS, 2018.

Instituto Brasileiro De Geografia E Estatística (IBGE). Suscetibilidade a deslizamentos do Brasil: primeira aproximação. Rio de Janeiro: IBGE, 2019. 35 p. (Macrocaracterização dos Recursos Naturais do Brasil, v. 1). Disponível em: https://biblioteca.ibge.gov.br/visualizacao/livros/liv101684.pdf. Acesso em: 18 jan. 2026.

PINTO, C. DE S. Curso Básico de Mecânica dos Solos. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/105

Proposta de Método Alternativo para o Dimensionamento de Cortinas Atirantadas com Análise das Deformações

Murillo Vinícius Bednarczuk
Graduando em Engenharia Civil, Solution IPD, Curitiba, Brasil, murillobednarczuk@ufpr.br

Lucas Oliveira de Moraes
Graduando em Engenheira Civil, Solution IPD, Curitiba, Brasil, Lucasmoraes@ufpr.br

Jacqueline Cristina Patzsch
Doutorando em Engenheira Civil, Solution IPD, Curitiba, Brasil, jacpatzsch@solution-ipd.com

João Paulo Santos Silva
Mestre em Engenharia Civil, Solution IPD, Curitiba, Brasil, joaopaulo@solution-ipd.com

Vítor Pereira Faro
Doutor em Engenharia Civil, Solution IPD, Curitiba, Brasil, vpfaro@ufpr.br

RESUMO: O dimensionamento de tirantes protendidos aplicados à estabilização de taludes por meio de cortinas atirantadas é frequentemente realizado pelo método tradicional, no qual os tirantes são representados como apoios fixos aplicados ao paramento da estrutura. Nesse procedimento, o paramento é idealizado como elemento rígido, anulando-se os deslocamentos horizontais induzidos pelo empuxo do solo e permitindo a realização de uma análise estrutural isostática. Embora amplamente empregado na prática de projeto, esse procedimento não contempla a deformabilidade dos elementos de reforço, tratando os tirantes como reações estáticas e desconsiderando sua rigidez axial. Este trabalho tem como objetivo comparar esse método tradicional a uma abordagem alternativa baseada na representação dos tirantes por molas equivalentes, utilizando o software FTOOL para representar cada tirante como um elemento elástico linear inclinado na direção de projeto. Nesse procedimento, a rigidez da mola é obtida a partir da relação entre a rigidez axial do tirante e seu comprimento livre, definindo um coeficiente de mola representativo do seu comportamento mecânico. Paralelamente, o comportamento do solo atuante sobre a fundação da cortina é representado por meio de molas horizontais distribuídas, em conformidade com o Método de Winkler, permitindo incorporar de forma integrada a deformabilidade do sistema solo–tirante–paramento. As análises foram conduzidas a partir de um estudo de caso de uma cortina atirantada com 6 m de altura e três linhas de tirantes, mantendo-se as condições geométricas, geotécnicas e de carregamento em ambos os modelos. Os resultados indicam que a consideração explícita da deformabilidade dos elementos de reforço altera significativamente a resposta estrutural da cortina, com impactos nos deslocamentos horizontais do paramento, na distribuição de momentos fletores e nas forças mobilizadas nos tirantes. A comparação entre os métodos evidencia as limitações da idealização por apoios rígidos e aponta o modelo de molas equivalentes como uma representação estrutural mais compatível com o comportamento mecânico esperado para cortinas atirantadas.

PALAVRAS-CHAVE: Cortinas Atirantadas, Interação Solo-Estrutura, Tirantes Protendidos, Modelagem por Molas, Método de Winkler.

ABSTRACT: The design of prestressed anchors applied to slope stabilization through anchored retaining walls is commonly performed using the traditional method, in which anchors are represented as fixed supports applied to the wall facing. In this procedure, the wall is idealized as a rigid element, suppressing horizontal displacements induced by soil earth pressures and allowing an isostatic structural analysis. Although widely adopted in engineering practice, this procedure does not account for the deformability of the reinforcement elements, treating anchors as static reactions and neglecting their axial stiffness. This study aims to compare

this traditional method with an alternative approach based on the representation of anchors as equivalent springs, using the FTOOL software to model each anchor as a linear elastic element inclined along the design direction. In this procedure, the spring stiffness is obtained from the ratio between the axial stiffness of the anchor and its free length, defining a representative spring coefficient for the anchor mechanical behavior. In parallel, the soil acting at the foundation of the retaining wall is represented by distributed horizontal springs, consistent with the Winkler method, allowing the integrated consideration of the deformability of the soil–anchor–wall system. The analyses were conducted based on a case study of an anchored retaining wall with a total height of 6 m and three anchor rows, keeping the geometric, geotechnical, and loading conditions in both models. The results indicate that explicitly accounting for the deformability of the reinforcement elements significantly affects the structural response of the wall, with impacts on horizontal displacements of the facing, distribution of bending moments, and forces mobilized in the anchors. The comparison between methods highlights the limitations of the rigid support idealization and points to the equivalent spring model as a structural representation more consistent with the mechanical behavior expected for anchored retaining walls.

KEYWORDS: Anchored Retaining Walls, Soil–Structure Interaction, Prestressed Anchors, Spring Modeling, Winkler Method.

1 INTRODUÇÃO

Estruturas de contenção com tirantes protendidos são amplamente utilizadas na estabilização de escavações profundas e taludes, especialmente em ambientes urbanos onde restrições geométricas e construtivas demandam soluções estruturalmente eficientes. Entre essas soluções, destacam-se as cortinas atirantadas, nas quais os esforços provenientes do empuxo do solo são parcialmente transferidos para tirantes ancorados em regiões mais estáveis do maciço.

Na prática corrente de projeto, o dimensionamento estrutural dessas contenções é frequentemente conduzido por meio de idealizações simplificadas, nas quais os tirantes são representados como apoios equivalentes aplicados ao paramento da cortina. Essa abordagem permite reduzir o problema estrutural a uma análise estática relativamente simples, porém pode limitar a representação da interação entre solo e estrutura, especialmente no que se refere à deformabilidade do sistema de ancoragem. Estudos experimentais e numéricos indicam que a consideração da deformabilidade da estrutura e da interação solo–estrutura pode influenciar significativamente a distribuição de esforços e deslocamentos em cortinas atirantadas (Han et al., 2017).

Modelagens que incorporam explicitamente essa interação vem sendo discutidas na literatura geotécnica, incluindo abordagens nas quais o maciço de solo é representado por sistemas de molas equivalentes associados à hipótese de reação do método de Winkler. A adoção desse tipo de representação permite considerar a compatibilidade de deformações entre solo e estrutura, fornecendo uma descrição mais realista do comportamento do sistema de contenção (Pereira & Porto, 2020).

Nesse contexto, apresenta-se uma comparação entre o método tradicional de apoios equivalentes e uma abordagem alternativa baseada na representação dos tirantes por molas equivalentes. A análise é conduzida a partir de um estudo de caso de uma cortina atirantada, permitindo avaliar as diferenças entre as duas estratégias de modelagem quanto à distribuição de esforços e aos deslocamentos estruturais obtidos

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Cortinas Atirantadas

Cortinas atirantadas constituem um dos sistemas de contenção mais utilizados para estabilização de escavações profundas e taludes em áreas urbanas. Esse tipo de estrutura combina um elemento estrutural vertical, como parede diafragma, estacas justapostas ou paredes em concreto projetado, com tirantes protendidos ancorados em camadas mais resistentes do maciço de solo ou rocha. De acordo com Strom e Ebeling (2001), esse sistema permite mobilizar a resistência do maciço além da zona potencial de ruptura,

reduzindo os esforços atuantes na estrutura de contenção e possibilitando a execução de escavações profundas com controle adequado de deslocamentos.

O comportamento estrutural dessas cortinas resulta da interação entre três componentes principais: o paramento estrutural, o sistema de tirantes e o maciço de solo circundante, já o desempenho global da estrutura depende não apenas da capacidade resistente desses elementos, mas também da compatibilidade de deformações entre solo e estrutura, aspecto que influencia diretamente a distribuição de esforços ao longo da cortina.

2.2 Métodos Usuais para Análise

Na prática de projeto, a análise de cortinas atirantadas é frequentemente conduzida por meio de métodos simplificados baseados no equilíbrio de forças e momentos atuantes na estrutura. Nessa abordagem, os tirantes são geralmente representados como apoios ou reações concentradas aplicadas ao paramento da cortina. Segundo Strom e Ebeling (2001), essa idealização permite reduzir o problema estrutural a um sistema estaticamente determinado, facilitando o cálculo dos esforços internos na estrutura e o dimensionamento dos elementos estruturais, esse procedimento tem sido amplamente utilizado na prática profissional devido à sua simplicidade e à facilidade de aplicação em projetos de engenharia, entretanto, destaca-se que essa representação simplificada pode não capturar adequadamente certos aspectos do comportamento real da estrutura, especialmente aqueles associados à deformabilidade do sistema solo–estrutura.

2.3 Interação Solo–Estrutura e Mobilização dos Empuxos

O comportamento de cortinas atirantadas está diretamente associado à interação entre o maciço de solo e a estrutura de contenção. Durante as etapas de escavação e protensão dos tirantes, ocorrem redistribuições de tensões e deformações que influenciam tanto os esforços internos na cortina quanto os deslocamentos do sistema. De acordo com Strom e Ebeling (2001), os deslocamentos da parede desempenham papel fundamental na mobilização das pressões laterais do solo.

O estado de tensões laterais em maciços de solo é tradicionalmente descrito por teorias clássicas de empuxo desenvolvidas na mecânica dos solos. Entre as formulações de Coulumb e Rankine que relacionam as tensões horizontais às tensões verticais em função das propriedades de resistência do solo e das condições de deformação do maciço.

Essas teorias definem três estados principais de equilíbrio lateral: empuxo em repouso, empuxo ativo e empuxo passivo. O estado de repouso ocorre quando o maciço permanece sem deformações laterais significativas. O estado ativo é mobilizado quando a estrutura se desloca para longe do solo, reduzindo as tensões horizontais. Já o estado passivo ocorre quando a estrutura se desloca em direção ao maciço, aumentando as tensões laterais mobilizadas. A mobilização desses estados depende diretamente da magnitude dos deslocamentos da estrutura de contenção. Conforme discutido por Terzaghi, pequenas deformações da parede podem provocar redistribuições significativas das pressões laterais no solo. Em estruturas flexíveis, como cortinas atirantadas, a distribuição de empuxos ao longo da altura da contenção está, portanto, associada à interação entre o comportamento deformável da estrutura e a resposta do maciço de solo.

O estado de empuxo desenvolvido ao longo da contenção depende da magnitude e da direção das deformações estruturais, podendo variar entre diferentes condições de equilíbrio lateral do maciço. Pequenas deformações da estrutura podem resultar em redistribuições significativas das tensões laterais ao longo da altura da parede, influenciando a forma do diagrama de pressões atuantes. Dessa forma, o comportamento estrutural da cortina e a resposta do maciço não podem ser analisados de maneira completamente independente, sendo necessário considerar a compatibilidade de deformações entre solo e estrutura. Essa interação tem implicações diretas na interpretação das pressões laterais atuantes e na avaliação do desempenho da contenção ao longo das diferentes etapas construtivas.

2.4 Modelos de Reação do Solo

Uma forma amplamente utilizada para representar a deformabilidade do maciço em análises estruturais consiste na utilização de modelos de reação do solo baseados em molas equivalentes. Nesse tipo de abordagem, o solo é idealizado como um conjunto de molas independentes cuja reação é proporcional ao deslocamento da estrutura. Esse conceito é tradicionalmente associado ao método de Winkler, no qual a pressão de reação do solo é proporcional ao deslocamento local da estrutura. A constante de proporcionalidade é definida pelo coeficiente de reação do solo. Embora represente uma simplificação do comportamento real do maciço, essa abordagem é amplamente empregada em análises de estruturas de contenção devido à sua simplicidade e à possibilidade de incorporação em modelos estruturais relativamente simples.

2.5 Rigidez dos Tirantes e Comportamento Estrutural

Além da resposta do solo, a rigidez axial dos tirantes também desempenha papel relevante no comportamento global de cortinas atirantadas. O sistema de ancoragem apresenta deformabilidade associada ao comprimento livre do tirante, ao módulo de elasticidade do aço e às características do trecho ancorado. De acordo com Strom e Ebeling (2001), a rigidez dos tirantes pode influenciar tanto os deslocamentos da cortina quanto a distribuição de esforços ao longo da estrutura.

Em modelos simplificados onde os tirantes são representados como apoios rígidos, essa deformabilidade não é explicitamente considerada. Modelagens que incorporam a rigidez dos tirantes por meio de elementos elásticos equivalentes permitem avaliar de forma mais consistente a interação entre os diferentes componentes do sistema de contenção, possibilitando análises estruturais que consideram simultaneamente a deformabilidade do solo e do sistema de ancoragem.

3 METODOLOGIA

3.1 Definição do Problema e Estudo de Caso

A comparação entre os métodos de dimensionamento foi realizada por meio da análise de um estudo de caso representativo de uma cortina atirantada submetida à ação de pressões laterais do solo. O objetivo da análise consiste em avaliar as diferenças entre duas idealizações estruturais distintas: (i) o método tradicional de apoios equivalentes e (ii) uma abordagem baseada na representação dos tirantes por molas equivalentes.

Em ambas as análises foram consideradas as mesmas condições geométricas, geotécnicas e de carregamento, de modo que as diferenças observadas estejam associadas exclusivamente à forma de modelagem dos tirantes.

A estrutura analisada corresponde a uma cortina atirantada com altura total de 6 m, estabilizada por 3 linhas de tirantes. Os tirantes foram espaçados verticalmente em 2 m e horizontalmente em 2 m. As análises estruturais foram realizadas com auxílio do software FTOOL, no qual a cortina foi modelada como um elemento estrutural plano submetido às pressões laterais do solo e às forças transmitidas pelos tirantes.

3.2 Condições de Contorno Adotadas

Com o objetivo de permitir uma comparação direta entre os modelos estruturais, foi adotado um perfil geotécnico simplificado formado apenas representado por um solo siltoso ao longo da profundidade da escavação, sem contato com nível d'água e uma sobrecarga de 20 kPa. Foram adotados os seguintes parâmetros geotécnicos: peso específico do solo $\gamma = 19{,}60$ kN/m³ e ângulo de atrito efetivo $\varphi' = 27°$.

O estado de tensões laterais no solo foi estimado a partir das teorias clássicas de empuxo desenvolvidas por Coulomb e Rankine (1857), considerando as condições de equilíbrio lateral do maciço no repouso. No modelo adotado, a cortina apresenta uma ficha de 8 m abaixo do nível de escavação, totalizando 14 m de elemento estrutural. O comportamento do solo ao longo da profundidade da estaca foi simulado por meio de molas horizontais baseadas no coeficiente de reação lateral do modelo de Winkler, adotando-se $k_h =$

8000 kN/m^3. Essa representação foi aplicada de forma idêntica em ambos os métodos, de modo a garantir que a comparação se concentre exclusivamente na influência da rigidez do sistema de ancoragem.

Além disso, na modelagem por molas equivalentes, considera-se a aplicação da carga de incorporação como uma força inicial aplicada no nó do tirante, garantindo que a mola não atue apenas de forma passiva, mas também como um elemento ativo. Dessa forma, o sistema já inicia o processo de equilíbrio com uma carga pré-existente, simulando com maior fidelidade o comportamento real de um tirante protendido em campo.

3.3 Modelagem Estrutural dos Tirantes

A cortina foi representada como um elemento estrutural vertical submetido às pressões laterais do solo ao longo da altura da escavação. O paramento da cortina foi modelado como uma barra contínua com rigidez equivalente correspondente à seção estrutural adotada. A seção considerada para a cortina possui espessura de 30 cm e módulo de elasticidade E = 30000 MPa, resultando em uma rigidez flexional aproximada de EI = 1,35 × 10^5 kN·m².

Os tirantes foram distribuídos em três linhas ao longo da altura da cortina (superior, intermediário e inferior), sendo definidos a partir de suas características geométricas, mecânicas e de instalação. Os tirantes superior e intermediário possuem diâmetro de 25 mm (área de 490,874 mm²), com comprimentos livres de 15 m e 10 m, respectivamente, enquanto o tirante inferior possui diâmetro de 32 mm (área de 804,248 mm²) e comprimento livre de 5 m, sendo todos considerados inclinados a 20° em relação à horizontal e submetidos a tensões de trabalho de 210 MPa nas linhas superior e intermediário e de 280 MPa na linha inferior, refletindo suas diferentes capacidades resistentes.

3.3.1 Método Tradicional

No método tradicional, os tirantes foram representados como apoios aplicados ao paramento da cortina, assumindo-se que os deslocamentos horizontais da estrutura são anulados nos pontos de ancoragem. As forças nos tirantes foram obtidas a partir do equilíbrio estrutural do sistema.

3.3.2 Método das Molas Equivalentes

Na abordagem alternativa, os tirantes foram representados como molas elásticas inclinadas na direção de projeto. A rigidez dessas molas foi definida a partir da rigidez axial do tirante, obtida por:

$$k = \frac{EA}{L} \tag{1}$$

em que E corresponde ao módulo de elasticidade do aço (210 GPa), A à área da seção transversal do tirante e L ao comprimento livre do tirante.

3.4 Parâmetros Avaliados

A comparação entre os dois modelos foi realizada a partir da análise dos deslocamentos horizontais do paramento da cortina, da distribuição de momentos fletores ao longo da estrutura e das forças mobilizadas nos tirantes. Esses resultados foram analisados de forma comparativa com o objetivo de avaliar a influência da consideração explícita da rigidez dos tirantes no comportamento estrutural da cortina atirantada.

4 RESULTADOS

Os resultados obtidos foram avaliados a partir da comparação entre os deslocamentos horizontais da cortina, os diagramas de momentos fletores ao longo do paramento e as forças mobilizadas nos tirantes.

4.1 Deslocamentos Horizontais

Os deslocamentos horizontais obtidos nos dois modelos apresentam diferenças significativas associadas à forma de representação da rigidez do sistema de ancoragem.

Os resultados obtidos indicam diferenças no padrão de deslocamentos horizontais da cortina ao longo da altura da estrutura. A deformada obtida pelo método tradicional apresenta interrupções nos níveis de tirantes, uma vez que esses pontos são representados como restrições de deslocamento no modelo estrutural. Como consequência, os deslocamentos horizontais tornam-se nulos nesses pontos, produzindo uma deformação segmentada da cortina.

Quando a rigidez axial dos tirantes é considerada por meio de molas equivalentes, observa-se uma deformação mais contínua ao longo do paramento. Nessa condição, deslocamentos horizontais também ocorrem nas regiões correspondentes aos níveis de ancoragem, refletindo a deformabilidade do sistema de tirantes e a mobilização progressiva das forças de tração.

O deslocamento horizontal máximo obtido foi de aproximadamente 0,29 mm no modelo tradicional, localizado na região do topo da cortina, enquanto no modelo com molas equivalentes o deslocamento máximo foi de aproximadamente 0,91 mm, ocorrendo próximo a linha do terceiro tirante, conforme observado na Figura 1.

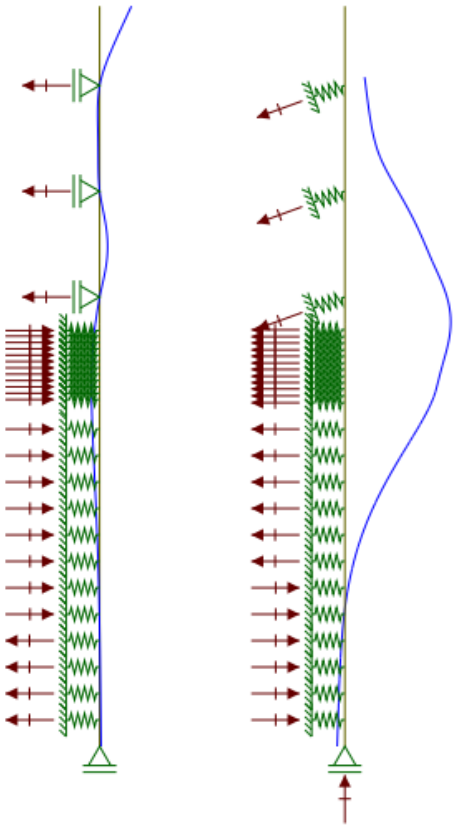


Figura 1. Representação dos Deslocamentos do Paramento para a) Modelo Tradicional e b) Modelo com Molas Equivalentes.

4.2 Distribuição de Momentos Fletores

A forma dos diagramas de momentos fletores também se mostrou sensível à idealização estrutural adotada para os tirantes. A presença de apoios rígidos nos níveis de ancoragem produz reduções significativas de momento nessas regiões e concentrações de esforço entre os pontos de apoio, resultando em um diagrama com variações mais abruptas ao longo da altura da cortina.

Por outro lado, a consideração da deformabilidade dos tirantes conduz a uma redistribuição mais gradual dos esforços estruturais. O diagrama de momentos passa a apresentar variações mais suaves ao longo do paramento, refletindo a compatibilidade de deformações entre a cortina e o sistema de ancoragem.

O momento fletor máximo obtido na análise foi de aproximadamente 29,1 kN·m para o modelo tradicional e de 41,6 kN·m para o modelo com molas equivalentes, localizado aproximadamente na região de 1,50 m ao longo da altura da estrutura, conforme apresentado na Figura 2. Essa variação no momento é devida uma redistribuição dos esforços devido à interação solo-estrutura considerada. Além disso, o método tradicional representa uma condição idealizada e não os deslocamentos reais que ocorrem.

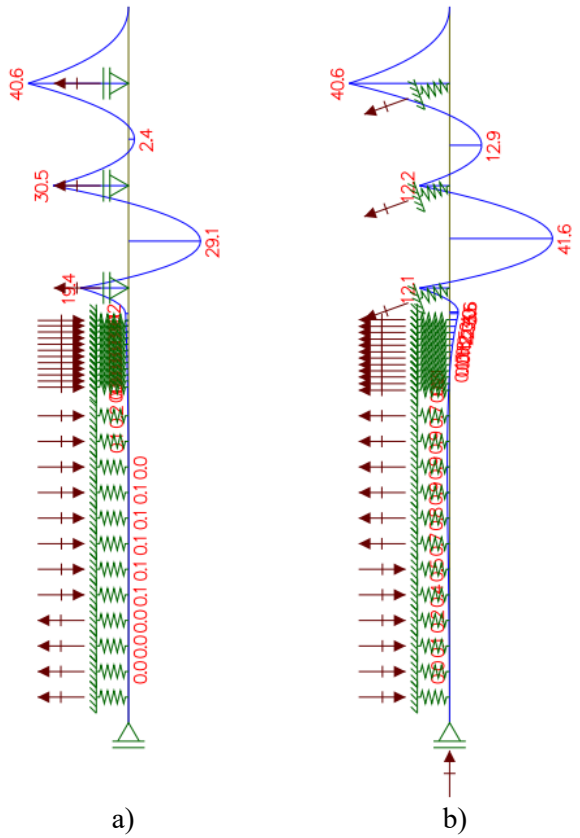


Figura 2. Representação dos Momentos Fletores do Paramento em kN m para a) Modelo Tradicional e b) Modelo com Molas Equivalentes.

4.3 Forças Mobilizadas nos Tirantes

Diferenças também foram observadas nas forças mobilizadas nos tirantes ao longo da cortina. No modelo tradicional, os valores correspondem diretamente às reações estruturais associadas aos apoios que representam os tirantes, sendo determinados a partir das condições de equilíbrio da estrutura.

Quando os tirantes são representados por molas equivalentes, as forças resultam da deformação desses elementos elásticos, sendo mobilizadas progressivamente à medida que ocorrem deslocamentos da cortina. Dessa forma, a magnitude das forças passa a depender da rigidez axial do sistema de ancoragem e da compatibilidade de deformações entre os elementos estruturais.

As forças mobilizadas nos tirantes foram de aproximadamente 141,7 kN, 179,7 kN e 179,6 kN no modelo tradicional, respectivamente. No modelo com molas equivalentes, as forças resultam da soma da carga de incorporação aplicada inicialmente com a parcela adicional mobilizada pela deformação do sistema. Assim, os valores totais obtidos foram de 150,5 kN, 185,6 kN e 191,3 kN para os tirantes, respectivamente. Observa-se que, nesses casos, 150 kN, 180 kN e 170 kN correspondem às cargas de incorporação adotadas, enquanto a

diferença até o valor total representa a mobilização adicional decorrente da interação entre a deformabilidade dos tirantes e os deslocamentos da cortina.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho apresentou uma comparação entre o método tradicional de dimensionamento de cortinas atirantadas, no qual os tirantes são representados como apoios equivalentes, e uma abordagem alternativa baseada na representação desses elementos por molas equivalentes, incorporando sua rigidez axial na análise estrutural.

Os resultados obtidos indicam que a forma de idealização dos tirantes influencia diretamente a resposta estrutural da cortina. A representação por apoios rígidos produz restrições de deslocamento nos níveis de ancoragem e diagramas de momentos com variações mais abruptas. Por outro lado, a modelagem por molas permite considerar a deformabilidade do sistema de ancoragem, resultando em deslocamentos distribuídos ao longo do paramento, em uma redistribuição mais gradual dos esforços estruturais e na possibilidade de estimar de forma mais consistente as cargas de incorporação dos tirantes, permitindo ajustar o nível de pré-tensionamento para que o comportamento da estrutura se aproxime das hipóteses adotadas.

De forma geral, a consideração explícita da rigidez dos tirantes conduz a uma representação estrutural mais compatível com o comportamento mecânico esperado para cortinas atirantadas, evidenciando a influência da interação entre o paramento e o sistema de ancoragem na mobilização dos esforços e deslocamentos da estrutura.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Solution IPD pelo apoio técnico e institucional, bem como pela disponibilização de ambiente profissional que possibilitou o desenvolvimento das análises apresentadas neste trabalho. Agradecemos também à Universidade Federal do Paraná (UFPR) pelo suporte científico que contribuíram para a realização deste estudo.

Este trabalho contou com o apoio de ferramentas de inteligência artificial no auxílio à revisão textual e aprimoramento da redação. Ressalta-se, entretanto, que todas as decisões técnicas, análises realizadas e interpretações apresentadas são de inteira responsabilidade dos autores.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Coulomb, C. A. (1776) *Essai sur une application des règles de maximis et minimis a quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture*. Memoires de Mathematique de l'Academie Royale de Science, Paris.

Han, J. Y., Zhao, W., Chen, Y., Jia, P. J., Guan, Y. P. (2017) *Design Analysis and Observed Performance of a Tieback Anchored Pile Wall in Sand*. Mathematical Problems in Engineering, v. 2017, p. 1-23.

Pereira, A. B., Porto, T. B. (2020) *Soil-structure interaction applied to anchored retaining walls*. International Journal of Geoscience, Engineering and Technology, v. 1.

Rankine, W. J. M. (1857) *On the Stability of Loose Earth*. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, v. 147, p. 9-27.

Strom, R. W., Ebeling, R. M. (2001) *State of the practice in the design of tall, stiff, and flexible tieback retaining walls*. U.S. Army Engineer Research and Development Center, Vicksburg.

Terzaghi, K. (1943) *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley, New York.

Winkler, E. (1867) *Die Lehre von der Elasticität und Festigkeit*. H. Dominicus, Prague.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/106

Proposta para Estabilização de Encostas por meio de Grupo de Estacas de Grande Diâmetro Escavadas Manualmente

Henrique Dinis
Professor, Universidade Presbiteriana Mackenzie, São Paulo, Brasil, henrique.dinis@mackenzie.br

Alfonso Pappalardo Jr.
Professor, Universidade Presbiteriana Mackenzie, São Paulo, Brasil, alfonso.pappalardo@mackenzie.br

RESUMO: A ocupação irregular de encostas representa um grande ônus social e econômico a muitos municípios brasileiros, por submeter segmentos significativos da população a riscos geológicos. Neste contexto, a Universidade Presbiteriana Mackenzie (UPM) possui uma parceria com o Município de Francisco Morato, Região Metropolitana de São Paulo, visando desenvolver medidas preventivas para minimizar tais riscos. As pesquisas objetivaram testar formas não usuais para mitigar tais riscos, no caso, técnicas estruturais aplicadas a encostas mais densamente ocupadas. Normalmente, os métodos estruturais apresentam restrições quanto à sua implantação em meio a encostas, seja pelo espaço demandado, como por questões de acessibilidade e custos envolvidos. Neste contexto, o trabalho aborda arranjos construtivos formados por estacas de grande diâmetro escavadas manualmente. Entre as propostas estudadas, destaca-se um modelo com a disposição das estacas em grupo, trabalhando como grampeamento do solo. Avalia-se a viabilidade dos arranjos, considerando a contribuição da resistência oferecida pelo solo e estaca, conjuntamente, para a estabilidade da superfície crítica de taludes ao escorregamento. Propõe, ainda, materiais específicos para atender a questões de exequebilidade e custo, no caso, utilização de materiais menos resistentes e de menor custo, mas que apresentam suficiente desempenho. Especificamente, por este trabalho, propõe-se uso de solo-cimento armado com barras de fibra de vidro, tendo em vista o aproveitamento do próprio solo proveniente da escavação. Apresenta-se um modelo de projeto, concluindo-se o trabalho, por meio de um exemplo prático e discussões sobre o desempenho da solução.

PALAVRAS-CHAVE: Contenção de Encostas, Arranjos de Estacas Moldadas, Município de Francisco Morato, Estruturas em Solo x Cimento, Solo Grampeado.

ABSTRACT: Irregular occupation of slopes represents a significant social and economic burden for many Brazilian municipalities, subjecting significant segments of the population to geological risks. In this context, the Mackenzie Presbyterian University (UPM) has a partnership with the Municipality of Francisco Morato, in the Metropolitan Region of São Paulo, aiming to develop studies focused on preventive measures to minimize such risks. The research aimed to test unusual ways to mitigate these risks, in this case, structural techniques applied to more densely occupied slopes. Normally, structural methods present limitations regarding their implementation on slopes, whether due to the space required, accessibility issues, or costs involved. In this context, the work addresses constructive arrangements formed by manually excavated large-diameter piles. Among the proposals, a model stands out with the arrangement of the piles in groups, working as soil anchoring, based on the combined shear effect between the soil and the pile section. This study evaluates the feasibility of the studied arrangements, considering the combined contribution of the soil and pile resistance to the stability of the critical slope surface against sliding. It also offers specific materials to address feasibility and cost issues, specifically a structural section made of less resistant and lower-cost materials that offer sufficient performance. Specifically, this work proposes soil-cement reinforced with GFRP bars, aiming to utilize soil from excavation. A design model is presented, concluding the work with a practical example and discussions on the solution's performance.

KEYWORDS: Slope Stabilization, Cast-in-Place Pile Arrangements, Municipality of Francisco Morato, Soil-Cement Structures, Soil Nailing.

1 INTRODUÇÃO

As técnicas aplicáveis à prevenção de riscos geológicos em encostas consistem em arranjos construtivos complexos, tendo em vista as dificuldades executivas e custos elevados. Neste sentido, a Escola de Engenharia Mackenzie estabeleceu uma parceria com o Município de Francisco Morato, visando o intercâmbio de informações e esforços comuns, com o objetivo de estudar técnicas construtivas para minimizar acidentes com movimentos de massa, tendo como referência, áreas urbanizadas do município de Francisco Morato, este inserido na Região Metropolitana de São Paulo, setor norte-noroeste.

Dentre as linhas de pesquisa, focou-se em soluções estruturais aplicadas a situações que apresentam dificuldades construtivas, como decorrência de espaços restritos e difícil acessibilidade para sua implantação. Assim, buscou-se, como alternativas, sistemas construtivos que atendessem a uma boa relação custo-benefício à municipalidade, seja em termos de custos, como por maiores facilidades executivas. Destacou-se na pesquisa, dentre as soluções estruturais possíveis, os agrupamentos de estacas moldadas, de grande diâmetro, no caso, tubulões a céu aberto, por não exigirem equipamentos de porte para sua execução. Este tipo de solução, pelo maior diâmetro, propicia sua utilização como elemento de costura de superfícies potenciais de deslizamento, na estabilidade do maciço. O maior diâmetro faz com que a estaca não rasgue o solo, ao sofrer deslocamentos horizontais decorrentes das solicitações. Ver exemplo de aplicação na Figura 1.

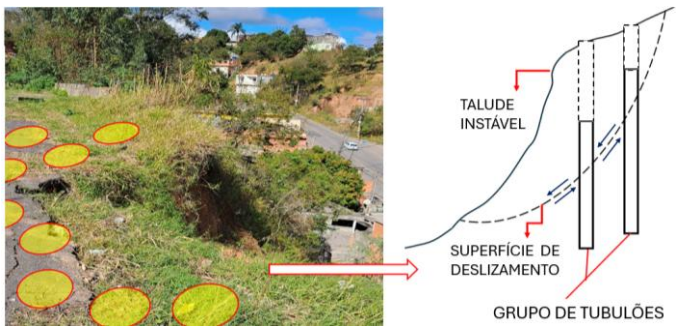


Figura 1. Exemplo de aplicação de tubulões como reforço do solo na estabilidade de taludes.

Assim, a aplicação estudada refere-se, especificamente, em executar grupos de tubulões curtos espaçados em meio à encosta, ao longo de uma superfície potencial de deslizamento, funcionando como reforço do solo ao efeito de cisalhamento. Neste caso, mantém-se a configuração natural das vertentes, tendo os tubulões a função de elementos de costura de superfícies potenciais de deslizamento, ver Figura 1.

Considerando a dimensão avantajada do diâmetro dos tubulões, recomendado pela NBR6122 (2022) como mínimo de Φ 60 cm, mais usual Φ 80 cm e diâmetros superiores, como decorrência, tem-se uma menor mobilização da capacidade resistente dos materiais que constituem a seção estrutural, mesmo no trabalho à flexão. Propõe-se, desta forma, que a seção estrutural seja constituída por solo-cimento armado com barras de fibra de vidro, do que resulta menores custos para a obra e facilidades construtivas. A grande vantagem em se utilizar solo-cimento como massa estrutural para o tubulão, é que se pode aproveitar o próprio solo da escavação para a confecção do solo-cimento, mesmo se considerada a execução mais morosa, por ser efetuada para cada tubulão isoladamente.

Verifica-se haver, para sua execução, uma correta logística, já que o solo escavado de todo um tubulão deve ser acumulado, para amassamento e lançamento por etapas. Há que se prever uma infraestrutura mínima, com patamares para a amassadeira, fiação elétrica, água e demais ferramentas.

Este trabalho aborda um estudo de aplicação efetuado para o Município de Francisco Morato, que teve como objetivo, validar a proposta de agrupamento de tubulões para estabilizar taludes naturais sob risco de deslizamento.

2 CONTEXTO GEOLÓGICO/GEOTÉCNICO DOS SOLOS DE FRANCISCO MORATO

No contexto geomorfológico, o município está situado em áreas caracterizadas por rochas do embasamento cristalino, como xistos, gnaisses, migmatitos e rochas sedimentares, como arenitos e siltitos. Predominam colinas e morros, de topos convexos, com declividades das vertentes de 20-60%.

Sob o ponto de vista do desenvolvimento pedológico, ocorrem solos do tipo Podzólico Vermelho-Amarelo e Latossolos, constituindo-se por solos profundos e bem drenados, e Cambissolos, estes em áreas de relevo mais acidentado. A combinação destas características torna a região suscetível a processos erosivos e escorregamentos superficiais, mediante remoção da cobertura vegetal.

A partir de resultados obtidos de várias sondagens SPT efetuadas em locais diversos do Município, constantes de relatórios disponibilizados pela Prefeitura do Município de Francisco Morato, predominam as formações de siltes argilosos, siltes arenosos, ocorrendo também, em menor quantidade, argilas siltosas. A estratificação, seja pela composição dos solos, como de sua resistência com a profundidade, apresenta certa homogeneidade, indicando N_{SPT} para os solos mais superficiais, de 3 a 8, evoluindo para 10 a 20, a partir de 5,0/10,0 m de profundidade, alcançando inclusive impenetrável, em várias prospecções.

3 CONFIGURAÇÃO DO CASO EM ESTUDO

O caso em estudo trata-se de um potencial escorregamento de um talude de encosta, causado por um corte abrupto no terreno, de aproximadamente 4,0 m de altura, praticamente vertical, para aproveitamento de uso da área, como mostra a Figura 2. A declividade média do terreno é de 30º.

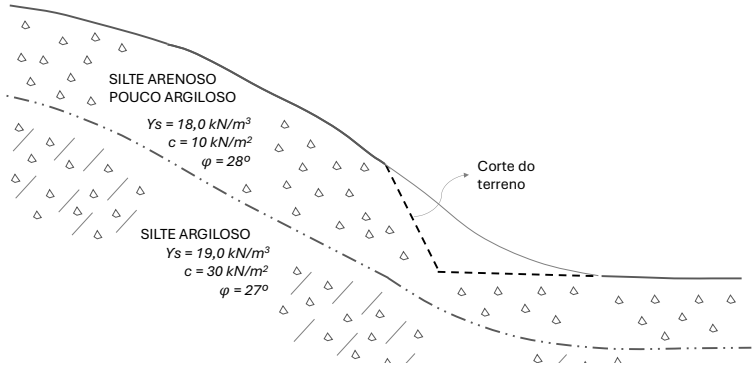


Figura 2. Geomorfologia da seção do caso em estudo.

Como solução, propõe-se lançar duas linhas de tubulões de 1,2 m de diâmetro, na largura de projeção entre às linhas de eixo “II” e “III”, como mostra a Figura 3. O material de preenchimento será solo-cimento, com teor de cimento de 10%, auto-adensável, tendo em vista a previsão de armadura longitudinal superficial para os tubulões. A armadura será constituída de barras de fibras de vidro, cujas caracteristicas são adequadoas ao seu uso em solo-cimento, por inibir naturalmente a corrosão.

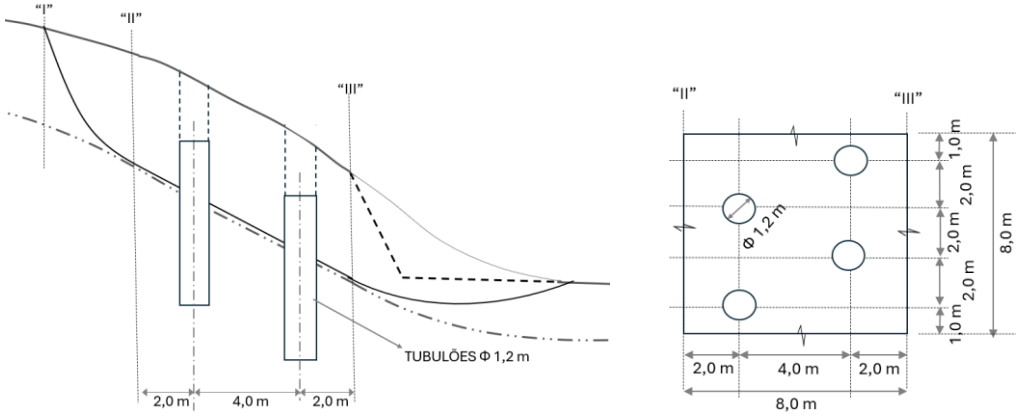


Figura 3. Solução em grupo de tubulões adotada para reforço do subsolo.

3.1 Características do solo-cimento a ser utilizado nos tubulões

Não há restrições quanto ao tipo de solo para a confecção de solo-cimento estrutural, no entanto, para se obter maior resitência da massa, quando endurecida, visando menor teor de cimento, o solo deve se enquadrar em uma faixa ideal na curva granulométrica, que a princípio, deve apresentar uma fração mínima de 50% de areia na massa total da amostra. Foram ensaiadas algumas amostras de solo de Francisco Morato, tendo sido observado excesso de finos em muitas delas, devendo-se corrigir a granulometria, caso a caso, adicionando-se areia à massa do solo a corrigir, que pode variar na faixa de 5% a 30%.

Para a execução, tem-se como referência as orientações da ABCP (1984). A princípio, a mistura do solo com o cimento deve ser efetuada mecanicamente, por uma misturadora, acrescentando-se a água na quantidade indicada para se atingir a resistência à compressão simples requerida em projeto. Como referência, para aplicações em peças estruturais, orienta-se que a resistência mínima a ser considerada aos 28 dias seja de 2 MPa, para um teor mínimo de cimento de 10% em massa. O teor de areia e a variação granulométrica não são as únicas variáveis na dosagem, visto que outros fatores, como os limites de consistência do solo e a incidência de minerias argílicos influenciam razoavelmente o resultado. Para a dosagem, ver ABCP (2004). Para desempenho da massa, recomenda-se que a quantidade retida na peneira 4,8 mm não ultrapasse 45%, para que não se forme um teor de vazios na mistura, de difícil preenchimento. Também orienta-se em não ultrapassar em 20% o teor de argila, devido às dificuldades de pulverização do material, no sentido de se obter homogeneidade na mistura.

Para lançamento e compactação, o apiloamento aumenta significativamente a densidade seca da mistura, reduzindo vazios e melhorando a ligação entre partículas e o cimento hidratado. Isso resulta em maior resistência à compressão comparado à situação de não compactação. A ABMS (2016), a exemplo, cita que para solo-cimento compactado para formar colunas no subsolo, a resistência à compressão simples pode atingir cerca de 3,0 MPa, utilizando solos granulares, com teores de cimento acima de 10%. No entanto, para colunas com trabalho estrutural à flexão, tendo em vista a incidência significativa de taxa de armadura, recomenda-se utilizar material auto-adensável, com resistência à compressão simples mínima de 2,0 Mpa.

Para a resistência a compressão simples do solo-cimento, não há seção específica na NBR 6122, que trate sobre as características do material a serem consideradas em colunas de solo-cimento. No entanto, por coerência, se a coluna de solo-cimento for utilizada como elemento de fundação profunda, material rígido-frágil, esta deverá atender aos mesmos princípios do concreto convencional. Assim, A resistência estrutural do tubulão poderá ser determinada com base na resistência característica do solo-cimento, incidindo o coeficiente de minoração de resistência, $\gamma_m = 1{,}4$, em analogia ao concreto, atendendo à NBR 6118.

Quanto ao valor característico da resistência à compressão a adotar para o solo-cimento, tratando-se de uma coluna escavada, com armadura de flexão e material auto-adensável, utilisando o próprio silte arenoso pouco argiloso com um teor de cimento de 10%, será admitido: q_{ck} = 2,0 MPa. Assim, a resistência de dimensionamento, como valor de projeto, será:

$$q_{cd} = \frac{q_{ck}}{\gamma_m} = \frac{2{,}0}{1{,}4} = 1{,}43 \text{ MPa}$$

Quanto à resistência ao cisalhamento do solo-cimento a adotar, tratando-se de materiais coesivos frágeis, como o solo-cimento, a resistência ao cisalhamento pode ser assimilada ao valor da coesão não drenada c_u, estimada a partir da teoria de Mohr-Coulomb, já que a água de amassamento intrínseca ao material, não é possível de ser drenada instantaneamente, mediante compressão. Assim, a partir de um ensaio de compressão simples do material, o valor da resistência característica ao cisalhamento pode ser admitido, como sendo, de aproximadamente:

$$\tau_{sc,k} = c_u \approx \frac{q_{ck}}{2} = \frac{2{,}0}{2} = 1{,}0 \text{ MPa}$$

Por conseguinte:

$$\tau_{sc,d} = \frac{\tau_{sc,k}}{\gamma_m} = \frac{1{,}0}{1{,}4} = 0{,}71 \text{ MPa}$$

3.2 Critérios utilizados para determinação dos esforços nos tubulões

Inicialmente, foi efetuada a verificação da segurança ao deslizamento do talude, adotando-se o método de equilíbrio limite. Para proposta de superfície crítica, adotou-se uma curva mista circular-plana-circular, adequando sua forma ao problema a analisar, tendo como referência para o traçado, Lacerda & Becker (2025). O Fator de Segurança obtido resultou em FS ~ 1,16. Para estabelecer o Fator de Segurança limite, adotou-se neste trabalho, as orientações da NBR 11682 (2009), considerando o caso de perdas materiais e a vidas humanas, em nível médio, admitindo-se FS = 1,4.

Para as análises e dimensionamento dos tubulões, admitiu-se o comportamento do talude segundo a condição de ruptura progressiva, tendo como caminhamento da plastificação da vinculação com o maciço do solo, o direcionamento das forças tangenciais ao longo da superfície crítica.

Como premissas para a verificação da segurança ao deslizamento e transferência de carga aos tubulões, assumiu-se:

- ✓ Que a cunha ativa de deslizamento se mantenha uma massa de solo íntegra durante o processo de acomodação das forças atuantes, no entanto, que seja compressível e deslocável, o que permite que ocorra a plastificação em trechos específicos em sua vinculação.
- ✓ A plastificação na vinculação da cunha com o maciço de solo será efetivada, uma vez atingido o valor limite das forças resistentes ao cisalhamento.
- ✓ Como procedimento de cálculo, o valor das forças instabilizantes tangenciais será majorado em 1,4 e reduzido do valor das forças de resistência ao cisalhamento que se desenvolvem ao longo da superfície crítica. A diferença obtida por este resultado, que ocorra em determinado trecho, ao não ser absorvida pela vinculação, será transmitida ao trecho seguinte, efetuando-se este procedimento a cada trecho consecutivo na direção do deslizamento, até a estabilização, ou não.
- ✓ Os tubulões devem ser locados em um trecho da superfície crítica que se considere conveniente, devendo absorver o deficit acumulado das forças tangenciais majoradas pelo FS = 1,4, que ultrapassaram as forças resistentes ao cizalhamento, a cada trecho anterior.
- ✓ Considera-se, que mesmo após a implantação dos tubulões, as tensões de cisalhamento resistentes que atuam ao longo de toda a superfície crítica serão mantidas ativas.
- ✓ Atribui-se, assim, como função dos tubulões, compensar o déficit da segurança ao deslizamento, da situação existente, àquela cujo fator de segurança de projeto é FS = 1,4.

A superfície crítica de deslizamento do estudo foi subdividada em projeção a três cunhas pré-estabelecias, como mostra a Figura 5. Para o caso em análise, foi admitido que os tubulões absorverão as forças acumuladas das cunhas 1 e 2, unicamente, desconsiderando-se a ação da cunha 3, considerada estável. A largura de análise é de 8,0 m, prevendo-se, na projeção da cunha 2, dois pares de tubulões, desalinhados, como mostra a figura 3, em planta.

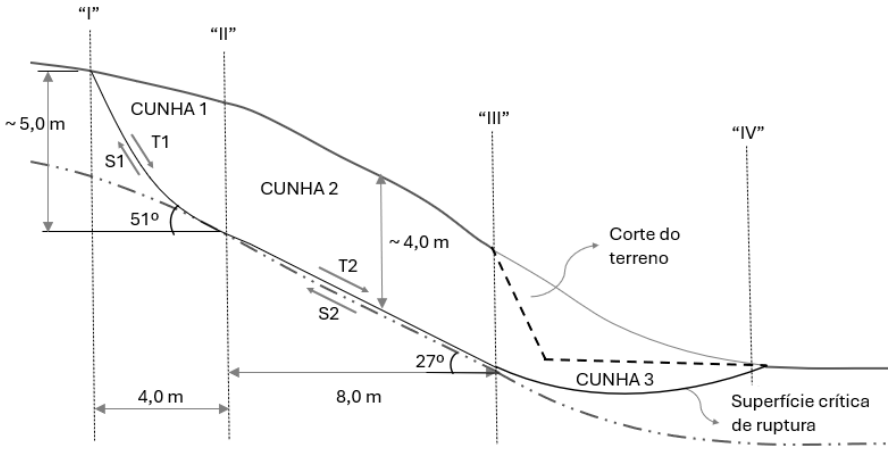


Figura 5. Esquema da suprfície crítica de deslizamento da seção de estudo.

3.3 Verificação da estabilidade das cunhas 1 e 2, considerando o efeito de deslizamento.

Para as cunhas 1 e 2, as forças tangenciais T1 e T2 e as resistentes S1 e S2, foram obtidas diretamente a partir do peso do solo correspondente à cada cunha, como mostra a Figura 5, considerando uma largura de 8,0 m. Para a determinação da força resistente S2, a área da superfície em que se desenvolvem as tensões de cisalhamento foi reduzida da área da seção transversal dos tubulões, como mostra a Figura 3, em planta. Para a determinação das forças atuantes, adotou-se simplificações geométricas no modelo, como se verifica, a seguir. Para determinação da resultante das cargas a serem transmitidas a cada tubulão, tem-se:

Cunha 1	
P1 = 4,0. 5,0. 18,0/ 2 = 180,00 kN (x 8,0) = 1440,0	
T1 = 1440,00 sen 51º = 1119,10kN	
N1 = 1440,00 cos 51º = 704,27 kN	
S1 = 704,27 tg 28º + 10. 8,0. 4,0/ cos 51º = 892,95 kN;	Δ_1 = 1,4 . 1119,10 – 892,95 = 683,79 kN
Cunha 2	
P2 = 8,0. 4,0. 18,0 = 576,00 kN (x 8,0) = 4608,00	
T2 = 4608,00 sen 27º = 2091,99 kN	
N2 = 4608,00. cos 27º = 4105,76 kN	
S2 = 4105,76 tg 28º + 10. 59,46/ cos 27º = 2850,4 kN;	Δ_2 = 1,4 . 2091,99 – 2850,4 = 78,38 kN
Força total a ser absorvida pelos tubulões	Δ_{total} = 683,79 + 78,38 = 762,17 kN
Força a ser absorvida por cada tubulão	$\Delta_{tub.}$ = 762,17/ 4 = 190,54 kN

3.4 Cálculo dos esforços nos tubulões

Os esforços foram determinados mediante o trabalho estrutural de uma estaca curta carregada lateralmente, com a consideração do meio elástico solo. Ver Figura 6.
∴ kh = 15000 kN/m^3; Kmola = B. kh = 1,2 15000 = 18000 kN/m

A força horizontal Ho a ser aplicada em cada tubulão, corresponde à força $\Delta_{tub.}$ = 190,54 kN, já calculada anteriormente. Será aplicada na semi-altura da parte do tubulão que se encontra na cunha constituída por solo silte arenoso pouco argiloso.

Considerou-se, para esta solução, que os tubulões não fossem executados até a superfície do terreno, por ser desnecessário, tendo em vista que nas camadas superiores do substrato, o FS atende ao mínimo estabelecido.

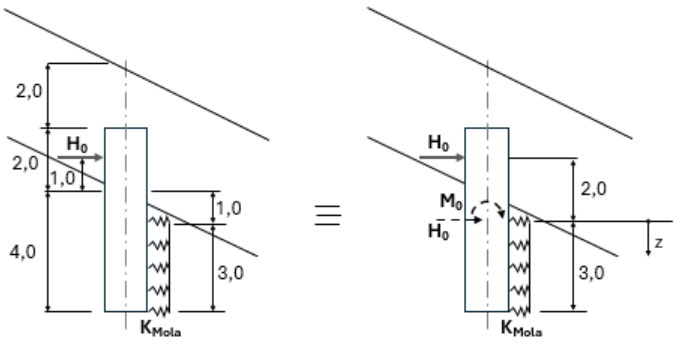


Figura 6. Modelo de cálculo para os esforços que atuam nos tubulões.

Para resolução, utilizou-se equações aplicáveis a uma estaca isolada carregada lateralmente. Segundo Dinis (2024), tem-se:

$Mo = Ho.\ 2{,}0 = 381{,}08\ kNm$

$$\Phi = \frac{Mo + Ho \cdot h/2}{B \cdot k_{Mola} \cdot h^3/12} = \frac{381{,}08 + 190{,}54 \cdot 3{,}0/2}{1{,}2 \cdot 18000 \cdot 3{,}0^3/12} = 0{,}0137\ rd$$

$$\Delta Y = \frac{Ho}{k_{Mola} \cdot h \cdot B} + \Phi \cdot \frac{h}{2} = \frac{190{,}54}{18000 \cdot 3{,}0 \cdot 1{,}2} + 0{,}0137 \cdot \frac{3{,}0}{2} = 0{,}0235\ m$$

- Cortantes ao Longo do Fuste

$$V(z) = Ho - B \cdot k_{mola} \cdot \Delta Y \cdot z + B \cdot k_{mola} \cdot \Phi \cdot \frac{z^2}{2}\ ;\ p/\ z = 0{,}0\ ;\ V_{max} = 190{,}54\ kN$$

- Momentos ao Longo do Fuste:

$$M(z) = Mo + Ho \cdot z - B \cdot k_{mola} \cdot \Delta Y \cdot \frac{z^2}{2} + B \cdot k_{mola} \cdot \Phi \cdot \frac{z^3}{6};\quad p/\ z = 0{,}4\ m, M = M_{max}$$

$$M(z = 0{,}4\ m) = M_{max} = 381{,}08 + 190{,}54 \cdot 0{,}4 - 1{,}2 \cdot 18000 \cdot 0{,}0235 \cdot \frac{0{,}4^2}{2} + 1{,}2 \cdot 18000 \cdot 0{,}0137 \cdot \frac{0{,}4^3}{6}$$

$M_{max} = 419{,}84\ kNm$

3.5 Dimensionamento dos tubulões

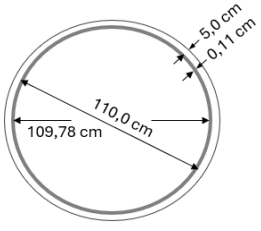
Para a aplicação de polímeros reforçados com fibras de vidro (GFRP) em elementos estruturais, a NBR 17196 (2025) estabelece requisitos específicos, contudo, não faz referência à utilização dessa técnica em sistemas construtivos em solo-cimento. Utilizou-se, para o intento, orientações da ACI 440.1R-15.

Foi desconsiderada a contribuição do solo-cimento na resistência à compressão da seção. O núcleo interno à armadura passa a ter unicamente a função de garantir o trabalho da armadura na flexão. Os esforços não serão majorados em $\Upsilon f = 1{,}4$, como preconiza a NBR 6118, tendo em vista que já se considerou o FS = 1,4, em acordo à NBR 11682, para a verificação da segurança do talude. Efetuou-se as seguintes verificações:

- Flexão:

A armadura de flexão será considerada como um anel contínuo, trabalhando a partir da teoria da elasticidade linear.

- armadura adotada: Φ 12 mm c/ 10 cm - barras (GFRP – *Glass Fiber Reinforced Polymer*) / fy = 900 MPa.
- espessura equivalente da armadura em anel contínuo: d = As1/ e = 1,1/ 10 = 0,11 cm = 0,0011 m.



Módulo resistente da armadura

$Wa = \pi.\ (1{,}10^3 - 1{,}0978^3) / 32$
$Wa = 0{,}00078\ m^3$

$$\sigma_{a,max} = \frac{Mmax}{Wa} = \frac{419{,}84}{0{,}00078} = 538262\ kN/m^2 = 538{,}26\ Mpa$$

$$f_{yd} = \frac{fy}{\Upsilon a} = \frac{900}{1{,}15} = 782{,}61\ Mpa > \sigma_{a,max} = 538{,}26\ Mpa \quad OK$$

- Cisalhamento:

$$\tau(\text{seção cheia}) = \frac{4}{3} \cdot \frac{V}{A} = \frac{4}{3} \cdot \frac{190{,}54}{\pi.\ 0{,}55^2} = 267{,}33\ kN/m^2$$

$\tau(\text{seção cheia}) = 267{,}33\ kN/m^2 < \tau_{sc,d} = 710\ kN/m^2$ OK

- Aderência das barras com o solo-cimento:

$V_{max} = 190{,}54\ kN = \Delta M_{max}$

$\Delta\sigma_a = \frac{\Delta M_{max}}{W_s} = \frac{190,54}{0,00078} = 244282\ kN/m^2$

- Variação da força específica na barra: $\Delta Fy = 244282.\ 0,00011 = 26,87\ kN/m$

- Tensão de aderência: $\Delta_{\tau a} = {}^{26,87}/_{\pi.\ 0,011} = 777,54\ kN/m^2 > \tau_{sc,d} = 710\ kN/m^2$

∴ Para melhor garantir à condição de aderência, adotou-se a seguinte armadura, equivalente à calculada:
malha Φ 6 mm, 10 x 10 cm + Φ 10 mm c/ 10 cm

- Reação máxima no solo (z = 5,0 m):

$R_{S,max} = \Delta\gamma.\ Kmola = 0,0235.\ 18000 = 423,00\ kN$

$ep = z.\gamma s.\ Kp + 2.\ c.\ \sqrt{Kp} = 5,0.\ 19,0.\ 2,66 + 2.\ 30.\ \sqrt{2,66} = 350,56\ kN/m^2$

$Bs = B + 0,65.\ tg\varphi.\ z = 1,2 + 0,65.\ tg27^o.\ 5,0 = 2,86\ m$ (DINIS, 2024)

$Ep = ep.\ Bs = 350,56.\ 2,86 = 1002,60\ kN > 423,00\ kN$ OK

4 CONCLUSÃO

Como visto, a pesquisa constituiu-se em uma busca por métodos estruturais para conter o risco de deslizamentos em encostas, que fossem viáveis à municipalidade, diante de recursos técnicos e financeiros escassos, disponíveis para este fim. Ao se propor tubulões em solo-cimento como elemento estrutural para reforço do solo, em casos críticos de deslizamento, deparou-se com aspectos construtivos e de compatibilidade entre as solicitações a que estarão submetidos os tubulões e sua capacidade resistente. O caso exposto, comum a situações de ocupações irregulares em encostas, teve assim, como objetivo, demonstrar sua viabilidade, tanto conceitual, como também, construtiva e de projeto. A demonstração analítica consistiu unicamente em uma avaliação da capacidade resistente dos tubulões assim constituídos, em compatibilidade ao problema apresentado, não devendo ser visto como um mero exemplo analítico de resolução, propriamente. Resta, ainda, sugerindo-se como continuidade à pesquisa, a aplicação em execução, de modo a avaliar questões reais, relativamente à construtibilidade, tempo de execução e custos, ainda pendentes de uma análise mais precisa.

5 REFERÊNCIAS

American Concrete Institute. (2015). ACI 440.1R-15: *Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with fiber-reinforced polymer (FRP) bars*. Farmington Hills.

Associação Brasileira de Cimento Portland (2022). *Manual de construção em solo-cimento*. 3nd ed., ABCP, São Paulo, 147 p.

Associação Brasileira de Cimento Portland (2004). *Dosagem das misturas de solo-cimento: normas de dosagem e métodos de ensaios (Estudo Técnico ET-35)*. ABCP, São Paulo, 63 p.

Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (2016). *Fundações – teoria e prática*. 3nd ed., ABMS, São Paulo, 802p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014). NBR 6118. *Projeto de estruturas de concreto*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Emenda 1, 2022. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2025). NBR 17196. *Projeto de estruturas de concreto armado com barras de polímero reforçado com fibras (FRP)*. Rio de Janeiro.

Dinis, H. (2024). *Interação solo-estrutura: uma abordagem metodológica ao projeto de fundações*. Blücher, São Paulo, 257p.

Lacerda W.A., Becker L. B. (2025). *Estabilidade de taludes em solos residuais e coluvionares: teoria e prática*. Interciência, Rio de Janeiro, 342p.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/107

Propostas de Intervenção Geotécnica para Contenção de Encostas em Vitória–ES

Katia Botelho Torres Galindo de Souza
Engenheira Geotecnica, TPF Engenharia, Recife-PE, Brasil, katia.galindo@tpfe.com.br

Vanessa de Souza Batista
Engenheira Geotecnica, TPF Engenharia, Natal-RN, Brasil, vanessa.batista@tpfe.com.br

Fernanda Yamaguchi Matarazo
Engenheira Geotecnica, TPF Engenharia, Nova Lima-MG, Brasil, fernanda.matarazo@tpfe.com.br

Ana Carolina Tomazi Ragassi Fontes
Engenheira, TPF Engenharia, Vitoria-ES, Brasil, ana.carolina@ctns.com.br

Queli Cristina Bernardo Xavier
Engenheira, TPF Engenharia, Vitoria-ES, Brasil, quelcrist@hotmail.com

RESUMO: Este estudo apresenta a avaliação de solução geotecnica para estabilização de encostas urbanas no município de Vitória, considerando as particulariddes geomorfológicas e o crescente adensamento urbano da região. A metodologia envolveu a análise de projetos executivos de contenção já implantados e a elaboração de um mapa de declividade, no qual foi utilizado para identificar setores com maior potencial de instabilidade e suscetibilidade de movimento de massa. A integração dessas informaçõespermitiu definir áreas prioritárias de intervenção e selecionar alternativas construtivas de estabilização adequadas às condições locais. Entre as soluções estudadas, destacou-se o emprego de solo grampeado associado a concreto projetado e sistemas de drenagem, técnica amplamente utilizada em ambientes urbanos devido sua versatilidade e capacidade de adequação a geometrias complexas. As análises de estabilidade foram conduzidas considerando cenários desfavoráveis de carregamento e diferentes níveis de saturação do solo, em conformidade aos critérios de segurança estabelecidos pelas normas técnicas vigentes. Os resultados demonstraram que o usode solo grampeado apresenta desempenho satisfatório contribuindo para o aumento dos fatores de segurança, para mitigação dos riscos geotécnicos e para a melhoria da segurança das áreas urbanizadas situadas em encostas.

PALAVRAS-CHAVE: Contenção de Encostas; Solo Grampeado; Vulnerabilidade Geotécnica; Mapa de Declividade; Estabilidade de Taludes.

ABSTRACT: This study presents the evaluation of geotechnical solutions for stabilizing urban slopes in the municipality of Vitória, Brazil, considering the region's geomorphological characteristics and increasing urban density. The methodology involved analyzing previously implemented retaining structure designs and developing a slope-steepness map used to identify areas with greater potential for instability and susceptibility to mass movement. Integrating these datasets made it possible to define priority intervention areas and select stabilization alternatives appropriate for local conditions. Among the solutions evaluated, the use of soil nailing combined with shotcrete and drainage systems stood out, a technique widely applied in urban environments due to its ability to adapt to complex geometries. Stability analyses were carried out considering unfavorable loading scenarios and different levels of soil saturation, in accordance with the safety criteria established by current technical standards. The results demonstrated that the use of soil nailing provides satisfactory performance, contributing to increased safety factors, mitigation of geotechnical risks, and enhanced safety in urbanized areas located on slopes.
KEYWORDS: Slope Retaining; Soil Nailing; Geotechnical Vulnerability; Slope Gradient Map; Slope Stability.

1 INTRODUÇÃO

A ocupação urbana de encostas representa um dos principais desafios da engenharia geotécnica no Brasil, especialmente em cidades caracterizadas por relevo acidentado e elevado adensamento populacional. A expansão urbana, frequentemente associada à ausência de planejamento territorial e à implantação inadequada de infraestrutura, tem intensificado a suscetibilidade a movimentos de massa, com impactos diretos sobre a segurança da população e a integridade das edificações. De acordo com Augusto Filho (2001), os escorregamentos em áreas urbanas são condicionados pela interação entre fatores naturais, como declividade, litologia e regime pluviométrico, e fatores antrópicos relacionados a cortes, aterros, sobrecargas e deficiência de drenagem.

O município de Vitória, capital do estado do Espírito Santo, apresenta condições geomorfológicas particularmente desfavoráveis, com encostas íngremes, solos residuais e maciços rochosos submetidos a intenso processo de urbanização. Estudos de setorização de risco desenvolvidos pela CPRM (2018) indicam que as áreas com maiores declividades concentram as ocorrências de instabilidade, sobretudo durante eventos de precipitação intensa. Nesse contexto, a declividade do terreno configura-se como um parâmetro fundamental na avaliação da suscetibilidade a escorregamentos, sendo amplamente empregada em mapeamentos geotécnicos e análises de risco.

A mitigação dos riscos associados à instabilidade de encostas urbanas demanda a adoção de soluções geotécnicas que conciliem segurança estrutural, viabilidade econômica e compatibilidade com o meio urbano consolidado. Entre as alternativas disponíveis, o solo grampeado tem se destacado como técnica eficiente para estabilização de taludes em áreas urbanas, em função de sua adaptabilidade geométrica, rapidez construtiva e menor interferência nas condições existentes, quando comparado a sistemas convencionais de contenção. Conforme destacado por Gerscovich (2016), o solo grampeado atua como reforço do maciço, promovendo o aumento da resistência ao cisalhamento e a melhoria da estabilidade global e interna dos taludes.

O presente estudo tem como objetivo apresentar a análise de risco geotécnico em encostas urbanas e discutir alternativas de intervenção voltadas à mitigação de processos de instabilidade. A metodologia adotada envolve a caracterização geológico-geotécnica do terreno, análise de condicionantes geomorfológicos e identificação de indicadores de instabilidade, com o intuito de subsidiar a proposição de soluções de estabilização adequadas ao contexto analisado.

2 METODOLOGIA

2.1 Área de estudo

A área avaliada está inserida em uma região previamente classificada como setor de risco geológico-geotécnico elevado, conforme mapeamentos de risco elaborados em âmbito municipal. Essa classificação baseia-se na integração de diversos parâmetros condicionantes, incluindodeclividade do terreno, características geológicas, padrão de ocupação urbana e registro de ocorrências associadas a movimentos de massa. A combinação destes fatores permite identificar áreas com maior suscetibilidade à instabilidade de taludes, orientando ações preventivas e priorização de intervenções de mitigação. A Figura 1 ilustra a localização da área de estudo e a variação altimétrica do terreno, cujas cotas variam de aproximadamente 0 m, no nível da via de referência, até cerca de 58 m no topo da encosta. A representação hipsométrica é composta por curvas de nível associadas a um gradiente cromático que vai do verde ao vermelho, recurso utilizado para facilitar a visualização e a compreensão da variação de altitude no terreno. A área analisada está situada no bairro Santos Dumont, no município de Vitória, estado do Espírito Santo.

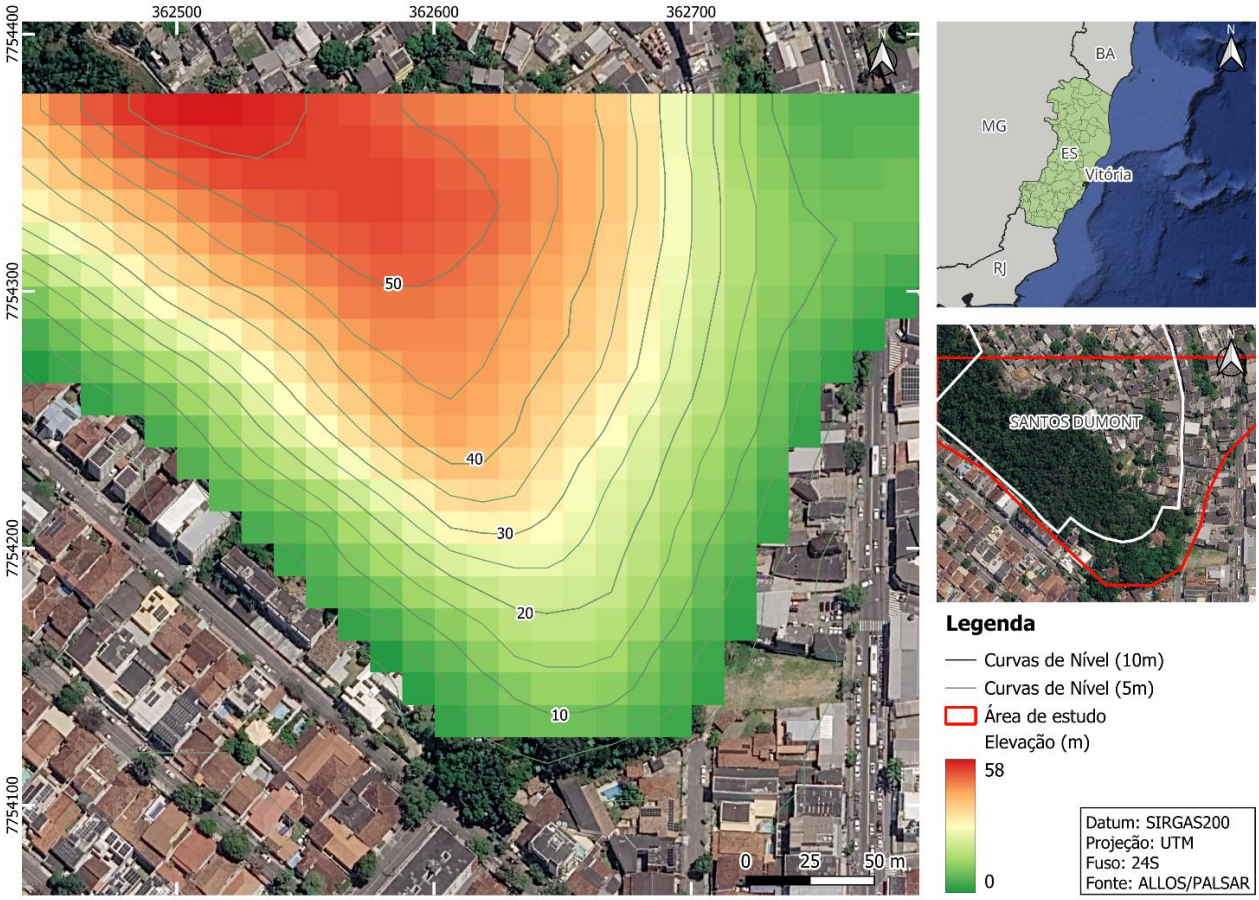


Figura 1. Localização da Região escolhida para intervenção.

No contexto geológico-geotécnico da área, observam-se predominantemente depósitos superficiais de origem coluvial ou de tálus, sobrepostos a solos residuais derivados do intemperismo de rochas cristalinas. Os depósitos coluviais são constituídps, em geral, por materiais areno-argilosos heterogêneos, frequentemente contendo fragmentos rochosos de dimensões variadas, característica que pode reduzir sua estabilidade quando associados a encostas de elevada declividade. Subjacente a essa unidade ocorre o solo residual, produto da alteração *in situ* da rocha matriz, apresentando textura predominantemente arenosa a areno-siltosa e coloração amarelada, além de comportamento mais estruturado quando comparado ao material coluvionar.

A análise geomorfológica e geotécnica evidencia que áreas com maiores declividades tendem a concentrar processos de instabilização, sobretudo quando associadas à ocupação urbana, intervenções antrópicas do relevo e condições de drenagemdeficientes. Nesse contexto, o mapeamento de declividade constitui ferramenta fundamental para a identificação preliminar de setores mais suscetíveis à ocorrência de movimentos de massa, permitindo orientar o diagnóstico geoécnico e a definição de áreas prioritárias para intervenção.

Observa-se também que a presença de feições de instabilidade constitui um importante indicador da evolução de processos de movimentação do terreno, podendo refletir deformações progressivas que se desenvolvem no maciço ao longo do tempo. Essas feições funcionam como registros visíveis da perda gradual de resistência ou do rearranjo dos materiais, permitindo a identificação de estágios iniciais ou avançados de instabilidade. Entre as principais evidências observadas em áreas suscetíveis a escorregamentos destacam-se trincas no terreno, fendas de tração, fraturas de alívio, degraus de abatimento e deslocamentos diferenciais em estruturas edificadas.

De acordo com estudos clássicos sobre movimentos de massa em encostas tropicais, escorregamentos planares em solos podem apresentar velocidades bastante variáveis, alcançando desde alguns metros por hora até metros por segundo, dependendo das condições de saturação, geometria da encosta e propriedades geotécnicas dos materiais envolvidos (Augusto Filho, 1992). Diversos autores também destacam ainda que a identificação e o monitoramento dessas feições superficiais constituem ferramentas fundamentais para

avaliação da evolução dos processos de instabilidade e para a definição de medidas de mitigação adequadas, permitindo a detecção precoce de possíveis rupturas (Cerri, 1993; Gusmão Filho et al., 1997).

2.2 Intervenções Propostas para Mitigação dos Riscos

Com base no diagnóstico geológico-geotécnico e na avaliação das condições de estabilidade da encosta, foram identificados setores prioritários para intervenção, nos quais distintas alternativas de estabilização foram analisadas com o objetivo de mitigar os riscos associados aos processos de instabilidade. A seleção das soluções considerou critérios técnicos, construtivos, ambientais e de viabilidade econômica, de modo a garantir a adoção de medidas compatíveis com as condições locais e com o desempenho esperado das estruturas de contenção.

Em um dos setores analisados, caracterizado pela presença de blocos rochosos de grandes dimensões associados a depósitos de tálus e colúvio sobre taludes de elevada inclinação, foram propostas soluções voltadas à estabilização desses blocos e ao reforço do maciço superficial. As medidas recomendadas incluem a instalação de telas de alta resistência combinadas com grampos para o confinamento da camada superficial, bem como a execução de contrafortes ancorados e ancoragens isoladas destinadas à estabilização de blocos potencialmente instáveis. Tais intervenções visam controlar mecanismos de deslizamento ou rolamento dos blocos e aumentar a segurança global da encosta.

Em outro setor da encosta, onde se observa concentração de tensões na base do talude e presença de materiais coluvionares suscetíveis à formação de superfícies de ruptura, as intervenções propostas concentram-se no reforço estrutural do maciço e no controle das condições hidrogeológicas. Para o incremento da estabolidade global, foram recomendadas ancoragens isoladas associadas à instalação de telas de alta resistência grampeadas, destinadas à estabilização da camada superficial. Complementarmente, prevê-se a implantação de drenos sub-horizontais profundos com a finalidade de promover a dissipação das poro-pressões, reduzir a influência do nível freático e minimizar o carregamento hidráulico atuante nos processos de instabilidade.

2.3 Análise de estabilidade para contenção de encosta

Com base nas inspeções de campo e na caracterização geotécnica da área, definiu-se como solução de estabilização a execução de solo grampeado, associado a sistemas de drenagem para controle das pressões neutras no maciço. A estabilidade global do talude foi avaliada por meio de análises numéricas realizadas no *software* Slide (Rocscience), utilizando métodos de equilíbrio limite e o critério de resistência de Mohr-Coulomb para estimativa dos fatores de segurança. O modelo geomecânico foi elaborado a partir do levantamento topográfico e dos parâmetros geotécnicos da região, considerando as condições mais desfavoráveis de resistência e reigme hidráulico a fim de representar de forma conservadora o comportamento do maciço.

Conforme preconizado pela ABNT NBR 11682:2009 para regiões com alto nível de sgurança contra danos a vidas humanas e médio nível de segurança contra danos materiais e ambientais, adotou-se o $Fs_{mín}$ de 1,5. Considerou-se uma sobrecarga de 20 kPa na crista do talude, representando possíveis carregamentos atuantes no topo da encosta. O solo foi modelado como material rígido-perfeitamente-plástico, admitindo-se o escorregamento do maciço ocorra ao longo de superfícies potenciais de ruptura com geometria aproximadamente cilíndrica ou esférica. As análises de estabilidade foram conduzidas de forma determinística, adotando-se valores médios representativos dos parâmetros geotécnicos.

Para a avaliação da estabilidade global, empregou-se o método das fatias, considerando superficies de ruptura não circulares, com aplicação dos métodos de equilíbrio limite de Morgenstern & Price (1965) , Spencer (1967) e Sarma (1973). Adicionalmente, utilizou-se o algoritmo *Particle*

Swarm Optimization (PSO) como estratégia de busca de cunhas, permitindo a explorar simultâneamente múltiplas superfícies potenciais de ruptura. Essa abordagem ampliou a capacidade de identificação tanto de superfícies críticas globais quanto de superfícies locais de menor extensão, que podem emergir durante o processo iterativo de otimização.

3 RESULTADOS

3.1 Definição dos Parâmetros

Os parâmetros geotécnicos adotados (Tabela 1) foram estimados com base em resultados de ensaios SPT executados em áreas adjacentes, complementados por correlações empíricas utilizadas para solos residuais tropicais a partir da metodologia de Teixeira (1995) e pela experiência da equipe de engenharia com materiais da região. Esses valores ainda foram ajustados com base em referências da literatura técnica, de modo a garantir a representatividade e coerência com o comportamento esperado do maciço analisado.

Tabela 1. Parâmetros Geotecnicos.

Material	Coesão	Ângulo de Atrito
Colúvio	6	25
Solo Residual	15	33
Rocha Alterada	25	35

3.1 Análise de Estabilidade

A seguir são apresentados os resultados das analises de estabilidade para a região com e sem a intervenção proposta, Figura 2.Observa-se que, com a implantação da solução geotécnica, o fator de segurança (FS) atinge valores superiores a 1,5 conforme preconizado pela NBR 11682:2009. A solução de contenção adotada consiste na execução de grampos de aço CA-50de 25mm de diâmetro, dispostos emuma malha de 2,5x1,5m com comprimento variando entre 6m e 13m, dimensionados de modo a garantir o reforço necessário ao maciço e a melhoria global das condições de estabilidade.

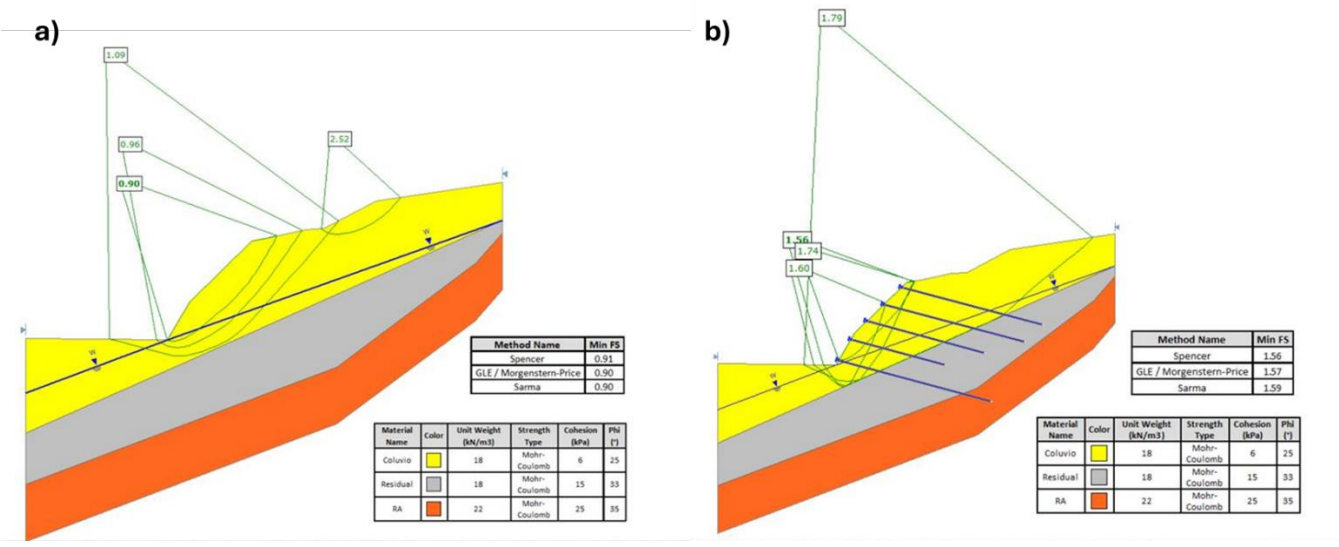


Figura 2. Análise de estabilidade (a) sem intervenção e (b) com intervenção.

Os resultados das simulações indicaram que, na condição atual, a encosta apresenta fatores de segurança inferiores aos recomendados pela NBR 11682:2009, sobretudo nos cenários que ocorre a elevação do nível d'água, condição esta que reduz significamente a resistência ao cisalhamento do maciço e favorece a formação de superfícies criticas de ruptura. Com a implantação do sistema de solo grampeado associado a medidas de drenagem, verificou-se um incremento expressivo na estabilidade estabilidade global da encosta.As analises numéricas evidenciaram fatores de segurança superiores a 1,5, atendendo aos critérios normativos e garantindo condições satisfatórias de desempenho e segurança para o talude.

5 CONCLUSÕES

Este estudo avaliou soluções geotécnicas para a estabilização de encostas urbanas em Vitória, integrando mapeamento de declividade, diagnóstico geológico-geotécnico, inspeções de campo e análises numéricas de estabilidade. O conjunto de evidencias obtidas indicou que a encosta, na condição atual, apresenta tendencia à instabilidade, particularmente em cenários de elevação do nível d'água e aumento de poro-pressões, resultando em fatores de segurança abaixo dos valores recomendados pela norma vigente. A solução de solo grampeado associada a medidas de drenagem mostrou-se tecnicamente apropriada ao contexto urbano e às características dos materiais locais (colúvio/tálus sobre solos residuais), promovendo incremento expressivo do desempenho global do maciço.

As simulações demonstraram que a intervenção proposta eleva o fator de segurança global para valores superiores à 1,5, atendendo aos critérios normativos e mitigando os riscos geotécnicos identificados. Além de compatível com restrições de canteiro típicas de áreas consolidadas, uma vez que a técnica apresenta adaptabilidade a geometrias de taludes irregulares e heterogeneidade de materiais, quando combinada a um arranjo de drenagem capaz de controlar as pressões neutras e reduzir a susceptibilidade a superfícies críticas de ruptura.

Do ponto de vista prático, recomenda-se a execução e manutenção de sistema de drenagem (superficiais e sub-horizontais, quando pertinentes) como condição indispensável para perenidade do desempenho, instrumentação e monitoramento para verificação do desempenho e eventual recalibração dos parâmetros e plano de inspeções periódicas para detecção precoce das feições de instabilidade (trincas, degraus de abatimento, deslocamentos diferenciais).

Como limitações, destaca-se a dependência de parâmetros estimados a partir de correlações empíricas adotando valores de N_{SPT}, além da natureza determinística das análises. Os estudos futuros devem incorporar ensaios geotécnicos complementares para refinamento dos parâmetros, empregar abordagens probabilísticas de segurança para quantificar as incertezas e a avaliação de cenários transientes de recarga e eventos extremos de chuva, incluindo modelagem hidro-geotécnica acoplada.

Em síntese, os resultados comprovam que o solo grampeado com drenagem constitui solução eficaz e compatível com o ambiente urbano avaliado, restabelecendo margens de segurança e contribuindo para a redução do risco de movimentos de massa, desde que acompanhada de um programa continuo de manutenção e monitoramento.

AGRADECIMENTOS

À TPF Engenharia, pelo apoio e pela disponibilização de materiais, que constituíram condições essenciais para condução das atividades experimentais e para a consolidação dos resultados apresentados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 11682: Estabilidade de Encostas. Rio de Janeiro, 2009.

AUGUSTO FILHO, O. Cartas de risco de escorregamentos: uma proposta metodológica e sua aplicação no município de Ilhabela – SP. 1992. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1992.

AUGUSTO FILHO, O. Cartas de risco de escorregamentos: uma proposta metodológica e sua aplicação no município de Ilhabela, SP. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2001.

CERRI, L. E. S. Riscos geológicos associados a escorregamentos. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, 1993.

CPRM – Serviço Geológico do Brasil. Setorização de áreas de risco geológico no município de Vitória (ES). Brasília: CPRM, 2018.

CLOUTERRE. Soil Nailing Recommendations – Clouterre Project. Paris: Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1991.

GUSMÃO FILHO, J. A.; CERRI, L. E. S.; AMARAL, C. P. Movimentos de massa em encostas. In: OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A. (Org.). Geologia de Engenharia. São Paulo: ABGE, 1997.

GERSCOVICH, D. M. S. Estabilidade de Taludes**.** 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/108

Resiliência Climática Aplicada à Segurança de Encostas Naturais em Regiões de Chuvas Extremas no RS

Laura Coden Tassinari
Graduanda, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, lauractassinari01@gmail.com

Dêreck Hummel Becher
Mestrando, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, dereckhbecher@gmail.com

Luigi Tavares Gomes
Mestrando, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, goomes_8@hotmail.com

Angelo Dotto Ragagnin Prior
Mestrando, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, angelodrprior@hotmail.com

Magnos Baroni
Professor, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, magnos.baroni@ufsm.br

RESUMO: Os eventos climáticos extremos registrados nos anos de 2024 e 2025 no estado do Rio Grande do Sul evidenciaram a elevada vulnerabilidade de encostas naturais frente a episódios de chuvas intensas e prolongadas. As perdas ambientais, econômicas e, sobretudo, humanas associadas a esses eventos reforçam a necessidade de incorporar o conceito de resiliência climática ao planejamento e à concepção de obras geotécnicas, de modo a assegurar desempenho adequado em cenários de instabilidade crescente. Nesse contexto, o presente trabalho tem como objetivo analisar a estabilidade de uma encosta natural localizada no município de Santa Cruz do Sul/RS, região frequentemente afetada por precipitações extremas. Para isso, foram realizadas simulações numéricas considerando diferentes cenários de elevação do lençol freático, com o propósito de avaliar seus efeitos sobre a segurança da encosta. As análises foram desenvolvidas no *software Slide2*, adotando abordagens determinísticas e probabilísticas para a estimativa dos fatores de segurança e para a avaliação das incertezas associadas aos parâmetros geotécnicos. Os resultados indicam uma redução significativa do fator de segurança com a elevação do nível freático, evidenciando a importância de análises que considerem a variabilidade hidrológica e a resiliência das encostas frente a eventos climáticos extremos.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de encostas, Resiliência climática, Variabilidades geotécnicas, Elevação do nível freático, Fator de segurança.

ABSTRACT: Extreme climatic events recorded in the state of Rio Grande do Sul during 2024 and 2025 highlighted the high vulnerability of natural slopes to intense and prolonged rainfall, which has triggered recurrent mass movements and landslides. The environmental, economic, and, most importantly, human losses associated with these events reinforce the need to incorporate the concept of climate resilience into the planning and design of geotechnical works, in order to ensure adequate performance under increasingly unstable conditions. In this context, this study aims to analyze the stability of a natural slope located in the municipality of Santa Cruz do Sul/RS, a region frequently affected by extreme rainfall. Numerical simulations were performed considering different scenarios of groundwater level rise, with the objective of evaluating their effects on slope safety. The analyses were carried out using the Slide software, adopting both deterministic and probabilistic approaches to estimate safety factors and assess uncertainties associated with geotechnical parameters. The results indicate a significant reduction in the factor of safety with increasing groundwater levels, highlighting the importance of incorporating analyses that account for hydrological variability and slope resilience under extreme climatic events.

KEYWORDS: Slope stability, Climate resilience, Geotechnical variability, Groundwater level rise, Safety factor.

1 INTRODUÇÃO

Os impactos das mudanças climáticas têm se manifestado de forma cada vez mais intensa e frequente em todas as regiões do mundo, refletindo no aumento da ocorrência de eventos extremos, como a elevação da temperatura global e a intensificação de chuvas atípicas (WMO, 2025). No contexto brasileiro, essa realidade assume particular relevância em função das características climáticas, geológicas e geomorfológicas do território, que tornam extensas áreas suscetíveis a processos de instabilização associados a precipitações intensas e persistentes (IBGE, 2019). No estado do Rio Grande do Sul, os eventos registrados nos anos de 2024 e 2025 evidenciaram a vulnerabilidade de infraestruturas urbanas e rurais, bem como a elevada suscetibilidade de encostas naturais frente a regimes pluviométricos extremos (ANA, 2025).

As chuvas intensas e persistentes configuram-se como os principais agentes desencadeadores de movimentos de massa em encostas naturais (D'ORSI, 2011). A infiltração da água no solo, associada à elevação do nível freático, resulta na perda de sucção em solos não saturados, no aumento das pressões neutras e na consequente redução das tensões efetivas (LAMBE e WHITMAN, 1979). Tais mecanismos contribuem diretamente para a diminuição da resistência ao cisalhamento dos solos, podendo culminar na ruptura da encosta. Em áreas dominadas por solos coluvionares, definidos por Lacerda e Sandroni (1985) como depósitos de granulometrias muito variadas, mobilizados principalmente pela ação da gravidade e acumulados no sopé de taludes íngremes e escarpas rochosas, esses processos assumem maior relevância, especialmente quando associados a eventos de precipitação intensa ao longo de vários dias.

Tradicionalmente, projetos geotécnicos voltados à estabilidade de encostas são desenvolvidos com base em hipóteses estacionárias, nas quais os parâmetros geotécnicos, climáticos e hidrológicos são considerados constantes ao longo da vida útil da obra (ASSIS, 2020). No entanto, esse pressuposto mostra-se cada vez menos compatível com o cenário atual. A adoção de abordagens que desconsideram a variabilidade climática e as incertezas inerentes aos parâmetros geotécnicos pode resultar em projetos incapazes de garantir níveis adequados de segurança frente a condições ambientais adversas (FALCÃO et al., 2020).

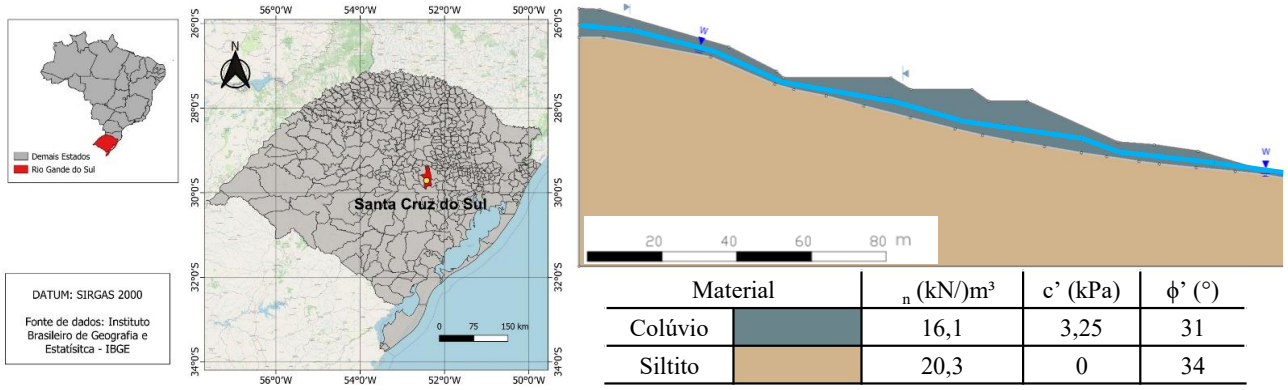
Nesse contexto, o conceito de resiliência climática emerge como um elemento fundamental no âmbito da engenharia geotécnica (FORZIERI et al., 2018). Aplicada à análise de encostas naturais, a resiliência climática refere-se à capacidade do maciço de resistir, adaptar-se e recuperar-se frente a eventos climáticos severos. Essa abordagem pressupõe a incorporação de cenários extremos nos estudos de estabilidade, bem como a consideração das incertezas associadas às propriedades dos materiais e às condições hidrológicas, subsidiando estratégias preventivas de mitigação de riscos.

Diante desse cenário, o presente trabalho tem como foco a análise da estabilidade de uma encosta localizada no município de Santa Cruz do Sul/RS, região que apresenta histórico de movimentos de massa associados a episódios de chuvas prolongadas. Assim, o objetivo desta pesquisa é analisar a segurança de uma encosta natural submetida a diferentes cenários de saturação, por meio de simulações numéricas desenvolvidas no *software Slide2*. O estudo considera metodologias determinísticas e probabilísticas para avaliar a sensibilidade do fator de segurança frente ao aumento do nível freático e para compreender o impacto das incertezas paramétricas no comportamento do maciço. De forma complementar, busca-se ampliar o debate sobre a necessidade de incorporar princípios de resiliência climática no planejamento e na execução de intervenções geotécnicas, especialmente em contextos marcados por eventos pluviométricos extremos.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Área de estudo

O presente estudo foi desenvolvido a partir da análise de uma encosta natural localizada no município de Santa Cruz do Sul, no estado do Rio Grande do Sul (Figura 1 (a)). A geometria do maciço foi definida a partir de seções investigadas em estudos anteriores de Pinheiro et al. (2002), Eisenberger (2003) e Nascimento et al. (2025), representativas de taludes coluvionares típicos da região central do estado, conforme mostra a Figura 1 (b). A escolha dessa encosta está na recorrência de processos de instabilização associados a eventos de precipitações intensas e prolongadas, característica marcante do regime pluviométrico regional. Os valores de peso específico natural (γ_n), ângulo de atrito (ϕ') e coesão (c') usados na modelagem numérica são apresentados na Figura 1 (b), sendo esses determinados nos estudos conduzidos por Pinheiro et al. (2002).



Material		γ_n (kN/)m³	c' (kPa)	ϕ' (°)
Colúvio		16,1	3,25	31
Siltito		20,3	0	34

(a) (b)

Figura 1. (a) Localização e (b) secção da encosta analisada.

O perfil da encosta é constituído por uma camada superficial de solo coluvionar, com espessura variando entre 5 e 10 metros, assentada sobre um substrato de siltito. O solo coluvionar apresenta comportamento fortemente dependente do grau de saturação, com redução expressiva da resistência ao cisalhamento à medida que ocorre a elevação do teor de umidade. O siltito foi considerado como um material de elevada resistência mecânica e baixa permeabilidade.

2.2 Modelagem numérica da encosta

A estabilidade da encosta foi avaliada por meio de análises numéricas baseadas no método de equilíbrio limite, utilizando o *software Slide2*. Com o objetivo de representar os efeitos de diferentes intensidades e durações de eventos pluviométricos extremos na estabilidade da encosta, foram definidos múltiplos cenários associados à variação do nível do lençol freático. A elevação do nível d'água foi adotada como uma hipótese simplificadora nesse trabalho para simular o aumento da saturação por sua maior facilidade na modelagem numérica. Sabe-se que o mecanismo central de instabilidade de encostas está na perda de sucção, sendo sugeridas para trabalhos futuros análises de fluxo transiente acopladas, com curva de retenção e modelo de sucção.

Foram consideradas seis condições distintas, apresentadas na Figura 2: ausência de nível freático (SA), nível freático natural e quatro cenários de elevação progressiva (0,50 m, 1,00 m, 1,50 m e 2,00 m) em relação à condição natural. A escolha por essas elevações foi baseada na avaliação de Nascimento et al. (2025), que estimaram que uma precipitação com intensidade de 50 mm/h, por períodos de 40 a 180 minutos, seria suficiente para gerar tais acréscimos no nível da água. É importante ressaltar que essas condições são compatíveis com as intensidades e durações observadas durante os eventos climáticos extremos que atingiram o Rio Grande do Sul em 2024, validando a relevância das análises realizadas.

A avaliação da estabilidade da encosta foi conduzida por meio de análises determinísticas e probabilísticas. Com as análises determinísticas foi possível a obtenção dos valores de fator de segurança (FS), enquanto as análises probabilísticas permitiram quantificar os efeitos das incertezas associadas às propriedades geotécnicas dos materiais, resultando em valores de probabilidade de falha (PF) e Índice de Confiabilidade (β), analisados sob classificações do *U.S. Army Corps of Engineers* (Tabela 1).

Tabela 1. Classificação da PF pela *U.S. Army Corps of Engineers.*

Desempenho	Alto	Bom	Acima média	Abaixo média	Pobre	Insatisfatório	Perigoso
β	5	4	3	2,5	2	1,5	1
PF (Φ(-β))	0,0000003	0,00003	0,001	0,006	0,023	0,07	0,16

As análises probabilísticas foram conduzidas por meio do método de simulação de Monte Carlo, com 10^5 iterações, no qual a variabilidade dos parâmetros geotécnicos foi incorporada a partir de distribuições normais. Para esse fim, adotaram-se os valores de desvio padrão definidos por Nascimento et al. (2025), obtidos com base em um banco de dados representativo de solos coluvionares do Rio Grande do Sul: 1,49

kN/m³ para o peso específico, 4,72° para o ângulo de atrito e 5,08 kPa para o intercepto coesivo. Baseado no princípio do *Three Sigma Rule*, usou-se o intervalo de três desvios-padrão sobre a média, abrangendo 99,7% dos dados normalmente distribuídos.

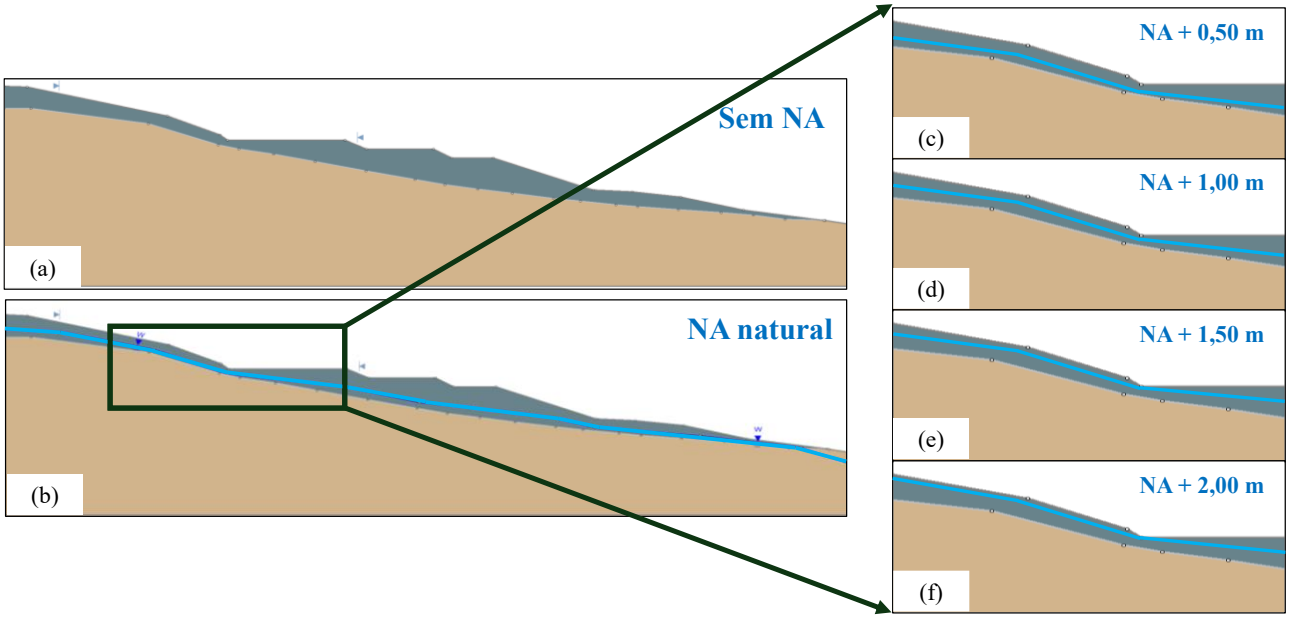


Figura 2. Condições de variação do nível de água: (a) sem nível de água, (b) nível de água natural, (c) nível da água elevado em 0,5 m, (d) nível da água elevado em 1,0 m, (e) nível da água elevado em 1,5 m e (f) nível da água elevado em 2,0 m.

No âmbito das análises de estabilidade, foram empregados os métodos de Bishop Simplificado, Spencer e Morgenstern-Price (GLE), amplamente utilizados na engenharia geotécnica. O método de Bishop Simplificado baseia-se no equilíbrio de momentos e é aplicável a superfícies de ruptura circulares, apresentando elevada eficiência computacional e ampla aceitação prática. Entretanto, por não satisfazer simultaneamente todas as condições de equilíbrio de forças e momentos, sua aplicação foi complementada por métodos mais rigorosos (GERSCOVICH, 2012).

Os métodos de Spencer e GLE satisfazem simultaneamente as condições de equilíbrio de forças e momentos, sendo classificados como métodos rigorosos de equilíbrio limite, aplicáveis à análise de superfícies de ruptura circulares e não circulares. No presente trabalho, foram investigadas superfícies de ruptura circulares e planares, permitindo a avaliação de distintos mecanismos potenciais de ruptura e a comparação do comportamento da encosta sob diferentes geometrias críticas.

3 RESULTADOS

A Figura 3 apresenta a região crítica de ruptura encontrada para todas as análises efetuadas e a Figura 4 demonstra os valores de FS e PF obtidos para cada cenário analisado, em relação aos diferentes métodos de cálculo empregados.

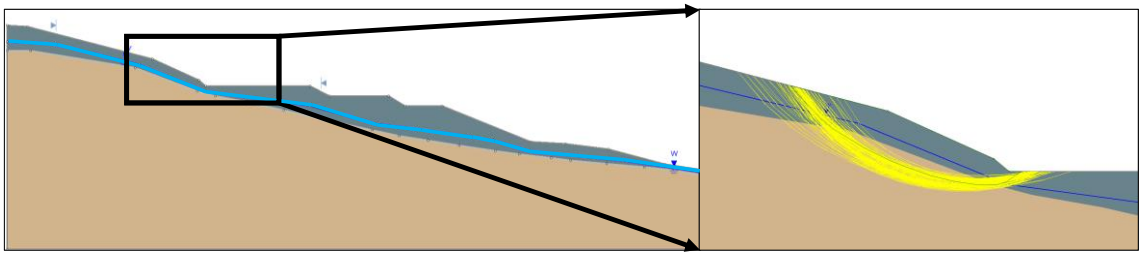


Figura 3. Região crítica de ruptura.

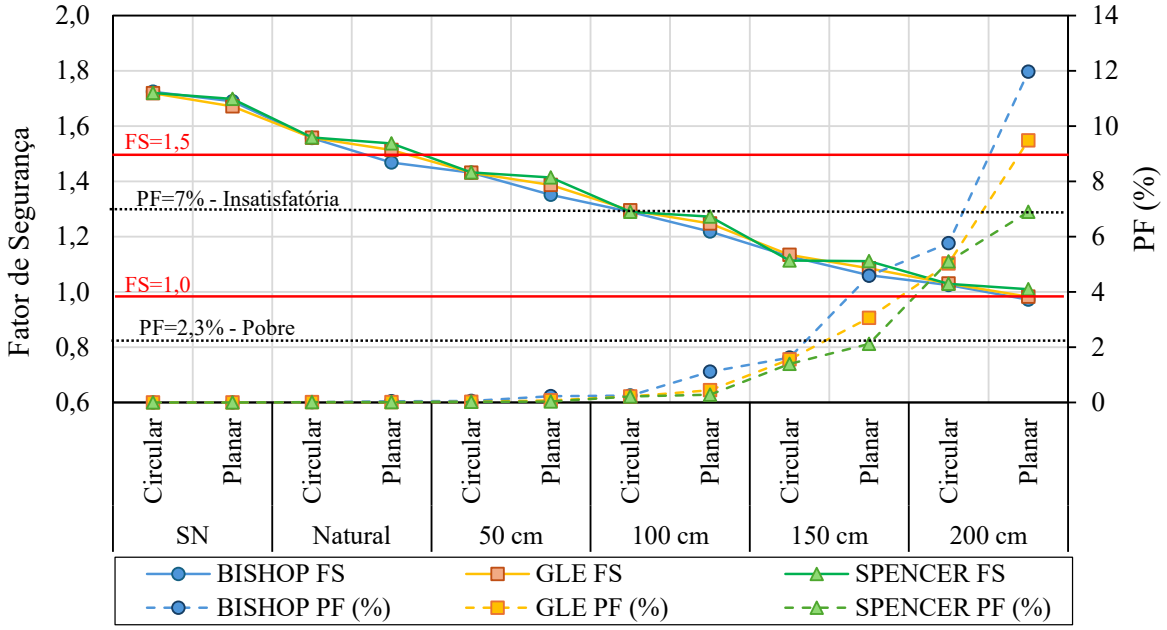


Figura 4. Valores de FS e PF dos diferentes cenários analisados.

No modelo da encosta desconsiderando o nível de água, todas as análises apresentaram valores de FS em torno de 1,70 e probabilidades de falha próximas a zero. Com a inserção do nível de água natural da encosta, os valores de FS diminuem, mas ainda permanecem superiores a 1,50 nas análises que consideraram rupturas circulares, enquanto que, na análise de ruptura não circular, para o método de Bishop Simplificado, esse valor é inferior a 1,50.

Em relação aos métodos de cálculo, observa-se grande similaridade entre os resultados de FS, especialmente para as análises com rupturas circulares. Entretanto, nas análises que consideraram rupturas não circulares, os valores obtidos pelo método de Bishop Simplificado são, de modo geral, inferiores aos demais. Esse comportamento observado pode ser justificado uma vez que o método assume maiores simplificações do que métodos mais rigorosos, além de não ser indicado para análises de superfícies de ruptura não circulares. Assim, conforme a geometria e as condições de contorno analisadas, pode subestimar ou superestimar valores de FS.

Conforme a elevação do nível de água, é notável uma diminuição acentuada nos valores de FS obtidos nos métodos determinísticos, uma vez que a saturação do solo promove o aumento das pressões neutras, reduz as tensões efetivas e, consequentemente, diminui a resistência ao cisalhamento, sobretudo pela perda da coesão aparente em solos não saturados. Nos métodos probabilísticos, os valores de PF crescem significativamente a partir das análises com nível de água elevado em 1,5 m e 2,0 m. Na maioria desses casos, o valor de PF mostrou-se como “Pobre” ou “Insatisfatório”, conforme a classificação do *U.S. Army Corps of Engineers*, sendo os maiores valores obtidos, de modo geral, para o método de Bishop Simplificado. As maiores dispersões nos resultados de PF ocorreram nas análises que consideraram superfícies de ruptura não circulares. Outro ponto a ser destacado refere-se aos resultados obtidos na abordagem determinística para o cenário de NA + 2,0 m. Para superfícies de ruptura não circulares, os métodos de Bishop Simplificado e GLE apresentaram valores de fator de segurança inferiores à unidade, indicando um cenário de ocorrência de ruptura. Nesses casos, as probabilidades de falha obtidas foram de 11,97 % e 9,48 % para os métodos de Bishop e GLE, respectivamente, sendo classificadas como “Insatisfatórios”. Esse cenário, de FS<1,0 e PF<100%, reflete a variabilidade e as incertezas associadas aos parâmetros geotécnicos usados na modelagem em torno de sua média.

Adicionalmente, observa-se um crescimento acentuado das probabilidades de falha nos cenários de NA+1,5 m e NA+2,0 m, o que evidencia a elevada sensibilidade da encosta às variações do regime hidrológico. Esse comportamento indica que uma condição inicialmente considerada estável pode evoluir rapidamente para um estado instável à medida que ocorre a elevação do nível de água.

A Figura 5 apresenta a correlação entre os resultados de PF e FS, evidenciando uma relação já conhecida na literatura de comportamento inversamente proporcional e não-linear entre as variáveis, na qual a elevação

da probabilidade de falha está associada à redução do fator de segurança, com valores próximos ou inferiores à unidade nos cenários mais críticos. Fatores de segurança entre 1,2 e 1,3 exibem, em análises probabilísticas, valores de PF já próximos a 1,0%, sendo classificados como "Abaixo da média". Fatores de segurança entre 1,0 e 1,1 são correlacionados com PF na faixa de 2 a 7%, sendo classificados como "Pobre" a "Insatisfatório". Os diferentes métodos de cálculo empregados nas análises alinham-se de maneira consistente à mesma curva de tendência, validando o comportamento global do sistema.

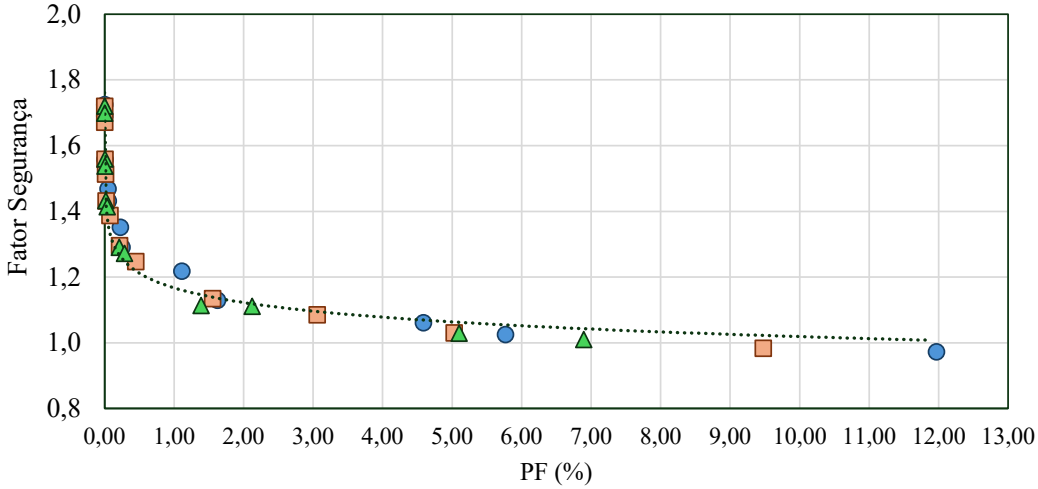


Figura 5. Correlações entre PF e FS.

A Figura 6 ilustra a convergência dos resultados em função do número de simulações de Monte Carlo realizadas para o Cenário 200 cm, utilizando o método GLE. Na Figura 6(a), observa-se a evolução da PF, a qual apresenta forte instabilidade e oscilações acentuadas nas primeiras centenas de iterações, estabilizando-se assintoticamente em aproximadamente 9,48% a partir de 10^4 simulações. Comportamento análogo de convergência é verificado na Figura 6(b) para o FS, cujos valores flutuam inicialmente na faixa de 1,15 a 1,25 antes de convergirem de forma consistente para o valor médio estabilizado de aproximadamente 1,24. Esse comportamento conjunto evidencia que o número de 10^5 simulações adotado garante a robustez estatística necessária, superando a amostragem mínima requerida para a estabilização das variáveis analisadas

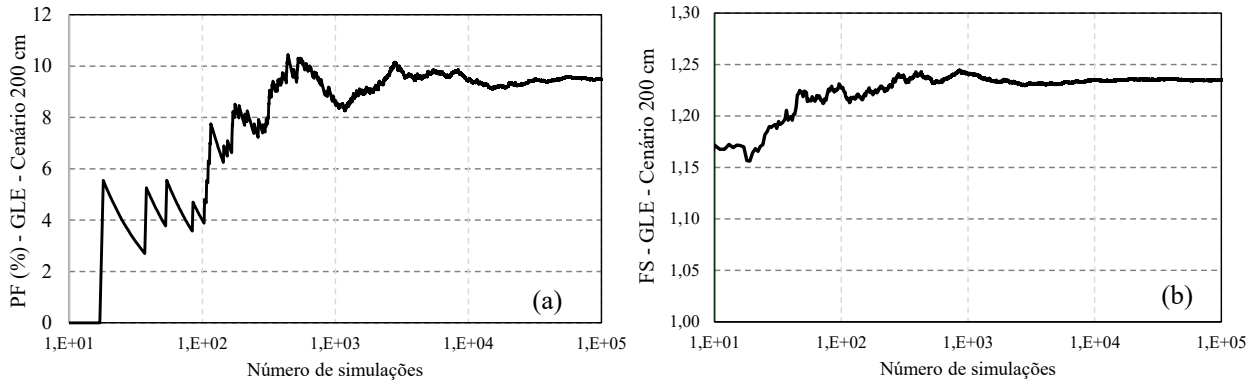


Figura 6. (a) Correlações entre o número de simulações e a PF e (b) correlação entre o número de simulações e o FS.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nesse contexto, destaca-se a importância de incorporar, nas análises de estabilidade, as incertezas hidrológicas associadas a eventos extremos de precipitação. A encosta pode se apresentar estável sob determinada condição de nível d'água, contudo, com sua elevação e a perda da sucção, pode passar a apresentar

probabilidades de falha significativamente mais elevadas. Assim, torna-se fundamental considerar tais variações ainda na fase de projeto, de modo a garantir avaliações mais realistas e compatíveis com a variabilidade climática e com o comportamento geotécnico do maciço. Nesse trabalho, foi usada a hipótese simplificadora do aumento do nível d'água para simular o aumento da saturação. Entretanto, para trabalhos futuros, recomendam-se análises de fluxo transiente, com curva de retenção e modelo de sucção.

Verificou-se que, embora os métodos de cálculo tenham apresentado resultados semelhantes para rupturas circulares, as diferenças se tornaram mais expressivas nas análises com superfícies não circulares. Essas geometrias são mais representativas do mecanismo de falha esperado, que ocorre na interface entre o colúvio e o substrato rochoso. O método de Bishop Simplificado, por assumir consideráveis simplificações e por não ser indicado para superfícies não circulares, resultou em valores de Fator de Segurança mais conservadores em comparação com os métodos de Spencer e GLE para o cenário analisado em específico.

Observou-se, ainda, que a elevação do nível d'água implica redução significativa dos fatores de segurança e aumento consistente das probabilidades de falha, evidenciando a elevada sensibilidade da encosta às variações do regime hidrológico. Esse resultado reforça a necessidade de avaliar diferentes cenários de nível freático no processo de análise, especialmente em contextos sujeitos à intensificação de eventos extremos, incorporando o conceito de resiliência climática às análises de estabilidade.

As incertezas associadas aos parâmetros geotécnicos e hidrológicos mostraram-se intrinsecamente vinculadas à avaliação da segurança da encosta. Foram observados cenários com fatores de segurança inferiores à unidade associados a probabilidades de falha elevadas, refletindo a variabilidade e as incertezas associadas aos parâmetros geotécnicos, uma vez que a abordagem probabilística considera a variabilidade dos parâmetros por meio de distribuições estatísticas. De modo complementar, mesmo em situações nas quais os fatores de segurança determinísticos são superiores à unidade, podem ser observadas probabilidades de falha não nulas, evidenciando a existência de risco de ruptura.

Dessa forma, conclui-se que a consideração conjunta de múltiplos cenários hidrológicos, diferentes métodos de cálculo e análises probabilísticas constitui estratégia fundamental para avaliações mais consistentes e representativas da condição real do maciço, contribuindo para decisões de projeto mais robustas frente às incertezas inerentes ao comportamento geotécnico e às variações climáticas. Nesse sentido, a integração dessas abordagens representa uma importante metodologia na busca por infraestruturas mais resilientes em regiões expostas a eventos pluviométricos extremos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Programa Institucional de Bolsas de Iniciação Científica (PIBIC) e à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo incentivo à pesquisa e à Universidade Federal de Santa Maria (UFSM) por todo o apoio.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (2025). *As enchentes no Rio Grande do Sul: lições, desafios e caminhos para um futuro resiliente.* Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico. Brasília: ANA.

Assis, A. P. (2020) *Risk management for geotechnical structures: consolidating theory into practice.* Soils and Rocks 43 (3), p. 311-336.

D'Orsi, R. (2011) *Correlação entre pluviometria e escorregamentos no trecho da Serra dos Órgãos da rodovia federal BR-116 RJ (Rio – Teresópolis).* Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Ciências e Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE, Rio de Janeiro – RJ.

Eisenberger, C. N. (2003) *Estudo de um comportamento de um talude coluvionar urbano em Santa Cruz do Sul – RS.* Dissertação (Mestrado em engenharia) – Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Falcão, P. R., Fagundes, D. de F., Alves, A. M. de Lima. (2020) *Análise probabilística de aterros sobre solos moles.* Vetor, Rio Grande, 30 (1), p. 38-48.

Forzieri, G., Bianchi, A., Batista e Silva, F., Marin Herrera, M. A., Leblois, A., Lavalle, C., Aerts, J. C. J. H., Feyen, L. (2018) *Escalating impacts of climate extremes on critical infrastructures in Europe.* Global Environmental Change, v. 48, p. 97–107.

Gerscovich, D. M. S. (2012) *Estabilidade de Taludes*. São Paulo: Oficina de Textos.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. (2019) *Suscetibilidade a deslizamentos do Brasil: primeira aproximação*. IBGE, Coordenação de Recursos Naturais e Estudos Ambientais. Rio de Janeiro.

Lacerda, W. A., Sandroni, S. S. (1985) *Movimentos de Massas Coluviais.* Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Rio de Janeiro.

Lambe, T. W., Whitman, R. V. (1979) *Soil Mechanics*. New York: John Wiley & Sons Inc.

Nascimento, L. A., Gomes, L.T., Becher, D. H., Modler, A. L., Baroni, M. (2025) *Estudo Numérico da Estabilidade de Encostas sob Projeções Futuras de Chuvas Extremas em Taludes Representativos do Sul do Brasil.* IX Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, Bento Gonçalves.

Pinheiro, R. J. B., Soares, J. M. D., Bica, A. V. D., Bressani, L. A., Eisenberger, C. N. (2002) *Investigação Geotécnica de uma Encosta na Área Urbana de Santa Cruz do Sul – RS*, XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo.

U.S. Army Corps of Engineers. (1997) Introduction to probability and reliability methods for use in geotechnical engineering. Department of the Army, Washington, United States.

World Meteorological Organization. (2025) *State of the Global Climate 2024.* Geneva: WMO, 2025. Disponível em: < https://wmo.int/publication-series/state-of-global-climate/state-of-global-climate-2024>. Acessado em 19 jun. 2026.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/109

Retroanálise das Ocorrências de Movimentos de Massa à Luz do Plano Municipal de Redução de Riscos (Pmrr) de Ilhéus–Ba

Gabriel Fernando Duarte de Bairros
Discente de Engenharia Civil, UESC, Ilhéus, Brasil, gfdbairros.egc@uesc.br

Daniel Miranda Ramos de Araújo
Engenheiro Civil, Universidade Estadual de Santa Cruz, Ilhéus, Brasil, dmraraujo.ppgeca@uesc.br

Cleverson Alves de Lima
Docente, Engenheiro Civil, Universidade Estadual de Santa Cruz, Ilhéus, Brasil, clalima@uesc.br

Joel Pereira Felipe
Docente, Arquiteto e Urbanista, Afiliação, Universidade Federal do Sul da Bahia, Itabuna, Brasil, joel.felipe@cja.ufsb.edu.br

RESUMO: Os movimentos de massa configuram um dos principais desafios à gestão urbana em áreas tropicais úmidas do Brasil, onde a combinação entre solos residuais saturáveis, declividades acentuadas e ocupação densa intensifica a vulnerabilidade socioambiental. Em Ilhéus, a recorrência de deslizamentos revela uma forte dependência dos acumulados pluviométricos prolongados, especialmente aqueles superiores a 72 horas. Este estudo integra dados de ocorrências da Defesa Civil (2002–2024), registros pluviométricos de estações do CEMADEN e informações demográficas do Censo 2022 do IBGE. Após filtragem e validação de 1.183 eventos, foi gerado um mapa de densidade de Kernel representando a intensidade espacial dos registros. Esse produto foi comparado diretamente à distribuição da densidade populacional por setor censitário, permitindo identificar zonas críticas onde a sobreposição entre perigo e exposição atinge níveis elevados. Os resultados demonstram que os principais hotspots de instabilidade coincidem com setores urbanos altamente adensados situados sobre encostas íngremes, indicando convergência entre pressão demográfica e suscetibilidade geomorfológica. Verificou-se ainda que o aumento da frequência de eventos após o limiar de 100 mm de chuva acumulada em 72h constitui tendência clara ao longo da série histórica. A integração dessas bases, composta por dados públicos e de fácil acesso, mostra-se eficaz para aprimorar diagnósticos de risco urbano e orientar estratégias de monitoramento e prevenção em municípios com características geotécnicas similares.

PALAVRAS-CHAVE: Movimentos de massa, Pluviometria, Densidade Populacional, Gestão de Risco.

ABSTRACT: Mass-movement processes represent a persistent challenge for urban management in tropical regions of Brazil, especially where steep residual soils, high rainfall indices and densely occupied hillslopes converge. The municipality of Ilhéus, situated on a complex geomorphological framework of dissected hills and coastal plains, exhibits recurrent landslide events strongly influenced by prolonged rainfall. This study integrates disaster records from the local Civil Defense (2002–2024), 72-hour accumulated rainfall from monitoring stations of CEMADEN, and demographic data from the 2022 census provided by IBGE. After filtering and validating 1,183 landslide-related occurrences, a Kernel density surface was generated to map spatial concentrations of events. This heatmap was then compared with census-based population-density distributions to assess the interplay between hazard intensity and demographic exposure. Results indicate a clear spatial convergence between high-intensity Kernel hotspots and densely populated sectors located on steep urban slopes. Moreover, an expressive increase in event frequency was observed above the threshold of 100 mm of accumulated rainfall in 72 hours, signaling a critical hydrometeorological trigger for slope failures. The integrated analysis demonstrates the effectiveness of combining publicly accessible datasets to refine risk diagnostics and support early-warning strategies in municipalities with similar geotechnical conditions.

KEYWORDS: Mass movements, Rainfall, Population density, Risk management.

1 INTRODUÇÃO

A cidade de Ilhéus, situada no litoral sul da Bahia, apresenta um cenário geomorfológico complexo, caracterizado por colinas dissecadas, vertentes íngremes e superfícies convexizadas, resultantes de longos processos de intemperismo atuando sobre rochas metamórficas. A presença de mantos espessos de alteração laterítica e solos residuais profundamente intemperizados, combinada com um regime pluviométrico tropical úmido e de alta intensidade, estabelece condições naturais de elevada suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa (VARGAS, 1971). Tais materiais, com elevada capacidade de saturação e redução significativa de resistência ao cisalhamento sob fortes chuvas, tornam-se especialmente instáveis durante episódios de precipitação extrema, como acumulados críticos de 72 horas (GUIDICINI e IWASA, 1977). A expansão urbana de Ilhéus historicamente direcionou-se para vertentes médias e superiores, ocupadas de forma progressivamente densa e, muitas vezes, sem a infraestrutura necessária para a estabilização de taludes ou drenagem adequada. O registro histórico de deslizamentos demonstra padrões espaciais estreitamente associados a gatilhos hidrometeorológicos, sobretudo chuvas intensas e concentradas. A distribuição socioespacial do município, marcada pela concentração de populações de baixa renda em áreas de maior declividade, reforça a sobreposição entre vulnerabilidade estrutural e condições naturais de instabilidade.
Este estudo fundamenta-se na necessidade de compreender a relação entre chuvas extremas, distribuição demográfica e recorrência de movimentos de massa no município. Para isso, realizou-se uma análise espacial comparando a mancha de calor (Kernel) gerada pelos registros de deslizamentos com o acumulado de precipitação de 72 horas e com o mapa de densidade populacional do Censo 2022, permitindo identificar setores onde a coincidência entre alta exposição humana e elevada incidência de eventos torna o risco significativamente ampliado. Essa abordagem busca aprimorar o entendimento dos padrões espaço-temporais de instabilidade e oferecer subsídios técnicos para ações de gestão urbana e proteção civil.

2 METODOLOGIA

Embora o município de Ilhéus possua uma vasta extensão territorial, a área de estudo delimitada concentra-se na região central e nos seus 'Altos' circundantes. Essa escolha justifica-se pelo fato de esta zona representar o núcleo histórico e demográfico de maior adensamento urbano sobre relevo acidentado. Diferente das extensas áreas rurais ou das planícies costeiras do município, a região central apresenta a maior sobreposição entre declividades acentuadas e exposição humana, onde a pressão demográfica forçou a ocupação de vertentes críticas. Portanto, a escala de análise adotada prioriza os setores onde a vulnerabilidade socioambiental e a recorrência histórica de desastres atingem os níveis mais elevados, tornando-a a área mais representativa para a gestão de riscos geodinâmicos no município.

2.1. Levantamento, Filtragem e Validação (Análise do Gráfico)

A metodologia foi estruturada em etapas de obtenção, filtragem e integração de bases multitemporais. Inicialmente, foram extraídos do sistema S2iD todos os registros de desastres ocorridos em Ilhéus entre 2002 e 2024, totalizando 1.634 ocorrências brutas. Para garantir consistência temática, aplicou-se um protocolo de filtragem voltado exclusivamente a movimentos de massa e ocorrências associadas à instabilidade de encostas, resultando em 1.250 registros de deslizamentos, desabamentos e solicitações de medidas estruturais emergenciais. Tipologias não relacionadas ao escopo geotécnico, como enxurradas, enchentes e queda de árvores isoladas, foram descartadas.
Os dados pluviométricos foram obtidos a partir das estações do CEMADEN e do INMET. A base foi processada para o cálculo dos acumulados de chuva em janelas de 24h, 48h e 72h. O cruzamento temporal entre as séries resultou na remoção de 67 registros com inconsistências ou ausência de dados meteorológicos na janela temporal da ocorrência. A amostra final, composta por 1.183 eventos validados, serviu de base para a construção do gráfico de frequência (Figura 1). Observa-se um comportamento acentuado no volume de ocorrências a partir de 40 mm em 72h, evidenciando um limiar crítico de saturação do solo e justificando o uso dessa janela temporal nas análises subsequentes.

2.2. Análise Pluviométrica e Identificação de Gatilhos (72h)

A literatura geotécnica demonstra que, em ambientes tropicais com solos residuais profundamente intemperizados, o acumulado de 72 horas é o indicador mais representativo para deflagração de movimentos de massa (GUIDICINI e IWASA, 1977), pois reflete a perda de sucção matricial e o consequente aumento da pressão neutra. mecanicamente, a infiltração contínua ao longo desse período preenche os vazios do solo, eliminando a coesão aparente gerada pela tensão capilar e reduzindo a tensão efetiva do maciço. Embora as janelas de 24h e 48h tenham sido calculadas, o recorte de 72h foi selecionado por capturar de forma mais eficaz o processo de infiltração lenta e progressiva da frente de saturação, responsável por reduzir a resistência ao cisalhamento em taludes naturais e antropizados.

2.3. Geoprocessamento e Estatística Espacial

As etapas de processamento cartográfico foram realizadas no software ArcGIS Pro, seguindo os procedimentos:

• Modelagem de Densidade de Kernel (Heatmap): Utilizou-se a técnica de densidade de Kernel para transformar a distribuição pontual de ocorrências em uma superfície contínua de intensidade espacial. Cada evento recebeu peso associado ao acumulado de precipitação de 72h, permitindo identificar zonas críticas de recorrência de instabilidade.

• Mapa Coroplético de Densidade Populacional: Com base nos setores censitários do IBGE (Censo 2022), foi calculada a densidade demográfica por área (km²). A equação utilizada foi:

$$D = \frac{V0001}{Area}$$

onde *V0001* corresponde à população residente. A representação adotou escala de tons de cinza para ressaltar gradientes de adensamento, garantindo contraste visual com o heatmap de ocorrências.

• Integração de Relevo e Ortoimagens: Foram sobrepostas curvas de nível (equidistância de 5 m) e ortofotos em formato ECW, possibilitando avaliar se os hotspots de calor coincidem com áreas de maior declividade, presença de taludes residuais e ocupação urbana consolidada.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1. Dados utilizados

A análise estatística permitiu gerar modelos de correlação linear que descrevem o comportamento dos movimentos de massa frente aos diferentes acumulados pluviométricos. O cruzamento entre a frequência de registros e a precipitação acumulada em 72h revelou padrões distintos para cada tipologia monitorada pela Defesa Civil de Ilhéus.

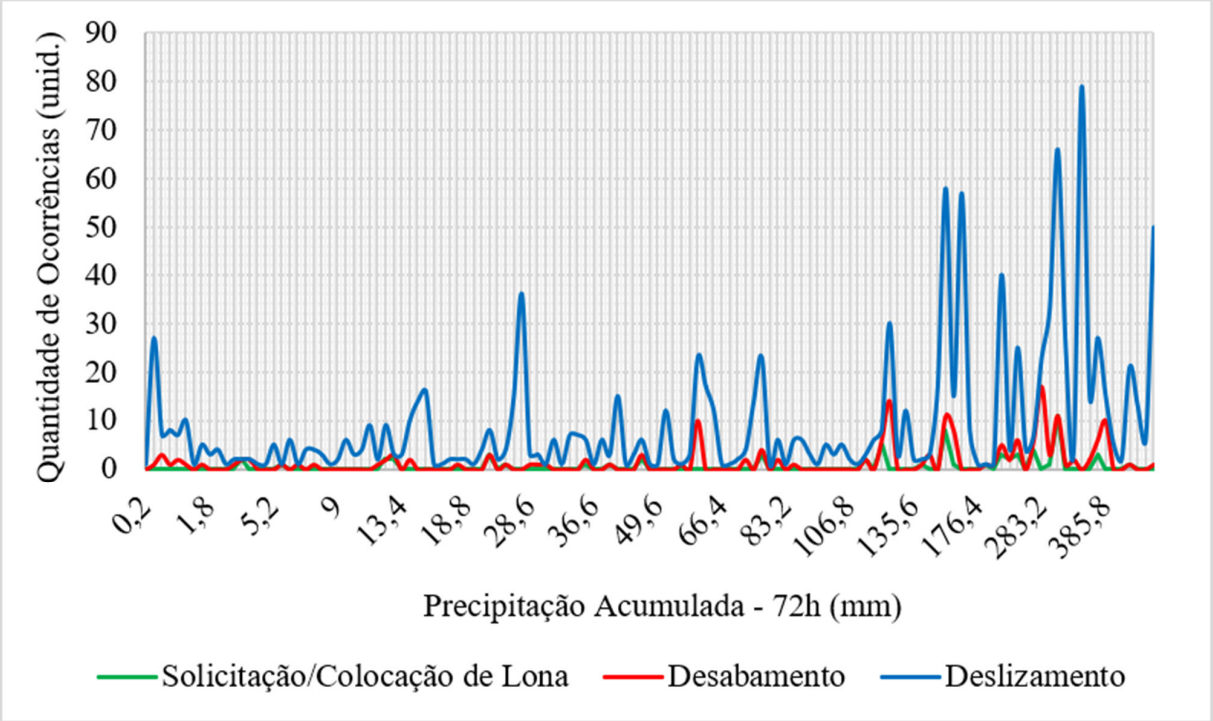


Figura 1. Correlação entre precipitação acumulada e tipologia de registros nos Altos de Ilhéus.

A Figura 1 apresenta o gráfico de dispersão correlacionando o acumulado de 72h com a frequência de eventos. Observa-se uma tendência positiva clara para a tipologia “Deslizamentos”, indicando que o aumento da precipitação está diretamente associado ao crescimento do número de ocorrências. Embora a chuva funcione como o gatilho primário, a deflagração dos movimentos de massa permanece condicionada a variáveis físico-ambientais e antrópicas, como a eficiência da drenagem urbana, o estado dos taludes e o padrão de ocupação dos “Altos”. Esses fatores modulam a estabilidade local e explicam a variabilidade na resposta das encostas diante de volumes semelhantes de precipitação.

A tendência geral é inequívoca: há um incremento expressivo da frequência de registros acima do limiar de 100 mm acumulados em 72h. Esse comportamento valida localmente o conceito de limiar crítico de deflagração estabelecido na literatura nacional por Tatizana et al. (1987), indicando o ponto onde a frequência de escorregamentos dispara. Esse comportamento se acentua em eventos extremos, como o observado em abril de 2023, quando uma precipitação superior a 332,6 mm desencadeou 79 deslizamentos simultâneos. Sob a perspectiva geotécnica, um evento dessa magnitude eleva drasticamente o peso específico do solo por saturação e gera pressões neutras elevadas na base do manto de alteração, reduzindo a tensão efetiva (VARGAS, 1971). Como a ruptura nesses cenários extremos ocorre em faixas mais profundas do talude, as medidas paliativas superficiais, como a instalação de lonas, mostram-se ineficazes para conter o colapso estrutural, revelando limites estruturais à resiliência dessas áreas.

3.2. Distribuição Espacial e Tipologias de Risco

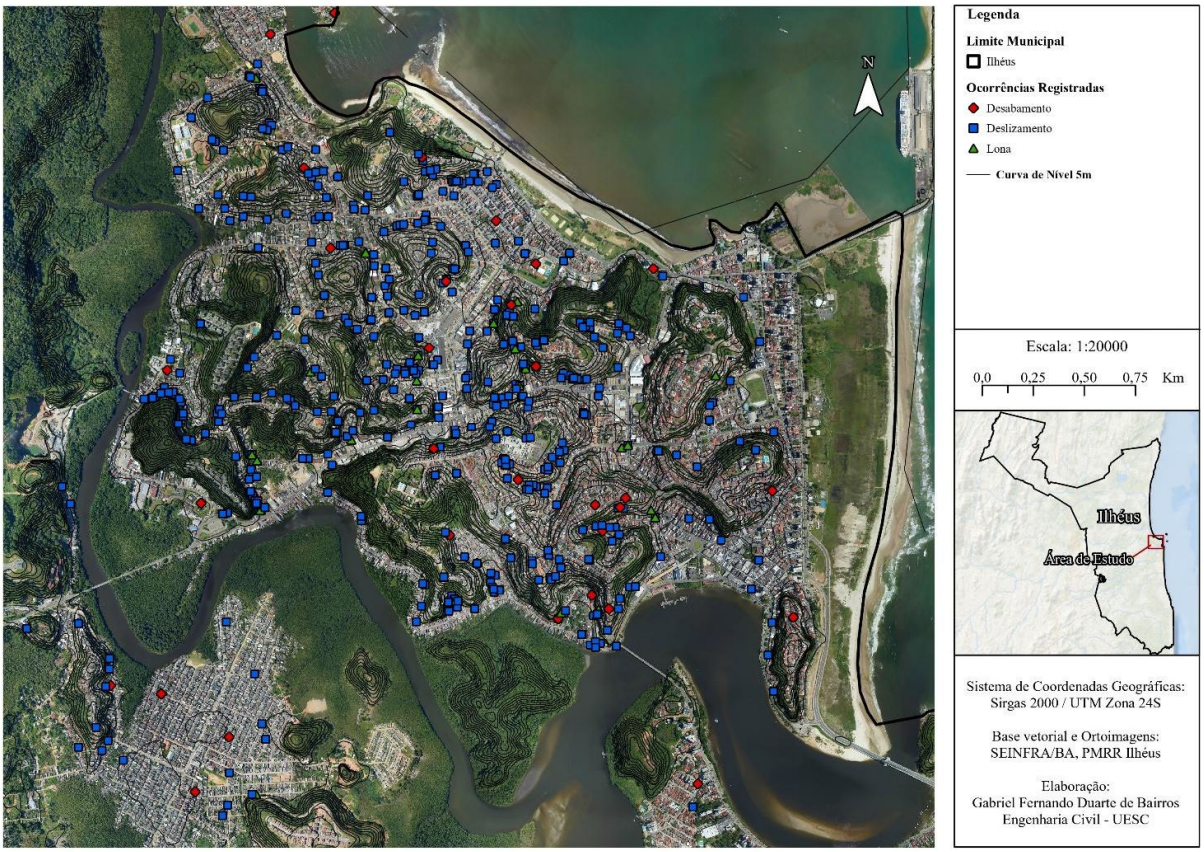


Figura 2. Espacialização dos registros validados por tipologia.

A Figura 2 ilustra a distribuição espacial dos 1.183 eventos validados. A predominância de deslizamentos ocorre nas vertentes com maior declividade, enquanto as ocorrências classificadas como “Colocação de Lonas” funcionam como um indicador precoce de vulnerabilidade, refletindo a percepção comunitária de movimentação superficial do solo. A distribuição espacial acompanha fielmente a malha dos “Altos” do município, confirmando que a pressão demográfica sobre encostas íngremes é um elemento catalisador essencial do perigo geodinâmico na cidade.

3.3. Hotspots de Perigo e Exposição Demográfica

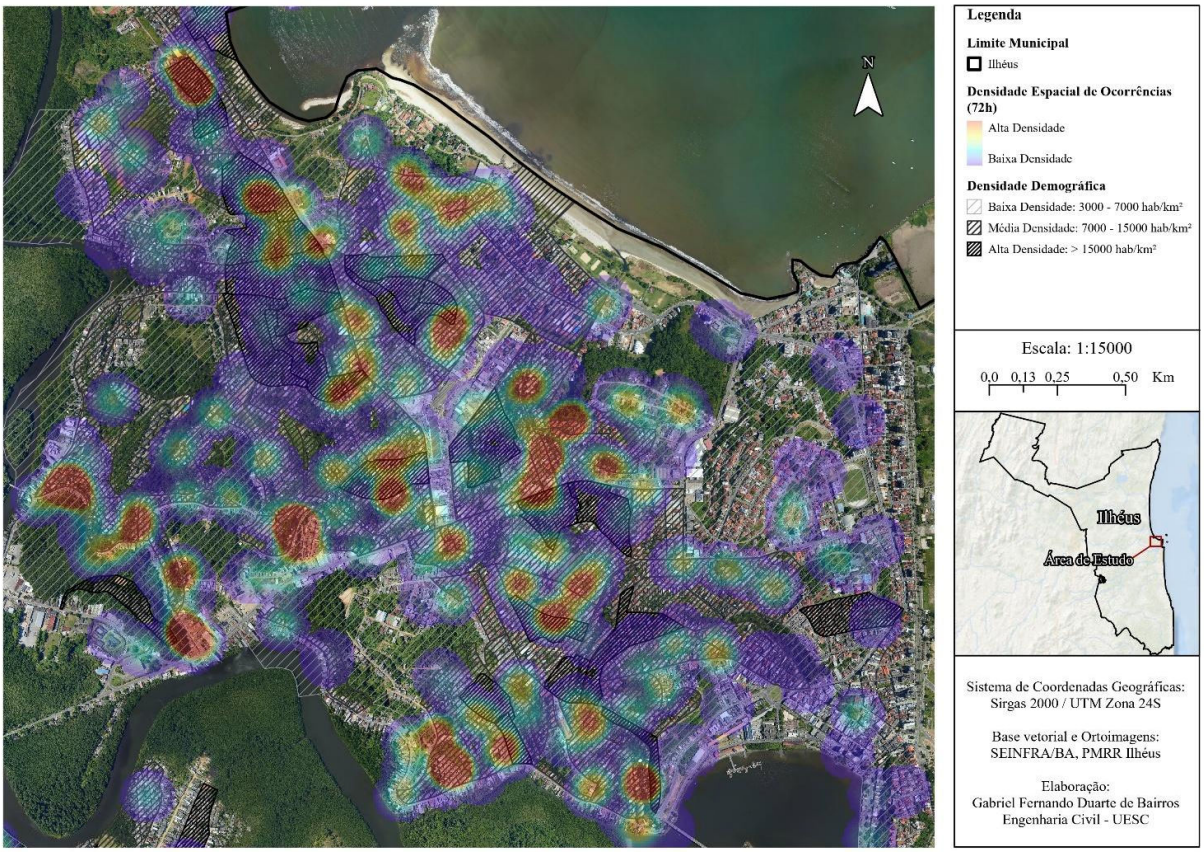


Figura 3. Mapa de calor (Kernel) dos movimentos de massa integrados à densidade populacional.

O mapa de calor evidencia núcleos de criticidade particularmente intensos nos bairros Alto da Conquista, Tapera e Coqueiro. Ao filtrar as classes de baixa densidade, observa-se que setores censitários com densidade superior a 15.000 hab/km² apresentam convergência espacial quase total com os hotspots do Kernel. Mesmo áreas com densidade intermediária (5.000–10.000 hab/km²) demonstram alta incidência de eventos quando situadas sobre encostas íngremes, o que reforça o papel decisivo da morfologia do terreno na amplificação do risco.

A análise das curvas de nível revela que a expansão urbana atingiu o limite técnico de estabilidade das vertentes, onde autoconstruções e sistemas de drenagem insuficientes não suportam a carga dinâmica imposta pelos movimentos de massa desencadeados pelos acumulados de 72h. Para além da declividade natural observada nos bairros Alto da Conquista, Tapera e Coqueiro, a severidade desses hotspots decorre de intervenções antrópicas que aceleram os mecanismos de ruptura descritos por Vargas (1971). A execução de cortes verticais sem obras de contenção para a criação de platôs residenciais expõe faces vulneráveis do solo. Além disso, a ausência de microdrenagem formal faz com que a água de calhas e sarjetas seja descartada diretamente na crista das encostas, concentrando o fluxo de infiltração. Esse cenário é agravado pelo uso de fossas sépticas rudimentares, que injetam efluentes continuamente no subsolo, mantendo o maciço em um estado permanente de pré-saturação e reduzindo consideravelmente o volume de chuva necessário para deflagrar o cisalhamento. A sobreposição entre alta densidade populacional, declividade acentuada e núcleos de saturação hídrica caracteriza um cenário de risco composto, onde perigos naturais e vulnerabilidades antrópicas se combinam para intensificar o potencial de danos.

4. CONCLUSÃO

A integração entre o histórico de ocorrências da Defesa Civil, os acumulados pluviométricos de 72 horas e a densidade demográfica dos setores censitários de Ilhéus permitiu identificar padrões espaciais e dinâmicas de resposta típicas de áreas urbanas implantadas sobre vertentes íngremes. A análise demonstrou que a precipitação prolongada atua como o gatilho primário para a deflagração dos movimentos de massa, mas a variabilidade da frequência dos eventos está fortemente condicionada a fatores locais, como a eficiência dos sistemas de drenagem, o estado dos taludes e o padrão de ocupação característico dos "Altos".

O comportamento ascendente da curva de ocorrências acima do limiar de 100 mm em 72h confirma a sensibilidade das encostas à saturação hídrica. Eventos extremos, como o registrado em abril de 2023, evidenciam a rápida perda de estabilidade das estruturas de solo residual quando submetidas a volumes excepcionais de precipitação. Esses episódios ilustram que a vulnerabilidade urbana não decorre apenas da intensidade da chuva, mas da interação entre fatores geodinâmicos e a pressão antrópica sobre o relevo.

A espacialização dos hotspots revelou que os núcleos de criticidade se concentram em "Altos" inseridos em alguns dos bairros mais populosos do município, incluindo Conquista, Tapera, Malhado, Barra, Esperança e Basílio. A coincidência entre adensamento populacional e manchas de calor provenientes do Kernel reforça que a exposição ao risco é amplificada pela ocupação de áreas morfologicamente desfavoráveis. Encostas densamente habitadas, sujeitas a drenagem insuficiente e autoconstruções sem critérios técnicos, apresentam maior propensão à ocorrência simultânea de deslizamentos durante períodos de chuva persistente.

De forma geral, os resultados demonstram que a combinação de dados acessíveis, como registros do S2iD, pluviometria do CEMADEN/INMET e malha populacional do Censo 2022, constitui uma abordagem eficiente para caracterizar risco de forma integrada. Ao evidenciar a sobreposição entre perigo geodinâmico e vulnerabilidade social, o estudo contribui para fundamentar ações de monitoramento, planejamento urbano e priorização de intervenções públicas. A relação direta entre precipitação acumulada, instabilidade das encostas e densidade habitacional confirma que os processos gravitacionais em Ilhéus seguem padrões previsíveis e espacialmente concentrados, indicando que o foco das futuras medidas de redução de risco deve considerar tanto a dinâmica pluviométrica quanto a organização territorial dos "Altos".

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BRASIL. **Sistema Integrado de Informações sobre Desastres (S2iD)**. Ministério do Desenvolvimento Regional. Disponível em: https://s2id.mi.gov.br.

CBPM – COMPANHIA BAIANA DE PESQUISA MINERAL. **Mapa Geológico do Estado da Bahia. Escala 1:1.000.000**. Salvador, 2003. Disponível em: https://rigeo.sgb.gov.br/items/ff6c853a-03dd-4e42-b99b-09c515eb4256.

IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Censo Demográfico 2022: Resultados Preliminares por Setores Censitários**. Rio de Janeiro, 2023. Disponível em: https://censo2022.ibge.gov.br/panorama/?localidade=BR.

GUIDICINI, G.; IWASA, J. Tentativa de correlação entre pluviosidade e escorregamentos em encostas tropicais. **Boletim da Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE)**, n. 4, p. 13-29, 1977.

TATIZANA, C. et al. Análise da correlação entre chuvas e escorregamentos de encostas na Serra do Mar, Município de Cubatão. In: **Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia**, 5, 1987, São Paulo. Anais... São Paulo: ABGE, v. 2, p. 225-236, 1987.

VARGAS, M. Effect of rainfall and groundwater levels on stability of natural slopes in residual soils. In: **Proceedings of the 4th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Puerto Rico, v. 2, p. 131-145, 1971.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/110

Retroanálise Probabilística de um Talude da Formação Serra Geral Afetado por Chuvas Intensas

Murillo Vinícius Bednarczuk
Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, murillobednarczuk@ufpr.br

Maria Eduarda Bus
Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, bus.maria@ufpr.br

Tainá Silva Sá Britto
Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, tainabritto@ufpr.br

Roberta Bomfim Boszczowski
Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, roberta.bomfim@ufpr.br

Vítor Pereira Faro
Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, vpfaro@ufpr.br

RESUMO: Os eventos pluviométricos extremos que atingiram o Rio Grande do Sul em maio de 2024 desencadearam significativos processos de instabilidade geotécnica ao longo da BR-470/RS, expondo a necessidade de uma melhor compreensão dos mecanismos de ruptura em taludes. Este artigo apresenta uma retroanálise probabilística de um talude crítico que falhou durante esse evento. O objetivo central do estudo foi aplicar uma abordagem que incorporasse as incertezas inerentes aos parâmetros geotécnicos, permitindo uma avaliação mais robusta do comportamento do maciço. A metodologia compreendeu a reconstrução do modelo geotécnico-conceitual e a realização de análises de estabilidade por equilíbrio limite, complementadas por simulações via método de Monte Carlo. Nesta abordagem, os parâmetros de resistência foram tratados como variáveis aleatórias, calibrados para representar as condições de ruptura observadas. Os resultados obtidos fornecem um referencial teórico-metodológico para a avaliação de risco, demonstrando que a abordagem probabilística constitui uma ferramenta eficaz para subsidiar futuros projetos de reconstrução e reforço, orientando intervenções mais resilientes a eventos climáticos extremos.

PALAVRAS-CHAVE: Retroanálise Probabilística, Estabilidade de Taludes, Método de Monte Carlo.

ABSTRACT: The extreme rainfall events that hit Rio Grande do Sul in May 2024 triggered significant geotechnical instability processes along the BR-470/RS highway, exposing the need for a better understanding of slope failure mechanisms. This paper presents a probabilistic back-analysis of a critical slope that failed during this event. The central objective of the study was to apply an approach that incorporated the uncertainties inherent to geotechnical parameters, allowing for a more robust assessment of the soil mass behavior. The methodology comprised the reconstruction of the conceptual geotechnical model and the performance of stability analyses by limit equilibrium, complemented by simulations via the Monte Carlo method. In this approach, strength parameters were treated as random variables, calibrated to represent the observed failure conditions. The results obtained provide a theoretical-methodological reference for risk assessment, demonstrating that the probabilistic approach constitutes an effective tool to support future reconstruction and reinforcement projects, guiding interventions that are more resilient to extreme weather events.

KEYWORDS: Probabilistic Back-analysis, Slope Stability, Monte Carlo Method.

1 INTRODUÇÃO

Os eventos pluviométricos extremos registrados no Rio Grande do Sul em maio de 2024 provocaram um número expressivo de rupturas em taludes rodoviários, associadas principalmente à elevação do nível d'água e à consequente redução da resistência ao cisalhamento dos solos (Piza et al., 2025).

As análises determinísticas tradicionalmente empregadas na engenharia geotécnica baseiam-se em um conjunto único de parâmetros médios, o que pode não representar adequadamente a variabilidade natural dos materiais e as incertezas associadas às condições hidráulicas e mecânicas, especialmente em cenários de ruptura induzida por chuvas intensas.

Métodos probabilísticos são utilizados para incorporar explicitamente essas incertezas, permitindo uma interpretação mais realista do comportamento de taludes (Li & Lumb, 1987; Elkateb et al., 2002; Vanmarcke, 1977; Christian et al., 1994; Griffiths & Fenton, 2004).

A retroanálise probabilística, em particular, constitui uma ferramenta adequada para o estudo de taludes que já sofreram ruptura, pois permite calibrar os parâmetros resistentes de modo estatisticamente coerente com a condição observada em campo, em vez de buscar uma única combinação determinística ajustada, nessa abordagem, os parâmetros são tratados como variáveis aleatórias descritas por distribuições de probabilidade, possibilitando a identificação de múltiplas combinações compatíveis com o estado limite (Alonso, 1976; Baecher & Christian, 2003). O setor de segurança de barragens tem liderado a evolução desse tema ao utilizar métodos estatísticos para gerenciar riscos complexos e tratar a variabilidade dos materiais de maneira mais rigorosa, estudos contemporâneos de pesquisadores como Schwantz et al. (2025) e Lacerda et al. (2025) demonstram que a aplicação dessas técnicas em grandes estruturas de solo proporciona uma avaliação de confiabilidade e serve como um modelo importante para as análises probabilísticas.

Aplicações de métodos probabilísticos também têm sido desenvolvidas na análise de estabilidade de taludes. Nesse contexto, Riselo (2021) avaliou a estabilidade de um talude rodoviário por meio de abordagens determinísticas e probabilísticas, enquanto Katereniuk (2022) aplicou métodos probabilísticos à análise de taludes rochosos considerando a variabilidade da resistência ao cisalhamento.

Dessa forma, este trabalho apresenta uma retroanálise de um talude localizado na BR-470/RS que sofreu ruptura durante os eventos pluviométricos de maio de 2024, empregando uma abordagem probabilística como ferramenta de validação da solução determinística previamente obtida. O objetivo consiste em verificar se os parâmetros de resistência calibrados na etapa determinística são estatisticamente condizentes com a condição de ruptura identificada, por meio da propagação de suas incertezas através de simulações de Monte Carlo.

2 METODOLOGIA

A metodologia adotada baseia-se na aplicação de uma retroanálise probabilística da estabilidade de um talude rodoviário, combinando métodos de equilíbrio limite e simulações probabilísticas com o método de Monte Carlo, implementadas no software Slide2 (Rocscience). O procedimento compreende a definição do modelo geotécnico-conceitual, a calibração dos parâmetros iniciais na ruptura por meio de retroanálise determinística e a avaliação probabilística da estabilidade global do talude.

2.1 Caracterização do Talude

O talude analisado está localizado na rodovia federal BR-470/RS, no trecho de serra entre os municípios de Bento Gonçalves e Veranópolis, no estado do Rio Grande do Sul. A área insere-se no contexto geológico da Formação Serra Geral, caracterizada pela presença de solos coluvionares sobrejacentes a rocha basáltica alterada, conforme descrito por Perazzolo (2003) para taludes naturais da mesma unidade geológica. Esse colúvio constitui a parte mais suscetível à instabilidade, especialmente sob condições de saturação induzidas por eventos pluviométricos intensos, como o ocorrido em maio de 2024, que desencadeou a ruptura analisada neste estudo (CEMADEN, 2024). O modelo geotécnico foi definido a partir da topografia levantada em campo e registros fotográficos possibilitando a reconstrução da geometria do talude imediatamente anterior ao rompimento, a seção representativa adotada possui aproximadamente 40 m de altura e inclinação média da encosta da ordem de 35°. A condição hidráulica adotada na análise foi definida de forma hipotética, com

observação de campo, considerando o posicionamento do nível d'água na interface entre o solo e rocha, visto que não havia instrumentação ou monitoramento da encosta que permitisse a medição das poropressões in situ.

2.2 Retroanálise Determinística

A retroanálise determinística foi empregada para calibrar o modelo geotécnico até que a condição de ruptura observada em campo fosse reproduzida (FS=1). O modelo foi constituído por duas camadas: solo coluvionar, representado pelo critério de Mohr–Coulomb, e rocha basáltica alterada, representada pelo critério de Hoek–Brown Generalizado. A geometria do talude, a condição hidráulica associada ao evento pluviométrico extremo, o peso específico natural do solo e os parâmetros do maciço rochoso foram mantidos fixos ao longo de todo o processo de calibração, uma vez que representam características físicas do local e não variáveis de ajuste.

Para a rocha basáltica alterada da Formação Serra Geral foram adotados os seguintes parâmetros: UCS = 30 MPa, GSI = 40, mi = 15 e fator de distúrbio D = 1, conforme valores empregados por Pauli (2021) em taludes da mesma unidade geológica. Para o solo coluvionar, adotou-se peso específico natural $\gamma = 16$ kN/m³, aproximadamente conforme obtido por Perazzolo (2003). Os únicos parâmetros ajustados nesta etapa foram a coesão efetiva (c') e o ângulo de atrito efetivo (φ') do solo coluvionar, esses parâmetros foram progressivamente modificados por meio de análises de equilíbrio limite com o método de Morgenstern–Price e superfície de ruptura não circular, até que o fator de segurança global médio se aproximasse da condição de equilíbrio limite (FS ≈ 1) (Morgenstern & Price, 1965; Duncan, 1996). Ao final dessa etapa, obteve-se um conjunto determinístico de parâmetros capaz de reproduzir a ruptura observada em campo, o qual passou a representar o estado limite calibrado e a base de referência para a análise probabilística.

2.3 Procedimento de Análise de Estabilidade Probabilística

A partir da base determinística calibrada, apenas os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo coluvionar, c' e φ', foram considerados como variáveis aleatórias. A propagação dessa incerteza na estabilidade global do talude foi avaliada por meio de simulações de Monte Carlo, implementadas no software Slide2 (Rocscience). Em cada simulação, um par de valores aleatórios (c' e φ') é gerado a partir das distribuições de probabilidade adotadas, e o fator de segurança correspondente é calculado pelo método de equilíbrio limite (Baecher e Christian, 2003). A repetição desse processo ao longo de um grande número de iterações permite construir a distribuição probabilística do fator de segurança e estimar a probabilidade de falha como a fração de simulações em que FS < 1. Todos os demais parâmetros do modelo, incluindo a geometria, a condição hidráulica, o peso específico do solo e os parâmetros do maciço rochoso, permaneceram determinísticos e inalterados em relação à etapa de retroanálise determinística.

A variabilidade dos parâmetros de resistência tomou-se como limites físicos superiores e inferiores os valores de resistência de pico ($c' \approx 16$ kPa, $\varphi' \approx 31{,}7°$) e residual ($c' \approx 0$ kPa, $\varphi' \approx 9{,}7°$) obtidos por Perazzolo (2003) para solos coluvionares da Formação Serra Geral. Dentro desse intervalo, c' e φ' foram modelados por distribuições Normais truncadas, com intervalo de confiança de 95%, com coeficientes de variação da ordem de 33,5% para c' e 20,4% para φ', mantidos constantes ao longo das simulações. O número de simulações foi definido por:

$$N \geq \frac{z^2 P_f (1-P_f)}{\varepsilon^2} \qquad (1)$$

Adotando-se $P_f = 0{,}5$, $z = 1{,}96$ (intervalo de confiança de 95%) e erro absoluto admissível $\varepsilon = 0{,}05$, obtém-se $N \approx 400$, com o objetivo de reduzir o erro amostral e assegurar maior estabilidade estatística da estimativa, adotou-se $N = 1000$ simulações, em consonância com práticas usuais em análises de confiabilidade geotécnica discutidas por Fenton, Gordon A. e Griffiths, D. V. (2008). No contexto da retroanálise, a probabilidade de falha não é interpretada como medida de risco futuro, mas como indicador estatístico de coerência do estado limite calibrado, buscando-se uma distribuição de FS centrada em torno da unidade e uma P_f compatível com a ruptura observada (Baecher & Christian, 2003; Griffiths & Fenton, 2004).

As análises de estabilidade foram conduzidas por métodos de equilíbrio limite, adotando-se o método de Morgenstern–Price, por permitir o equilíbrio simultâneo de forças e momentos e admitir diferentes distribuições de esforços entre fatias (Morgenstern & Price, 1965; Duncan, 1996).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Resultados das Análises Determinísticas

A retroanálise determinística conduziu à obtenção de um conjunto de parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo coluvionar capaz de reproduzir a condição de ruptura observada em campo, com fator de segurança global próximo da unidade. O par médio ajustado foi da ordem de $c' = 7$ kPa e $\varphi' = 25°$, resultando em FS ≈ 1,00 e em uma superfície crítica compatível, em geometria e profundidade, com o mecanismo de ruptura identificado no talude, conforme a Figura 1. Dessa forma, os parâmetros calibrados passaram a ser adotados como valores médios de referência para a etapa probabilística.

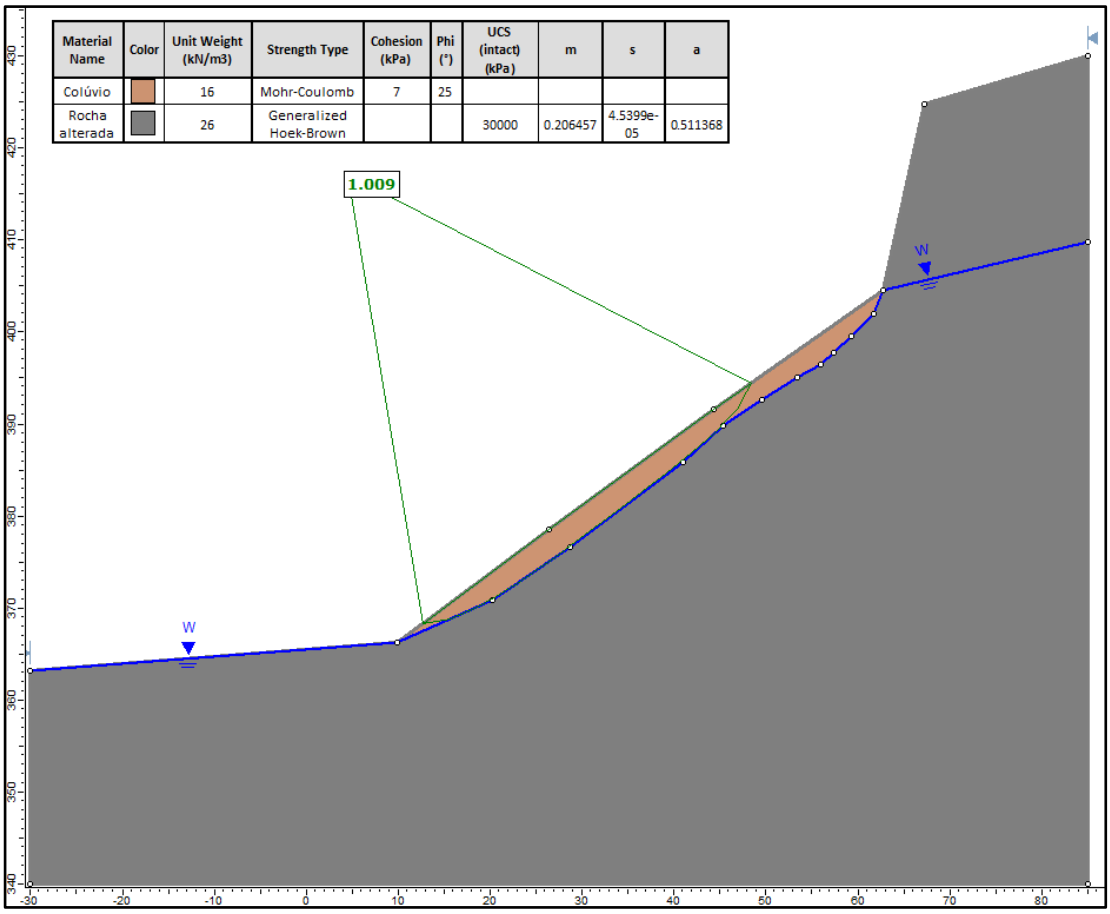


Figura 1. Seção geotécnica representativa do talude no Slide2 (Rocscience).

3.2 Resultados das Análises Probabilísticas

A partir dos parâmetros médios calibrados na etapa determinística, foram realizadas as simulações probabilísticas por meio do método de Monte Carlo, considerando a variabilidade estatística da coesão efetiva (c') e do ângulo de atrito efetivo (φ') da camada de solo coluvionar. A distribuição dos fatores de segurança obtidos é apresentada na Figura 2.

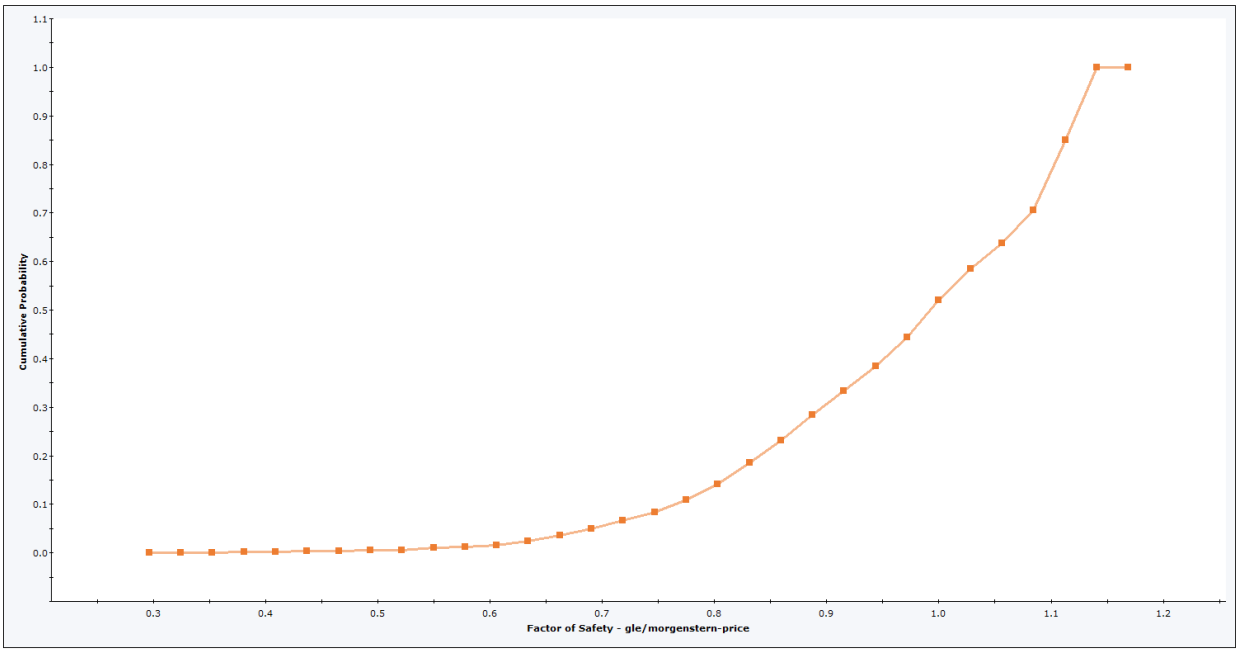


Figura 2. Distribuição dos fatores de segurança obtidos nas simulações de Monte Carlo.

O fator de segurança médio resultante foi de 0,965, com desvio padrão de 0,144. A probabilidade de falha, definida como a proporção de simulações com FS < 1, foi de 52%. Esse resultado é consistente com a natureza da retroanálise, na qual os parâmetros de resistência são calibrados para reproduzir uma condição de ruptura observada em campo. Como consequência, a distribuição dos fatores de segurança obtidos tende a se concentrar em torno do estado limite, de modo que parte das combinações de parâmetros resulte em FS inferior a 1. Assim, o valor obtido indica que o conjunto de parâmetros adotado é estatisticamente compatível com a condição de instabilidade analisada, em concordância com a interpretação probabilística proposta por Baecher e Christian (2003) e Griffiths e Fenton (2004).

3.3 Comparações e Discussões

Resultados probabilísticos de estabilidade de taludes mostram uma relação clara entre o fator de segurança médio e a probabilidade de ruptura. No estudo de Riselo (2021), fatores de segurança probabilísticos médios de 1,19 (2D) e 1,23 (3D) estiveram associados a probabilidades de ruptura relativamente baixas, de 1,24% e 0,64%, respectivamente, caracterizando uma condição globalmente estável do talude analisado. Por outro lado, Katereniuk (2022) obteve probabilidades de ruptura significativamente maiores em alguns cenários de instabilidade em taludes rochosos, com valores entre 62,4% e 84,1%, associados a fatores de segurança médios entre aproximadamente 1,08 e 1,50, dependendo da cunha e da envoltória de resistência considerada. Nesse contexto, o resultado obtido neste estudo, com FS médio de 0,965 e probabilidade de falha de 52%, posiciona-se entre os cenários observados por Riselo (2021) e Katereniuk (2022), sendo coerente com uma condição próxima ao estado limite de ruptura.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho aplicou uma retroanálise probabilística à ruptura de um talude da BR-470, desencadeada por chuvas extremas em maio de 2024, evidenciando como a elevação do nível d'água e a degradação da resistência do solo coluvionar podem ser representadas de forma mais realista quando os parâmetros são tratados como variáveis aleatórias. A calibração do modelo, conduzida até atingir fator de segurança médio próximo da unidade, resultou em probabilidade de falha da ordem de 52%, consistente com um estado de ruptura iminente e com a interpretação de que diferentes combinações de coesão e ângulo de atrito, dentro de um intervalo fisicamente admissível entre pico e residual, podem ter sido mobilizadas no instante do deslizamento. Em contraste com a prática corrente, fortemente apoiada em análises determinísticas baseadas

em um único par de parâmetros e um único valor de FS, os resultados mostram que a consideração explícita da variabilidade dos parâmetros resistentes modifica significativamente a leitura da segurança em taludes. Assim, a retroanálise probabilística se apresenta como uma ferramenta robusta para reinterpretar rupturas induzidas por eventos pluviométricos extremos, calibrar modelos geotécnicos e fornecer uma medida de confiabilidade que pode subsidiar os projetos de geotecnia.

AGRADECIMENTOS

Agradece-se à empresa Solution IPD pela disponibilização do acesso ao software *Slide2*, que viabilizou a realização das análises numéricas desenvolvidas neste estudo, bem como ao Departamento de Construção Civil e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Paraná pelo apoio institucional.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, E. E. (1976). *Risk analysis of slopes and its application to slopes in Canadian sensitive clays*. Géotechnique, 26(3), 453–472.

Baecher, G. B., & Christian, J. T. (2003). *Reliability and statistics in geotechnical engineering*. Hoboken: John Wiley & Sons.

CEMADEN – Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (2024). Nota Técnica nº 412/2024: *Mapeamento dos movimentos de massa relacionados ao desastre de abril–maio de 2024 no estado do Rio Grande do Sul*. São José dos Campos. Disponível em: https://www.cemaden.gov.br/. Acesso em: 10 jul. 2025.

Christian, J. T., Ladd, C. C., & Baecher, G. B. (1994). *Reliability applied to slope stability analysis*. Journal of Geotechnical Engineering, 120(12), 2180–2207.

Duncan, J. M., & Wright, S. G. (2005). *Soil strength and slope stability*. Hoboken: John Wiley & Sons.

Elkateb, T., Chalaturnyk, R., & Robertson, P. K. (2002). *An overview of soil heterogeneity: Quantification and implications on geotechnical field problems*. Canadian Geotechnical Journal, 40(1), 1–15.

Griffiths, D. V., & Fenton, G. A. (2004). *Probabilistic slope stability analysis by finite elements*. Journal of Geotechnical Engineering, 130(5), 507–518.

Katereniuk, S. B. (2022). *Avaliação da resistência ao cisalhamento de descontinuidades em metarenito,metasiltito e gnaisse e aplicação de método Probabilístico à estabilidade de taludes*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Paraná, Curitiba.

Lacerda, C. F. B.; Pinto, G. H. da S.; Villar, L. F. de S. (2025). *Comparação dos Resultados de Diferentes Métodos de Análise Probabilística da Estabilidade de uma Barragem Hipotética de Rejeitos*. Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAE 2025. ABMS.

Li, K. S., & Lumb, P. (1987). Probabilistic design of slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 24(4), 520–535.

Morgenstern, N. R., & Price, V. E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. *Géotechnique*, 15(1), 79–93.

Pauli, E. D. N. (2021). *Análise de Estabilidade de Talude Utilizando o Método de Scanline em uma Pedreira de Diabásio*. Trabalho de Conclusão de Curso em Geologia – Universidade Federal do Pampa, Caçapava do Sul, 73 p.

Perazzolo, M. C. (2003). *Estudo da estabilidade de taludes naturais na Formação Serra Geral em Bento Gonçalves e Canela/RS*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Piza, V. B. T.; Bednarczuk, M. V.; Schmidt, K. S.; Britto, T. S. S.; Faro, V. P. (2025). *Influência de eventos pluviométricos na estabilidade de taludes: revisão de literatura*. Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAE 2025. ABMS.

Riselo, B. C. de T. (2021). *Análise de estabilidade de um talude rodoviário por meio de Modelo determinístico e probabilístico e previsão do volume de Massa mobilizada*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Paraná, Curitiba.

Schmidt, K. S.; Bednarczuk, M. V.; Piza, V. B. T.; Britto, T. S. S.; Faro, V. P. (2025). *Influência da variabilidade de parâmetros de resistência ao cisalhamento na estabilidade de talude da Formação Serra Geral.* Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAE 2025. ABMS.

Schwantz, M. da C.; Vieira, L. V.; Belchior, I. M. R. M.; Alves, A. M. de L. *Análise Geotécnica Probabilística da Estabilidade dos Taludes da Barragem Santa Bárbara – Pelotas/RS*. Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAE 2025. ABMS.

Vanmarcke, E. H. (1977). *Reliability of earth slopes*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, *ASCE*, 103(GT11), 1247–1265.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/111

Risco geotécnico de um talude na cidade de Teresópolis-RJ: proposição de cartilha orientadora

Luiz Gabriel Oliveira Araujo
Graduando, Centro Universitário Fundação Educacional Serra dos Órgãos, Unifeso, Teresópolis-RJ, Brasil, gabriel22aaraujo@gmail.com

Jean Carlos da Silva Malheiro
Graduando, Centro Universitário Fundação Educacional Serra dos Órgãos, Unifeso, Teresópolis-RJ, Brasil, jeanmalheiros2003@gmail.com

Yasmin de Sá de Oliveira
Graduanda, Centro Universitário Fundação Educacional Serra dos Órgãos, Unifeso, Teresópolis-RJ, Brasil, oliveirayasmin977@gmail.com

Nathan do Amaral Silva Pacheco
Graduando, Centro Universitário Fundação Educacional Serra dos Órgãos, Unifeso, Teresópolis-RJ, Brasil, nathanamaral20122@gmail.com

Bruno Cavalcante Mota
Professor, Centro Universitário Fundação Educacional Serra dos Órgãos, Unifeso, Teresópolis-RJ, Brasil, brunomota@unifeso.edu.br

RESUMO: O município de Teresópolis (RJ), conhecido pelo relevo montanhoso que lhe rendeu o título de "cidade do montanhismo", apresenta elevada suscetibilidade a deslizamentos, agravada pela ocupação urbana desordenada e pela degradação ambiental, como evidenciado na catástrofe de 2011 na Região Serrana. Nesse contexto, este estudo analisa um talude localizado no município, com o objetivo de subsidiar a elaboração de uma cartilha orientadora à população sobre estabilidade de encostas. A análise baseou-se em dados preliminares obtidos em mídias digitais, plataformas online e literatura técnica. A caracterização macroscópica, fundamentada em mapas do atlas municipal, indicou a presença de latossolo avermelhado, associado a óxidos de ferro. Geomorfologicamente, a área insere-se em serras isoladas e, geologicamente, integra o Batólito Serra dos Órgãos, de idade pré-cambriana. Identificou-se intervenção humana prévia, com execução de talude em patamares ("dentamentos") distribuídos em quatro níveis de aproximadamente 4 m, totalizando cerca de 16 m de altura, 85 m de comprimento e 32 m de largura. Contudo, não foram observados dispositivos de drenagem nem cobertura vegetal. Verificaram-se ainda indícios de pequenas quedas de material e possível movimento de rastejo (creep), indicando suscetibilidade a processos erosivos, percolação e instabilidades.

PALAVRAS-CHAVE: Latossolo, Estabilidade de talude, Cartilha, Geologia.

ABSTRACT: The municipality of Teresópolis (RJ), known for its mountainous terrain, is highly susceptible to landslides, a condition intensified by unplanned urban expansion and environmental degradation, as highlighted by the 2011 disaster in the Serrana Region. In this context, this study analyzes a slope within the municipality to support the development of an educational guide for the local population on slope stability. The assessment was based on preliminary data from digital sources and technical literature. Macroscopic characterization, supported by municipal atlas maps, identified a reddish Oxisol (Latosol) rich in iron oxides. Geomorphologically, the area lies within isolated mountain ranges and is geologically part of the Precambrian Serra dos Órgãos Batholith. Evidence of prior human intervention was observed, consisting of a benched slope with four levels of approximately 4 m each, totaling about 16 m in height. No drainage systems or vegetation cover were identified. Signs of minor material falls and possible creep movement suggest vulnerability to erosion, water infiltration, and slope instability.

KEYWORDS: Latosol, Slope stability, Primer, Geology.

1 INTRODUÇÃO

O intenso crescimento urbano observado em diversas cidades brasileiras tem impulsionado processos de ocupação desordenada, frequentemente direcionados a áreas geotecnicamente inadequadas, como encostas de elevada declividade desprovidas de infraestrutura compatível com requisitos mínimos de segurança. No Estado do Rio de Janeiro, registram-se recorrentes desastres associados a deslizamentos de encostas e rupturas de taludes, resultando em perdas humanas e expressivos impactos urbanos, sociais, ambientais e econômicos (Silva *et al.*, 2007).

O município de Teresópolis, localizado na região serrana do Estado do Rio de Janeiro, apresenta várias áreas classificadas como de risco geotécnico. Tais áreas não se restringem às encostas íngremes, abrangendo também setores de topografia mais suave situados no sopé de taludes ou nas margens de cursos d'água. As encostas da região configuram-se como áreas suscetíveis a movimentos de massa em razão da interação de múltiplos fatores condicionantes e desencadeadores, os quais, em Teresópolis, são potencializados por características naturais específicas. O relevo local é marcado por elevadas altitudes e variações altimétricas abruptas, formando encostas íngremes frequentemente constituídas por camadas superficiais delgadas de solo sobrejacentes a maciços rochosos pouco permeáveis. Essa configuração estratigráfica, associada à elevada declividade, favorece condições de instabilidade (Alves, 2025).

O clima serrano, caracterizado por episódios recorrentes de precipitações intensas, contribui para o rápido aumento do grau de saturação dessas camadas superficiais. As chuvas de relevo, também chamadas de orográficas, são muito comuns no município. Estas chuvas são provocadas pela presença da Serra do Mar, que funciona como uma barreira natural concentrando as massas de ar oriundas do litoral, as quais acabam condensando em forma de chuva (Alves, 2025).

A elevação da pressão neutra e a consequente redução da resistência ao cisalhamento promovem a perda de estabilidade, especialmente em solos residuais tropicais de comportamento sensível à variação de umidade. Nessas condições, o acréscimo de peso devido à absorção de água, aliado à diminuição dos parâmetros de resistência efetiva, conduz o maciço a um estado de desequilíbrio, favorecendo a deflagração de movimentos de massa, como deslizamentos translacionais rasos (Massad, 2010).

Além dos deslizamentos, podem ser citados outros riscos geotécnicos como a subsidência do solo, que ocorre quando o solo afunda devido à extração de recursos subterrâneos, como água, petróleo ou minerais. A subsidência pode danificar fundações de edifícios, estradas e outras infraestruturas, resultando em custos elevados de reparo e manutenção. E também a erosão costeira, em que a ação das ondas e tempestades pode causar a erosão das áreas costeiras, afetando ecossistemas e infraestruturas próximas ao litoral. A perda de terreno costeiro pode ter impactos econômicos e ambientais significativos (Massad, 2010).

Os impactos dos riscos geotécnicos são amplos e podem ser devastadores. Deslizamentos de terra e subsidência do solo podem causar destruição de propriedades, perda de vidas e interrupção de serviços essenciais. Ainda, os custos associados à recuperação e reconstrução após esses eventos são elevados, representando um ônus significativo para governos e comunidades.

Dessa forma, o objetivo deste artigo foi analisar um talude localizado no município de Teresópolis, visando à elaboração de uma cartilha orientadora voltada à população sobre aspectos fundamentais da estabilidade de encostas. Para isso, foram analisados aspectos climáticos, geológicos e geotécnicos da cidade, propondo soluções viáveis para o talude selecionado.

2 MÉTODO DE PESQUISA

2.1 Análise do clima, geologia e pedologia da cidade de Teresópolis

A primeira etapa da pesquisa consistiu na análise dos dados climáticos e meteorológicos da cidade de Teresópolis, com o objetivo de identificar as formações geológicas, os níveis de precipitação e os tipos de solos mais comuns no município. A partir dessa caracterização preliminar, foi selecionado o talude objeto de

estudo, localizado Estrada Vesnceslau José Medeiros, de acordo com a Figura 2, nas coordenadas -22.387216, -42.956960. Esses dados serviram para basear a proposição da soluções e da análise do talude em questão.

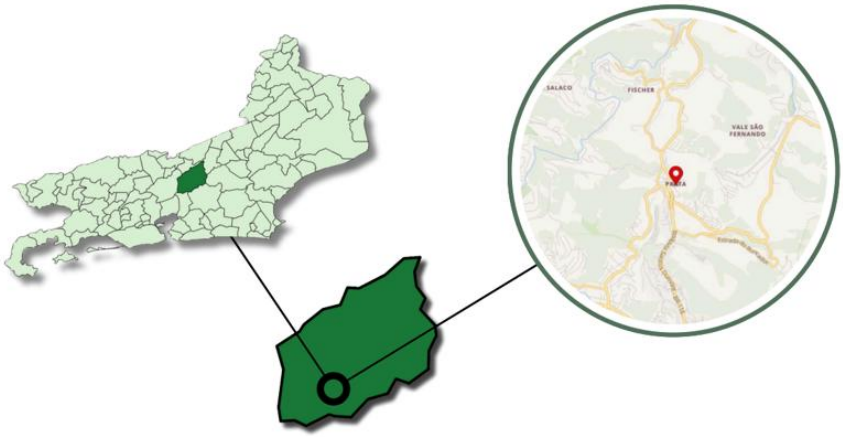


Figura 2. Localização do talude investigado.

2.2 Análises do talude estudado

Para a avaliação do talude selecionado, foram realizadas análises no Google Earth, das mudanças ocorridas no seu uso e ocupação, bem como coleta de dados da geometria atual do talude, para a proposição de soluções. Foi analisada a cobertura vegetal, estratigrafia do solo e propostas soluções em formato de cartilha orientadora, tanto para o talude em análise quanto para outras obras geotécnicas na cidade de Teresópolis.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

No que se refere ao clima, a região serrana de Teresópolis apresenta elevados índices pluviométricos, em função de sua localização geográfica e da influência orográfica característica do relevo montanhoso. A Figura 3 apresenta a correlação entre precipitação e ocorrência de escorregamentos, com base em estudos desenvolvidos pelo NADE/DRM-RJ (2014). Os resultados indicam que a deflagração de escorregamentos naturais nas encostas de Teresópolis está associada à combinação de diferentes limiares pluviométricos, envolvendo: precipitação horária da ordem de 30 mm/h (chuva deflagradora), acumulado diário de aproximadamente 100 mm/24 h (chuva preparatória), acumulado em 96 horas de cerca de 115 mm (chuva preparatória acumulada) e precipitação mensal antecedente de aproximadamente 270 mm (chuva predisponente) (Amaral, 2016).

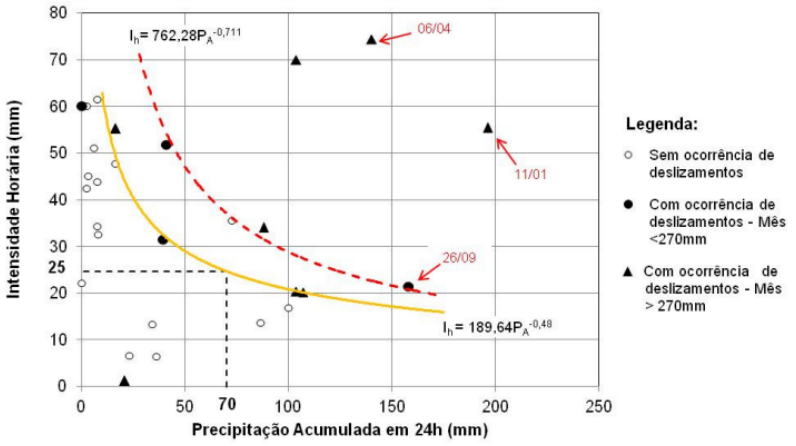


Figura 3. Curvas limiares para a ocorrência de escorregamentos esparsos (amarela) e escorregamentos generalizados (vermelha) em Teresópolis (Fonte: NADE/DRM-RJ, 2014).

Com base em dados do INMET (2026), elaborou-se o gráfico apresentado na Figura 4, no qual são exibidas as temperaturas médias mensais e os totais de precipitação no período de 2010 a 2025. Observa-se que os maiores volumes pluviométricos concentram-se entre os meses de outubro e abril, abrangendo aproximadamente 60% do ano. Esse regime sazonal evidencia que os solos do município permanecem expostos a condições de elevada umidade por um período prolongado, fator que contribui para o aumento do grau de saturação, a redução da resistência ao cisalhamento e, consequentemente, a maior suscetibilidade a instabilidades geotécnicas.

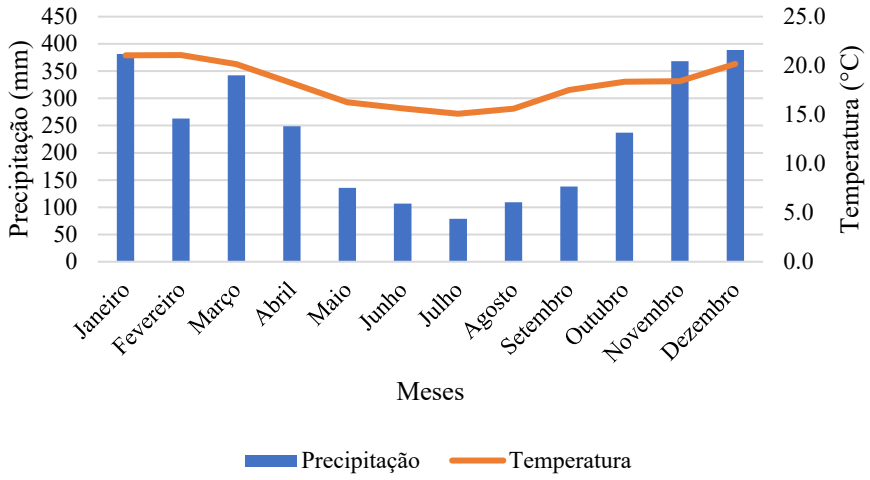


Figura 4. Temperaturas e precipitação média de Teresópolis entre 2010 e 2025.

Os aspectos geológicos referem-se às características que formam o substrato material de um local, ou seja, as camadas subjacentes ao relevo e sua formação e evolução histórica. Os estudos geológicos procuram analisar os tipos de rochas que compõem a área, os recursos minerais e os processos que deram origem a esses materiais. Assim, o relevo é resultado tanto dos processos que ocorrem no interior da terra (endógenos), como o vulcanismo e tectonismo, como dos processos que ocorrem na superfície terrestre (exógenos), que promovem a modelagem do relevo, como a erosão e o intemperismo. Nesse sentido, quanto aos aspectos geológicos para Teresópolis, todos os três períodos presentes equivalem ao pré-cambriano, que é o período mais antigo na classificação das eras geológicas, tendo, aproximadamente, 4,5 bilhões de anos (ver Figura 5).

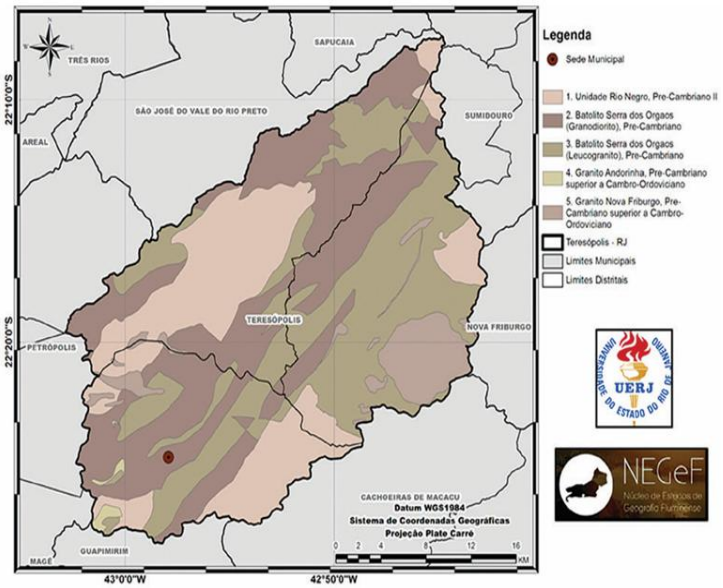


Figura 5. Mapa geológico de Teresópolis (Fonte: Uerj, 2019).

No contexto da geomorfologia de Teresópolis, destaca-se a relevância da Serra do Mar como elemento condicionante do relevo regional. A configuração dessa cadeia montanhosa resulta de uma evolução geológica complexa, associada à atuação integrada de agentes tectônicos e processos erosivos ao longo dos períodos geológicos. Entre os principais condicionantes tectônicos destacam-se falhamentos de grande magnitude, cuja movimentação relativa entre blocos crustais promoveu deslocamentos verticais significativos. Esses falhamentos correspondem a descontinuidades estruturais na crosta terrestre, nas quais ocorre o soerguimento de um bloco em relação ao outro. No caso da Serra do Mar, verificou-se o levantamento do bloco continental associado à cadeia montanhosa, enquanto a área correspondente à Baía de Guanabara sofreu rebaixamento relativo.

A atuação posterior de processos intempéricos e erosivos sobre essa estrutura tectonicamente condicionada contribuiu para a modelagem das escarpas íngremes e dos desníveis altimétricos expressivos que caracterizam o relevo da região serrana fluminense. Dessa forma, produz-se um relevo bastante acidentado com grande variação de altitude, em uma área relativamente pequena a altitude varia de 200 m a 2.263 m, por exemplo (ver Figura 6).

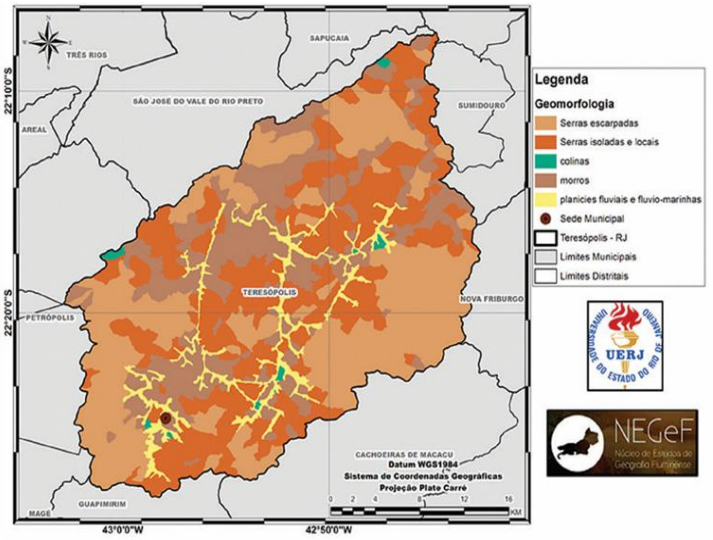


Figura 6. Mapa geomorfológico de Teresópolis (Fonte: Uerj, 2019).

Por fim, quanto ao solo, o município de Teresópolis apresenta um solo diversificado e sua distribuição está atrelada ao relevo do tipo montanhoso e escarpado, em conjunto com uma declividade moderada em média e com altos índices pluviométricos. Esta diversidade contribui para a formação dos distintos tipos de vegetações, além de favorecer a exploração da atividade agrícola. Na Figura 7 é possível observar as cinco classes de solos onde a ocorrência é mais significante.

Dessa forma, quanto ao talude analisado (ver Figura 8), destaca-se que ele pode ser classificado como talude de escavação, tendo em vista ação antropológica no local. Além disso, houve realização prévia de um talude “dentamento”. O objeto de estudo não possui cobertura vegetal e também não foram observados mecanismos relevantes a drenagem, estando ele exposto a riscos de erosão e percolação. Pequenos sinais de queda de material e algumas fendas foram observadas em sua extensão, indicando ação de rastejo sobre o mesmo. Por meio dos mapas das figuras 5 a 7, pode-se concluir que o solo se trata de um latossolo com presença de óxido de ferro, devido cor avermelhada identificada, localizando-se em região pré-cambriana, em área de serras isoladas ou locais. Ainda, a Figura 9 destaca as modificações que ocorreram no talude desde o ano de 2019, mostrando que o mesmo vem passando por alterações de uso significativas.

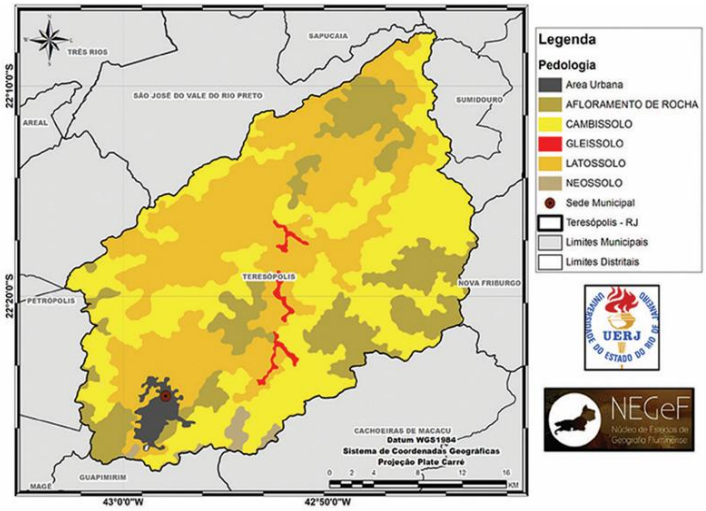


Figura 7. Pedologia de Teresópolis (Fonte: Uerj, 2019).

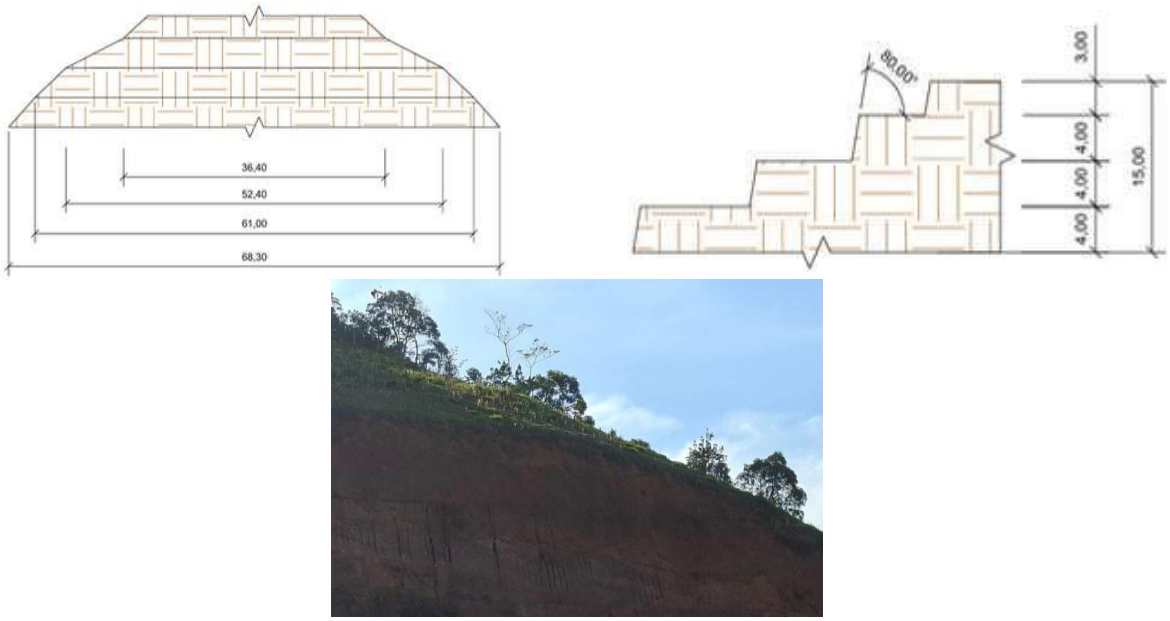


Figura 8. Croqui e imagem do talude analisado.



Figura 9. Evolução do uso e ocupação da área do talude.

Assim, a partir do estudo de caso e das análises sobre o município de Teresópolis, propôs-se que, para esse talude, seria necessário a instação de elementos de drenagem, ainda de um estudo geotécnico sobre a estabilidade e resistência, com a adoção de cortinas atirantadas ou muro de arrimo, se necessário. Como produto final, elaborou-se a cartilha de instrução com relação aos riscos geotécnicos para a população de Teresópolis, auxiliando em situações de risco e prevenção (ver Figura 10). Nessa cartilha, foram destacados os principais conceitos, significados, riscos, soluções e medidas protetivas.



Figura 10. Cartilha de prevenção proposta.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente estudo avaliou um talude localizado no município de Teresópolis, considerando alterações observadas ao longo do ano a partir da integração de dados climáticos, geológicos e pedológicos. As análises evidenciaram modificações recorrentes no uso e ocupação do solo, associadas à ausência de sistemas

adequados de drenagem e de estruturas de contenção, condições que favorecem a ocorrência de instabilidades, especialmente durante períodos de elevada pluviosidade.

Com base no diagnóstico realizado, propôs-se uma solução técnica envolvendo a implantação de dispositivos de drenagem superficial e subsuperficial combinados a medidas de contenção compatíveis com as características geotécnicas do local. Adicionalmente, foi elaborada uma cartilha orientadora destinada à população, com diretrizes aplicáveis a obras e situações análogas, visando à mitigação de riscos associados a movimentos de massa.

Embora o estudo não inclua ensaios laboratoriais, fundamentou-se em inspeções de campo sistemáticas e na interpretação de bases cartográficas temáticas, que subsidiaram o diagnóstico geotécnico e a proposição de medidas preventivas. Espera-se que a cartilha desenvolvida possa atuar como instrumento de apoio à gestão de risco, contribuindo para a redução da vulnerabilidade da população frente a potenciais desastres ambientais relacionados a encostas e deslizamentos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Unifeso pelo apoio à pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alves, I.S.V. (2025) *Território, vulnerabilidade social e resiliência frente aos desastres:* uma análise nos municípios de Petrópolis e Teresópolis (RJ). Tese (Doutorado em Geografia), Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

Amaral, C. (2016) Risco a escorregamentos nas encostas em Teresópolis. *Revista de Ciência, Tecnologia e Inovação*, 1:27-40.

INMET – Instituto Nacional de Meteorologia. (2026) *Banco de Dados Meteorológicos*. Brasília: INMET. Disponível em: https://bdmep.inmet.gov.br/. Acesso em: 26 jan. 2026.

Massad, F. (2010) *Obras de Terra:* curso básico de Geotecnia. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos.

Núcleo de Análise e Diagnóstico de Escorregamentos do Departamento de Recursos Minerais do Estado do Rio de Janeiro - NADE/DRM-RJ (2014). *Correlação Chuvas x Escorregamentos no Estado do Rio de Janeiro*. Disponível em http://www.drm.rj.gov.br/. Acesso em: 30 jan. 2026.

Silva, V.V., Schumm, L., Ferreira, A.M.M. (2007) Dinâmica da cobertura vegetal na bacia hidrográfica do rio Paquequer, Teresópolis, RJ. *Revista de Biologia e Ciência da Terra*, 7(2):2-9.

UERJ – Universidade do Estado do Rio de Janeiro. (2019) *Mapas geológicos e geomorfológicos do município de Teresópolis – RJ*. Rio de Janeiro: NERJ/IGEOG.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/112

Riscos Geotécnicos e Mudanças Climáticas: Vulnerabilidade e Resiliência de Encostas Urbanas no Recife – PE.

Raíza Silva Bezerra
Mestre em Geotecnia, UFPE, Recife, Brasil, engraizabezerra@gmail.com

Eduardo Antonio Maia Lins
Professor Adjunto, IFPE, Recife, Brasil, eduardomaialins@gmail.com

Edwagner Silva de Oliveira
Mestrando, UFPE, Recife, Brasil, edwagner.eng@gmail.com

Pedro Eugênio Silva de Oliveira
Professor, UPE, Recife , Brasil, pedrocivil@hotmail.com

Joaquim Teodoro Romão de Oliveira
Professor, UFPE/UNICAP, Recife, Brasil, joaquim.oliveira@unicap.br

RESUMO: Os deslizamentos de terra representam uma das manifestações mais críticas da interação entre processos climáticos extremos e vulnerabilidades antrópicas em áreas urbanas. Este estudo direciona a análise de risco geotécnico em encostas do Recife – PE para o contexto das mudanças climáticas, reconhecendo que o aumento da intensidade e da frequência das chuvas extremas, associado à urbanização irregular, amplia significativamente a suscetibilidade a desastres. Foram avaliadas duas encostas vulneráveis — Bomba do Hemetério e Alto José Bonifácio — por meio da metodologia qualitativa de Gusmão Filho et al. (1992), que integra fatores topográficos, geológicos e ambientais na classificação do grau de risco. O diagnóstico indicou setores de "alto" e "muito alto" risco, sobretudo nas porções médias e superiores das encostas, onde predominam declividades acentuadas, solos pouco coesivos da Formação Barreiras, ausência de drenagem eficiente e ocupação densa. Sob a ótica das mudanças climáticas, os cenários projetados para o Nordeste brasileiro apontam aumento da frequência de eventos pluviométricos intensos e maior variabilidade sazonal, condições que intensificam a saturação hídrica superficial e reduzem o fator de segurança dos taludes. A incorporação da variável climática aos modelos de gestão de risco é, portanto, imprescindível para o fortalecimento das políticas públicas de adaptação e prevenção de desastres. A integração entre os indicadores geotécnicos, ambientais e sociais possibilita a transição de um modelo corretivo para um modelo preventivo de gestão urbana, alinhado aos Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS 11 e 13) e ao Marco de Sendai para Redução do Risco de Desastres (UNDRR, 2015). Entre as medidas prioritárias, destacam-se a implantação de sistemas de drenagem resilientes às variações pluviométricas, a revegetação de taludes, o reassentamento de famílias em áreas críticas e a criação de sistemas de monitoramento meteorológico e geotécnico contínuos. O uso de geotecnologias, como sensoriamento remoto e modelagem digital do terreno, permite aprimorar o planejamento urbano adaptativo, sobretudo em cidades tropicais costeiras como Recife, onde a interação entre relevo, impermeabilização e regime de chuvas impõe desafios crescentes à resiliência climática. Conclui-se que a prevenção eficaz de deslizamentos deve integrar engenharia, política urbana e governança climática, consolidando uma abordagem interdisciplinar voltada à mitigação de riscos e à sustentabilidade das encostas urbanas.

PALAVRAS-CHAVE: Deslizamentos; risco geotécnico; mudanças climáticas; resiliência urbana; gestão de desastres.

ABSTRACT: Landslides represent one of the most critical manifestations of the interaction between extreme climatic processes and anthropogenic vulnerabilities in urban areas. This study focuses on the geotechnical risk analysis of slopes in Recife, Brazil, within the context of climate change, recognizing that the increasing intensity and frequency of extreme rainfall events, combined with irregular urban occupation, significantly

enhances disaster susceptibility. Two vulnerable hillsides — Bomba do Hemetério and Alto José Bonifácio — were evaluated using the qualitative methodology proposed by Gusmão Filho et al. (1992), which integrates topographic, geological, and environmental factors to classify risk levels. The diagnosis identified sectors of "high" and "very high" risk, especially in the middle and upper slope portions, where steep gradients, low-cohesion soils of the Barreiras Formation, insufficient drainage systems, and dense occupation prevail. From a climate change perspective, projected scenarios for northeastern Brazil indicate an increase in the frequency of intense rainfall events and greater seasonal variability, conditions that intensify surface water saturation and reduce slope safety factors. Incorporating climatic variables into risk management models is therefore essential to strengthen public policies aimed at adaptation and disaster prevention. The integration of geotechnical, environmental, and social indicators enables the transition from corrective to preventive urban management strategies, aligned with the Sustainable Development Goals (SDGs 11 and 13) and the United Nations Office for Disaster Risk Reduction Sendai Framework for Disaster Risk Reduction (2015). Priority measures include resilient drainage systems, slope revegetation, relocation of families from critical areas, and continuous meteorological and geotechnical monitoring. The use of geotechnologies, such as remote sensing and digital terrain modeling, enhances adaptive urban planning, particularly in tropical coastal cities like Recife, where the interaction between relief, soil sealing, and rainfall regimes poses increasing challenges to climate resilience. Effective landslide prevention must integrate engineering solutions, urban policy, and climate governance through an interdisciplinary approach focused on risk mitigation and sustainable hillside management.

KEYWORDS: Landslides; geotechnical risk; climate change; urban resilience; disaster risk management.

1. INTRODUÇÃO

Os movimentos gravitacionais de massa constituem processos geomorfológicos naturais responsáveis por significativa parcela dos desastres geotécnicos em áreas urbanas, especialmente em regiões tropicais submetidas a precipitações intensas e ocupação irregular do solo. Entre esses processos, os escorregamentos de encostas destacam-se pela elevada recorrência e pelos impactos sociais, econômicos e ambientais associados, configurando-se como um dos principais problemas de segurança urbana no Brasil. Dados do Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais indicam que deslizamentos e inundações figuram entre os eventos que mais provocam vítimas e danos materiais em centros metropolitanos densamente ocupados (CEMADEN, 2020).

A literatura técnica estabelece que a deflagração de escorregamentos decorre da interação entre condicionantes geológicos, geomorfológicos, hidrológicos e antrópicos. A classificação proposta por Varnes (1978) e posteriormente sistematizada por Cruden e Varnes (1996) consolidou os fundamentos conceituais para a compreensão dos diferentes tipos de movimentos de massa e seus mecanismos de ruptura. Em ambientes tropicais, a infiltração de água no maciço terroso promove elevação das poropressões, redução das tensões efetivas e consequente perda de resistência ao cisalhamento, favorecendo a instabilização de taludes naturais e artificiais. No contexto brasileiro, estudos de Guidicini e Nieble (1984) e de Augusto Filho (1994) demonstram que episódios de chuvas intensas associados a intervenções antrópicas, como cortes, aterros e supressão vegetal, atuam como fatores decisivos na ocorrência de deslizamentos em áreas urbanizadas.

O crescimento urbano acelerado, aliado à insuficiência histórica de políticas habitacionais, tem conduzido à ocupação de encostas íngremes por populações socialmente vulneráveis, resultando em cenários de risco elevado. Essas ocupações caracterizam-se, em geral, por drenagem superficial deficiente, lançamento de águas servidas no talude, cortes não estabilizados e elevada impermeabilização do solo, condições que alteram o equilíbrio hidromecânico das encostas e ampliam a probabilidade de ruptura. Tal problemática é particularmente evidente no município de Recife, cuja morfologia combina planícies costeiras com colinas e morros desenvolvidos predominantemente sobre sedimentos da Formação Barreiras, compostos por intercalações areno-argilosas pouco coesivas e de elevada erodibilidade. Mapeamentos geológico-geotécnicos realizados pela Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais evidenciam a elevada suscetibilidade desses materiais à erosão e aos processos de instabilidade superficial (CPRM, 2003).

Além dos condicionantes físicos e antrópicos, as mudanças climáticas têm sido reconhecidas como fator adicional de agravamento do risco geotécnico. Relatórios recentes do Intergovernmental Panel on Climate

Change indicam aumento da frequência e da intensidade de eventos pluviométricos extremos no Nordeste brasileiro, bem como maior variabilidade sazonal das chuvas, o que tende a intensificar episódios de saturação rápida dos solos e reduzir o fator de segurança das encostas (IPCC, 2022). Nesse cenário, estratégias baseadas apenas em ações corretivas após a ocorrência de desastres mostram-se insuficientes, sendo necessária a adoção de abordagens preventivas e integradas de gestão territorial, alinhadas aos princípios de adaptação climática e resiliência urbana.

Assim, o presente trabalho tem como objetivo avaliar o risco de movimentos de massa em encostas urbanas do Recife, integrando diagnóstico geotécnico, análise ambiental e discussão sob a perspectiva das mudanças climáticas e da resiliência urbana, contribuindo para o desenvolvimento de estratégias preventivas de gestão e redução de vulnerabilidades em áreas de morro.

2. METODOLOGIA

'O estudo foi conduzido segundo a abordagem de estudo de caso aplicado, de caráter descritivo e diagnóstico, integrando levantamento de campo, análise documental, mapeamento geotécnico e aplicação de métodos qualitativos e semi-quantitativos de avaliação de risco e perigo. Tal estratégia metodológica é recomendada para investigações ambientais complexas, nas quais variáveis físicas e antrópicas interagem de forma sistêmica (YIN, 2015).

A área de estudo compreende duas encostas urbanas localizadas no município do Recife, Pernambuco, inseridas em bairros com histórico recorrente de instabilidade de taludes e ocupação irregular. Geologicamente, as encostas desenvolvem-se predominantemente sobre sedimentos da Formação Barreiras, caracterizados por intercalações areno-argilosas de baixa coesão e elevada suscetibilidade à erosão (CPRM, 2003).

O levantamento de campo foi realizado por meio de inspeções visuais sistemáticas, registro fotográfico, medições geométricas e preenchimento de fichas padronizadas de observação. Foram coletadas informações referentes à geometria dos taludes, morfologia superficial, evidências de instabilidade, litologia, textura dos solos, condições de drenagem, intervenções antrópicas e densidade de ocupação.

As declividades foram estimadas por medições diretas e conferidas com base em modelos digitais de elevação e cartas topográficas. A espacialização dos setores analisados foi apoiada por técnicas de geoprocessamento e Sistemas de Informação Geográfica (SIG).

A avaliação do risco foi conduzida com base na metodologia proposta por Gusmão Filho et al. (1992), fundamentada na atribuição de notas a três fatores principais: topográfico, geológico e ambiental. Cada fator é composto por atributos específicos, classificados em graus de suscetibilidade variando de muito baixo a muito alto. O grau de risco final do setor foi obtido pela média aritmética dos fatores, conforme Equação 1:

$$GR = (GRT + GRG + GRA) / 3 \quad (1)$$

em que GR representa o grau de risco do setor e GRT, GRG e GRA correspondem, respectivamente, aos fatores topográfico, geológico e ambiental (BANDEIRA, 2003).

Os dados coletados foram organizados em planilhas eletrônicas, analisados e espacializados em ambiente SIG. Mapas temáticos de risco foram produzidos para apoiar a identificação de setores críticos e subsidiar o planejamento urbano e a gestão preventiva.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1. Avaliação do Risco Geotécnico

As Tabelas 1 e 2 apresentam, respectivamente, os graus finais de risco geotécnico obtidos para as encostas localizadas nos bairros Bomba do Hemetério e Alto José Bonifácio, no município de Recife – PE. A sistemática de classificação seguiu a metodologia qualitativa de Gusmão Filho et al. (1992), que combina fatores topográficos, geológicos e ambientais para determinar o grau de risco de cada setor. Para a encosta da Bomba do Hemetério, a distribuição dos graus de risco revelou pouca variabilidade, com valores entre 3,0 e 3,4, resultando em:

- 71,43% dos setores classificados como “Alto”,
- 28,57% como “Muito alto”,
- Grau médio final da encosta = 3,2 (Alto).

Essa distribuição sugere homogeneidade espacial dos condicionantes de instabilidade, o que caracteriza uma encosta com suscetibilidade elevada de forma difundida. Em morfologias tropicais, solos residuais e coluviais tendem a apresentar comportamentos semelhantes (VARNES, 1978; CRUDEN; VARNES, 1996), especialmente quando associados a relevo acentuado e ocupação antrópica intensiva. Na encosta do Alto José Bonifácio, os valores variaram entre 2,65 e 3,58, indicando maior dispersão. A frequência relativa dos graus foi:

- 33,34% dos setores em “Muito alto”,
- 50% em “Alto”,
- 16,66% em “Médio”,
- Grau médio da encosta = 3,09 (Alto).

Tabela 1. Grau final de Risco para a encosta localizada na Bomba do Hemetério

ENCOSTA - BOMBA DO HEMETÉRIO					
SETOR	**FATORES DE RISCO**			**GRAU DE RISCO**	**CLASSE**
	TOPOG.	**GEOL.**	**AMB.**		
A1	2,8	3,0	3,2	3,0	Alto
B1	3,2	3,0	3,2	3,2	Alto
C1	3,2	3,0	3,2	3,2	Alto
D1	3,2	3,5	3,4	3,4	Muito alto
E1	3,2	3,5	3,4	3,4	Muito alto
F1	3,2	3,3	3,2	3,2	Alto
G1	3,0	3,0	3,2	3,1	Alto
ENCOSTA	3,1	3,2	3,3	3,2	Alto

Fonte: Os Autores (2026).

Tabela 2. Grau final de Risco para a encosta localizada no Alto J. Bonifácio.

ENCOSTA - ALTO JOSÉ BONIFÁCIO					
SETOR	**FATORES DE RISCO**			**GRAU DE RISCO**	**CLASSE**
	TOPOG.	**GEOL.**	**AMB.**		
A2	2,00	2,75	3,20	2,65	Médio
B2	2,80	3,00	3,00	2,93	Alto
C2	3,00	3,25	3,40	3,22	Alto
D2	2,60	4,00	3,60	3,40	Muito alto
E2	3,20	3,75	3,80	3,58	Muito alto
F2	2,20	3,50	2,60	2,77	Alto
ENCOSTA	2,63	3,38	3,27	3,09	Alto

Fonte: Os Autores (2026)

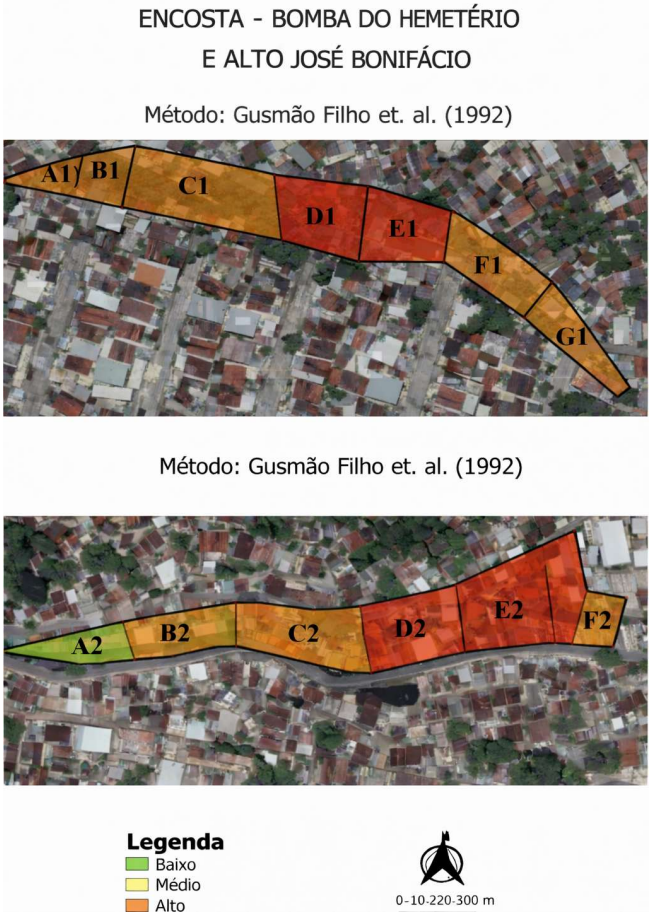
A presença de setores com grau de risco "Médio" evidencia maior heterogeneidade estrutural, que pode ser atribuída a variáveis geomorfológicas locais, como diferentes declividades e espessura de cobertura superficial (GUIDICINI; NIEBLE, 1984). Essa variabilidade também pode refletir microdiferenças na intensidade de ações antrópicas, como cortes e aterros improvisados (AUGUSTO FILHO, 1994).

A Bomba do Hemetério apresenta risco elevado de forma mais generalizada, enquanto o Alto José Bonifácio exibe contraste maior entre segmentos menos e mais críticos. Consoante a abordagem de Corominas et al. (2014), áreas com maior dispersão nos valores de risco podem indicar múltiplos controles geológicos e geomorfológicos, como variação de textura, presença de intercalações litológicas ou retrabalhos coluviais. A pequena amplitude dos valores evidencia baixa variabilidade espacial, indicando que os condicionantes geotécnicos atuam de forma relativamente homogênea ao longo do talude. Essa homogeneidade está associada à morfologia contínua do relevo e à predominância de sedimentos areno-argilosos da Formação Barreiras, os quais apresentam baixa coesão efetiva e elevada sensibilidade à saturação.

Em termos mecânicos, tais materiais exibem redução significativa da resistência ao cisalhamento quando submetidos à infiltração, devido ao aumento das poropressões e consequente diminuição das tensões efetivas, conforme a teoria clássica de Terzaghi e Peck (1967). Assim, a ocorrência generalizada de risco alto indica que a encosta encontra-se próxima de condições críticas de estabilidade, podendo apresentar rupturas superficiais mesmo sob incrementos modestos de umidade.

Os setores classificados como muito alto risco (D1 e E1) concentram os maiores valores dos fatores topográfico e ambiental (Figura 1), destacando a influência de cortes subverticais, drenagem precária e adensamento construtivo. Esses elementos intensificam o escoamento concentrado e a infiltração localizada, mecanismos reconhecidos como principais deflagradores de escorregamentos rasos em ambientes urbanos tropicais (GUIDICINI; NIEBLE, 1984).

Figura 1. Resultados Finais da análise de risco das encostas.



Fonte: Os Autores (2026).

Por sua vez a Encosta do Alto José Bonifácio existe presença de setores classificados como médio risco indica maior heterogeneidade geomorfológica, possivelmente associada a variações locais de declividade, espessura do solo e cobertura vegetal. De acordo com Augusto Filho (1994), a vegetação pode contribuir para o aumento da coesão aparente por reforço radicular e melhoria da drenagem superficial, justificando níveis de risco relativamente inferiores em determinados trechos.

Por outro lado, os setores D2 e E2 apresentaram os maiores valores de risco, refletindo contribuição expressiva do fator geológico, com solos mais alterados e maior propensão à perda de resistência quando saturados. Esse comportamento sugere que o controle litológico exerce papel determinante na estabilidade local (Figura 1).

Assim, diferentemente da Bomba do Hemetério, o Alto José Bonifácio apresenta padrão mais fragmentado de risco, com zonas críticas concentradas, permitindo priorização espacial de intervenções.

3.2. Influência de eventos extremos e mudanças climáticas

Relatórios recentes do Intergovernmental Panel on Climate Change (2022) apontam, com elevado grau de confiança, a intensificação do regime hidrológico extremo no Nordeste brasileiro, caracterizada pelo aumento da frequência de chuvas concentradas em curtos intervalos de tempo, maior variabilidade sazonal e ocorrência de eventos pluviométricos acima dos limiares históricos. Em ambientes urbanos tropicais densamente ocupados, tais alterações representam um fator adicional de desestabilização de encostas, uma vez que o comportamento mecânico dos solos residuais e coluviais é fortemente dependente do conteúdo de umidade e das condições de sucção matricial.

Sob a ótica da mecânica dos solos não saturados, a resistência ao cisalhamento pode ser expressa como função da tensão efetiva ampliada, incorporando a contribuição da sucção (FREDLUND; RAHARDJO, 1993). Durante eventos de chuva intensa, a infiltração rápida promove a redução da sucção matricial, resultando em perda da chamada “coesão aparente” e consequente diminuição da resistência mobilizável do maciço. Esse processo eleva as poropressões positivas, reduz as tensões efetivas e conduz à queda do fator de segurança (FS), aproximando o sistema do estado limite de ruptura. Portanto, mesmo taludes que se mantêm estáveis em condições climáticas médias podem atingir condição crítica quando submetidos a pulsos hidrológicos extremos.

Além do efeito direto sobre as propriedades mecânicas, a precipitação concentrada altera significativamente o regime de fluxo subsuperficial. Conforme descrito por Guidicini e Nieble (1984), a concentração de escoamentos preferenciais ao longo de descontinuidades, interfaces solo-rocha ou camadas menos permeáveis gera elevação localizada das pressões neutras, favorecendo o desenvolvimento de superfícies potenciais de ruptura rasas. Em encostas urbanizadas, esse mecanismo é amplificado pela impermeabilização superficial, que reduz a infiltração difusa e canaliza o escoamento para pontos específicos, aumentando a erosão regressiva e o carregamento hidráulico localizado.

Do ponto de vista probabilístico, a intensificação das chuvas extremas modifica a própria base estatística dos modelos tradicionais de risco geotécnico. Métodos qualitativos, como o adotado neste estudo, foram originalmente calibrados sob condições climáticas históricas relativamente estáveis. Entretanto, conforme argumentam Corominas et al. (2014), a mudança no regime pluviométrico desloca os limiares críticos de instabilidade, tornando obsoletos parâmetros empíricos baseados apenas em médias históricas. Em consequência, setores atualmente classificados como “alto risco” podem evoluir rapidamente para “muito alto risco” sem qualquer alteração geométrica significativa, apenas em função do novo contexto hidrológico.

Essa transição é particularmente relevante em solos tropicais lateríticos e saprolíticos, comuns na Formação Barreiras, que apresentam elevada porosidade, estrutura metastável e sensibilidade à variação de umidade. Estudos experimentais demonstram que pequenas elevações no grau de saturação podem reduzir drasticamente a resistência ao cisalhamento drenado, aumentando a suscetibilidade a escorregamentos rasos e fluxos de detritos (CRUDEN; VARNES, 1996). Assim, a instabilidade deixa de ser apenas uma função da morfologia e passa a depender fortemente da variabilidade climática interanual. Consequentemente, o risco geotécnico assume caráter dinâmico, exigindo abordagem adaptativa de gestão. Conforme salientado por Guerra et al. (2015), a incorporação de cenários climáticos projetados, séries temporais de precipitação crítica e monitoramento contínuo de umidade do solo é fundamental para atualizar periodicamente os mapas de risco.

Nesse contexto, a prevenção eficaz deve ultrapassar intervenções estruturais convencionais, incorporando sistemas de drenagem resilientes dimensionados para chuvas de maior período de retorno; técnicas de bioengenharia e revegetação para aumento da coesão superficial; monitoramento pluviométrico e piezométrico em tempo real; protocolos de alerta precoce integrados à defesa civil.

Portanto, as mudanças climáticas não atuam apenas como fator agravante, mas como elemento redefinidor dos limiares de estabilidade, tornando imprescindível a revisão periódica dos diagnósticos de risco e a adoção de estratégias de adaptação baseadas em evidências hidromecânicas.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A avaliação do risco geotécnico das encostas urbanas localizadas no município de Recife evidenciou que a combinação entre suscetibilidade natural do terreno e intervenções antrópicas intensas constitui o principal fator condicionante para a ocorrência de movimentos gravitacionais de massa. A aplicação do método qualitativo proposto por Gusmão Filho et al. (1992) permitiu identificar, de forma sistemática e espacialmente consistente, a predominância de classes alto e muito alto risco em ambas as áreas estudadas, confirmando a existência de condições próximas ao limite de estabilidade.

Na encosta da Bomba do Hemetério, observou-se padrão relativamente homogêneo de risco elevado, com média global de 3,2 e baixa variabilidade entre setores, caracterizando cenário de instabilidade difusa e generalizada. Esse comportamento indica que a suscetibilidade não está restrita a pontos específicos, mas decorre de condicionantes estruturais do talude, como declividades acentuadas, solos areno-argilosos pouco coesivos da Formação Barreiras, drenagem precária e elevada densidade construtiva. Tal contexto sugere a necessidade de intervenções abrangentes, incluindo reestruturação do sistema de drenagem, estabilização superficial e controle do uso do solo.

Por sua vez, a encosta do Alto José Bonifácio apresentou maior heterogeneidade espacial, com coexistência de setores médios, altos e muito altos. Essa variabilidade reflete diferenças locais de morfologia, cobertura vegetal e intensidade de modificações antrópicas, permitindo priorização de áreas críticas para ações corretivas e preventivas. Do ponto de vista do planejamento urbano, essa distinção demonstra que estratégias de mitigação devem ser adaptadas às características específicas de cada encosta, evitando soluções padronizadas.

Adicionalmente, as projeções climáticas indicadas pelo Intergovernmental Panel on Climate Change apontam intensificação de eventos pluviométricos extremos no Nordeste brasileiro, condição que tende a agravar o quadro de instabilidade identificado. Nesse cenário, setores atualmente classificados como “alto risco” podem evoluir para condições críticas apenas em função do aumento da saturação do solo, tornando o risco um fenômeno dinâmico e dependente de variáveis climáticas futuras. Dessa forma, os diagnósticos geotécnicos devem ser periodicamente atualizados, incorporando cenários prospectivos e monitoramento contínuo.

REFERÊNCIAS

AUGUSTO FILHO, O. **Cartas de risco geotécnico: fundamentos e aplicações em áreas urbanas**. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT, 1994.

BANDEIRA, A. P. N. **Metodologia de avaliação de risco em encostas urbanas aplicada à Região Metropolitana do Recife**. Recife: UFPE, 2003.

CARDINALI, M. et al. Landslide hazard and risk zoning using GIS and geomorphological methods. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, v. 2, p. 37–54, 2002.

COROMINAS, J. et al. Recommendations for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land use planning. *Engineering Geology*, v. 182, p. 131–152, 2014.

CRUDEN, D. M.; VARNES, D. J. Landslide types and processes. In: TURNER, A. K.; SCHUSTER, R. L. (ed.). **Landslides: investigation and mitigation**. Washington: National Academy Press, 1996. p. 36–75.

FARIA, D. G. **Análise de perigo de escorregamentos com aplicação do Processo de Análise Hierárquica (AHP)**. Rio de Janeiro: UFRJ, 2011. Dissertação (Mestrado).

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. New York: John Wiley & Sons, 1993.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. São Paulo: Edgard Blücher, 1984.

GUSMÃO FILHO, J. A. et al. **Metodologia de avaliação de risco em encostas urbanas**. Recife: Universidade Federal de Pernambuco, 1992. Relatório técnico.

HUNGR, O.; LEROUEIL, S.; PICARELLI, L. The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, v. 11, p. 167–194, 2014.

IPCC – INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE. **Climate Change 2022: Impacts, Adaptation and Vulnerability**. Cambridge: Cambridge University Press, 2022.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil mechanics in engineering practice**. 3. ed. New York: Wiley, 1996.

UNDRR – UNITED NATIONS OFFICE FOR DISASTER RISK REDUCTION. **Sendai Framework for Disaster Risk Reduction 2015–2030**. Geneva: United Nations, 2015.

VARNES, D. J. Slope movement types and processes. In: SCHUSTER, R. L.; KRIZEK, R. J. (ed.). **Landslides: analysis and control**. Washington: National Academy of Sciences, 1978. p. 11–33.

VARNES, D. J. Landslide hazard zonation: a review of principles and practice. Paris: UNESCO, 1984.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/113

Ruptura Planar em Taludes Rochosos: Abordagem Numérica via Elementos Finitos com Elementos de Alta Razão de Aspecto

Isabela Augusto Silveira
Pós-doutoranda, Universidade Federal de Pernambuco, Instituto de Pesquisa em Petróleo e Energia, Recife – PE, Brasil, isabela.silveira@ufpe.br

Michael Andrade Maedo
Professor, Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil, Uberlândia – MG, Brasil, michael.maedo@ufu.br

RESUMO: A estabilidade de taludes é tradicionalmente feita utilizando Métodos de Equilíbrio Limite, os quais desconsideram o comportamento tensão–deformação do maciço e, em muitos casos, negligenciam a influência das fraturas. Nesse contexto, este trabalho avalia o uso do método dos elementos finitos para a análise de taludes rochosos fraturados, por meio da representação explícita de uma ruptura plana utilizando elementos de alta razão de aspecto. Considerou-se um talude rochoso hipotético e homogêneo, no qual o plano de deslizamento foi previamente definido a partir de uma fenda de tração localizada no topo. A resistência ao cisalhamento foi descrita pelo critério de Mohr–Coulomb, e o fator de segurança foi determinado pelo Método de Redução da Resistência ao Cisalhamento (SSRM), no qual os parâmetros resistentes são progressivamente reduzidos até a perda de convergência ou deslocamentos excessivos, caracterizando a ruptura. As análises foram realizadas com o programa CODE_BRIGHT, considerando modelos bidimensionais, com malhas com inserção de elementos de alta razão de aspecto na região da fratura. Os resultados numéricos foram comparados com a solução analítica clássica para ruptura planar, apresentando boa concordância, confirmando o potencial do método dos elementos finitos, aliado ao uso de malhas adaptadas, como ferramenta consistente para a estimativa do fator de segurança em taludes rochosos.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de Taludes, Elementos Finitos, Fratura, Fator de Segurança, Alta Razão de Aspecto

ABSTRACT: Slope stability analyses are traditionally performed using Limit Equilibrium Methods, which neglect the stress–strain behavior of the rock mass and, in many cases, disregard the influence of fractures. In this context, this study evaluates the use of the finite element method for the analysis of fractured rock slopes through the explicit representation of a planar failure surface using high–aspect–ratio elements. A hypothetical and homogeneous rock slope was considered, in which the sliding plane was predefined based on a tension crack located at the slope crest. Shear strength was described using the Mohr–Coulomb criterion, and the factor of safety was determined by the Shear Strength Reduction Method (SSRM), in which the strength parameters are progressively reduced until loss of convergence or excessive displacements occur, indicating failure. The analyses were carried out using the finite element software CODE_BRIGHT, considering two-dimensional models, with meshes incorporating high–aspect–ratio elements in the fracture region. The numerical results were compared with the classical analytical solution for planar failure, showing good agreement. These results confirm the potential of the finite element method, combined with adapted meshes, as a consistent tool for estimating the factor of safety of rock slopes.

KEYWORDS: Slope Stability, Finite Element Method, Fracture, Factor of Safety, High Aspect Ratio Elements

1 INTRODUÇÃO

A avaliação da estabilidade de taludes rochosos tradicionalmente é realizada utilizando Métodos de Equilíbrio Limite, os quais desconsideram o comportamento tensão–deformação do maciço e, em muitos casos, negligenciam o efeito das fraturas. Entretanto, em meios rochosos, a presença e a orientação das descontinuidades exercem papel determinante na estabilidade global da encosta, podendo controlar o mecanismo e a superfície de ruptura. As descontinuidades estruturais podem apresentar diferentes tamanhos e formas, além de estarem aleatoriamente distribuídas e com orientações arbitrárias. Além disso, podem estar conectadas, caracterizando heterogeneidades e anisotropia inerentes ao corpo rochoso. Geralmente, essas descontinuidades apresentam menor resistência e maior deformabilidade, sendo consideradas regiões de fraqueza (LI et al., 2022).

Devido à estrutura complexa dos maciços rochosos, é praticamente impossível e oneroso considerar todas as características desse meio. Assim, as análises de estabilidade de taludes rochosos tendem a focar nas descontinuidades geológicas que mais influenciam a estabilidade do maciço, buscando reproduzir seu comportamento de forma mais realista (ZHANG et al., 2015). Nesse contexto, investigações envolvendo soluções analíticas e abordagens numéricas têm sido desenvolvidas para esse tipo de material.

A abordagem numérica é particularmente interessante por permitir descrever o comportamento complexo de maciços rochosos fraturados de maneira mais realista. De forma geral, com base na mecânica dos meios contínuos e descontínuos, as abordagens computacionais para análise da estabilidade de taludes rochosos podem ser divididas em (LI et al., 2022): (i) modelos de meios contínuos, como o Método dos Elementos Finitos; (ii) modelos de meios descontínuos, como o Método dos Elementos Discretos; e (iii) modelos híbridos contínuo–descontínuo. Nesta última categoria destacam-se análises numéricas via Método dos Elementos Finitos com inserção de elementos de alta razão de aspecto, incorporados à malha regular por meio de técnicas de fragmentação de malha. Esses elementos, associados a leis constitutivas de ruptura, permitem que programas de elementos finitos representem descontinuidades do material em problemas bidimensionais e tridimensionais.

Elementos de alta razão de aspecto são elementos sólidos descritos com base na Aproximação Contínua de Descontinuidades Fortes, permitindo que relações constitutivas contínuas representem a cinemática da descontinuidade. Esses elementos possuem como característica geométrica uma base muito maior que sua altura e, quando inseridos em uma malha convencional, possibilitam que a análise de elementos finitos seja conduzida integralmente no contexto de meios contínuos (BARBOSA, 2024). Entre as aplicações dessa abordagem destacam-se análises de fraturamento hidráulico (BESERRA, 2015), abordagens termo-hidromecânicas (MAEDO et al., 2021) e problemas de fissuração por ressecamento em solos (MAEDO, 2020). Apesar dessas aplicações, o uso de elementos de alta razão de aspecto para representar explicitamente descontinuidades em análises de estabilidade de taludes rochosos ainda é pouco explorado na literatura.

Este artigo investigou a aplicação do Método dos Elementos Finitos na análise da estabilidade de taludes rochosos fraturados por meio da representação explícita de descontinuidades utilizando elementos de alta razão de aspecto. Para isso, considerou-se um talude rochoso hipotético no qual o plano potencial de ruptura foi previamente definido a partir de uma fenda de tração localizada no topo do maciço. A resistência ao cisalhamento ao longo da descontinuidade foi descrita pelo critério de Mohr–Coulomb, enquanto o fator de segurança foi determinado pelo Método de Redução da Resistência ao Cisalhamento. As análises foram realizadas com o programa CODE_BRIGHT, empregando modelos bidimensionais com inserção de elementos de alta razão de aspecto na região da fratura. Por fim, os resultados numéricos obtidos foram comparados com a solução analítica clássica para ruptura planar, demonstrando o potencial da abordagem proposta para a estimativa do fator de segurança em taludes rochosos.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Solução analítica: Ruptura planar em rochas com estrutura fortemente orientada

Taludes rochosos, em geral, apresentam modos de ruptura classificados em: ruptura planar, em cunha, tombamento e ruptura sem padrão estrutural. Neste trabalho foi analisado um talude rochoso hipotético cuja

ruptura deu-se de modo planar, ou seja, é governada por uma descontinuidade e o movimento ocorre em uma única superfície aproximadamente plana. A Figura 1 ilustra a geometria adotada para as análises de estabilidade, bem como um detalhamento do plano de deslizamento e da fenda de tração. Trata-se, portanto, de um talude hipotético e homogêneo, cujo plano de deslizamento foi previamente definido a partir de uma fenda de tração localizada no topo. Não foi considerada a influência do posicionamento do nível de água, sendo, portanto, uma análise de um talude seco ou quase seco.

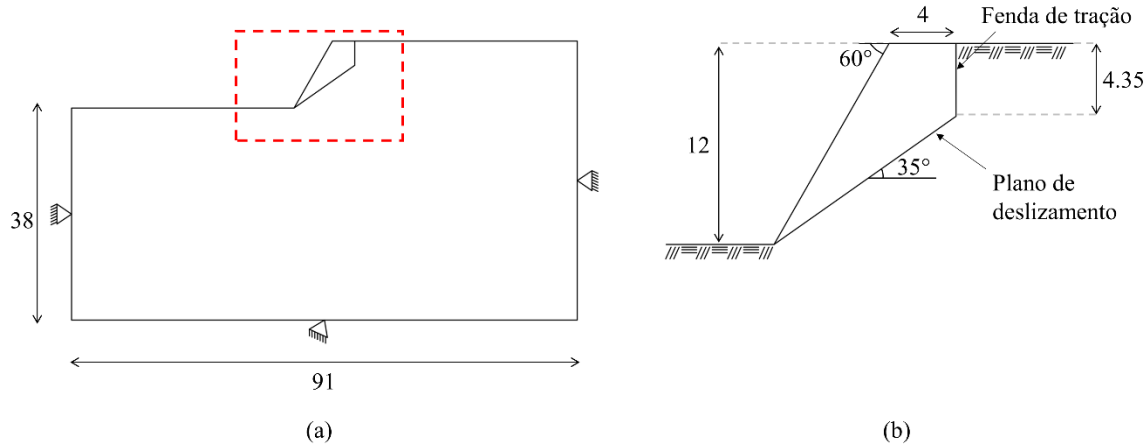


Figura 1. (a) Geometria adotada. (b) Detalhe do plano de deslizamento e da fenda de tração.

A análise de estabilidade de talude para ruptura planar possui solução analítica (HOEK, 2006; LINS, CELESTINO, BORTOLUCCI, 2003). Para que haja ruptura planar considera-se que: (i) o mergulho do plano de deslizamento é menor que o mergulho da face do talude; (ii) o mergulho do plano de deslizamento é maior que o ângulo de atrito da superfície; e (iii) são desconsideras as influências de feições laterais. Tendo-se atendido as hipóteses admitidas e considerando que a resistência ao cisalhamento do plano deslizante é definido pelo critério de Mohr-Coulomb, tem-se que o fator de segurança é dado pela Equação 1.

$$FS = \frac{cA}{W \sin\theta} + \cot\theta \tan\phi \qquad (1)$$

Em que: θ é o mergulho do plano deslizante; c é a coesão; A é a área do plano deslizante; W é o peso próprio do plano deslizante.

A área do plano deslizante é dada por:

$$A = [H + (b - H\cot\beta)\tan\alpha - z]\ \csc\theta \qquad (2)$$

Em que: H é a altura do talude, b é o comprimento horizontal da base da face inclinada até a fenda de tração; β é o mergulho da face do talude; α é a inclinação do topo; z é a profundidade da fenda de tração.

Por fim, o peso próprio do plano deslizante para fendas de tração localizadas no topo inclinado é dado por:

$$W = \gamma\left[(1 - \cot\beta\tan\alpha)\left(bH - \frac{1}{2}H^2\cot\beta\right) + \frac{1}{2}b^2(\tan\alpha - \tan\theta)\right] \qquad (3)$$

Em que: γ é o peso específico da rocha.

O equacionamento aqui apresentado refere-se ao caso de estudo, no qual considerou-se um talude seco ou quase seco com fenda de tração no topo. O equacionamento completo para demais situações de análise de estabilidade para ruptura planar é referenciado na literatura (HOEK, 2006.; LINS, CELESTINO,

BORTOLUCCI, 2003). A Tabela 1 resume os parâmetros de entrada de geometria e parâmetros materiais considerados neste trabalho.

Tabela 1. Parâmetros da geometria e parâmetros materiais considerados

Parâmetro	Unidade	Valor
θ	°	35.0
β	°	60.0
α	°	0.0
H	m	12.00
b	m	10.93
z	m	4.35
γ	kN/m³	26.0
c	kPa	Variável
ϕ	°	Variável

2.2 Simulação numérica

A simulação numérica da análise de ruptura planar foi realizada usando o programa de elementos finitos CODE_BRIGHT (OLIVELLA et al.,1996), que é baseado em um conjunto de equações acopladas que descrevem o comportamento do meio geológico.

A geometria adotada na simulação numérica está ilustrada na Figura 1. As condições de contorno adotadas foram de restrições de deslocamento, tal qual ilustrado na Figura 1(a). Neste trabalho, utilizou-se uma análise puramente mecânica, sendo que a ruptura planar foi simulada valendo-se da técnica de inserção de elementos de alta razão de aspecto no plano de deslizamento previamente definido. Os elementos de alta razão de aspecto foram dispostos em pares e inseridos na malha de elementos finitos, cuja principal característica geométrica é ter a base muito maior que a altura. A malha de elementos finitos usada na simulação bidimensional é do tipo triangular e possui 9496 nós e 18697 elementos (Figura 2), suficientemente refinada para garantir a acurácia dos resultados.

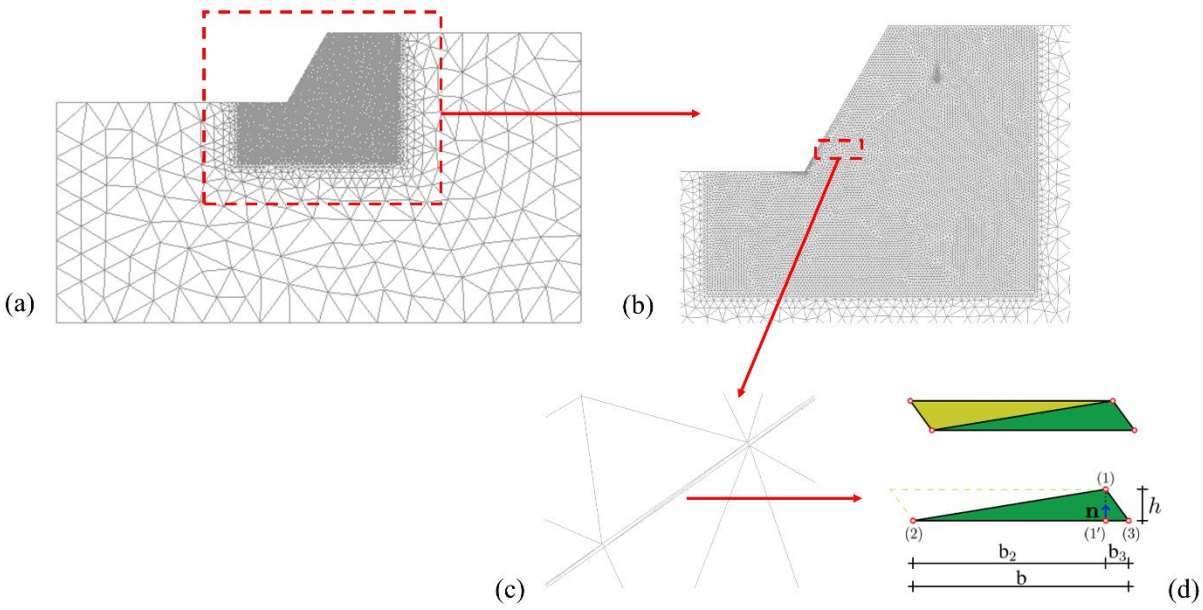


Figura 2. (a) Malha de elementos finitos para o problema bidimensional; (b) Detalhamento do refinamento da malha nas proximidades do plano de deslizamento e da fenda de tração; (c) Detalhamento dos elementos de interface no plano de deslizamento; (d) Elementos de alta razão de aspecto (BARBOSA, 2024)

Os materiais considerados nas análises foram considerados em regime elástico linear, com módulo de elasticidade (E) de 30000 MPa e Poisson (ν) de 0.3, com exceção do material de interface no plano de deslizamento, no qual foram inseridos os elementos de alta razão de aspecto, que foi simulado usando o modelo de Mohr-Coulomb. Para este material, considerou-se E = 30000 MPa e ν = 0.0, e os parâmetros de resistência coesão e ângulo de atrito variaram ao longo das simulações.

O fator de segurança do maciço rochoso fraturado foi avaliado usando Método de Redução da Resistência ao Cisalhamento (*Shear Strength Reduction Method* – SSRM). Tal método é usalmente aplicado em simulações numéricas de estalibilidade de taludes (ZHANG et al, 2015; GRIFFTHS; LANE, 1999; CHENG et al. 2007). No SSRM, o fator de segurança (FS) é definido como a relação entre a resistência ao cisalhamento real e a resistência ao cisalhamento reduzida na falha. Assim, os parâmetros de resistência do material, coesão e ângulo de atrito, são reduzidos de acordo com as Equações (4) e (5) até que haja a falha do talude, ou seja, perda de convergência da simulação numérica. O fator de segurança do talude é, portanto, igual ao valor do fator de redução da resistência (SRF) no momento da ruptura.

$$\bar{c} = \frac{c}{SRF} \tag{4}$$

$$\bar{\phi} = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\phi}{SRF}\right) \tag{5}$$

Foram realizados dois conjuntos de análises de simulações numéricas: (i) variação da coesão conforme a Equação (4), considerando valores de 1 kPa e de 10 a 100 kPa, com incrementos de 10 kPa, mantendo-se constante o ângulo de atrito em 20°; e (ii) variação do ângulo de atrito conforme a Equação (5), com valores entre 10° e 60°, em incrementos de 10° por simulação, mantendo-se constante a coesão em 1 kPa.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados obtidos a partir das simulações numéricas são apresentados a seguir, com ênfase na avaliação do fator de segurança e na comparação com a solução analítica clássica para ruptura planar.

Inicialmente, avaliou-se o comportamento global do talude rochoso durante o processo de redução da resistência ao cisalhamento, de modo a verificar se o mecanismo de ruptura observado nas simulações numéricas ocorreu ao longo do plano de deslizamento previamente definido. A Figura 3 apresenta o campo de vetores de deformação obtido para um fator de segurança próximo à iminência de ruptura (como exemplo, tomou-se uma análise cujo valor de coesão era de 1 kPa e o valor do âgulo de atrito era de 34.6028°, sendo que uma pequena diminuição deste ângulo de atrito levaria a ruptura planar). Observa-se uma concentração das deformações ao longo da interface correspondente ao plano de deslizamento, onde foram inseridos os elementos de alta razão de aspecto. Em contraste, o maciço rochoso adjacente apresenta deformações significativamente menores, comportamento compatível com a hipótese de material predominantemente rígido-elástico fora da descontinuidade. Esse comportamento indica que o mecanismo de ruptura foi adequadamente capturado pelo modelo numérico, ocorrendo de forma localizada ao longo do plano previamente definido, em concordância com o mecanismo de ruptura planar assumido na solução analítica.

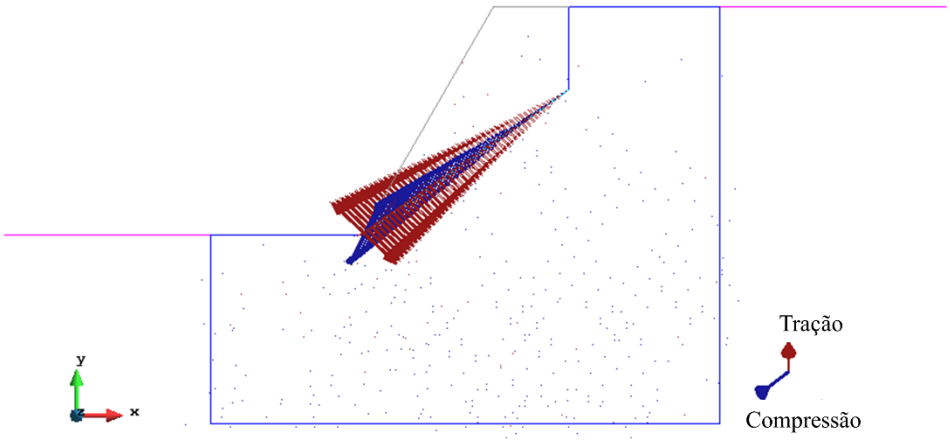


Figura 3. Campo de vetores de deformação para um fator de segurança próximo à iminência de ruptura (Fator de escala de 200).

Em seguida, os resultados numéricos obtidos pelo método dos elementos finitos foram comparados com a solução analítica clássica para ruptura planar, com o objetivo de avaliar a capacidade do modelo numérico em reproduzir o fator de segurança de um talude rochoso com estrutura fortemente orientada. As análises foram conduzidas variando-se separadamente os parâmetros de resistência ao cisalhamento, coesão e ângulo de atrito, conforme descrito na Seção 2, mantendo-se constantes os demais parâmetros geométricos e materiais.

A Figura 4 apresenta a comparação entre os fatores de segurança obtidos pelas simulações numéricas bidimensionais, por meio do Método de Redução da Resistência ao Cisalhamento (SSRM), e os valores calculados analiticamente. Na Figura 4(a), tem-se o resultado do primeiro conjunto de análise, no qual variou-se a coesão pelo SSRM, mantendo-se constante o valor do ângulo de atrito em 20°. Na Figura 4(b), estão dispostos os resultados do segundo conjunto de análise, no qual variou-se, por sua vez, o valor do ângulo de atrito pelo SSRM mantendo a coesão constante em 1kPa.

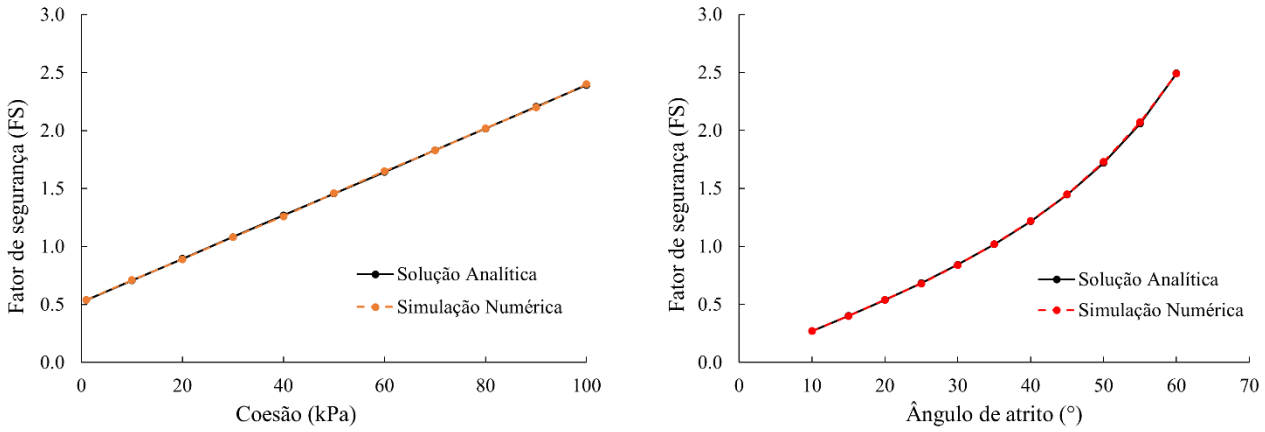


Figura 4. Comparação entre os fatores de segurança obtidos pelas simulações numéricas, por meio do SSRM, e os valores calculados analiticamente: (a) Variação do valor da coesão e mantendo-se o ângulo de atrito constante e igual a 20°; (b) Variação do valor do ângulo de atrito e mantendo-se o valor da coesão constante e igual a 1 kPa.

Observa-se que os resultados numéricos reproduzem adequadamente a tendência prevista pela solução analítica, apresentando boa concordância ao longo da faixa de parâmetros analisados. Em ambos os conjuntos de análises (variação do ângulo de atrito e variação da coesão), os valores do fator de segurança obtidos de

forma analítica praticamente se confundem com os obtidos na simulação numérica, com valor de erro relativo máximo de 0.71% para variação da coesão (e ângulo de atrito constante) e 0.73% para variação do ângulo de atrito (e coesão constante). Esses resultados confirmam a capacidade do método dos elementos finitos, aliado ao uso de elementos de alta razão de aspecto, em reproduzir adequadamente a solução analítica clássica para ruptura planar.

Embora a excelente concordância entre os resultados numéricos e a solução analítica seja importante para validar a metodologia empregada, a principal vantagem da abordagem numérica não está necessariamente na análise deste caso simplificado, mas na possibilidade de extensão para situações em que soluções analíticas não estão disponíveis. Entre essas situações destacam-se geometrias complexas, múltiplas descontinuidades, propriedades heterogêneas do maciço, condições hidromecânicas acopladas e mecanismos de ruptura mais complexos. Nesse contexto, os resultados obtidos demonstram que a representação explícita de descontinuidades por meio de elementos de alta razão de aspecto constitui uma estratégia adequada para aplicações futuras em problemas de maior complexidade.

5 CONCLUSÕES

Este trabalho investigou a aplicação do Método dos Elementos Finitos para a análise de estabilidade de taludes rochosos fraturados por meio da representação explícita de plano de fratura utilizando a técnica de inserção de elementos de alta razão de aspecto. O caso analisado tratou de um talude hipotético no qual o potencial plano de ruptura foi previamente definido a partir de uma fenda de tração localizada no topo do maciço. Tal configuração geométrica foi avaliada dada a existência de solução analítica para validação dos resultados simulados numericamente. O fator de segurança resultante das simulações foi determinado pelo Método de Redução da Resistência ao Cisalhamento.

Os resultados das simulações numéricas indicaram que o modelo foi capaz de reproduzir adequadamente o mecanismo de ruptura planar em rochas com estrutura fortemente orientada assumido para a análise. Observou-se que houve concentração de deformações ao longo da interface correspondente ao plano de deslizamento onde estavam inseridos os elementos de alta razão de aspecto. Este resultado evidencia a capacidade da simulação em representar a localização da ruptura do maciço rochoso ao longo da descontinuidade previamentes definida.

Com relação ao fator de segurança, os valores determinados nas simulações numéricas apresentaram concordância com aqueles calculados via solução analítica para ambos os conjuntos de analises estudados: variação da coesão mantendo-se constante o ângulo de atrito e variação do ângulo de atrito mantendo-se a coesão constante. Para ambos os conjuntos de análises, os erros relativos máximos entre resultado da simulação numérica e solução analítica foram inferiores a 1%.

Desta forma, os resultados indicam que o Método de Elementos Finitos aliado ao uso de malhas adaptadas com elementos de alta razão de aspecto é uma ferramenta consistente para a estimativa do fator de segurança em taludes rochosos com descontinuidade. A abordagem mostra-se promissora em análises numéricas de estabilidade, podendo contribuir para avaliações mais realistas do comportamento de maciços rochosos fraturados.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG) pelo apoio financeiro concedido por meio do processo APQ-00990-22 (Edital nº 001/2022).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Barbosa, L. G. (2024) *Simulação numérica de fraturamento hidráulico em meios porosos naturalmente fraturados utilizando elementos de interface com elevada razão de aspecto.* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Geotecnia, Faculdade de Engenharia de Bauru (FEB), Universidade Estadual Paulista - UNESP, 107 p.

Beserra, L. B. S. (2015) *Análise hidromecânica do fraturamento hidráulico via Elementos Finitos com descontinuidades fortes incorporadas.* Tese de Doutorado, Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, 145 p.

Cheng, Y. M., Lansivaara, T., Wei, W. B. (2007) Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods. *Computers and geotechnics*, 34 (3), p. 137-150.

Griffiths, D. V., Lane, P. A. (1999) Slope stability analysis by finite elements. *Géotechnique*, 49 (3), p. 387-403.

Hoek, H. (2006) *Practical rock engineering.* Disponível em: <https://www.rocscience.com/assets/resources/learning/hoek/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf>. Acesso em: 05 mar. 2026.

Li, X., Liu, J., Gong, W., Xu, Y., Bowa, V. M. (2022) A discrete fracture network based modeling scheme for analyzing the stability of highly fractured rock slope. *Computers and Geotechnics*, 141, p. 104558.

Lins, P. G. C., Celestino, T. B., Bortolucci, A. A. (2003) *Elementos de mecânica das rochas (Notas de aula da disciplina de Mecânica das Rochas),* Escola de Engenharia de São Carlos/ USP e Escola Politécnica/ UFBA, v. 3, p. 157.

Maedo, M. A., Sánchez, M., Aljeznawi, D., Manzoli, O. L., Guimarães, L. J. N., Cleto, P. R. (2020) Analysis of soil drying incorporating a constitutive model for curling. *Acta Geotechnica, 15*, p. 2619-2635.

Maedo, M. A., Sánchez, M., Fabbri, H., Cleto, P., Guimarães, L. J. N., Manzoli, O. L. (2021) Coupled termo-hydro-mechanical numerical modeling of evolving fractures in rocks. *Rock Mechanics and Rock Engineering,* 54, p. 3569-3591.

Olivella, S., Gens, A., Carrera, J., Alonso, E.E. (1996) Numerical formulation for a simulator (CODE_BRIGHT) for the coupled analysis of saline media. *Engineering Computations*. 13(7), p. 87-112.

Zhang, K., Cao, P., Meng, J., Li, K., Fan, W. (2015) Modeling the progressive failure of jointed rock slope using fracture mechanics and the strength reduction method. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 48 (2), p. 771-785.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/114

Simulação Bidimensional de Queda de Blocos em Talude Rodoviário na Chapada dos Guimarães/MT

Bruno Rodrigues de Oliveira
Professor Adjunto, Universidade Federal de Mato Grosso, Cuiabá, Brasil, bruno.oliveira6@ufmt.br

Fabiane Maria Dalla Rosa Barbosa
Professora Adjunta, Universidade Federal de Mato Grosso, Cuiabá, Brasil, fabiani.barbosa@ufmt.br

Isabela Estral Mendes
Graduanda em Bacharelado em Geologia, Universidade Federal de Mato Grosso, Cuiabá, Brasil, isabela.mendes@ufmt.br

Isabela Maria de Almeida rocha
Graduanda em Bacharelado em Geologia, Universidade Federal de Mato Grosso, Cuiabá, Brasil, isabellamaria14.vgd@gmail.com

RESUMO: Esta pesquisa teve como objetivo delimitar os locais passíveis de queda de blocos no trecho da rodovia MT-251 conhecido como Portão do Inferno, Chapada dos Guimarães/MT, por meio de métodos computacionais. Inicialmente, foi realizado levantamento aerofotogramétrico com veículo aéreo não tripulado (VANT), permitindo a geração de modelo digital de superfície e a extração de seções topográficas. Essas seções foram utilizadas no programa Rocfall2 para simular a trajetória e estimar a energia cinética e o alcance dos blocos de rocha, considerando coeficientes de restituição obtidos na literatura e peso específico obtidos em laboratório. Foram simuladas dezassete seções, com lançamento de 400 blocos por seção, identificando zonas críticas de maior probabilidade de impacto no sistema viário. Os resultados indicaram que, no sentido de Cuiabá para Chapada dos Guimarães/MT, a partir do início da curva na seção sete há aumento significativo na quantidade de blocos atingindo a pista, com valores máximos de energia superiores a 800 kJ, especialmente na seção anterior e no viaduto. A comparação com registos de ocorrências confirmou a consistência dos resultados, mesmo com a adoção de parâmetros da literatura, e a eficácia da abordagem na delimitação de áreas de maior probabilidade de queda de blocos. Conclui-se que a metodologia adotada é aplicável ao planejamento de medidas de mitigação e gestão de riscos, embora apresente limitações relacionadas à simplificação geométrica dos blocos e à utilização de coeficientes de restituição estimados a partir de referências bibliográficas.

PALAVRAS-CHAVE: Movimentos Gravitacionais de Massa, Método de Massa Concentrada, Formação Botucatu.

ABSTRACT: This research aimed to delineate areas susceptible to rockfall along the MT-251 highway segment known as Portão do Inferno, in Chapada dos Guimarães/MT, using computational methods. Initially, an aerial photogrammetric survey was conducted using an unmanned aerial vehicle (UAV), enabling the generation of a digital surface model and the extraction of topographic cross-sections. These sections were used in the Rocfall2 software to simulate rockfall trajectories and estimate the kinetic energy and runout distance of rock blocks, considering restitution coefficients obtained from the literature and unit weight values determined in laboratory tests. Seventeen cross-sections were simulated, with the release of 400 blocks per section, allowing the identification of critical zones with a higher probability of impact on the roadway system. The results indicated that, in the direction from Cuiabá to Chapada dos Guimarães/MT, starting at the beginning of the curve in section seven, there is a significant increase in the number of blocks reaching the roadway, with maximum energy values exceeding 800 kJ, especially in the preceding section and at the viaduct. Comparison with recorded occurrence data confirmed the consistency of the results, even with the adoption of parameters from the literature, demonstrating the effectiveness of the approach in delineating areas

with a higher probability of rockfall. It is concluded that the adopted methodology is applicable to the planning of mitigation measures and risk management, although it presents limitations related to the geometric simplification of the blocks and the use of restitution coefficients estimated from bibliographic references.

KEYWORDS: Mass Movements, Lumped Mass Method, Botucatu Formation.

1 INTRODUÇÃO

A queda de bloco é um tipo de movimento gravitacional de massa (MGM) associado com o destacamento de um volume de rocha de uma encosta ou talude, existindo pouca ou nenhuma ruptura por cisalhamento da rocha intacta, que pode ocorrer de uma variedade de maneiras, como queda livre, salto, rolamento ou deslizamento (Highland & Bobrowsky, 2008). A queda de blocos ocorre em áreas sujeitas a vários tipos de forças externas e internas e múltiplos fatores contribuem para a ocorrênca desse fenômeno.

Em termos estruturais, as fraturas são um fator crucial que influencia a queda de blocos, pois a redução de resistência (Wyllie & Mah, 2004) comprometem a estabilidade da rocha e aumentam a probabilidade de desprendimento dos blocos. Além disso, as fraturas facilitam a infiltração de água na rocha, na qual essa ação entra nos fatores ambientais, assim como chuva, vento, congelamento e degelo, decomposição do solo, terremotos, vegetação, entre outros, que contribuem para deflagração do fenômeno. A vegetação tem efeitos adversos, aumentando a abertura das descontinuidades, e favoráveis que funcionam como barreiras naturais que protegem contra quedas de rochas (Aqeel, 2018; Radtke et al., 2014). Em termos antropogênicos os fatores que influenciam a queda são as vibrações de atividades antrópicas desde transporte até práticas inadequadas de detonação cortes de taludes com inclinações mal executadas (Effgen & Marchioro, 2018).

Os blocos podem variar em tamanho e forma, dependendo da orientação, espaçamento e persistência das descontinuidades presentes no maciço rochoso (Da Silva & Santos, 2020). O volume de material associado ao processo de queda de rochas varia de blocos de rocha individuais, como o nome do processo sugere, a conglomerados de blocos com dimensões que chegam a centenas de metros cúbicos (Dussauge-Peisser et al., 2002). Mesmo que o volume de material rochoso da queda de blocos ser inferior aos demais tipos de escorregamentos, as quedas ocorrem com maior frequência e efeitos prejudiciais devido às altas velocidades do movimento (Kanno et al., 2023).

Nos últimos dois anos, um trecho da rodovia MT-251, que liga a cidade de Cuiabá com o centro urbano do município de Chapada dos Guimarães, vem sendo pauta de discussões em relação a ocorrências de queda de blocos associado com o histórico de ocorrência desde 2021 (G1, 2023). omente diante das últimas ocorrências em 2023 que ações foram tomadas pelo poder público para realizar intervenções visando mitigar os impactos causados pelos MGM.

Silveira (2017) aponta que a queda de blocos impacta não apenas áreas residenciais e rodovias, mas também os taludes de mineração, aumentando substancialmente a necessidade de realizar estudos relacionados para assegurar a segurança tanto física quanto financeira dos empreendimentos.

2 ÁREA DE ESTUDO

A região do Portão do Inferno, localizada na Chapada dos Guimarães, é predominantemente composta por formações rochosas de arenito poroso e friável quando alterado, característica que exerce grande influência na dinâmica geotécnica da área. Está formação é formada principalmente por arenitos finos a médios, vermelhos, com grãos de quartzo bem arredondados, com estratificações cruzadas e plano-paralela, nos paredões da rodovia MT-251, desta formação são visíveis estratificações cruzadas de grande porte características de depósitos sedimentares de dunas. (Thomé Filho et al., 2006).

Com base no levantamento estrutural das descontinuidades no local, foram observados quatro conjuntos de fraturas com orientações médias de 279/76 (S1); 149/15 (S2), como o sistema S2; e dois conjuntos adicionais com orientações de 50/84 (S3) e 86/67 (S4) (Oliveira et al., 2025). O elevado fraturamento do arenito facilita a infiltração de água, especialmente durante períodos de chuvas intensas, o que resulta no aumento da pressão interna nos blocos rochosos.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta seção, serão apresentadas as etapas necessárias para a execução dos objetivos propostos, abrangendo desde a coleta de dados em campo até a realização da simulação.

2.1 Trabalho de campo

Nesta atividade, foi empregado o uso de um drone modelo DJI Mini 4 para a realização do levantamento aerofotogramétrico e a captura de imagens da área de estudo, com diferentes alturas de voo realizado em 30 de maio de 2024. O voo foi realizado manualmente com linhas de grade buscando uma sobreposição em faixas horizontais e verticais mínima de 70%. A imagens foram capturadas horizontalmente e obliquas circundando toda a área de estudo e

As imagens obtidas foram processadas no Agisoft, versão gratuita, sem pontos de controle, permitindo a extração do modelo digital de superfície utilizado na obtenção das seções topográficas, a fim de viabilizar a execução das simulações numéricas. A Figura 1 apresenta a localização das seções topográficas utilizadas na simulação.

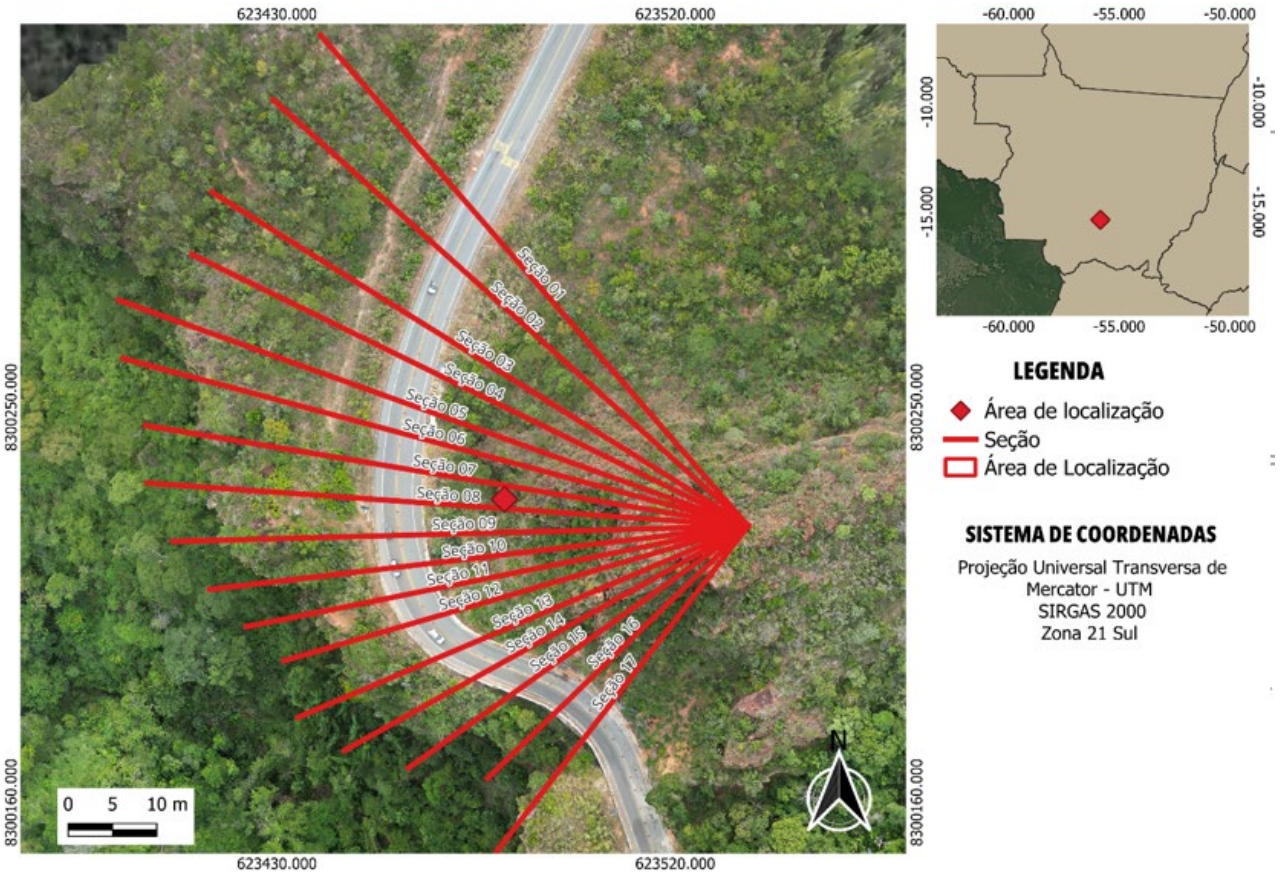


Figura 1. Localização das seções topográficas inseridas no Rocfall2.

2.1 Simulações Numéricas

Para a realização da simulação de queda de blocos, foram delimitadas 17 seções topográficas obtidas por meio do QGIS. As seções foram então exportadas em formato DXF e posteriormente importadas no programa de simulação Rocfall2. Este programa foi projetado para auxiliar na avaliação de queda de rochas em talude e permite determinar trajetória e valores de energia cinética, velocidade e altura de ressalto para todo o talude, assim como a distância máxima alcançada por um bloco após a queda (Rocscience, 2025a).

A simulação numérica necessita das seções topográfica, obtidas a partir do processamento dos aerolevantamentos e processadas no QGIS, da densidade da rocha submetida a ao processo de queda e dos coeficientes de restituição dos materiais envolvidos. O tipo de simulação adotado foi o do método da massa concentrada (Stevens, 1998) na qual a forma real dos blocos não é incorporada ao modelo, o que pode influenciar de maneira significativa o comportamento dos blocos ao longo de sua trajetória.

Para os bocos de arenito foram adotados valores de densidade aparente média de 2200 kg/m³ com desvio padrão de 200 kg/m³ (Conciani et al., 2024; Mendes, 2024) e porosidade aparente média de 17%. Para cada seção, um total de 400 blocos foram lançados durante as simulações numéricas localizados nos afloramentos do maciço rochoso, na parte superior da seção topográfica.

Os coeficientes de restituição, segundo Dias & Barroso (2006; Rocscience, 2025a) está relacionado com energia cinética dissipada em sucessivos impactos e pode ser obtido pela razão entre as velocidades depois e antes do impacto. O programa apresenta uma compilação de valores de coeficiente de restituição para diferentes materiais e condições (Rocscience, 2025b), os quais foram adotados cada material observado nas seções e estão compilados na Tabela 1.

O ângulo de atrito controla em conjunto com a inclinação do terreno se o bloco continua ou não se movento durante a simulação onde valores de inclinação do terreno maiores que ângulo de atrito contribuem para aumento da velocidade de saída após um rebote.

Tabela 1. Parâmetros de restituição, ângulo de atrito e rugosidade adotados na modelagem para cada uso e cobertura do solo.

Material	**Coeficiente de Restituição Normal**	**Coeficiente de Restituição Tangencial**	**Ângulo de Atrito (°)**
Afloramento Rochoso	Média: 0,40 Desvio Padrão: 0,04 Mínimo: 0,12 Máximo: 0,12	Média: 0,99 Desvio Padrão: 0,03 Mínimo: 0,09 Máximo: 0,09	30,00
Asfalto	Média: 0,38 Desvio Padrão: 0,05 Mínimo: 0,15 Máximo: 0,15	Média: 0,82 Desvio Padrão: 0,05 Mínimo: 0,15 Máximo: 0,15	Média: 25 Desvio Padrão: 5 Mínimo: 15 Máximo: 15
Arenito	Média: 0,38 Desvio Padrão: 0,05 Mínimo: 0,15 Máximo: 0,15	Média: 0,82 Desvio Padrão: 0,05 Mínimo: 0,15 Máximo: 0,15	Média: 25 Desvio Padrão: 5 Mínimo: 15 Máximo: 15
Solo (com alguma vegetação)	0,30	0,80	14,04
Tálus (pouca vegetação)	0,30	0,81	12,79
Tálus (com alguma vegetação)	0,32	0,81	12,79

4 RESULTADOS

As análises foram desenvolvidas com base nas seções topográficas previamente levantadas em campo, bem como nos parâmetros adotados totalizando 17 simulações distintas. A partir da Seção 3, nota-se um aumento progressivo tanto na quantidade de blocos que alcançam a via pavimentada quanto nos valores de energia cinética. Diferentemente das Seções 1 e 2, a trincheira natural deixa de atuar como barreira, permitindo que grande parte dos blocos atinja a via. Uma condição ainda mais crítica é verificada a partir da Seção 7, onde 419 blocos alcançam a via, registrando uma energia máxima de 610 kJ.

A partir da Seção 8 (Figura 2), observa-se um comportamento distinto em relação às seções precedentes, com um total de 421 blocos atingindo a via. Nessa seção, não foram identificadas evidências da presença de trincheira natural; contudo, o intervalo entre 30,0 e 37,5 metros atua como uma berma funcional. Tanto o depósito de tálus quanto a vegetação existente na encosta revelaram-se insuficientes para conter a movimentação dos blocos na simulação.

Nas Seções 11 a 15, a redução da distância entre a encosta e a infraestrutura viária, variando entre 10 m e 30 m, contribui de forma significativa para o aumento da energia cinética dos blocos quando atingem a rodovia. Destacam-se, particularmente, as Seções 13, 14 e 15, nas quais os valores máximos de energia cinética ultrapassam 700 kJ, alcançando mais de 830 kJ na Seção 13, onde foram registrados impactos de 199 blocos sobre a via. Os resultados de todas as simulações estão resumidos na Tabela 2.

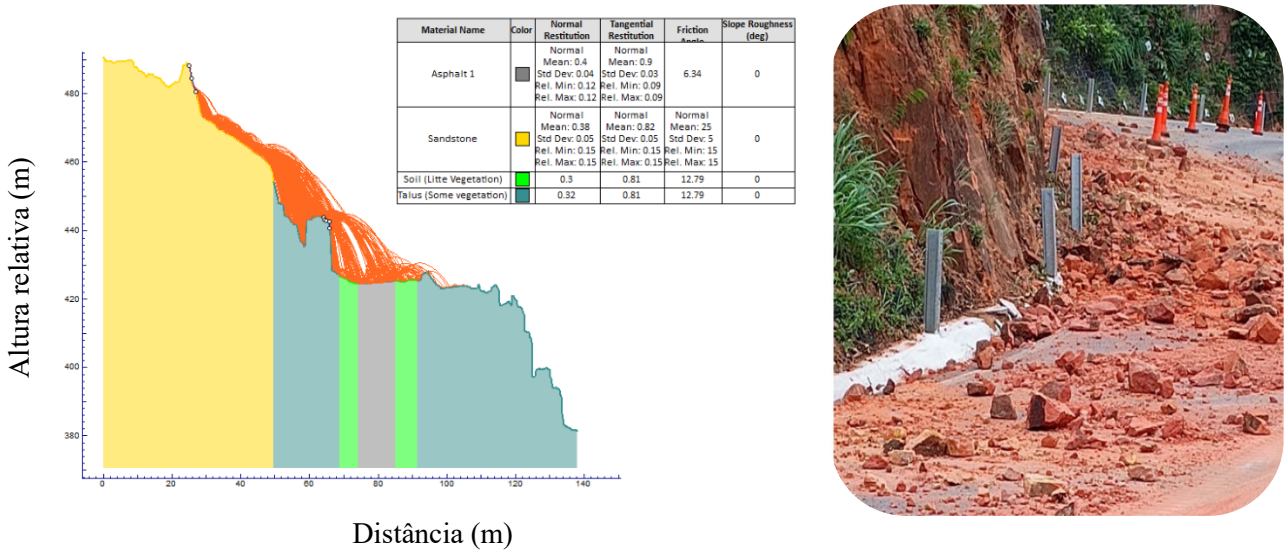


Figura 1. Simulação de quedas de blocos na seção 08 apresentando as trajetórias e registro fotográfico de ocorrência no local.

Tabela 2: Seções simuladas com as respectivas quantidades de blocos atingindo a pista, distância máxima e energia cinética no trecho da via.

Seção	Distância (m)			Energia cinética na via (kJ)		Quantidade de blocos na pista
	Máxima atingida	Com maior frequência de blocos	Da origem até via (m)	Min.	Max.	
1	70 a 80	21	85	0	0	0
2	60 a 70	24	85	0	0	0
3	90 a 100	14	82	5	123	56
4	90 a 100	60	79	5	132	185
5	80 a 100	25	77	28	597	48
6	80 a 90	14	76	33	628	40
7	100 a 110	59	74	16	610	419
8	80 a 90	22	73	25	431	43
9	90 a 108	47	73	201	472	81
10	90 a 102	85	73	22	506	239

11	100 a 110	27	74	60	791	87
12	100 a 105	25	72	103	559	46
13	100 a 110	25	64	82	833	199
14	94 a 101	24	58	79	700	205
15	70 a 80	22	52	211	746	100
16	70 a 80	57	50	22	1237	334
17	70 a 80	59	51	82	1022	228

A Figura 3 apresenta a projeção dos resultados das seções bidimensionais até medade da distância da próxima seção para ilustrar o alcance dos possíveis blocos. A zona encontrada está compatível com a encontrada por (Oliveira et al., 2025) utilizando uma abordagem qualitativa.

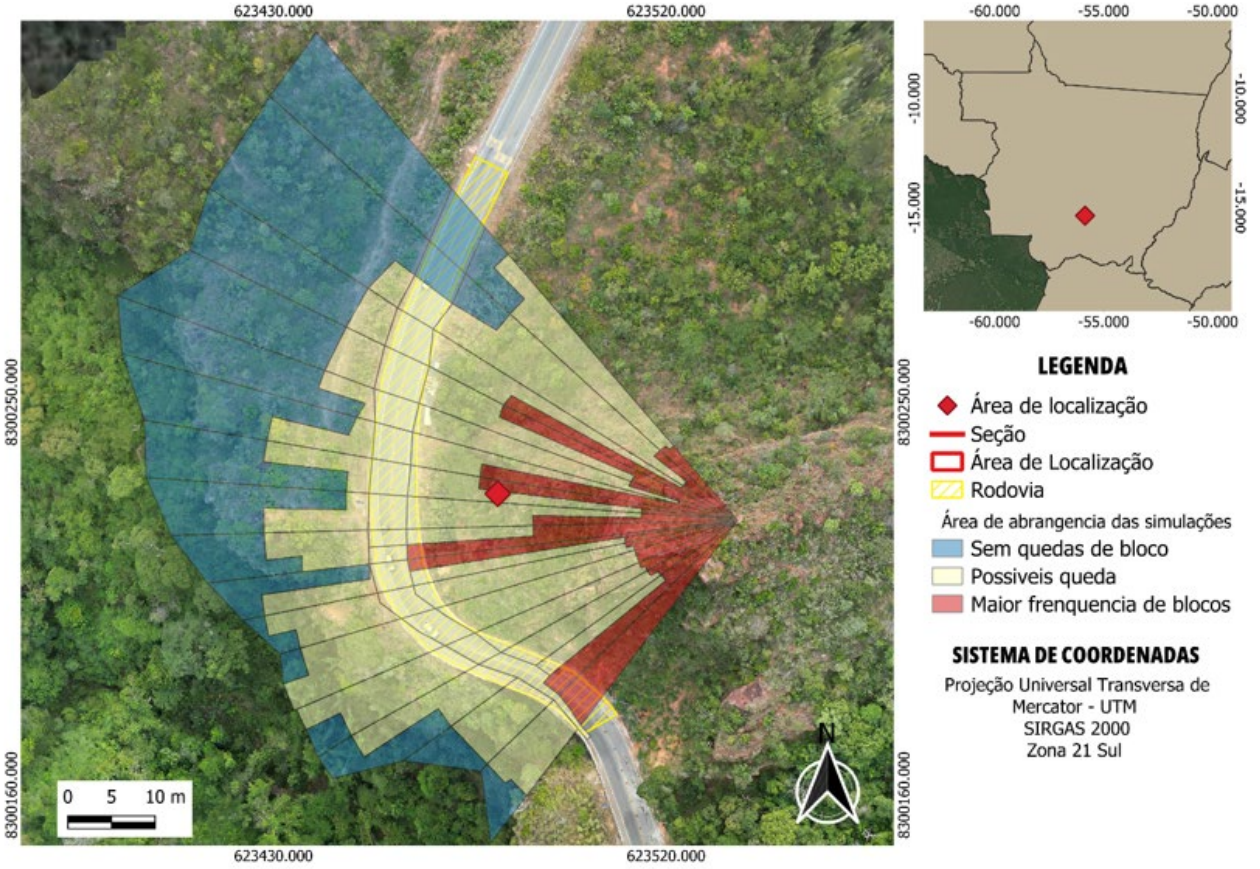


Figura 1. Projeções dos resultados nas simulações em planta das dexesete simulações realizadas.

5 CONCLUSÕES

A comparação entre os dados gerados pelas simulações e os registros reais demonstra uma correspondência com as seções analisadas. Conforme registrado no Relatório Técnico nº 11/2024, elaborado por Wilson Conciani (Conciani, 2024), foram registrados, entre os meses de dezembro a fevereiro de 2023, um total de dezesseis episódios de queda de blocos na região do Portão do Inferno.

As dezessete simulações realizadas permitiram a delimitação de áreas com maior intensidade de impacto, indicando zonas críticas onde os blocos apresentam maior probabilidade de atingir a via. Além disso, a análise da frequência de impacto fornecida pelas simulações evidenciou os trechos em que há maior concentração de blocos alcançando a pista, contribuindo para o planejamento de medidas de mitigação direcionadas e eficazes.

A quantidade de simulações realizadas, considerando as seções previamente delimitadas, mostrou-se adequada para a identificação das áreas com maior suscetibilidade à queda de blocos. Os resultados obtidos permitiram a caracterização das zonas de risco ao longo da encosta analisada. Observou-se, contudo, que determinados trechos apresentam características topográficas semelhantes, o que indica a possibilidade de otimização do número de simulações em estudos futuros, sem prejuízo da qualidade dos dados. Ainda assim, ressalta-se a importância de priorizar a modelagem mais detalhada nas regiões com maior incidência de eventos registrados, a fim de garantir maior precisão na avaliação de risco e na definição de medidas preventivas.

Uma das principais limitações da metodologia adotada está relacionada à simplificação geométrica dos blocos rochosos, no modelo de massa concentrada. Nesse tipo de simulação, a forma real dos blocos não é incorporada ao modelo, o que pode influenciar de maneira significativa o comportamento dos blocos ao longo de sua trajetória. Outra limitação está relacionada com os indisponibilidade de valores de coeficiente de restituição paras as rochas da região, necessitando adotar valores da literatura assim como a limitação inerente a simulação bidimensional. Assim, recomenda-se, para trabalhos futuros, a realização de simulações com formas geométricas variadas, aprimoramento dos parâmetros de entrada, principalmente os coeficientes de restituição, e a análise da influência sobre a trajetória dos blocos.

Conclui-se que a abordagem adotada neste estudo é eficaz para a compreensão e previsão de quedas de blocos, podendo servir de base para ações de mitigação de riscos geológicos na região. Os resultados obtidos são relevantes tanto para o planejamento de medidas de contenção, e de infraestrutura em áreas sujeitas a processos gravitacionais de massa.

AGRADECIMENTOS

Agrdecemos ao Instituto Chico Mendes de Conservação da Biodiversidade (ICMBIO) pela autorizção de desenvolvimento desta pesquisa e a Secretaria de Estado de Infraestrutura e Logistica do Estado de Mato Grosso (SINFRA/MT) pela autorização de acesso ao local.

.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aqeel, A. M. (2018). Rockfall Hazard Rating System(s) in Saudi Arabia – A Review. *Journal of Geography and Geology*, *10*(4), 1. https://doi.org/10.5539/jgg.v10n4p1

Conciani, W., Oliveira, B. R., & Barbosa, F. M. D. R. (2024). Caracterização geotécnica preliminar do Portão do Inferno em Mato Grosso. *7° Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica Da Região Centro-Oeste GEOCENTRO 2024*, 1–8.

Da Silva, D. de F. S., & Santos, A. E. M. (2020). ROCKFALL HAZARD ASSESSMENT AND GEOLOGICAL-GEOTECHNICAL CHARACTERIZATION OF A ROCK SLOPE IN BR-356. *HOLOS*, *8*, 1–13. https://doi.org/10.15628/holos.2020.9084

Dias, G. P., & Barroso, E. V. (2006). Determinação Experimental do Coeficiente de Restituição Normal de Rochas: Aplicação na Previsão do Alcance de Blocos em Encostas. *Anuário Do Instituto de Geociências - UFRJ*, *29*(2), 149–167.

Dussauge-Peisser, C., Helmstetter, A., Grasso, J.-R., Hantz, D., Desvarreux, P., Jeannin, M., & Giraud, A. (2002). Probabilistic approach to rock fall hazard assessment: potential of historical data analysis. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, *2*(1/2), 15–26. https://doi.org/10.5194/nhess-2-15-2002

Effgen, J. F., & Marchioro, E. (2018). MAPEAMENTO DE ÁREAS SUSCETÍVEIS A MOVIMENTOS DE MASSA NO MUNICÍPIO DE VILA VELHA-ES, COM O USO DE ANÁLISE DE PROCESSOS HIERARQUIZADOS (AHP). *Geosciences = Geociências*, *36*(4), 731–742. https://doi.org/10.5016/geociencias.v36i4.12066

G1. (2023, December 24). *Trânsito na MT-251 fica em meia pista após deslizamentos no Portão do Inferno*. https://g1.globo.com/mt/mato-grosso/noticia/2023/12/24/transito-na-mt-251-fica-em-meia-pista-apos-deslizamentos-no-portao-do-inferno.ghtml

Highland, L. M., & Bobrowsky, P. (2008). *The landslide handbook—A guide to understanding landslides: Reston*.

Kanno, H., Moriguchi, S., Tsuda, Y., Yoshida, I., Iwanaga, S., & Terada, K. (2023). A method for rockfall risk quantification and optimal arrangement of protection structures along a road. *Engineering Geology*, *314*, 107004. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2023.107004

Mendes, I. E. (2024). *Simulação Bidimensional de Queda de Blocos em Taludes do Portão do Inferno, Chapada dos Guimarães/MT* [Trabalho de Graduação]. Universidade Federal de Mato Grosso.

Oliveira, B. R., Barbosa, F. D. R., & Conciani, W. (2025). Rockfall hazard assessment using detailed digital surface models at Portão do Inferno/Mato Grosso, Brazil. *Soils and Rocks*, *48*(2).

Radtke, A., Toe, D., Berger, F., Zerbe, S., & Bourrier, F. (2014). Managing coppice forests for rockfall protection: lessons from modeling. *Annals of Forest Science*, *71*(4), 485–494. https://doi.org/10.1007/s13595-013-0339-z

Rocscience. (2025a). *Rocfall2*. https://www.rocscience.com/help/rocfall/documentation/slope/materials/coefficient-of-restitution

Rocscience. (2025b). *Rocfall2: Documentation: Coefficient of Restitution Table*. https://www.rocscience.com/help/rocfall/documentation/slope/materials/reference-tables/rocscience-coefficient-of-restitution-table-in-rocfall

Silveira, L. R. (2017). *Avaliação do Perigo de Queda de Blocos em Taludes Urbanos e Ferroviários e Simulação de sua Trajetória.* [Dissertação de Mestrado em Engenharia Mineral]. Universidade Federal de Ouro Preto.

Stevens, W. D. (1998). *RocFall: a Tool for Probabilistic Analysis, Design of Remedial Measures and Prediction of Rockfalls.* [Master of Applied Science]. University of Toronto.

Wyllie, D. C., & Mah, C. W. (2004). *Rock slope engineering: Civil and Mining* (4th ed.). Spon Press.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/115

SISTEMA INTEGRADO DE MITIGAÇÃO DE QUEDA DE BLOCOS EM ENCOSTA URBANIZADA: ESTUDO DE CASO DO MORRO DO QUETO (RJ)

Maria Luisa de Faria Simões
Engenheira Civil, Fundação Geo-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, marial.simoes@prefeitura.rio

Rodrigo Ferreira França
Geólogo, Fundação Geo-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, rodrigo.franca@prefeitura.rio

Mariana Duarte dos Santos
Engenheira Geotécnica, Fundação Geo-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, m.dsantos@prefeitura.rio

Silvio Araujo da Silva
Engenheiro Civil, Fundação Geo-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, s.araujojds@gmail.com

Marcus Bergman
Engenheiro Geotécnico, Fundação Geo-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, marcus.bergman@prefeitura.rio

RESUMO: O presente trabalho apresenta o estudo de caso das intervenções geotécnicas executadas na encosta a montante da cota 60,00 na Comunidade Morro do Queto, bairro do Sampaio, município do Rio de Janeiro (RJ). A área caracteriza-se por encosta íngreme com afloramentos rochosos intercalados por colúvio e solo residual, além de ocupação urbana consolidada a jusante. A concepção das intervenções não decorreu de abordagem preventiva genérica, mas de resposta técnica estruturada frente a um cenário recorrente de rolamento e queda de blocos na região. A estratégia adotada baseou-se na setorização da encosta segundo criticidade e energia potencial estimada, resultando na implantação de sistema integrado composto por barreiras dinâmicas de 100 kJ e 2000 kJ, muretas chumbadas, contrafortes ancorados e remoção controlada de blocos. Os resultados evidenciam que a combinação entre estabilização na origem e interceptação por níveis diferenciados de energia de acordo com os volumes e risco de rolamento dos blocos proporcionou solução robusta e adaptada à realidade urbana local, com potencial de replicabilidade em áreas com características geomorfológicas semelhantes.

PALAVRAS-CHAVE: queda de blocos; barreira dinâmica; contenção em encosta; risco geológico; área urbana.

ABSTRACT: This paper presents the case study of geotechnical interventions implemented on the slope above elevation 60.00 m at Morro do Queto community, in Rio de Janeiro, Brazil. The area is characterized by steep rocky outcrops interbedded with colluvium and residual soil, with consolidated urban occupation at the toe of the slope. The adopted design was not a generic preventive measure, but a technical response to recurrent rockfall events recorded in the region. The mitigation strategy was based on slope sectorization according to criticality and estimated potential energy, resulting in an integrated system composed of 100 kJ and 2000 kJ dynamic barriers, anchored retaining walls, buttresses and controlled rock removal. The results indicate that the combination of source stabilization and energy-based interception using barriers with different energy absorption capacities according to block volumes and rockfall trajectories provided a robust and site-adapted solution, with potential replicability in similar urbanized slopes.

KEYWORDS: rockfall; dynamic barrier; slope stabilization; geotechnical risk; urban area.

1 INTRODUÇÃO

Instabilidades em encostas rochosas urbanizadas representam desafio recorrente na cidade do Rio de Janeiro, onde a ocupação consolidada se desenvolve em áreas de relevo acentuado. A presença de blocos parcialmente destacados, associada ao fraturamento do maciço e processos de intemperismo, favorece mecanismos de queda e rolamento com elevado potencial destrutivo.

A Comunidade Morro do Queto, localizada no bairro do Sampaio, apresenta encosta rochosa a montante da cota 60,00 com registros de instabilidades e exposição direta de edificações situadas a jusante. A concepção das intervenções descritas neste trabalho não se deu como medida preventiva genérica, mas como resposta técnica estruturada frente a um cenário recorrente de eventos de queda de blocos na região.

O objetivo deste artigo é apresentar os critérios adotados na definição das soluções, incluindo a setorização por energia potencial e as simulações de queda de blocos, e discutir a eficácia da abordagem integrada implementada.

2 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A comunidade denominada Morro do Queto ocupa um morro a Norte do Maciço da Tijuca e encontra-se em uma vertente convexo-retilínea e faz limite a Sudoeste com a Comunidade Morro da Matriz. O desnível topográfico desta área é de 80 m e sua declividade média varia entre 35 – 50 graus, ocupando uma área total de 351.000 m². As litologias encontradas na região são o Gnaisse Migmatítico e o Granito Favela.

Ao longo das encostas da comunidade são observadas algumas porções com a presença de solo coluvionar pouco espesso (até 1,5 m), contudo na maior parte são observados afloramentos rochosos de granito (topo, meia encosta e paredão próximo ao antigo lixão) além de depósito de tálus e/ou blocos isolados de tamanhos variados, dispostos ao longo de toda a área de estudo.

A área de intervenção, a montante da cota 60,00 m, situa-se em encosta íngreme com afloramentos rochosos intercalados por colúvio e solo residual. Observam-se blocos isolados e volumes parcialmente destacados, com fraturas abertas e indícios de movimentação prévia.

A ocupação urbana consolidada impõe restrições relevantes ao projeto, incluindo proximidade imediata de moradias, limitação de acessos e necessidade de controle rigoroso de segurança durante execução.

A distribuição espacial das intervenções propostas encontra-se ilustrada na Figura 1.

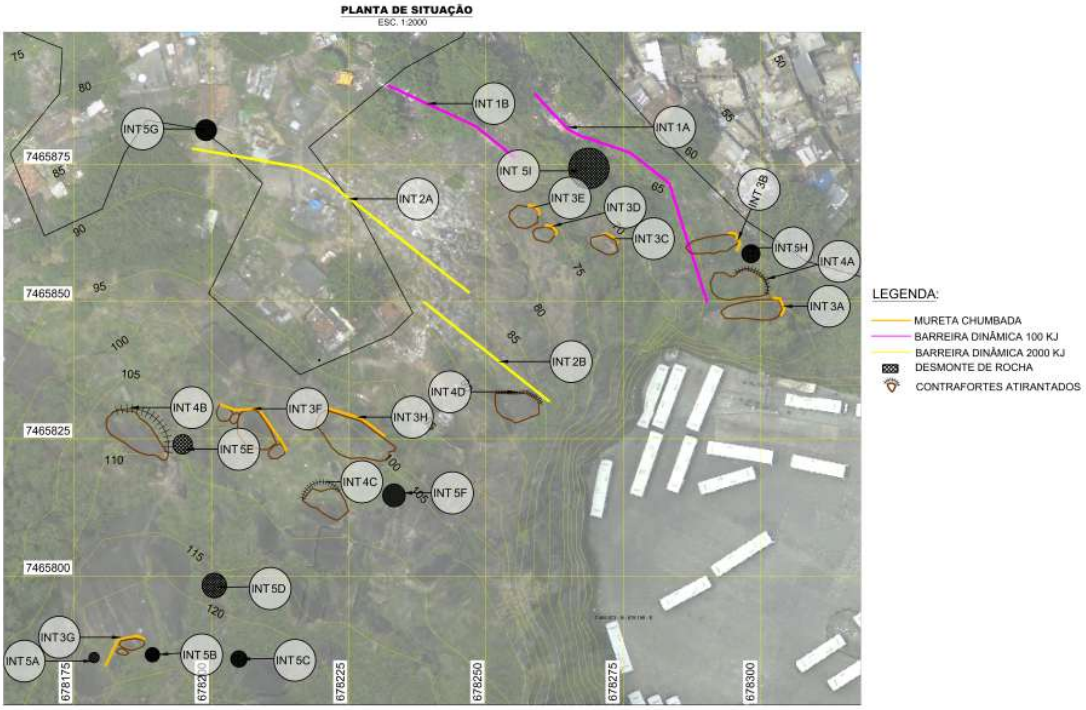


Figura 1 – Planta geral das intervenções geotécnicas a montante da cota 60,00 m.

2.1 Histórico de ocorrências

A análise dos laudos de vistoria da GEO-RIO, compreendendo os períodos de 1986-2010 e 2010-2021, identificou 28 ocorrências nos morros do Queto e da Matriz — áreas vizinhas que compartilham características geomorfológicas semelhantes. Dos registros, destacam-se os deslizamentos de blocos como o evento predominante (50%), seguidos por deslizamentos de terra e processos erosivos (30%) e fatores antrópicos (20%).

No Morro São João, também integrante do Maciço da Tijuca e situado a nordeste do Morro da Matriz, o levantamento para os mesmos intervalos (1986-2010 e 2010-2021) totalizou 88 ocorrências. Nesse caso, o perfil de eventos é dominado por deslizamentos de terra (48%), seguidos por queda de blocos (23%), processos erosivos (15%) e fatores antrópicos (14%).

A análise integrada entre histórico de ocorrências e diagnóstico geológico permitiu classificar a encosta segundo níveis de criticidade, orientando a aplicação de tipologias estruturais compatíveis com a energia potencial envolvida.

3 METODOLOGIA DE DIAGNÓSTICO E SETORIZAÇÃO

O diagnóstico baseou-se em inspeções técnicas de campo com identificação e classificação visual dos blocos instáveis. Foram considerados:

- Geometria do talude;
- Altura potencial de queda;
- Massa estimada dos blocos;
- Condições de fraturamento;
- Grau de exposição das edificações.

A partir desses parâmetros, a encosta foi setorizada segundo criticidade e energia potencial estimada, orientando a escolha das soluções estruturais de forma diferenciada ao longo da área.

3.1 Simulações complementares de queda de blocos

As estimativas de energia potencial foram complementadas por simulações numéricas de queda de blocos realizadas com o software RocFall, considerando perfis representativos dos setores mais críticos da encosta. Nas simulações, foram adotadas massas típicas de blocos obtidas a partir de estimativas de volume em campo, alturas de queda compatíveis com a topografia local e parâmetros de rugosidade/salto definidos a partir da observação do maciço e do material coluvial.

Para cada setor analisado, foram obtidas grandezas como energia cinética máxima e média na zona das barreiras, alturas de impacto e velocidades de chegada, permitindo verificar a compatibilidade entre as energias simuladas e as capacidades nominais das barreiras de 100 kJ e 2000 kJ.

Tabela 1 – Correlação entre mecanismos observados e soluções adotadas

Evento Observado	Características	Solução Adotada	Objetivo
Rolamento de blocos de médio porte (até 320kg)	Altura moderada e trajetória definida	Barreira 100 kJ	Interceptação complementar
Rolamento de blocos de grande porte (até 6,4 ton.)	Alta energia potencial	Barreira 2000 kJ	Dissipação de energia e proteção principal
Blocos individualizados instáveis	Destacamento incipiente	Mureta chumbada	Estabilização na origem
Instabilidade estrutural localizada	Maciço fraturado	Contraforte ancorado	Estabilidade global
Blocos inviáveis para estabilização	Geometria desfavorável	Remoção controlada	Eliminação da massa instável

Os resultados das simulações reforçaram a setorização proposta e corroboraram a seleção das tipologias de barreira adotadas em cada trecho da encosta.

A definição das tipologias estruturais não foi arbitrária, mas vinculada aos mecanismos identificados e ao histórico de ocorrências. A tabela 1 sintetiza essa correlação.

4 CONCEPÇÃO DO SISTEMA INTEGRADO DE MITIGAÇÃO

A estratégia adotada para mitigação do risco combinou intervenções na origem com sistemas de interceptação, criando redundância funcional.

4.1 Barreiras dinâmicas

As barreiras dinâmicas foram construídas para reter blocos de rocha e/ou deslizamentos de solo provenientes da encosta, absorvendo os esforços e a energia associada ao movimento e garantindo adequada segurança à área.

4.1.1 Barreiras dinâmicas de 2000 kJ

As barreiras de 2000 kJ foram implantadas nos setores de maior energia potencial, com altura aproximada de 4,0 m e extensão da ordem de 100 m.

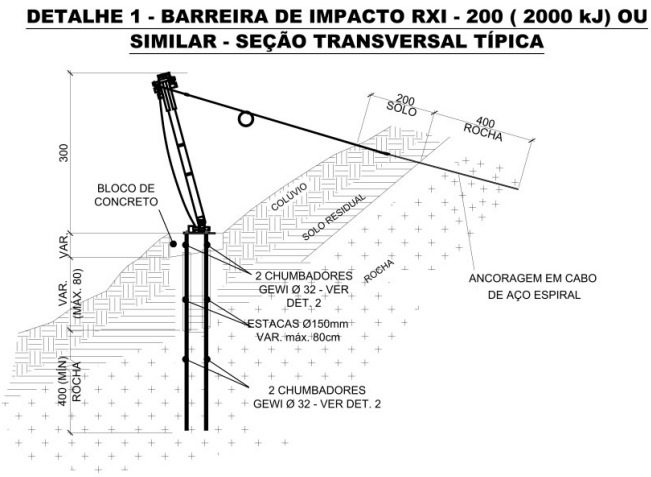


Figura 2 – Seção transversal típica da barreira dinâmica de 2000 kJ.

4.1.2 Barreiras dinâmicas de 100 kJ

As barreiras de 100 kJ foram aplicadas em setores de menor energia ou como complemento de interceptação.

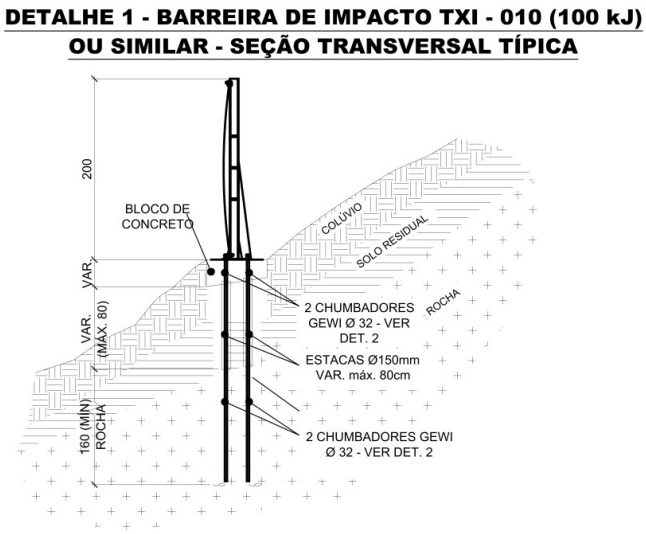


Figura 3 – Seção transversal típica da barreira dinâmica de 100 kJ.

4.2 Muretas chumbadas

Para estabilização pontual de blocos individualizados foram executadas muretas chumbadas. Uma solução de contenção em que um painel vertical em concreto armado contendo armaduras nas direções horizontais e verticais é utilizado para resistir aos esforços de flexão devido ao empuxo do bloco arrimado. Ao longo do painel e espaçados entre si, utilizam-se chumbadores que são elementos verticais de aço devidamente engastados na base rochosa de apoio do bloco, com nata de cimento.

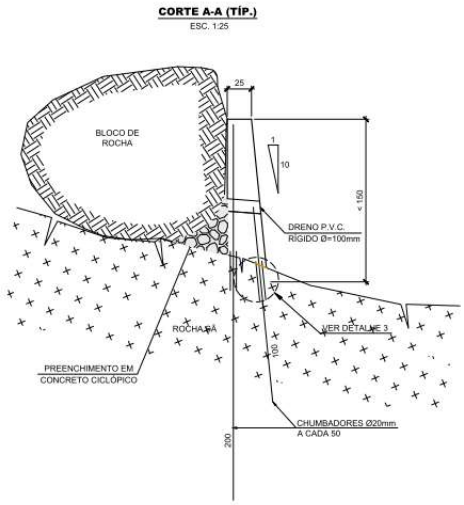


Figura 4 – Corte típico de mureta chumbada com dreno em PVC.

4.3 Contrafortes ancorados

Nos setores com necessidade de contenção pontual de blocos maiores, foram executados contrafortes ancorados. Neste caso, blocos/lascas de rocha instáveis foram fixados através de contrafortes ancorados no maciço rochoso por meio de tirantes. O bloco de rocha fica em contato direto com o contraforte, por isso os vazios entre o bloco e a estrutura foram preenchidos com concreto de regularização. Este tipo de estrutura garante segurança à jusante desta contenção, atenuando o risco de quedas de blocos/lascas rochosas.

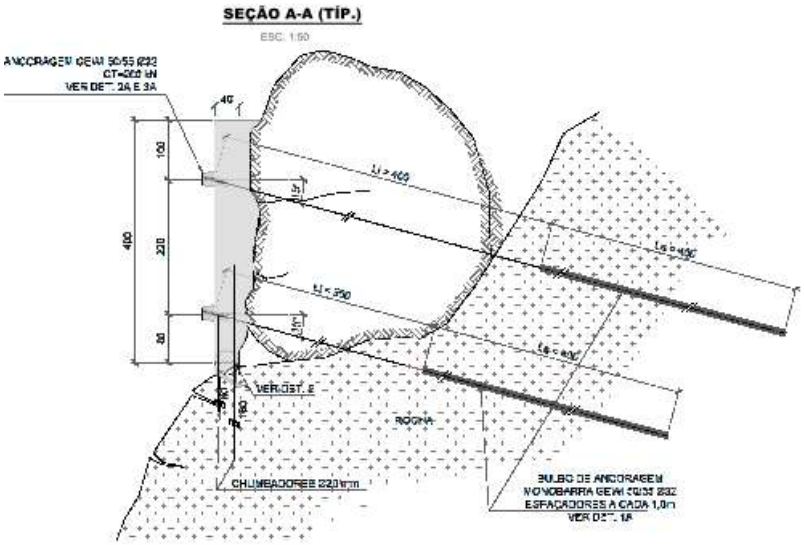


Figura 5 – Corte típico de contraforte ancorado.

4.4 Remoção controlada de blocos

Nos casos dos blocos identificados como inviáveis para estabilização, foi feito o desmonte de forma controlada, reduzindo a massa instável na origem.

5 DESAFIOS EXECUTIVOS

A execução das intervenções ocorreu em ambiente de elevada complexidade operacional, caracterizado pela presença simultânea de ocupação urbana consolidada, grande quantidade de blocos rochosos distribuídos ao longo da encosta e extensas áreas de depósito de material antropogênico, resultante de antigas ocupações e lançamentos de resíduos.

A implantação das estruturas exigiu compatibilização constante entre as condições previstas em projeto e as situações efetivamente encontradas em campo. Em diversos trechos, a presença de blocos de diferentes dimensões, parcialmente aflorantes ou inseridos em depósitos superficiais heterogêneos, demandou ajustes de locação e adequações executivas para viabilizar a implantação das intervenções.

Dentre os desafios enfrentados, destaca-se a implantação das barreiras de impacto entre moradias atendendo aos seus requisitos técnicos tais como: distância entre postes, curso de frenagem máximo, diferenças de níveis entre as bases dos postes e mudanças de direção dos cabos de ancoragem. Os comprimentos de ancoragem foram ajustados conforme condições reais encontradas durante a perfuração, assegurando o embutimento em rocha sã suficiente para resistir as forças de ancoragem atuantes em cada tipo de barreira.

Outro aspecto relevante foi a necessidade de execução dos serviços em encosta íngreme, com circulação restrita e transporte manual de materiais e equipamentos por longos percursos. A presença de moradias próximas às áreas de intervenção também exigiu planejamento específico das atividades, especialmente durante as etapas de remoção controlada de blocos e movimentação de materiais, visando minimizar riscos operacionais e interferências para os moradores.



Figura 6 – Fotos de drone antes das intervenções.

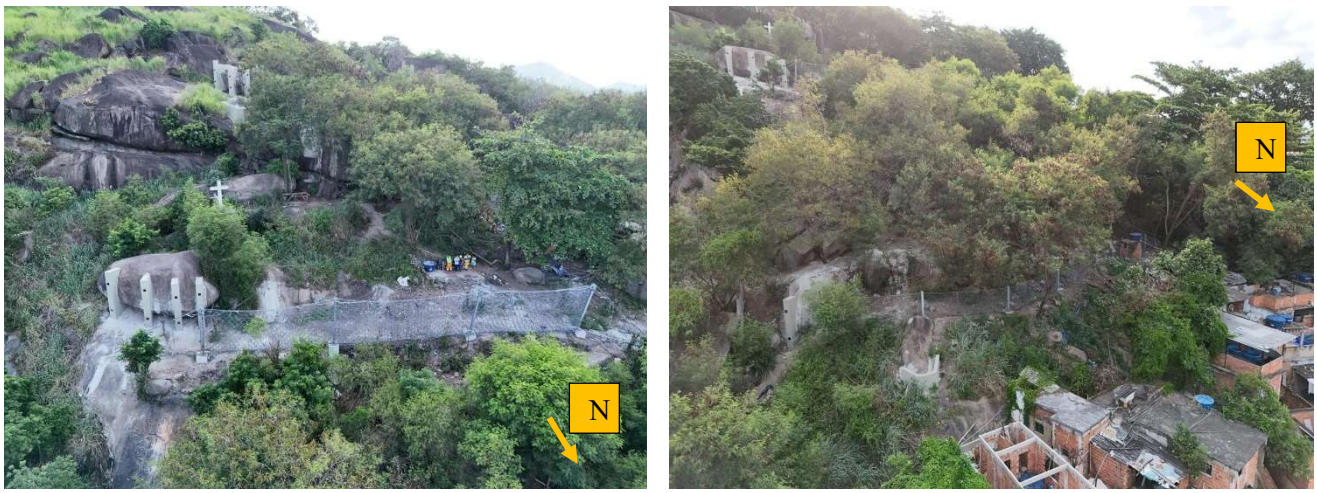


Figura 7A – Visão geral das intervenções do trecho superior e 7B - Visão geral das intervenções do trecho inferior.

6 DISCUSSÃO

O sistema implantado foi dimensionado a partir da conjugação entre histórico recorrente de eventos e avaliação técnica do maciço, complementada por simulações de queda de blocos que permitiram estimar, de forma mais objetiva, as energias incidentes sobre as barreiras.

A diferenciação entre barreiras de 100 kJ e 2000 kJ decorreu da necessidade de responder a cenários reais já observados, e não apenas a hipóteses conservadoras, buscando compatibilizar segurança e viabilidade executiva em ambiente urbano restrito.

A combinação entre estabilização na origem, contenção estrutural e interceptação por diferentes níveis de energia resultou em solução tecnicamente consistente e adaptada às restrições urbanas.

Embora o período de observação pós-implantação ainda seja relativamente curto, foi estabelecida estratégia de acompanhamento baseada em inspeções técnicas periódicas das estruturas executadas e das condições gerais da encosta. As atividades de monitoramento contemplam a verificação das condições das barreiras dinâmicas, muretas chumbadas e contrafortes, bem como a observação de possíveis alterações na geometria da encosta, surgimento de novos blocos potencialmente instáveis e evolução de processos superficiais associados ao escoamento das águas pluviais.

Como ferramenta complementar, deverão ser realizadas campanhas de imageamento com aeronaves remotamente pilotadas (drones), permitindo a documentação sistemática da área e a comparação temporal das condições da encosta e das intervenções implantadas. Essa abordagem auxiliará na identificação precoce de

alterações relevantes e contribuirá para a construção de um histórico evolutivo do comportamento do maciço ao longo do tempo.

Considerando a elevada concentração de blocos rochosos existentes na encosta e a dinâmica natural dos processos de intemperismo em maciços tropicais, o acompanhamento contínuo constitui etapa fundamental para avaliação do desempenho das soluções implantadas e para eventual definição de medidas complementares de mitigação.

7 CONCLUSÕES

A mitigação de queda de blocos em encostas urbanizadas exige abordagem integrada e baseada em evidências de campo, histórico de eventos e análises complementares de energia.

O estudo de caso do Morro do Queto demonstra que a setorização por criticidade, associada ao histórico de ocorrências e à diferenciação por energia potencial e energia cinética simulada, permite dimensionamento mais preciso e eficiente.

O modelo adotado apresenta potencial de replicabilidade em áreas com condições geomorfológicas semelhantes, reforçando a importância da integração entre diagnóstico geológico, critérios de energia, simulações de queda de blocos e soluções estruturais escalonadas.

Apesar do curto tempo desde a implantação, o sistema foi concebido com previsão de monitoramento e manutenção, o que deverá permitir, em trabalhos futuros, a avaliação quantitativa do desempenho a médio e longo prazos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABGE (2016) Manual de Taludes e Encostas. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. Estabilidade de Encostas. Rio de Janeiro

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 5629. Tirantes ancorados no terreno – projeto e execução. Rio de Janeiro

DORREN, L. K. A. (2003) *A Review of Rockfall Mechanics and Modelling Approaches*. Progress in Physical Geography.

FARIA, A.; FERNANDES, N.; AMARAL, C. (2011) Movimentos de Massa em Encostas. Oficina de Textos.

FERNANDES, N. F.; AMARAL, C. P. (2003). Movimentos de Massa no Brasil. In: Guerra & Cunha – Geomorfologia.

FUNDAÇÃO GEO-RIO. (2020). Manual de Monitoramento e Estabilidade de Encostas Urbanas. Prefeitura do Rio de Janeiro.

GERSCOVICH, D. M. S. (2016). Estabilidade de Taludes. Oficina de Textos.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. (1984). Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação. Edgard Blucher.

HUNGR, O.; EVANS, S.; BOVIS, M.; HUTCHINSON, J. (2001). A Review of the Classification of Landslides. Canadian Geotechnical Journal.

ROCSCIENCE (2018) RocFall – User Manual. Rocscience Inc.

VOLKWEIN, A.; SCHEULER, C.; GERBER, W. (2011). Rockfall Characterisation and Structural Protection – A Review. Natural Hazards and Earth System Sciences.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/116

SOLUÇÃO DE ATERRO CONFINADO DE SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHAS E BLOCOS SEGMENTAIS DE CONCRETO PARA APOIO DE ESCADA DE ACESSO

Isabela Grossi da Silva
Engenheira civil, G5 Engenharia, Curitiba, Brasil, igs@g5engenharia.com.br

Marcelo Francisco Jordão Aviles
Engenheiro civil, G5 Engenharia, Curitiba, Brasil, marceloaviles22@gmail.com

Joaquim Monteiro Garcez Duarte
Engenheiro civil, G5 Engenharia, Curitiba, Brasil, jd@g5engenharia.com.br

Luis Brian Apaza Fuente
Gerente de Engenharia, HUESKER, Brasil, brian.fuentes@huesker.com.br

RESUMO: O artigo descreve o desenvolvimento de uma solução de engenharia utilizando solo reforçado com geogrelhas unidirecionais e face em blocos segmentais de concreto (sistema *MurosTerrae*®) para servir como fundação de uma escada de acesso urbano. Essa técnica de aterro confinado foi adotada para substituir sistemas convencionais, eliminando a necessidade de fundações profundas e reduzindo o volume de escavações e a ocupação lateral do terreno. O dimensionamento estrutural seguiu as normas NBR 16920-1:2021 e NBR 11682:2009, abrangendo verificações de estabilidade interna (ruptura do reforço e estabilidade local) e externa (capacidade de carga da fundação e estabilidade global). As análises foram realizadas via modelagem numérica e planilhas de cálculo e este trabalho apresenta os resultados da seção mais crítica. Os resultados para esta seção demonstraram fatores de segurança superiores aos mínimos exigidos por norma. A solução provou ser eficiente, oferecendo vantagens em termos de modularidade, custo e rapidez de execução em áreas com restrições espaciais.

PALAVRAS-CHAVE: Solo Reforçado; MurrosTerrae®; Geogrelhas; Estabilidade de Taludes; Contenção; Bloco segmental.

ABSTRACT: The article describes the development of an engineering solution using soil reinforced with unidirectional geogrids and segmental concrete block facing (TerraeWall®) to serve as the foundation for an urban access stairway. This confined backfill technique was adopted to replace conventional systems, eliminating the need for deep foundations and reducing excavation volume and lateral land occupation. The structural design followed NBR 16920-1:2021 and NBR 11682:2009 standards, encompassing internal stability verifications (reinforcement rupture and local stability) and external stability (foundation bearing capacity and global stability). Analyses were performed via numerical modeling and calculation spreadsheets, and this work presents the results for the most critical section. The results for this section demonstrated factors of safety exceeding the minimums required by the standards. The solution proved to be efficient, offering advantages in terms of modularity, cost, and speed of execution in areas with spatial constraints.

KEYWORDS: Reinforced Soil; TerraeWall®; Geogrids; Slope Stability; Retaining Wall; Segmental block.

1 INTRODUÇÃO

O presente trabalho apresenta o desenvolvimento e a aplicação de uma solução de contenção baseada em solo reforçado com geogrelhas unidirecionais e face em blocos segmentais de concreto, configurada como aterro confinado. Este aterro foi utilizado como fundação de escada a ser utilizada como acesso dos moradores em caso de necessidade por questões de segurança hídrica existente na região de estudo. Essa solução foi adotada em substituição aos sistemas convencionais de escadas, visando eliminar a necessidade de fundações profundas, reduzir o volume de escavações e a ocupação lateral do terreno, além de proporcionar melhor integração arquitetônica ao contexto urbano. A concepção do sistema partiu da premissa de compatibilizar desempenho estrutural, flexibilidade construtiva, menor vulnerabilidade ao vandalismo e viabilidade econômica em áreas com restrições geométricas e geotécnicas.

A técnica de solo reforçado com face em bloco de concreto flexível é comumente empregada para conter uma massa de solo. No entanto, neste estudo, foi utilizada com aterro confinado, técnica mais empregada com sistema de face de concreto rígida e tirar metálicas. O conjunto atua de forma integrada, promovendo o confinamento do aterro, a dissipação de tensões internas, o controle de deformações diferenciais e possui melhor integração com o contexto urbano.

O dimensionamento foi realizado segundo a NBR 16920-1:2021, com verificações de estabilidade externa, incluindo capacidade de carga da fundação e análise de estabilidade global da estrutura. Adicionalmente, foram avaliadas as verificações internas, analisando a estabilidade quanto à ruptura do elemento de reforço e à ruptura do sistema de solo reforçado. Os estudos foram conduzidos por modelagem numérica utilizando *software* para análise do fator de segurança com o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, além de planilhas de cálculo para demais verificações. O projeto contou com o dimensionamento de 5 estruturas de murro de solo reforçado com face em bloco segmental de concreto e, para este estudo, serão exibidos os resultados da estrutura mais crítica, que para este caso é de maior altura, já que a fundação é similar e competente em toda a região. Os resultados demonstraram fatores de segurança globais superiores aos valores mínimos normativos, evidenciando o comportamento estável e o desempenho satisfatório do sistema. A adoção da solução apresentou ainda vantagens de execução, modularidade e custo, reforçando sua aplicabilidade em projetos de infraestrutura urbana e obras geotécnicas com limitações espaciais.

2 SOLUÇÃO EMPREGADA

O sistema Muro*Terrae*® da empresa *Huesker* que utilizado solo reforçado com face em blocos segmentais de concreto é uma solução geotécnica composta por um aterro compactado reforçado internamente com elementos flexíveis e uma face estrutural em blocos segmentais de concreto com inclinação de 1V:0,1H. Esta configuração permite a transferência de esforços para os reforços internos, garantindo estabilidade à estrutura em geometrias que não seria viável sem reforço. Para o presente estudo de caso, o aterro de solo reforçado ficará confinado por faces de blocos segmentais de concreto em ambas as laterais e será suporte para uma escada em concreto armado. Neste tipo de solução a infiltração de água deve ser evitada e controlada, pois a presença de água no corpo do aterro ou no sistema de reforço pode comprometer a estabilidade da estrutura. A água reduz a resistência ao cisalhamento do solo e das interfaces solo-geogrelha, podendo causar redução da capacidade portante das geogrelhas, instabilidade global da estrutura, arrancamento ou deslizamento do paramento em blocos.

Os blocos segmentais de concreto são empregados nas faces do solo reforçado, sendo elementos pré-fabricados modulares, projetados para resistir a esforços de compressão e garantir confinamento e estabilidade superficial do talude. A montagem dos blocos é feita simultaneamente à compactação das camadas de aterro e a colocação das geogrelhas, sendo os blocos também utilizados como gabarito para a compactação, o que traz um ganho significativo em termos de tempo e custo de execução da obra. Os blocos, em condições normais, não exigem a utilização de argamassa, possuindo um sistema de encaixe que garante a estabilidade da estrutura da face do muro de contenção. Existem 4 tipos de blocos *Terrae* e para este projeto foi utilizado o tipo “W” que possui dimensões de altura x largura x profundidade de 19,5 x 40 x 40 cm (Huesker, 2016).

As geogrelhas são os elementos de reforço poliméricos flexíveis incorporados ao corpo do aterro, responsáveis por aumentar a resistência ao cisalhamento da estrutura geotécnica, permitindo a construção de estruturas com paramentos com altas inclinações. Para este projeto, foram empregadas geogrelhas

unidirecionais, que apresentam resistência significativamente maior em uma direção, a qual deve ser instalada de forma que fique perpendicular em relação à face do muro de paramento, posicionadas em camadas horizontais entre as camadas de solo compactado, de acordo com o dimensionamento estrutural. O tipo, espaçamento e comprimento das geogrelhas varia de acordo com o projeto, sendo os comprimentos mínimos igual a 60% da altura total da parede ou 1,20 m (CMHA, 2024). Para o presente projeto o espaçamento foi de 0,40 m entre os elementos de reforço, que equivale a altura de 2 blocos, com o objetivo de minimizar possíveis assentamentos da estrutura.

2 METODOLOGIA UTILIZADA NAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE

Com base nos dados ensaios e pesquisar bibliográficas, foram definidos os parâmetros de resistência do solo natural presente na região e do material do aterro conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros de Resistência Adotados.

Material Geotécnico	γ (kN/m³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Aterro	18	10	28
Solo Natural	18	15	31

Para sistemas em solo reforçado são realizadas verificações de estabilidade externa e interna que para o presente estudo são especificadas a seguir.

2.1 Análise de Estabilidade Interna

A análise de estabilidade interna tem como objetivo verificar a capacidade da estrutura reforçada em resistir às solicitações atuantes, assegurando que os elementos de reforço estejam devidamente dimensionados para manter o equilíbrio interno da estrutura. Diante da configuração simétrica da estrutura e o equilíbrio das forças horizontais permitiram dispensar a verificação a interna quanto ao arrancamento dos elementos de reforço.

A NBR 16920-1:2021 preconiza que a resistência à tração característica (T_C) das geogrelhas deve ser minorada através da divisão pelo produto dos fatores de redução (FR) e o fator de incertezas (fs). A norma define os fatores de redução a serem considerados em efeitos de fluência (FR_{CR}), de danos mecânicos durante a instalação (FR_{DI}) e de degradação ambiental (FR_{CH}). A Tabela 2 apresenta os valores de resistência característica das geogrelhas, bem como os fatores de minoração fornecidos pelo fabricante, que devem ser utilizados para a determinação da resistência disponível (T_D) do material. Estes fatores consideram as incertezas inerentes à fabricação, transporte, armazenamento e instalação, garantindo que os valores adotados em projeto representem uma estimativa segura da resistência efetiva que poderá ser mobilizada na estrutura de solo reforçado.

Tabela 2. Dados de resistência e fatores de minoração da geogrelha fornecidos pelo fabricante

Geogrelha	T_c (kN/m)	FR_{CR}	FR_{DI}	FR_{CH}	fs	T_D (kN/m)
FORTRAC 35T	35	1,50	1,15	1,01	1,01	19,9
FORTRAC 80T	80	1,50	1,15	1,01	1,01	45,5

Fonte: Huesker (2024)

2.1.1 Análise de Estabilidade à Ruptura do Elemento de Reforço

A análise de estabilidade à ruptura por tração tem como objetivo verificar se a resistência última do reforço é suficiente para suportar os esforços de tração impostos pela estrutura do aterro e pelas sobrecargas consideradas. O mecanismo de ruptura por tração ocorre quando a força solicitante no reforço excede sua resistência disponível à tração, ocasionando a falha do elemento por cisalhamento das fibras.

A verificação consiste na comparação entre a tensão de tração máxima solicitante ($T_{máx}$) e a resistência à tração de cálculo disponível do reforço ($T_{disponível}$) para cada camada. Considera-se que o reforço estará estável quando sua resistência de cálculo for superior ou igual à tração atuante, garantindo que não ocorra a

ruptura do elemento de reforço. O fator de segurança para estabilidade à ruptura das geogrelhas é determinado através da relação entre resistência disponível do reforço à tração e a tração máxima solicitante na camada analisada e comparado com os fatores de segurança mínimos conforme recomendados na NBR 16920-1:2021.

A Equação 1 apresenta a equação adotada para determinação do $T_{máx}$:

$$T_{máx} = (\sigma' \cdot Ka - 2 \cdot c' \cdot (Ka)^{0,5}) \cdot (z_n - z_{n-1}) \quad (1)$$

Em que:

$T_{máx}$= tensão máxima solicitante no reforço (kN); σ' = tensão efetiva normal ao reforço (kPa); Ka = coeficiente de empuxo ativo (adimensional); c'= coesão efetiva do solo do aterro (kPa); z_n = profundidade da camada "n" (m).

O fator de segurança para estabilidade à ruptura do elemento de reforço é determinado através da relação entre resistência disponível do reforço à tração e a tração máxima solicitante, conforme apresentado na Equação 2.

$$FS = \frac{T_{disponível}}{T_{máx}} \quad (2)$$

2.1.2 Estabilidade Local

A análise de estabilidade global foi desenvolvida no *software Slide2,* em regime determinístico, adotando a teoria do equilíbrio limite e utilizando o método rigoroso de *Spencer* para o cálculo do fator de segurança. O comportamento resistente dos materiais foi representado pelo critério de *Mohr-Coulomb.* Foram consideradas superfícies de ruptura não circulares, cuja identificação da condição crítica foi realizada por meio do algoritmo de busca *Cuckoo Search*. Para esta análise, a resistência das geogrelhas aplicada equivale a direção de maior resistência.

2.2 Análise de Estabilidade Externa

A análise de estabilidade externa tem como objetivo verificar a segurança global da estrutura em solo reforçado frente às ações externas que possam comprometer seu desempenho ao longo da vida útil. Essa etapa contemplou a avaliação do mecanismo potencial de instabilidade associado à capacidade de carga da fundação, de modo a assegurar que a estrutura apresente fatores de segurança adequados e compatíveis com as condições de projeto. Para este projeto, diante da configuração simétrica das estruturas e o equilíbrio das forças horizontais permitiram dispensar as verificações externas, de deslizamento e tombamento.

2.2.1 Análise da Tensão Admissível da Fundação

A análise da estabilidade da estrutura de solo reforçado quanto à tensão admissível da fundação foi realizada individualmente para cada escada. Para isso, primeiramente foi determinado o peso (W) da estrutura de solo reforçado (ESR), que foi determinado a partir da Equação 3.

$$W = \gamma_1 \cdot B \cdot H \quad (3)$$

Em que:
γ_1: peso específico do aterro reforçado (kN/m³);
B: largura da base da contenção (m);
H: altura do aterro (m).
Em seguida, utilizou-se a Equação 4 para determinar a força normal atuante na base da ESR (N') e, então, a Equação 5 para determinar a tensão atuante na base da estrutura (σeq).

$$N' = W + Q \quad (4)$$

Em que:
W: peso da ESR (kN/m);
Q: sobrecarga considerada no topo ESR (kN/m).

$$\sigma eq = \frac{N'}{B \times 1{,}0} \tag{5}$$

A capacidade de carga do solo de fundação foi calculada com base na teoria de Terzaghi e Peck (1967) com os fatores de capacidade de carga calculados em função dos parâmetros do solo de fundação pelas Equações 6 a 8.

$$Nq = e^{\pi \tan \emptyset'_2} \tan^2\left(45° + {}^{\emptyset'_2}/_2\right) \tag{6}$$

$$Nc = (Nq - 1)\cot \emptyset'_2 \tag{7}$$

$$N_\gamma = 2(Nq + 1)\tan \emptyset'_2 \tag{8}$$

Considerando ruptura local, tem-se a redução dos parâmetros de coesão e do ângulo de atrito do solo de fundação através das Equações 9 e 10:

$$c^*_2 = \frac{2c'_2}{3} \tag{9}$$

Em que:
c'_2 = coesão do solo de fundação; c^*_2= coesão do solo de fundação reduzida

$$\emptyset^*_2 = \tan^{-1}\left(\frac{2\tan \emptyset'_2}{3}\right) \tag{10}$$

Em que:
$\emptyset'_2$= ângulo de atrito do solo de fundação; $\emptyset^*_2$= ângulo de atrito do solo de fundação reduzido.
A capacidade de carga é calculada a partir dos fatores reduzidos por meio da Equação 11.

$$qmáx = c^*_2 N'c + qsN'q + 0{,}5 \times \gamma_2 BN'_\gamma \tag{11}$$

A obtenção do fator de segurança contra ruptura da fundação (FSf) é obtido através da divisão da tensão atuante da base da estrutura de solo reforçada pela capacidade de carga determinada, conforme expost o na Equação 12.

$$FSf = \frac{qmáx}{\sigma eq} \tag{12}$$

2.2.2 Estabilidade Global

A análise de estabilidade global foi desenvolvida no *software Slide2,* em regime determinístico, adotando a teoria do equilíbrio limite e utilizando o método rigoroso de *Spencer* para o cálculo do fator de segurança. O comportamento resistente dos materiais foi representado pelo critério de *Mohr-Coulomb.* Foram consideradas superfícies de ruptura não circulares, cuja identificação da condição crítica foi realizada por meio do algoritmo de busca *Cuckoo Search*. Para esta análise, a resistência das geogrelhas aplicada equivale a direção de menor resistência. Esse procedimento assegura uniformidade de critérios entre as análises e permite comparar adequadamente os desempenhos do maciço em todas as fases avaliadas.

2.4 Fatores de Segurança Mínimos

A norma brasileira NBR 11682:2009 apresenta os requisitos a serem atendidos para estabilidade de encostas e de taludes. Para o fator de segurança mínimo de ruptura interna ou global deve-se avaliar o nível de segurança contra perdas de vidas humanas e danos materiais e ambientais. Para a situação do empreendimento, O nível contra vida humana foi adotado como “Alto” devido à existência de residências próximas às regiões onde estão previstas as construções das escadas, contra danos materiais e ambientais foi adotado “Médio”, resultando, assim, em um fator de segurança mínimo de 1,5. A NBR 16920-1:2021 estabelece os fatores de segurança mínimos a serem atendidos para aterros em solos reforçados. A Tabela 3 exibe os mecanismos aplicáveis com seus respectivos fatores de segurança.

Tabela 3. Fatores de segurança mínimos para as verificações de estabilidade e segurança

Estabilidade	Mecanismo	Fator de segurança global mínimo	Norma
Externa	Tensão admissível da fundação	2,0	NBR 16920-1:2021
	Deslizamento	Não aplicável	
	Tombamento	Não aplicável	
Interna	Ruptura estrutural do reforço	1,5	
	Arrancamento do reforço	Não aplicável	
Externa	Resistência ao cisalhamento	1,5	NBR 11682:2009
Interna	Resistência ao cisalhamento	1,5	

3 RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE

O projeto contou com o dimensionamento de 5 estruturas de murro de solo reforçado com face em bloco segmental de concreto e, para este estudo, serão exibidos os resultados da estrutura mais crítica, que para este caso é de maior altura, já que a fundação é similar e competente em toda a região.

3.1 Resultados da Estabilidade Interna

3.1.1 Resultados das Análises de Estabilidade à Ruptura dos Elementos de Reforço

A Tabela 4 apresenta os resultados obtidos nas análises de estabilidade à ruptura dos elementos de reforço. Observa-se que os fatores de segurança à ruptura obtidos atenderam os requisitos mínimos (FS≥1,5) para todas as camadas, confirmando que os elementos de reforço especificados para cada camada apresentam capacidade resistente suficiente para suportar as solicitações atuantes.

Tabela 4. Análise de estabilidade interna quanto à ruptura dos elementos de reforço

Camada	Espaçamento s (m)	Profundidade z (m)	σv estático (kN/m)	σv adotado (kN/m)	$T_{máx}$ (kN/m)	Geogrelha adotada	T_D disponível (kN/m)	FS à ruptura da geogrelha
1	0,00	0,40	17,2	80,0	6,7	FORTRAC 35T	19,9	2,95
2	0,40	0,80	24,4	80,0	6,7	FORTRAC 35T	19,9	2,95
3	0,40	1,20	31,6	80,0	6,7	FORTRAC 35T	19,9	2,95
4	0,40	1,60	38,8	80,0	6,7	FORTRAC 35T	19,9	2,95
5	0,40	2,00	46,0	80,0	6,7	FORTRAC 35T	19,9	2,95
6	0,40	2,40	53,2	80,0	6,7	FORTRAC 35T	19,9	2,95
7	0,40	2,80	60,4	80,0	6,7	FORTRAC 80T	45,5	6,74
8	0,40	3,20	67,6	80,0	6,7	FORTRAC 80T	45,5	6,74
9	0,40	3,60	74,8	80,0	6,7	FORTRAC 80T	45,5	6,74
10	0,40	4,00	82,0	82,0	7,0	FORTRAC 80T	45,5	6,46
11	0,40	4,40	89,2	89,2	8,1	FORTRAC 80T	45,5	5,63
12	0,40	4,80	96,4	96,4	9,1	FORTRAC 80T	45,5	4,99
13	0,40	5,20	103,6	103,6	10,2	FORTRAC 80T	45,5	4,48
14	0,40	5,60	110,8	110,8	11,2	FORTRAC 80T	45,5	4,06
15	0,40	6,00	118,0	118,0	12,2	FORTRAC 80T	45,5	3,72
16	0,40	6,40	125,2	125,2	13,3	FORTRAC 80T	45,5	3,43
17	0,40	6,80	132,4	132,4	14,3	FORTRAC 80T	45,5	3,18
18	0,40	7,20	139,6	139,6	15,4	FORTRAC 80T	45,5	2,96
19	0,40	7,60	146,8	146,8	16,4	FORTRAC 80T	45,5	2,77
20	0,40	8,00	154,0	154,0	17,4	FORTRAC 80T	45,5	2,61
21	0,40	8,40	161,2	161,2	18,5	FORTRAC 80T	45,5	2,46
22	0,40	8,80	168,4	168,4	19,5	FORTRAC 80T	45,5	2,33
23	0,40	9,20	175,6	175,6	20,6	FORTRAC 80T	45,5	2,21
24	0,40	9,60	182,8	182,8	21,6	FORTRAC 80T	45,5	2,11
25	0,40	10,00	190,0	190,0	22,6	FORTRAC 80T	45,5	2,01
26	0,40	10,40	197,2	197,2	23,7	FORTRAC 80T	45,5	1,92

3.1.2 Resultados da Análises de Estabilidade Local do Sistema de Solo Reforçado

A Figura 1 apresenta o resultado da análise de estabilidade interna do sistema de solo reforçado com aplicação dos elementos de reforço e carga de 10 kPa simulando a estrutura em uso. O fator de segurança do sistema resultou em 1,76 para a estrutura crítica, superior ao mínimo normativo de 1,5.

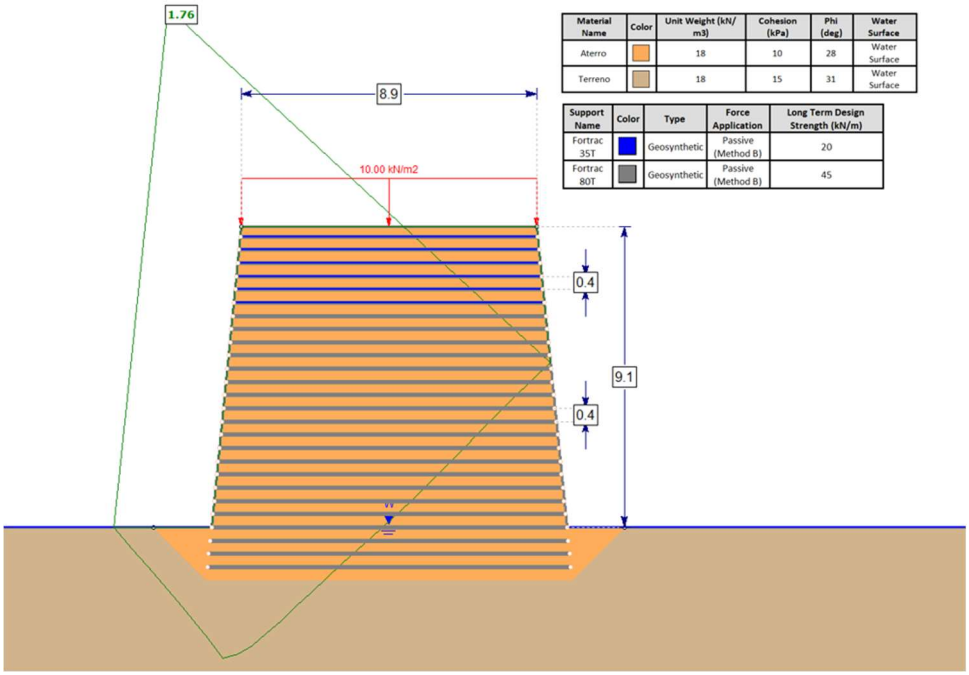


Figura 1 - Resultado da análise de estabilidade à ruptura do sistema de solo reforçado

3.2 Resultados da Estabilidade Externa

3.2.2 Resultados da Análise da Tensão Admissível da Fundação

A análise da tensão admissível da fundação foi realizada de acordo com a metodologia apresentada e o resultado está apresentado na Tabela 5 em que se verifica que o fator de segurança obtido atendeu o valor mínimo requerido de 2,0. Dessa forma, valida-se a estabilidade da solução de solo reforçado com face em blocos segmentais de concreto quanto à ruptura pela base.

Tabela 5. Análise de tensão admissível da fundação

H (m)	B (m)	W (kN/m)	Q (kN/m)	N' (kN/m)	σeq (kPa)	$qmáx$ (kPa)	FSf
11,00	11,00	2178	110	2288	208	1022,0	4,91

3.2.2 Resultados da Análises de Estabilidade Global

Com relação à estabilidade global do sistema, foi analisada a seção longitudinal que engloba o sistema de solo reforçado no meio físico. Neste caso o fator de segurança foi de 1,87, garantido segurança ao sistema.

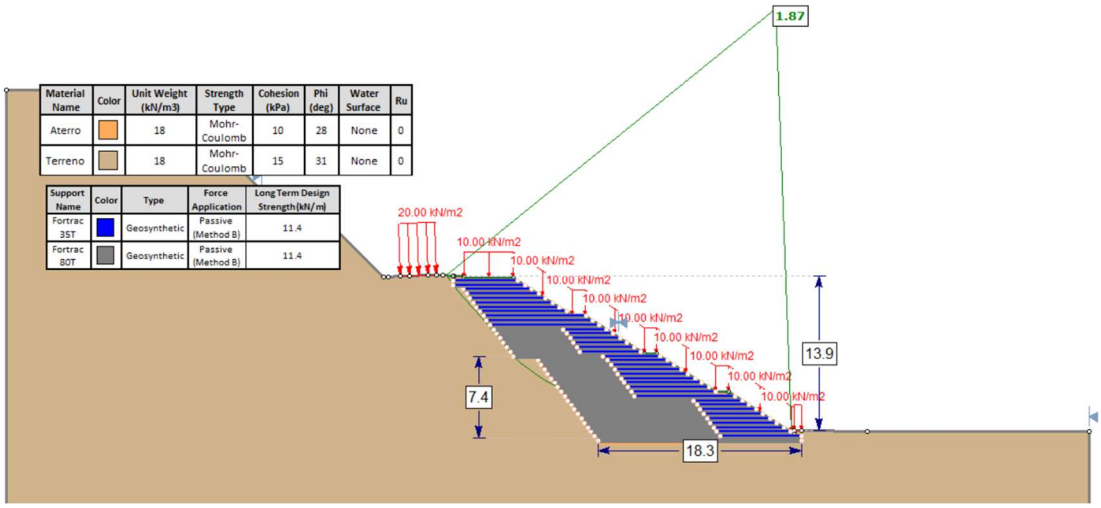


Figura 2 - Resultado da análise de estabilidade à ruptura do sistema de solo reforçado

4 CONCLUSÕES

A aplicação do sistema *MurosTerrae*®, solução de solo reforçado que utiliza geogrelhas unidirecionais e face em blocos segmentais de concreto, demonstrou ser uma alternativa técnica e economicamente viável para o estudo apresentado. A técnica utiliza elementos flexíveis poliméricos incorporados ao solo para aumentar sua resistência ao cisalhamento, permitindo paramentos com altas inclinações e eliminando a necessidade de fundações profundas. Neste caso, a solução se configurou como um aterro confinado, que é pouco convencional para este tipo de solução.

No contexto deste estudo, a contenção viabilizou a construção de uma escada de acesso urbano destinada à segurança hídrica de moradores, superando restrições de espaço e solo. O uso em meio urbano destacou-se pela melhor integração arquitetônica, menor vulnerabilidade ao vandalismo e pela redução significativa da ocupação lateral e do volume de escavações.

As análises de estabilidade confirmaram a eficiência do sistema, com fatores de segurança de 1,76 para estabilidade interna, mínimo de 1,92 para os elementos de reforço, 1,87 para estabilidade global e 4,91 para a capacidade de carga da fundação, todos superando com margem os requisitos das normas NBR 16920-1 e NBR 11682. Portanto, a modularidade e a rapidez de execução do sistema *MurosTerrae*® consolidam-no como uma solução robusta e eficaz para infraestruturas urbanas complexas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a G5 Engenharia pela possibilidade de realização deste estudo e a Huesker® pelo apoio durante as análises.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2009). NBR 11682. Estabilidade de encostas.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2021). NBR 169201-1. Muros e taludes em solos reforçados Parte 1: Solos reforçados em aterros.

CMHA. (2024). *Segmental Retaining Walls Best Practices Guide: For the Specification, Design, Construction, and Inspection of SRW Systems*. Edition 1, Printing 3. Herndon, VA: Concrete Masonry & Hardscapes Association. (Publication Number: SRW-MAN-002-24 / NCMA TR308).

Huesker (2024). Catálogo Geogrelhas Fortrac T. Características técnicas.

Huesker (2016). Muros Terrae - Sistema de Contenção em Blocos Segmentais e Geogrelhas Fortrac®.

Terzaghi, K. and Peck, R.D. (1967), Soil Mechanics in Foundation Engineering Practice, Wiley, New York.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/117

Soluções em Encostas de Difícil Acesso: Estudo de Caso de Aplicação de Concreto em Rolo para Estabilização de Ruptura em Torre de Transmissão

Caio Gak Assumpção Queiroz Rego
Geólogo Jr., ALTA Geotecnia Ambiental, Rio de Janeiro, Brasil, caio.assumpcao@altageotecnia.com

Anderson Dantas de Morais
Engenheiro Civil-Geotécnico, JETbr Engenharia de Performance, Natal, Brasil, anderson.dantas@gmail.com

Marco Antônio da Silva Ramidan
Consultor Sênior, ALTA Geotecnia Ambiental, Rio de Janeiro, Brasil, masramidan@altageotecnia.com

Caio Duque Estrada Amendola
Líder de Célula, ALTA Geotecnia Ambiental, Rio de Janeiro, Brasil, caio.amendola@altageotecnia.com

Kadson Matheus Barreiros Gomes
Geólogo Sr., ALTA Geotecnia Ambiental, Rio de Janeiro, Brasil, kadson.gomes@altageotecnia.com

Flávia de Oliveira Dias
Geóloga Jr., ALTA Geotecnia Ambiental, Rio de Janeiro, Brasil, flavia.dias@altageotecnia.com

Manuela Suellen Vieira Galindo
Dir. de Operações, ALTA Geotecnia Ambiental, Rio de Janeiro, Brasil, manuella.galindo@altageotecnia.com

Álvaro Viana
Diretor Executivo, ALTA Geotecnia Ambiental, Rio de Janeiro, Brasil, alvaro.viana@altageotecnia.com

RESUMO: Em 2022 foi deflagrada uma ruptura a jusante de torre de transmissão, localizada em meio às escarpas da Serra da Bocaina, no Município de Cachoeira Paulista (SP). O movimento de massa, ocorrido a aproximadamente 2 m a jusante da “perna B” da estrutura, gerou uma cicatriz com dimensões aproximadas de 9 m de largura na crista e extensão de pelo menos 50 m. Com base nas observações de campo, o deslizamento foi superficial, mas a ocorrência de novos deslizamentos e/ou processos erosivos poderiam gerar um risco para a estabilidade da fundação da torre, ao afetar a sua capacidade de carga à tração, especialmente se houvesse maior perda de solo na região do cone. Dada a declividade e inclinação da encosta e, levando em consideração a grande dificuldade de acesso a área, a solução de estabilização teve de ser realizada por via aérea. Desta forma, a utilização do concreto em rolo se mostrou como uma boa alternativa para a proteção superficial e os canais de drenagem, uma vez que sua aplicação é simples, rápida e não exigiu a utilização de equipamentos pesados. Com a recomposição da cicatriz, foi possível recuperar a perda de pequena parte do cone de tração, restaurando assim as condições originais do projeto da fundação da torre.

PALAVRAS-CHAVE: Torre de transmissão, Escorregamento, Contenção de encosta, Concreto em rolo.

ABSTRACT: In 2022, a failure triggered downstream of a transmission tower located in the escarpments of the Serra da Bocaina, in the municipality of Cachoeira Paulista (SP). The mass movement, which occurred approximately 2 m downstream of “leg B” of the structure, produced a scar with approximate dimensions of 9 m in width at the crest and a length of at least 50 m. Based on field observations, the landslide was shallow; however, the occurrence of new landslides and/or erosive processes could pose a risk to the stability of the tower foundation by affecting its tensile load-bearing capacity, particularly if further soil loss occurs in the anchor cone region. Given the slope gradient and inclination, and considering the significant difficulty in accessing the area, the stabilization solution had to be carried out by aerial means. In this context, the use of roller-compacted concrete proved to be a suitable alternative for surface protection and drainage channels, as

the application is simple, fast, and did not require the use of heavy equipment. With the restoration of the scar area, it was possible to recover the partial loss of the anchor cone, thereby reestablishing the original design conditions of the tower foundation.

KEYWORDS: Transmission tower, Landslide, Slope stabilization, Roller concrete.

1 INTRODUÇÃO

A instabilidade de encostas é um fator sensível a ser considerado em regiões que abrigam infraestruturas essenciais, como torres de linhas de transmissão, pois pode comprometer sua integridade e, consequentemente, os benefícios prestados à sociedade. Além disso, a ocorrência de deslizamentos em áreas remotas representa um risco para estruturas, em função da dificuldade de acesso e da complexidade na implementação de medidas mitigadoras. Militítsky (2019) trata-se de uma referência prática sobre considerações técnicas e operacionais em projetos e obras de torres de linhas de transmissão e de telecomunicações.

Diante desse cenário, o presente trabalho apresenta um estudo de caso de uma ruptura deflagrada a jusante de uma torre de linha de transmissão, em meio às escarpas da Serra da Bocaina, no Município de Cachoeira Paulista (SP). O movimento de massa em questão, embora caracterizado como superficial, ocorreu a aproximadamente 2 metros de distância de um dos pontos de fundação da torre, portanto fora da área de atuação do cone de ancoragem.

A solução adotada considerou a elevada declividade além de restrições de acesso ao local, que impossibilitaram o uso de métodos convencionais de estabilização que demandam maquinário pesado. Assim, optou-se pela recomposição da cicatriz e utilização de concreto em rolo para execução de proteção superficial e drenagem. Essa abordagem demonstrou vantagens significativas, incluindo a rapidez de execução e redução de impactos ambientais.

Dessa forma, este trabalho apresenta as condições observadas em campo, e discute os aspectos técnicos da intervenção, os desafios enfrentados e os resultados obtidos, contribuindo para a disseminação de boas práticas na engenharia geotécnica voltadas à estabilização de encostas em terrenos de difícil acesso.

2 INSPEÇÃO DE CAMPO

A identificação das condições geológico-geotécnicas e hidráulicas associadas ao movimento de massa deflagrado em 2022 foi realizada por meio de inspeção de campo e sobrevoo de helicóptero. O objetivo foi caracterizar o deslizamento, além de identificar indicadores de instabilidade, e mapear a área afetada.

A área em estudo está localizada nas escarpas serranas da Serra da Bocaina, a norte da Baía da Ilha Grande (Figura 1). Em uma escala de maior detalhe, pode-se destacar que a torre, assim como o traçado da linha de transmissão, está situada numa encosta convexa. Dada a declividade acentuada e inclinação do terreno, há um desnível entre as cotas das fundações de cada perna da estrutura.



Figura 1. Vista aérea da torre de transmissão.



Figura 2. Vista da cicatriz de escorregamento, com a torre de transmissão ao fundo.

O movimento de massa ocorreu a aproximadamente 2 metros a jusante da "perna B" da torre, e apresentou tipologia predominantemente planar, formando uma cicatriz com dimensões aproximadas de 9 m de largura na crista e extensão miníma de 50 m (Figura 2).

Durante a inspeção de campo, observou-se a exposição de um perfil de intemperismo decorrente do processo de deslizamento. Na porção superior do talude, o material é constituído predominantemente por solo residual maduro, de textura areno-silto-argilosa. Com o aumento da profundidade, verificou-se a transição gradual para solo residual jovem, apresentando características próximas às de rocha alterada. Os solos residuais identificados são derivados de paragnaisses, em conformidade com o mapeamento geológico do Serviço Geológico do Brasil – SGB-CPRM (HEILBRON *et al.*, 2007).

Além disso, foi identificada a presença de proteção superficial em concreto projetado na região da torre, com desplacamentos que indicavam falhas de aderência entre o material e o solo em alguns trechos. Trincas verticais foram observadas em várias áreas do concreto, sendo que, nas proximidades da "perna B", tais patologias possuíam maior espessura, nos sentidos vertical e horizontal. Tal aspecto sugere que o deslizamento agravou a condição das trincas.

Em relação ao sistema de drenagem, foram observados canais e calhas, porém o terreno apresentava pontos de convergência de fluxo sem dissipadores de energia, caracterizando um desempenho insuficiente do sistema. Por fim, foram ainda avaliados possíveis danos estruturais na torre e suas fundações, não sendo identificadas trincas de tração e degraus de abatimento no terreno, tampouco patologias estruturais na torre, como desalinhamento dos isoladores.

Em síntese, a inspeção de campo indicou que o movimento de massa superficial mobilizou o solo residual maduro, juntamente com o concreto projetado e vegetação adjacente, caracterizando um deslizamento planar, possivelmente com ruptura na interface solo residual maduro/solo residual jovem. A ineficácia do sistema de drenagem e da proteção superficial pode ter contríbuído para a deflagração do movimento, favorecendo a saturação do solo em pontos de concentração de fluxo, especialmente em períodos de precipitação intensa.

3 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

Para avaliar a estabilidade e definir a solução adequada, foram realizadas investigações geotécnicas na área em estudo. Em virtude da dificuldade de acesso e mobilização de equipamentos na área em estudo, foram realizados sobrevoos para captação de imagens RGB e dados LiDAR por meio do drone Matrice 300 RTK, com o sensor Zenmuse L1 acoplado. Após o processamento dos dados, realizado no software Agisoft Metashape, foram gerados modelos digitais, nuvem de pontos e curvas de nível com resolução de 1 m.

Além disso, durante a inspeção de campo foram realizadas cinco sondagens a trado (Figura 3), localizadas no entorno da torre de transmissão, distantes da fundação, já que nessa região espera-se uma camada de solo mais compactado, não necessariamente representativa do solo natural. A opção pelo tipo de investigação se deu em função da inviabilidade logística para acesso de equipamentos mais pesados, como tripés para realização de sondagens a percussão.



Figura 3. Execução da sondagem a trado.



Figura 4. Amostra deformada em cilindro.

Adicionalmente, foram coletadas amostras deformadas com cilindro de cravação, tanto do solo residual maduro quanto do solo jovem, para ensaios laboratoriais (Figura 4). No solo residual maduro, foram realizados ensaios de caracterização completa, densidade aparente e cisalhamento direto (condição natural e inundada). Para o solo jovem, foram feitos ensaios de caracterização física completa e densidade aparente.

4 MODELAGEM GEOTÉCNICA

Para a análise de estabilidade da encosta, foram consideradas as informações de projeto da torre, as observações de campo e os resultados das investigações geotécnicas, de modo a determinar a estratigrafia, os parâmetros de resistência das camadas de solo, a provável superfície de ruptura e os fatores de segurança, tanto na condição pósruptura quanto considerando as contenções propostas.

A partir dos resultados das investigações geotécnicas, foram definidos 3 (três) horizontes estratigráficos: Camada A - solo residual maduro e superficial com espessura variando entre 1m e 2m; Camada B - solo residual jovem com espessura de aproximadamente de 2m; Camada C - rocha ou alteração de rocha, composta por material competente, sem a presença de potenciais superfícies de ruptura que a atravessem.

Após a definição do perfil estratigráfico, foram realizadas análises de estabilidade para a condição pós-ruptura considerando dois cenários: no primeiro, adotaram-se os parâmetros do solo residual maduro obtidos por ensaio de cisalhamento direto na condição natural; no segundo, os parâmetros foram definidos para a condição inundada. As Tabelas 1 e 2 apresentam os parâmetros de resistência para os respectivos cenários.

Tabela 1. Parâmetros de resistência das camadas do talude (solo maduro em condição natural).

Camada	Condição	Peso específico (kN/m³)	Coesão efetiva (kPa)	Ângulo de atrito (º)
A	Natural	18,3	9,6	34,2
B	Natural	19,0	25,0	30,0
C	Rocha	25,0	30,0	40,0

Tabela 2. Parâmetros de resistência das camadas do talude (solo maduro em condição inundada).

Camada	Condição	Peso específico (kN/m³)	Coesão efetiva (kPa)	Ângulo de atrito (º)
A	Inundada	18,5	5,3	36,5
B	Inundada	19,0	25,0	30,0
C	Rocha	25,0	30,0	40,0

Com base na memoria de cálculo estrutural da torre, considerou-se o carregamento da fundação da perna B, estimado em 580 kN/m², aplicado a 2,0 m da crista da cicatriz, na camada de solo residual jovem, a uma profundidade de 2,5 m, em razão da combinação última para o dimensionamento da fundação a compressão.

Em todas as análises foi empregado o método rigoroso de Morgenstern-Price (1965) , que estabelece o equilíbrio de forças e momentos das massas mobilizantes, considerando uma relação meso-senoidal (*half sine*) como função entre fatias, e otimização para superfície qualquer. As análises foram executadas com auxílio do programa SLOPE/W, do pacote Geostudio 2012.

As Figuras 5 e 6 ilustram os resultados das análises de estabilidade para as condições natural e inundada, respectivamente. No cenário natural, o fator de segurança obtido foi de 1,4, e a superfície de ruptura perpassando a camada de solo residual jovem. Já na condição inundada, a ruptura ocorreu na interface entre o solo maduro e o solo jovem, nas proximidades da cicatriz, com fator de segurança de 1,3. Nesse contexto, infere-se que a ruptura foi favorecida pela deficiência nas estruturas de proteção superficial e no sistema de drenagem, o que possibilitou a infiltração de água, a saturação do solo e, consequentemente, a instabilidade da camada mais superficial.

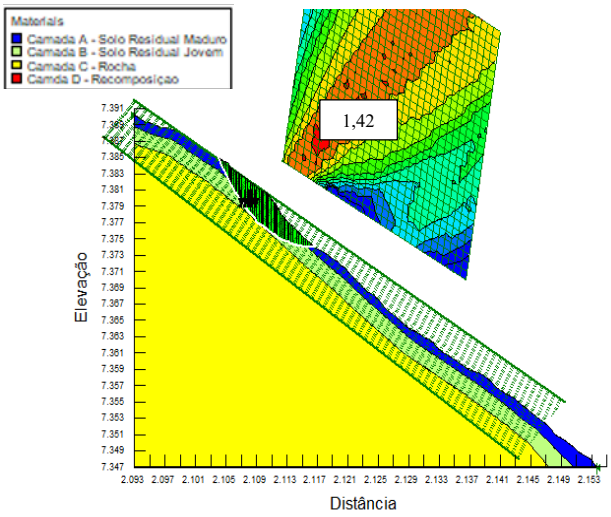


Figura 5. Análise de estabilidade - Parâmetros naturais para o solo maduro.

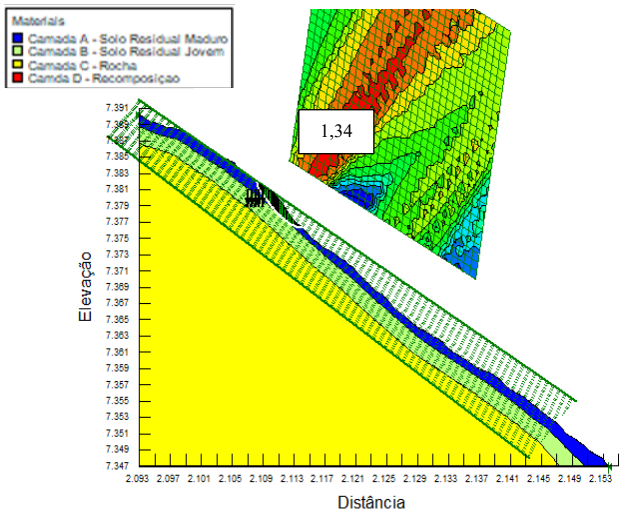


Figura 6. Análise de estabilidade - Parâmetros inundados para o solo maduro.

5 SOLUÇÃO PROPOSTA

Para o dimensionamento da solução proposta, adotou-se como referência o fator de segurança definido pela ABNT NBR 11.682 (2009). Considerando-se que, no caso em estudo, o risco à vida humana é baixo, enquanto os potenciais prejuízos materiais e ambientais são elevados, estabeleceu-se, conforme a norma, um fator de segurança mínimo de 1,4.

Com base nas análises de estabilidade apresentadas para a pós-ruptura, verifica-se que, na condição de saturação natural, os resultados já atendem ao fator de segurança mínimo de 1,4, conforme estabelecido pela norma. Nesse contexto, a manutenção da estabilidade do trecho depende diretamente da preservação da condição de não saturação do solo, a fim de evitar a redução da resistência e o comprometimento da segurança da encosta. Assim, a solução proposta visou prioritariamente atentar à proteção superficial e ao dimensionamento adequado do sistema de drenagem.

No entanto, considerando que o fator de segurança obtido na análise de estabilidade atendeu as condições previstas em norma, como relatado anteriormente, optou-se por preservar a integridade estrutural da torre de transmissão, recompondo parte do terreno na região da cicatriz, a fim de manter as características inerentes ao projeto original da torre, em especial a capacidade de carga à tração na região da grelha (“perna B”).

Diante do cenário proposto, e tendo em vista as observações de campo quanto às características geológico-geotécnicas, geometria atual do talude, dificuldade de acesso à área de intervenção e a possibilidade de deflagração de novos processos instabilizantes, foram propostas as seguintes soluções: remoção de parte da massa mobilizada; recomposição de parte da cicatriz próxima à fundação da “perna B”; técnicas de bioengenharia ao longo da cicatriz; substituição total do sistema de proteção superficial atual (concreto projetado); e concepção de um novo sistema de drenagem.

Para validação da solução, em termos de estabilidade, foram utilizados os mesmos parâmetros das análises da pós-ruptura, apresentados nas Tabelas 1 e 2, considerando as condições natural e inundada. Nas análises, foi empregado o modelo *High Strength* para a camada de recomposição, disponível no *software* utilizado. Esse modelo assume que não há possibilidade de deslizamento ao longo de superfícies que atravessem essa camada, uma vez que ela não atua como elemento de contenção. Nesse cenário, as Figuras 7 e 8 apresentam os resultados das análises de estabilidade, considerando a recomposição da cicatriz, demonstrando que foram obtidos fatores de segurança similares aos anteriores.

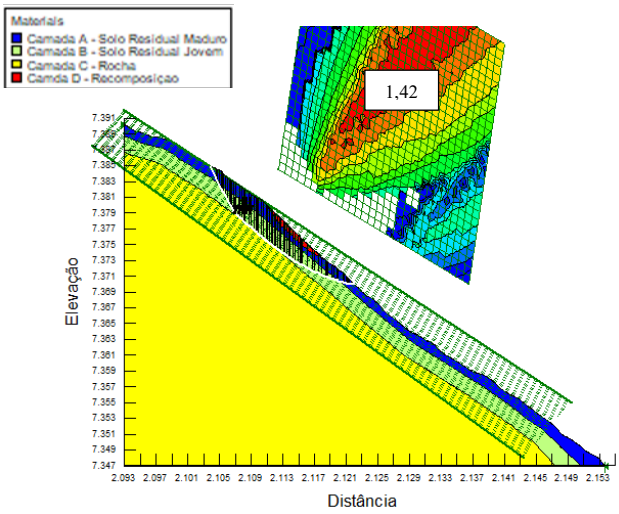


Figura 7. Análise de estabilidade - Recomposição da cicatriz - Parâmetros naturais para o solo maduro.

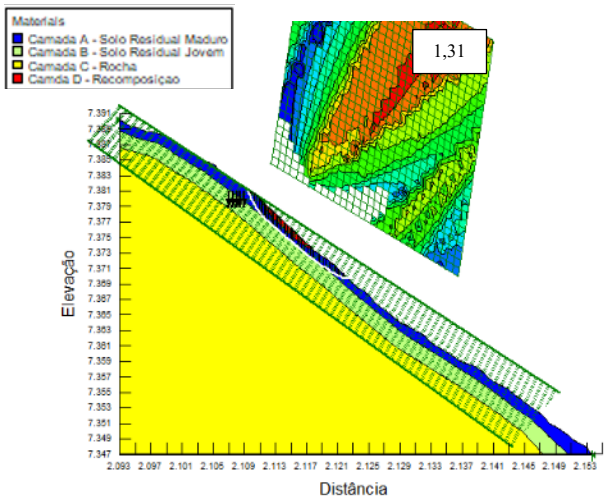


Figura 8. Análise de estabilidade - Recomposição da cicatriz - Parâmetros inundados para o solo maduro.

6 ASPECTOS EXECUTIVOS

Em relação aos aspectos executivos, ressalta-se que a recomposição da cicatriz foi concebida com utilização de sacos de solo-cimento, intercalados com sacos de solo e mix de sementes de gramíneas e leguminosas. Além disso, foram propostas técnicas de bioengenharia, como a aplicação de biomanta, instalação de bermalonga e plantio de gramíneas, leguminosas e capim vetiver ao longo da região da cicatriz, exceto no trecho onde foi executada a recomposição do terreno.

Para a execução da proteção superficial na região da torre, assim como dos dispositivos de drenagem, foi proposta a utilização do concreto em rolo como alternativa, uma vez que sua aplicação é mais simples e rápida, e não requer a utilização de equipamentos pesados. O concreto em rolo é um material composto por uma mistura de cimento e fibras, pré-moldado em folhas flexíveis e resistentes. Após a hidratação, o material deve ser mantido úmido por, no mínimo, 72 horas, iniciando o processo de cura em aproximadamente 24 horas e atingindo a cura completa em 28 dias.

As Figuras 9 a 12 ilustram aspectos de mobilização de insumos e execução em campo, enquanto a Figura 13 apresenta uma visão geral da torre após a conclusão das obras.



Figura 9. Aplicação do concreto em rolo na encosta.



Figura 10. Umidecimento do concreto em rolo.



Figura 11. Práticas vegetativas imnplementadas na região da cicatriz, a jusante da torre de transmissão.



Figura 12. Mobilização de insumos através de helicóptero.



Figura 13. Vista aérea da torre após a conclusão das obras.

Adicionalmente, destaca-se que parte dos materiais empregados nas intervenções, em especial o concreto em rolo, foi mobilizada por meio de transporte aéreo, utilizando helicóptero, em função das limitações de acesso à área. A logística diferenciada foi necessária devido às condições de difícil acessibilidade do local, o que demandou planejamento operacional específico para viabilizar a execução das atividades previstas.

7 CONCLUSÃO

A intervenção na encosta adjacente à torre de transmissão em estudo exigiu soluções adaptadas às restrições de acesso e à impossibilidade de mobilização de equipamentos robustos. Nesse contexto, a recomposição do terreno com sacaria de solo-cimento, e utilização de concreto em rolo mostrou-se uma alternativa eficaz, possibilitando a execução da proteção superficial e do sistema de drenagem de forma rápida

e segura, mesmo em condições executivas desafiadoras. Essa solução atendeu aos requisitos de estabilidade definidos em norma e contribuiu para a preservação da integridade estrutural da fundação da torre.

Além da recomposição e proteção da região da torre, foram adotadas técnicas complementares de bioengenharia em trechos mais disntates da torre, com o objetivo de reforçar a estabilização superficial e mitigar processos erosivos. A experiência demonstrou que é possível empregar abordagens construtivas eficientes em áreas de difícil acesso, sem comprometer a segurança da estrutura nem a sustentabilidade da intervenção. O presente estudo de caso serve como referência para futuras obras geotécnicas em terrenos de topografia acidentada e com limitações logísticas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à ALTA Geotecnia Ambiental, responsável técnica pelo Projeto Executivo de Contenção citado, e à FGEO, responsável pela execução da obra, pela autorização para publicação dos resultados aqui apresentados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de Encostas*. Rio de Janeiro.

Heilbron, M. *et al.* (2007) *Geologia da folha Volta Redonda SF.23-Z-A-V: Escala 1:100.000.* CPRM-UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 140 p.

Milititsky, J. (2019) *Fundações de torres: aerogeradores, linhas de transmissão e telecomunicações.* Oficina dos Textos, São Paulo, SP, Brasil. 239 p.

Morgenstern, N. R.; Price, V. E. (1965) The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique*, 15 (1), p. 79-93.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/118

Surrogate Equation for Rapid Stability Assessment of Layered Cohesive Slopes

Naloan Coutinho Sampa
Professor, Federal University of Santa Catarina, Florianópolis, Brazil, naloan.sampa@ufsc.br

Humberto Cosmos Ferreira de Sales Silveiro da Silva Volpato
Undergrad. Student, Federal University of Santa Catarina, Florianópolis, Brazil, humberto.cosmos@grad.ufsc.br

Katharyna do Carmo Macedo
Undergrad. Student, Federal University of Santa Catarina, Florianópolis, Brazil, katharynadc@gmail.com

ABSTRACT: This study proposes a surrogate equation for rapid estimation of the factor of safety (FS) of two-layered cohesive slopes under undrained conditions. The formulation eliminates the iterative slip-surface searches typically required in limit equilibrium analyses. The model was derived from a parametric database of 384 simulations performed using the Morgenstern–Price method implemented in SLOPE/W. The stability problem is expressed using two dimensionless parameters: the stability number $N_{s,1} = c_{u1}/(\gamma_1 H_1)$and the strength ratio $R_{cu} = c_{u1}/c_{u2}$. Parametric analyses revealed two governing failure mechanisms: shallow failures confined to the upper layer and deep failures involving both layers. Their transition is defined by a critical strength ratio dependent on slope inclination. Based on normalized stability relationships, a closed-form equation is proposed to directly estimate the factor of safety. The surrogate model reproduces the numerical solutions with excellent accuracy ($R^2 \approx 1.0$), with approximately 92% of predictions within ±5% of the reference results. The proposed formulation provides a computationally efficient tool for preliminary design, parametric analysis, and rapid stability screening of layered cohesive slopes.

KEYWORDS: Slope Stability, Layered Soils, Surrogate Model, Limit Equilibrium Method, Factor of Safety.

1 INTRODUCTION

Slope stability analysis is a fundamental problem in geotechnical engineering because slope failures can lead to severe economic losses, environmental damage, infrastructure disruption, and risks to human safety. The primary objective of slope stability assessment is the determination of the factor of safety (FS), defined as the ratio between the available shear resistance and the mobilized shear stress along a potential failure surface (Abramson et al., 2002; Duncan & Wright, 2005).

Several analytical and numerical approaches have been developed to evaluate slope stability. Among these, the limit equilibrium method (LEM) remains the most widely adopted technique in engineering practice due to its conceptual simplicity and satisfactory accuracy for many practical problems (Fredlund & Krahn, 1977; Duncan & Wright, 2005). In LEM analyses, the soil mass is divided into slices and equilibrium conditions are imposed to estimate the factor of safety. Classical formulations include the methods of Bishop (1955), Janbu (1973), and Morgenstern and Price (1965), the latter satisfying both force and moment equilibrium and therefore being regarded as one of the most rigorous LEM formulations.

Despite their widespread use, LEM analyses require iterative procedures to identify the critical slip surface. Modern stability programs typically evaluate hundreds or thousands of potential slip surfaces in a single analysis. Although such computations are feasible for individual slopes, they may become inefficient when large parametric studies, probabilistic analyses, or regional-scale assessments are required (Cheng et al., 2007). Consequently, simplified analytical tools—such as stability charts and regression-based equations—remain valuable for preliminary design and rapid engineering assessments.

Early stability charts were primarily developed for homogeneous slopes using dimensionless parameters such as the stability number (Taylor, 1937; Chen, 1975). However, natural and engineered slopes commonly

exhibit layered soil profiles, in which contrasts in mechanical properties significantly influence the failure mechanism and overall stability (Duncan & Wright, 2005; Griffiths & Lane, 1999). In layered systems, failure may occur as shallow mechanisms confined to the upper soil layer or as deeper mechanisms involving multiple layers (Zheng et al., 2005).

Recent studies have improved the understanding of failure mechanisms in layered slopes. Guo and Griffiths (2020) demonstrated that the transition between shallow and deep failure mechanisms in two-layer undrained slopes is governed by a critical strength ratio that depends on slope geometry. Qian et al. (2014) developed stability charts for two-layered purely cohesive soils using finite-element limit analysis, providing reference solutions for comparison with limit equilibrium approaches. Additional numerical investigations have also emphasized the influence of strength contrasts and stratigraphy on the geometry of failure surfaces and the resulting stability conditions (Chatterjee & Krishna, 2019).

Despite these advances, simplified analytical tools capable of directly estimating the factor of safety for layered slopes remain limited. Most available approaches rely on numerical simulations that require iterative calculations and specialized software. Regression-based surrogate models provide an attractive alternative by approximating numerical solutions through explicit equations derived from extensive parametric analyses (Cheng et al., 2007). Recently, Sampa and Schorr (2024) proposed a closed-form stability equation for homogeneous dry slopes, demonstrating the potential of regression-based formulations for rapid stability assessment.

In this context, the objective of the present study is to develop a surrogate model for estimating the factor of safety of two-layered cohesive slopes under undrained conditions. The formulation is derived from an extensive parametric database generated using the Morgenstern–Price limit equilibrium method implemented in SLOPE/W. The stability problem is expressed using dimensionless parameters that capture slope geometry and soil strength contrast. Based on normalized stability relationships, a closed-form equation is proposed to directly estimate the factor of safety without iterative calculations or slip-surface searches. Unlike classical stability charts developed for homogeneous slopes, the proposed formulation provides a direct analytical solution for layered cohesive slopes while explicitly accounting for the strength contrast between soil layers.

2 PROBLEM DEFINITION AND NUMERICAL DATABASE

The slope configuration analyzed in this study consists of two horizontal cohesive soil layers (Figure 1). The upper layer has thickness H_1, while the lower layer thickness H_2 was selected sufficiently large to avoid boundary effects and ensure that potential slip surfaces remain fully contained within the computational domain. A thickness ratio $H_2/H_1 = 2.857$ was adopted to prevent the lower boundary from influencing the critical failure mechanism.

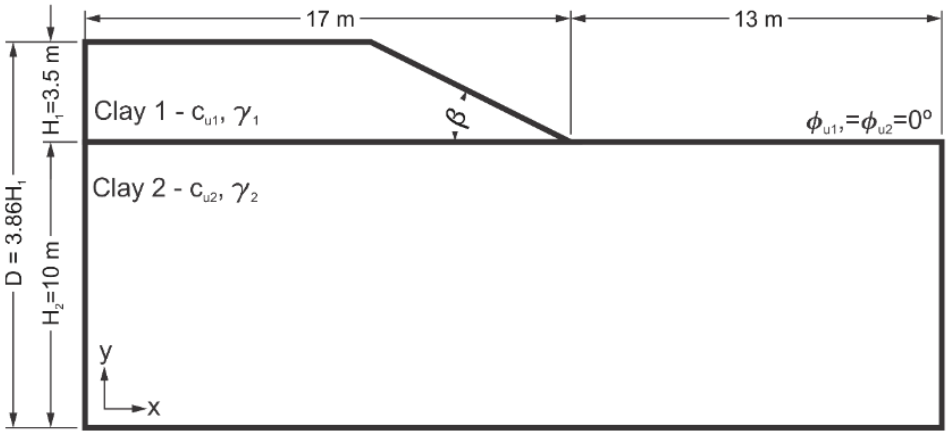


Figure 1. Slope geometry and definition of parameters used in two-layered cohesive slopes.

Both soil layers are assumed homogeneous, isotropic, and purely cohesive, representing short-term undrained conditions. Under these conditions, soil strength is characterized by the undrained shear strength $c_u$with friction angle $\phi = 0°$. Slope inclinations considered in the analyses range from 10°to 85°, covering a wide range of practical configurations.

Preliminary parametric analyses confirmed that variations in γ_2 do not influence FS within the investigated range, consistent with classical undrained stability formulations where unit weight effects are captured through $N_{s,1}$ normalization.

The factor of safety was calculated using the Morgenstern–Price limit equilibrium method implemented in SLOPE/W, which satisfies both force and moment equilibrium conditions. Circular slip surfaces were assumed and the soil mass was discretized into 30 slices. The critical slip surface was identified using the Entry–Exit search algorithm.

A total of 384 numerical simulations were performed to construct the parametric database used for the development of the surrogate model.

3 DIMENSIONLESS PARAMETERS

To generalize the stability behavior of layered slopes, the results were expressed using dimensionless parameters. This approach allows the stability problem to be analyzed independently of specific values of soil strength or slope height.

The first parameter is the stability number $N_{s,1}$, which represents the ratio between the undrained shear strength of the upper layer and the gravitational stresses acting on the slope.

$$N_{s,1} = \frac{c_{u1}}{\gamma_1 H_1} \tag{1}$$

The second parameter is the strength ratio R_{cu}, which quantifies the mechanical contrast between the two soil layers:

$$R_{cu} = \frac{c_{u1}}{c_{u2}} \tag{2}$$

where c_{u1} and c_{u2} denote the undrained shear strengths of the upper and lower layers, respectively.

Using $N_{s,1}$ and R_{cu}, the stability problem can be described in normalized form, allowing the results of the parametric analyses to be generalized for different combinations of slope height, soil strength, and unit weight.

4 FAILURE MECHANISMS

The analysis of the simulation results revealed two distinct failure mechanisms (Figure 2) governing the stability of two-layered cohesive slopes: 1) shallow failure mechanism (SFM), in which the critical slip surface remains entirely confined within the upper soil layer, and the stability is controlled primarily by the strength of the upper soil; and 2) deep failure mechanism (DFM), in which the slip surface penetrates the lower layer, mobilizing the shear strength of both soils and producing a deeper rotational failure.

The transition between these mechanisms is governed by a critical strength ratio, defined as

$$R_{cu,t} = \begin{cases} (1.34 \tan\beta + 0.19131)/(\tan\beta + 0.930071) \text{ for } \tan\beta < 2.145 \\ 1 \text{ for } \tan\beta \geq 2.145 \end{cases} \tag{3}$$

For $R_{cu} < R_{cu,t}$, shallow failure mechanisms dominate, whereas for $R_{cu} > R_{cu,t}$, deep failures involving both soil layers are more likely to occur.

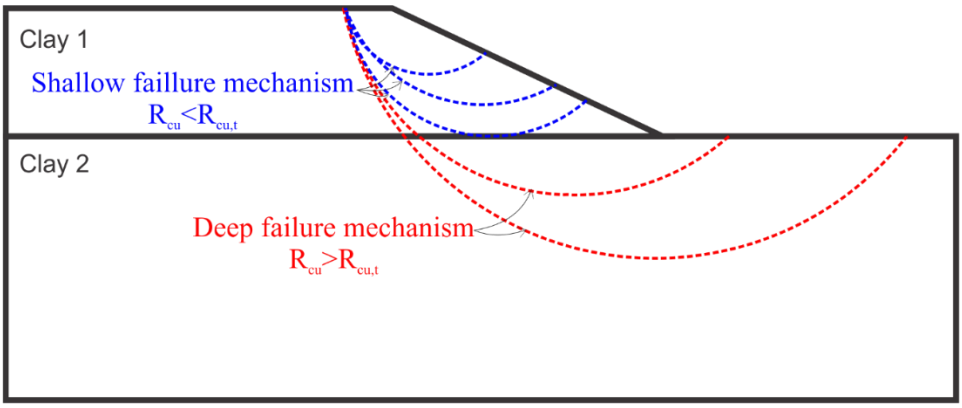


Figure 2. Illustrative examples of shallow and deep failure mechanisms in two-layered cohesive slopes.

5 SURROGATE MODEL FORMULATION

Analysis of the normalized stability results shown in Figure 3 revealed a consistent relationship between the factor of safety and the governing dimensionless parameters. When the simulation results were expressed in terms of the stability number $N_{s,1}$, the strength ratio R_{cu}, and the slope inclination β, the data exhibited a systematic trend that could be represented by a compact analytical expression.

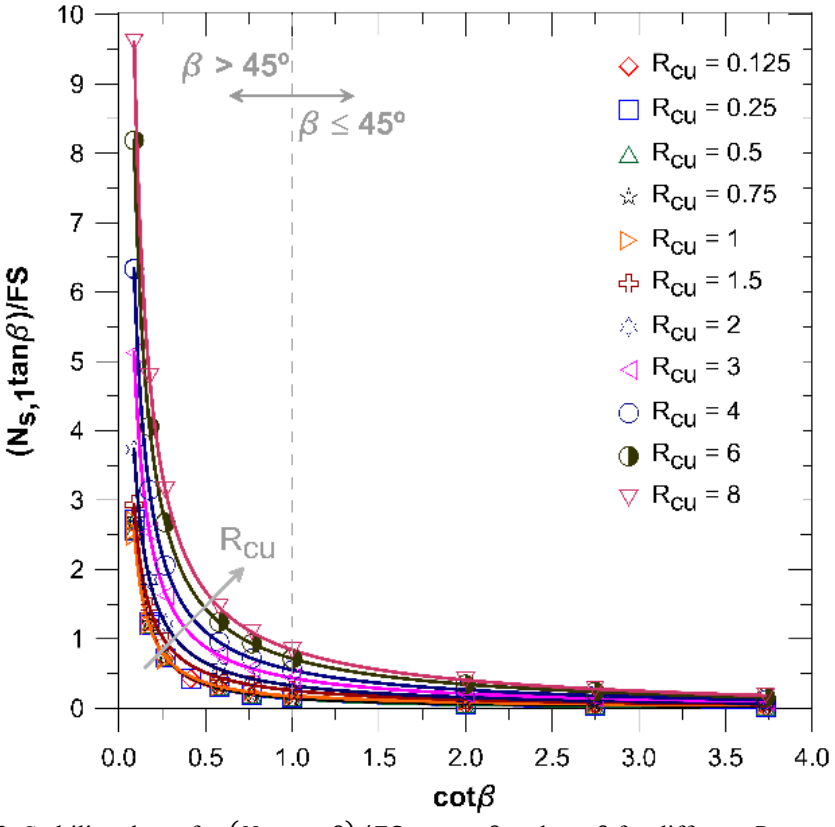


Figure 3. Stability charts for $(N_{s,1}\tan\beta)/FS$ versus β and $\cot\beta$ for different R_{cu}.

Based on this observation, a surrogate formulation was developed to approximate the numerical stability solutions obtained from the parametric database. The normalized relationship between the governing parameters can be written as

$$\frac{N_{s,1}\tan\beta}{FS} = \alpha + \lambda(\cot\beta)^{\eta} \tag{4}$$

which leads to the explicit expression for the factor of safety

$$FS = \frac{N_{s,1}\tan\beta}{\alpha + \lambda(\cot\beta)^{\eta}} \tag{5}$$

where the coefficients α, λ, and $\eta$are functions of the strength ratio R_{cu}.

Equation (5) constitutes the core of the proposed surrogate model and provides a direct estimate of the factor of safety without the need for iterative slip-surface searches. The coefficients were obtained through nonlinear regression analysis. The regression procedure was performed separately for different ranges of slope inclination in order to accurately capture the variation of stability behavior for gentle and steep slopes.

5.1 Stability Coefficient α

The coefficient α represents the base component of the normalized stability relationship and primarily captures the influence of the strength contrast between the soil layers. Regression analysis indicated that its variation with the strength ratio R_{cu} is nonlinear and depends on the slope inclination range.

For slopes with $\beta \leq 45°$

$$\alpha_{\beta\leq 45°} = \begin{cases} -0.000376231272 - 0.04110515449\,R_{\mathrm{cu}} + 0.0898229976{R_{\mathrm{cu}}}^{2} \rightarrow R_{\mathrm{cu}} \leq 0.5 \\ -0.03141278 + 0.033812632\Big/\left(1 + \left(\dfrac{R_{\mathrm{cu}}}{0.864689}\right)^{6.589680847}\right) \rightarrow R_{\mathrm{cu}} \leq 1.5 \\ 0.04175963226 - 0.06901897751R_{\mathrm{cu}} + 0.01387189347{R_{\mathrm{cu}}}^{2} \rightarrow R_{\mathrm{cu}} \leq 3 \\ 0.27206308 - 0.16930029R_{\mathrm{cu}} + 0.025800368{R_{\mathrm{cu}}}^{2} - 0.001363547{R_{\mathrm{cu}}}^{3} \rightarrow R_{\mathrm{cu}} > 3 \end{cases} \tag{6}$$

For slopes with $\beta > 45°$

$$\alpha_{\beta>45°} = \begin{cases} -0.03487332 - 0.21935951R_{\mathrm{cu}} + 0.5986073{R_{\mathrm{cu}}}^{2} - 0.3853962{R_{\mathrm{cu}}}^{3} \rightarrow R_{\mathrm{cu}} \leq 0.75 \\ \dfrac{-0.02597697 + 0.05419579R_{\mathrm{cu}} - 0.03382571{R_{\mathrm{cu}}}^{2} + 0.0060637{R_{\mathrm{cu}}}^{3}}{-0.6787970428 + R_{\mathrm{cu}}} \rightarrow R_{cu} \leq 3 \\ -0.019722 + 0.0098429R_{\mathrm{cu}} - 0.0014336{R_{\mathrm{cu}}}^{2} + 4.919580 \cdot 10^{-5}{R_{\mathrm{cu}}}^{3} \rightarrow R_{\mathrm{cu}} > 3 \end{cases} \tag{7}$$

5.2 Stability Coefficient λ

The coefficient λ controls the influence of the geometric parameter $\cot\beta$ in the surrogate formulation and therefore reflects the effect of slope inclination on the stability response. Similar to α, its variation with the strength ratio $R_{cu}$was determined through nonlinear regression of the numerical database.

For slopes with $\beta \leq 45°$

$$\lambda_{\beta\leq 45°} = \begin{cases} 0.1393483 + 0.12460477R_{\mathrm{cu}} - 0.40837816{R_{\mathrm{cu}}}^{2} + 0.35398599{R_{\mathrm{cu}}}^{3} \rightarrow R_{\mathrm{cu}} \leq 0.75 \\ 0.00822789 + 0.19383423R_{\mathrm{cu}} + 0.0031561536{R_{\mathrm{cu}}}^{2} - 0.005297767{R_{\mathrm{cu}}}^{3} \rightarrow R_{\mathrm{cu}} \leq 3 \\ -0.4031586 + 0.42757877R_{\mathrm{cu}} - 0.052712741{R_{\mathrm{cu}}}^{2} + 0.002588045{R_{\mathrm{cu}}}^{3} \rightarrow R_{\mathrm{cu}} > 3 \end{cases} \tag{8}$$

For slopes with $\beta > 45°$

$$\lambda_{\beta>45^\circ} = \begin{cases} \dfrac{0.45307315 + 0.66110171R_{cu} - 1.11804156{R_{cu}}^2 + 0.6259963835{R_{cu}}^3}{2.649772421 + R_{cu}} \rightarrow R_{cu} \leq 1 \\ 3.171477 - 3.26640162 \Big/ \left(1 + \left(\dfrac{R_{cu}}{27.43813}\right)^{0.7299422177}\right) \rightarrow R_{cu} > 1 \end{cases} \quad (9)$$

5.3 Stability Coefficient η

The coefficient η controls the curvature of the relationship between the normalized stability term and the geometric parameter $\cot\beta$. This parameter was found to vary smoothly with the strength ratio and therefore can also be expressed through piecewise regression functions.

For slopes with $\beta \leq 45^\circ$

$$\eta_{\beta\leq45^\circ} = \begin{cases} \dfrac{-0.6009979008 + 1.484787545R_{cu} - 1.068551901{R_{cu}}^2}{0.4612101622 - 1.249244622R_{cu} + {R_{cu}}^2} \rightarrow R_{cu} \leq 1 \\ -0.7924623333 - 0.1132066072\,R_{cu} + 0.0340071732\,{R_{cu}}^2 \rightarrow R_{cu} \leq 2 \\ -0.900062 + 0.00845961R_{cu} + 0.00020047{R_{cu}}^2 - 7.460119 \cdot 10^{-5}{R_{cu}}^3 \rightarrow R_{cu} > 2 \end{cases} \quad (10)$$

For slopes with $\beta > 45^\circ$

$$\eta_{\beta>45^\circ} = \begin{cases} \dfrac{-1.916033454 + 0.9596684209R_{cu}}{1.659064186 - 0.08204390275R_{cu} - 1.71952164{R_{cu}}^2 + {R_{cu}}^3} \rightarrow R_{cu} \leq 1 \\ \dfrac{39.42720518 - 58.4526004R_{cu}}{-53.46415798 + 77.4239903R_{cu} - 7.901230184{R_{cu}}^2 + {R_{cu}}^3} \rightarrow R_{cu} \leq 4 \\ -1.014175399 + 0.003410549375R_{cu} - 0.0001508339625\,{R_{cu}}^2 \rightarrow R_{cu} > 4 \end{cases} \quad (11)$$

5.4 Computational Procedure

The proposed surrogate model can be implemented using the following procedure: 1) define the slope geometry H_1 and inclination β; 2) obtain soil parameters c_{u1}, c_{u2}, and unit weight γ_1; 3) compute the dimensionless parameters $N_{s,1}$ and R_{cu}; 4) evaluate the coefficients α, λ, and η using Eqs. (6)-(11); 5) substitute these coefficients into Eq. (5) to calculate the factor of safety.

This procedure enables rapid stability estimation without iterative calculations or slip-surface searches, making the model suitable for preliminary design and large-scale parametric analyses.

6 MODEL VALIDATION

The predictive performance of the surrogate model was evaluated by comparing the factors of safety estimated using Eq. (5) with the numerical results obtained from the limit equilibrium analyses performed in SLOPE/W using the Morgenstern–Price method.

Figure 4 presents the comparison between the factors of safety predicted by the surrogate formulation and those obtained from the numerical simulations included in the parametric database. The results show excellent agreement between the two approaches, with a coefficient of determination $R^2 \approx 1.0$, indicating that the proposed equation accurately reproduces the stability solutions generated by the numerical analyses.

Approximately 92% of prediction fall within ±5% of the numerical values across the investigated range of slope inclinations and strength ratios. This level of agreement demonstrates that the surrogate formulation effectively captures the influence of the governing dimensionless parameters and provides reliable estimates of the factor of safety for two-layered cohesive slopes.

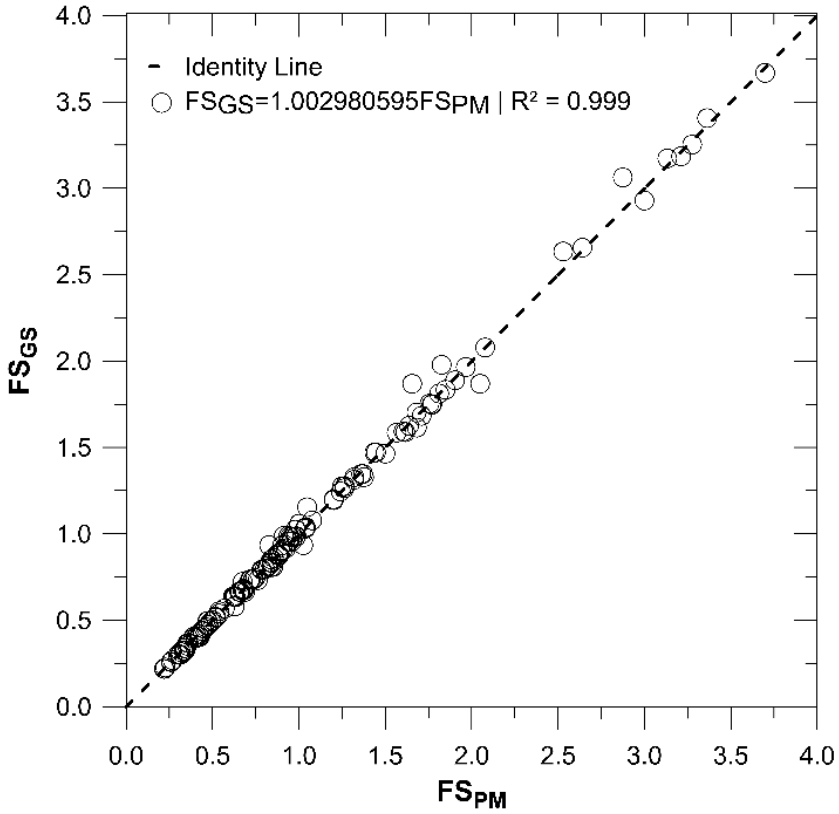


Figure 4. Comparison between the FS_{PM} and FS_{GS}.

8 CONCLUSIONS

This study developed a surrogate formulation for estimating the factor of safety of two-layered cohesive slopes under undrained conditions. The approach replaces the iterative slip-surface search typically required in limit equilibrium analyses with a direct analytical expression derived from parametric numerical simulations.

The stability behavior of layered slopes was successfully represented using two dimensionless parameters: the stability number and the strength ratio between the soil layers. The analyses revealed the existence of two distinct failure mechanisms: shallow failures confined to the upper layer and deep failures involving both soil layers. A critical strength ratio dependent on slope inclination was identified to define the transition between these mechanisms.

The proposed surrogate equation provides a direct estimate of the factor of safety and reproduces the numerical stability solutions with high accuracy across the investigated parameter range. Because the formulation avoids iterative calculations, it enables rapid evaluation of slope stability and is particularly suitable for preliminary design and large parametric studies.

The model is applicable to two-layered cohesive slopes under short-term undrained conditions with circular failure surfaces, inclinations $10° \leq \beta \leq 85°$, strength ratios $0.125 \leq R_{cu} \leq 8$, and lower-layer thickness $H_2/H_1 \geq 2.86$. Limitations include undrained conditions, purely cohesive soils, circular failure surfaces, and the absence of seepage, external loads, or soil heterogeneity. For critical applications or conditions outside these bounds, verification through advanced numerical methods is recommended.

REFERENCES

Abramson, L.W., Lee, T.S., Sharma, S., and Boyce, G.M. (2002). Slope Stability and Stabilization Methods, 2nd Ed., John Wiley & Sons, Hoboken, NJ.

Bishop, A.W. (1955). "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes." Géotechnique, 5(1), 7–17.

Chatterjee, D., and Krishna, A.M. (2019). Stability analysis of non-homogeneous soil slopes using numerical techniques. In: Geotechnical Applications. Springer, Singapore, 219–227.

Chen, W.F. (1975). Limit Analysis and Soil Plasticity. Elsevier, Amsterdam.

Cheng, Y.M., Lansivaara, T., and Wei, W.B. (2007). Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods. Computers and Geotechnics, 34(3), 137–150.

Duncan, J.M., and Wright, S.G. (2005). Soil Strength and Slope Stability. John Wiley & Sons, Hoboken, NJ.

Fredlund, D.G., and Krahn, J. (1977). Comparison of slope stability methods of analysis. Canadian Geotechnical Journal, 14(3), 429–439.

Griffiths, D.V., and Lane, P.A. (1999). Slope stability analysis by finite elements. Géotechnique, 49(3), 387–403.

Guo, S., and Griffiths, D.V. (2020). Failure mechanisms in two-layer undrained slopes. Canadian Geotechnical Journal, 57.

Janbu, N. (1973). Slope stability computations. In: Embankment-Dam Engineering. John Wiley & Sons, New York.

Morgenstern, N.R., and Price, V.E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. Géotechnique, 15(1), 79–93.

Qian, Z.G., Li, A.J., Merifield, R.S., and Lyamin, A.V. (2014). Stability charts for two-layered purely cohesive soils based on finite-element limit analysis methods. International Journal of Geomechanics, 15(3).

Sampa, N.C., and Schorr, J. (2024). A novel stability equation for the estimation of the factor of safety for homogeneous dry finite slopes. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics.

Taylor, D.W. (1937). Stability of earth slopes. Journal of the Boston Society of Civil Engineers, 24, 197–246.

Zheng, H., Sun, G.H., and Liu, D.F. (2005). A practical procedure for searching critical slip surfaces of slopes. Computers and Geotechnics, 32.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/119

Surrogate Equation for Rapid Stability Assessment of Layered Frictional Slopes

Naloan Coutinho Sampa
Professor, Federal University of Santa Catarina, Florianópolis, Brazil, naloan.sampa@ufsc.br

Humberto Cosmos Ferreira de Sales Silveiro da Silva Volpato
Undergrad. Student, Federal University of Santa Catarina, Florianópolis, Brazil, humberto.cosmos@grad.ufsc.br

Katharyna do Carmo Macedo
Undergrad. Student, Federal University of Santa Catarina, Florianópolis, Brazil, katharynadc@gmail.com

ABSTRACT: Efficient evaluation of slope stability is essential for preliminary design, regional hazard assessment, and large parametric studies. Conventional limit equilibrium methods provide reliable estimates of the factor of safety (FS), but require iterative searches for the critical slip surface, which can become computationally demanding when numerous slope configurations must be analyzed. This study presents a surrogate formulation for estimating the factor of safety of dry two-layered frictional slopes. The model was developed from a parametric database of 192 stability analyses performed using the Morgenstern–Price limit equilibrium method implemented in SLOPE/W. Three dimensionless parameters describing slope geometry, strength contrast between layers, and unit weight ratio were introduced to characterize the governing variables of the problem. Analysis of the results revealed two distinct stability regimes associated with shallow and deep failure mechanisms. A combined dimensionless parameter was then proposed to unify the stability behavior and collapse the numerical results into consistent trends. Based on these relationships, piecewise equations were derived to estimate the factor of safety directly without iterative slip-surface searches. Validation against the numerical dataset demonstrates excellent predictive accuracy, with a coefficient of determination close to unity and a standard deviation of approximately 2.8%. The proposed formulation provides a computationally efficient and physically interpretable tool for rapid stability assessment of layered frictional slopes while preserving the fundamental failure mechanisms governing their stability.

KEYWORDS: Slope Stability, Layered Soils, Surrogate Model, Limit Equilibrium Method, Factor of Safety.

1 INTRODUCTION

Slope stability analysis is a central topic in geotechnical engineering due to its direct implications for the safety and performance of infrastructure such as embankments, dams, open-pit mines, and transportation corridors. Failures of natural or engineered slopes can result in significant economic losses and human casualties, making reliable stability assessment essential for engineering practice (Sloan 2013; Goswami and Chakraborty 2020; Wubalem 2022).

The stability of a slope is commonly evaluated through the factor of safety (FS), defined as the ratio between resisting and driving shear stresses acting along a potential failure surface (Bishop 1955; Abramson et al. 2002). Several analytical and numerical approaches have been developed to estimate this parameter, including limit equilibrium methods (LEM), finite element methods, and limit analysis techniques (Duncan 1996; Griffiths and Lane 1999; Li et al. 2016). Among these approaches, LEM formulations remain the most widely used in engineering practice due to their conceptual simplicity and satisfactory accuracy (Fredlund and Krahn 1977; Wu et al. 2018). Rigorous formulations such as the Morgenstern-Price method satisfy both force and moment equilibrium but require iterative searches for the critical slip surface.

Simplified analytical solutions and stability charts have been developed to reduce this computational effort (Taylor 1937; Bishop and Morgenstern 1960; Michalowski 2002). However, most available formulations assume homogeneous soil conditions, whereas natural slopes frequently consist of layered soil

profiles with contrasting mechanical properties. In such cases, stratification can strongly influence both the stability of the slope and the governing failure mechanism (Chatterjee and Krishna 2018; Sarkar and Chakraborty 2021).

This study develops a surrogate model for estimating the factor of safety of dry two-layered frictional slopes. The formulation is derived from a comprehensive database of limit equilibrium analyses using the Morgenstern-Price method and expressed through dimensionless parameters representing slope geometry, strength contrast, and unit weight ratio. The resulting equations allow direct estimation of the factor of safety without iterative analysis while also providing insight into the governing failure mechanism.

2 PROBLEM DEFINITION AND NUMERICAL DATABASE

The problem investigated consists of a two-layer slope composed of purely frictional soils. The adopted geometry is illustrated in Figure 1. The slope comprises an upper layer with thickness H_1 =3.5 m overlying a lower layer with thickness $H_2 = 10.0$ m, resulting in a thickness ratio $H_2/H_1 = 2.857$. This configuration was selected to ensure that the lower layer behaves as a sufficiently deep foundation, preventing boundary effects from influencing the critical slip surface. The adopted ratio exceeds the threshold identified by Sampa and Schorr (2024), beyond which deeper layers exert negligible influence on the stability of homogeneous slopes.

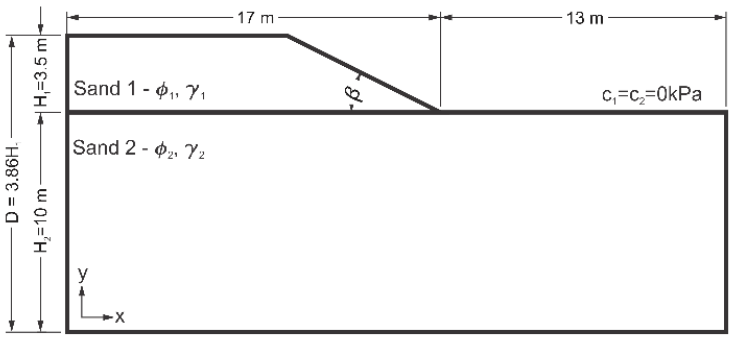


Figure 1. Geometry of the slope and definition of parameters.

Both soils were assumed homogeneous and isotropic and modeled using the Mohr-Coulomb failure criterion with zero cohesion, representing dry cohesionless materials. The friction angles of the upper and lower layers (ϕ_1 and ϕ_2) were varied independently between 10° and 40°, covering a wide range of frictional soil conditions. The unit weights of the two layers were also varied between 14 kN/m³ - 26 kN/m³ to evaluate the influence of density contrast between strata.

Slope inclination β was varied from 10° to 85°, encompassing configurations ranging from gentle embankments to steep natural slopes. The combination of geometric and strength parameters defined a broad parametric space capable of capturing the transition between shallow and deep failure mechanisms.

All stability analyses were performed using the Morgenstern-Price limit equilibrium method implemented in the software SLOPE/W. This method satisfies both force and moment equilibrium and is widely regarded as one of the most rigorous formulations within the limit equilibrium framework (Fredlund and Krahn 1977). The sliding mass was discretized into 30 vertical slices, and the critical circular slip surface was identified using the Entry-Exit search method with 100 trial surfaces.

A total of 192 slope configurations were analyzed by systematically varying slope inclination and the friction angles of both soil layers. The resulting dataset provides the basis for the development of the surrogate stability model presented in the following sections.

3 DIMENSIONLESS PARAMETERS

To generalize the stability behavior and reduce the dimensional complexity of the problem, three dimensionless parameters were introduced. These parameters describe the relative influence of layer strength contrast, slope geometry, and unit weight differences on slope stability, and capture the key physical variables

controlling slope stability in layered frictional systems and provide a consistent framework for analyzing the numerical dataset.

The strength contrast parameter (Equation 1) describes the frictional strength contrast between the upper and lower layers.

$$N_\phi = \frac{\tan \phi_1}{\tan \phi_2} \tag{1}$$

The geometry-strength parameter (Equation 2) represents the ratio between available shear strength in the upper layer and the driving shear stress associated with the slope inclination.

$$M_{\phi,\beta} = \frac{\tan \phi_1}{\tan \beta} \tag{2}$$

The unit weight ratio is shown in Equation 3, where γ_1 and γ_2 are the unit weights of the upper and lower layers.

$$R_\gamma = \frac{\gamma_1}{\gamma_2} \tag{3}$$

4 DEVELOPMENT OF THE SURROGATE MODEL

Figure 2 illustrates the variation of the factor of safety (FS) with the friction angle of the upper layer for different combinations of lower-layer strength and slope inclination. The results confirm that both the frictional strength contrast and slope geometry significantly influence stability behavior.

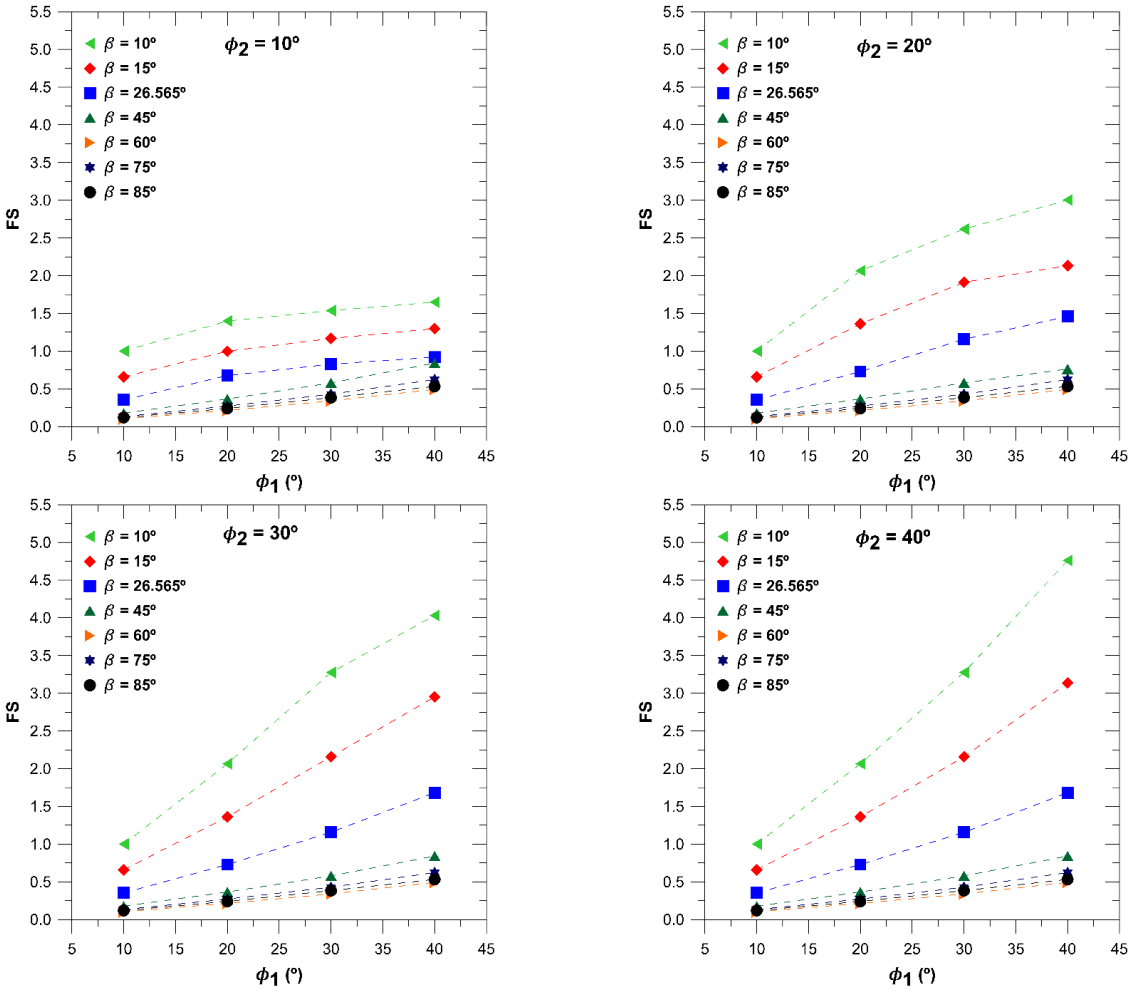


Figure 2. Variation of FS as a function of ϕ_1 for different values of ϕ_2 and β (R_γ = 1).

Analysis of the numerical dataset revealed systematic relationships between the factor of safety and the dimensionless parameters N_ϕ, $M_{\phi,\beta}$ and R_γ. As expected, the factor of safety increases with increasing friction angles and decreases as the slope inclination becomes steeper.

For slopes steeper than approximately 45°, instability was observed across most strength combinations. In this regime the failure surface tends to remain confined within the upper layer, indicating that slope geometry and upper-layer strength dominate the stability response.

For gentler slopes, however, the stability behavior becomes more complex. The critical slip surface may extend into the lower layer depending on the relative strength of the strata, indicating a stronger interaction between the two layers.

These observations reveal the existence of two distinct stability regimes: 1) steep slopes, where stability is primarily governed by slope geometry and the strength of the upper layer; 2) gentle slopes, where stability depends on the interaction between both soil layers and their relative strength.

To unify the stability behavior observed in the numerical results, a combined dimensionless parameter (K) was introduced:

$$K = N_\phi(\cos\beta)^5 \tag{4}$$

The exponent applied to $\cos\beta$ was determined empirically through regression analysis and was found to provide the best collapse of the numerical results into a single trend. Figure 3 shows the relationship between the stability coefficient μ and the strength contrast parameter for different slope inclinations.

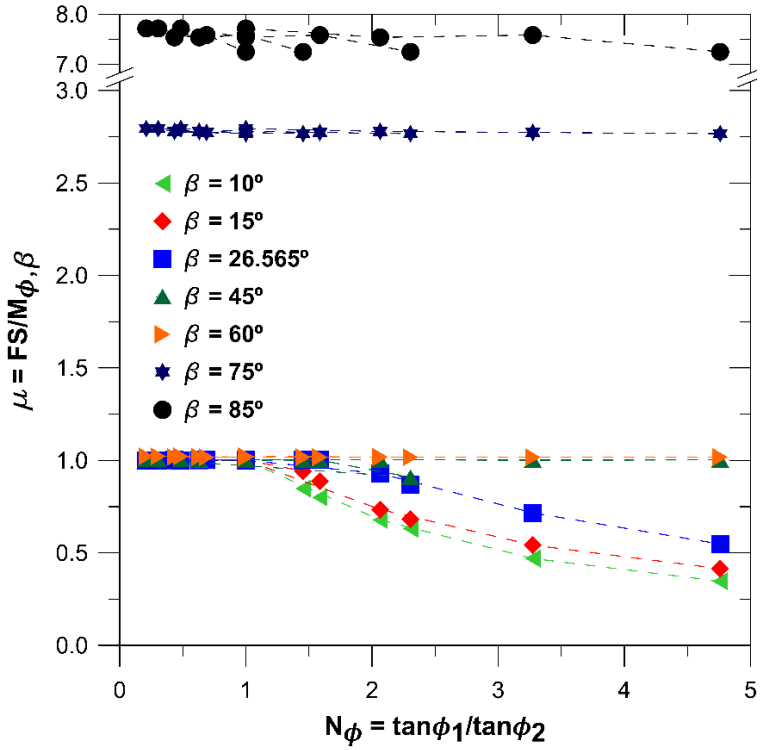


Figure 3. Variation of μ as a function of N_ϕ for different slope inclinations β (R_γ = 1).

When the factor of safety is expressed in terms of the combined parameter K, the numerical results converge into two well-defined relationships corresponding to the stability regimes identified above. This parameter therefore governs both the magnitude of the factor of safety and the transition between shallow and deep failure mechanisms.

5 SURROGATE EQUATIONS FOR THE FACTOR OF SAFETY

Based on the trends observed in the numerical dataset (Figure 3), the factor of safety can be expressed as

$$FS = \mu M_{\phi,\beta} \tag{5}$$

For slopes gentler than 40° ($\beta \leq 40°$), the stability response depends on the interaction between both soil layers. In this regime the coefficient μ is expressed as a polynomial function of the combined parameter K for $K > 1$:

$$\mu = \frac{FS}{M_{\phi,\beta}} = \begin{cases} 1.00153, & K \leq 1 \\ A + BK + CK^2 + DK^3 + EK^4, & K > 1 \end{cases} \tag{6}$$

where the coefficients A–E depend on the unit-weight ratio R_γ.

For $R_\gamma \leq 1$,

$$\begin{aligned} A &= -5.841R_\gamma^2 + 18.342R_\gamma - 11.445 \\ B &= 11.578R_\gamma^2 - 30.092R_\gamma + 18.688 \\ C &= -6.659R_\gamma^2 + 16.813R_\gamma - 10.534 \\ D &= 1.578R_\gamma^2 - 3.946R_\gamma + 2.492 \\ E &= -0.1331R_\gamma^2 + 0.3314R_\gamma - 0.2106 \end{aligned} \tag{7}$$

For $R_\gamma > 1$,

$$\begin{aligned} A &= -19.220R_\gamma^4 + 75.994R_\gamma^3 - 103.564R_\gamma^2 + 61.750R_\gamma - 13.576 \\ B &= -2.094R_\gamma^4 + 8.436R_\gamma^3 - 15.143R_\gamma^2 + 11.968R_\gamma - 3.545 \\ C &= 18.658R_\gamma^4 - 70.743R_\gamma^3 + 100.018R_\gamma^2 - 62.778R_\gamma + 14.787 \\ D &= -6.467R_\gamma^4 + 24.496R_\gamma^3 - 34.449R_\gamma^2 + 21.483R_\gamma - 5.018 \\ E &= 0.5874R_\gamma^4 - 2.2303R_\gamma^3 + 3.1381R_\gamma^2 - 1.9581R_\gamma + 0.4575 \end{aligned} \tag{8}$$

For steeper slopes (β > 40°), the influence of the lower layer becomes negligible. The coefficient μ depends only on the parameter $\cos\beta$:

$$\mu = \frac{FS}{M_{\phi,\beta}} = \begin{cases} a_2 + b_2\cos\beta + c_2(\cos\beta)^2 + d_2(\cos\beta)^3, & 40° < \beta \leq 60° \\ a_3 + b_3\cos\beta + c_3(\cos\beta)^2 + d_3(\cos\beta)^3, & \beta > 60° \end{cases} \tag{9}$$

with coefficients a_2 = 2.002152342, b_2 = -4.758057634, c_2 = 7.613352378, d_2 = -4.059692958, a_3 =13.39301464, b_3 = -85.44227782, c_3 = 225.1972591 and d_3 = -207.6079677.

The final surrogate model for the factor of safety (FS_{PM}) is obtained directly as $FS_{PM} = \mu M_{\phi,\beta}$, using the appropriate μ and coefficients.

6 MODEL VALIDATION

The predictive performance of the proposed surrogate model was evaluated by comparing the factor of safety predicted by the formulation (FS_{PM}) with the reference values obtained from limit equilibrium analyses conducted using the Morgenstern–Price method implemented in SLOPE/W (GeoStudio).

The validation dataset spans the entire parameter space considered in this study, including variations in slope inclination (β), friction angles of the upper and lower layers (ϕ_1 and ϕ_2), and unit weight ratios. This range of configurations encompasses both stable and near-failure conditions, as well as transitions between shallow and deep failure mechanisms, providing a comprehensive basis for evaluating the predictive capability of the surrogate formulation.

Figure 4 presents a direct comparison between the factor of safety predicted by the proposed method (FS_{PM}) and the reference values obtained from SLOPE/W (FS_{GS}). The results show an excellent correspondence between predicted and numerical values, with the data points closely distributed around the equality line. Linear regression analysis yields a coefficient of determination of approximately $R^2 \approx 1.0$, indicating an almost perfect correlation between the surrogate predictions and the reference solutions.

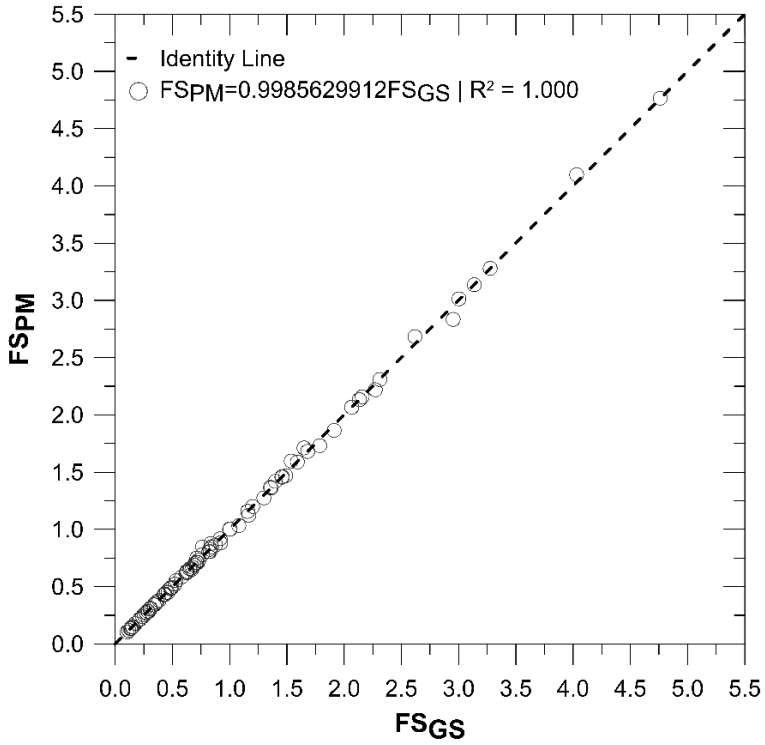


Figure 4. Comparison between the FS_{PM} and FS_{GS}.

Overall, the validation results confirm that the proposed surrogate formulation provides a reliable approximation of the Morgenstern-Price solutions while eliminating the need for iterative slip-surface searches. Consequently, the model offers a computationally efficient and physically consistent tool for rapid estimation of the factor of safety of two-layer frictional slopes.

7 FAILURE MECHANISM INTERPRETATION

The combined dimensionless parameter K not only governs the magnitude of the factor of safety but also provides an indicator of the expected failure mechanism (Figure 5). For slopes with $\beta \leq 40°$, two distinct failure mechanisms can be identified: 1) shallow failure ($K \leq 1$) the critical slip surface remains confined to the upper layer, and stability is mainly controlled by the upper-layer strength and slope geometry; 2) deep failure ($K > 1$) the slip surface penetrates into the lower layer, mobilizing the strength of both strata and making the stability response sensitive to interlayer strength contrast.

For steeper slopes ($\beta > 40°$), the failure surface remains confined to the upper layer regardless of strength contrast, indicating that slope geometry dominates the stability behaviour in this regime.

These results show that the parameter K effectively captures both the magnitude of the factor of safety and the transition between shallow and deep failure mechanisms in layered frictional slopes.

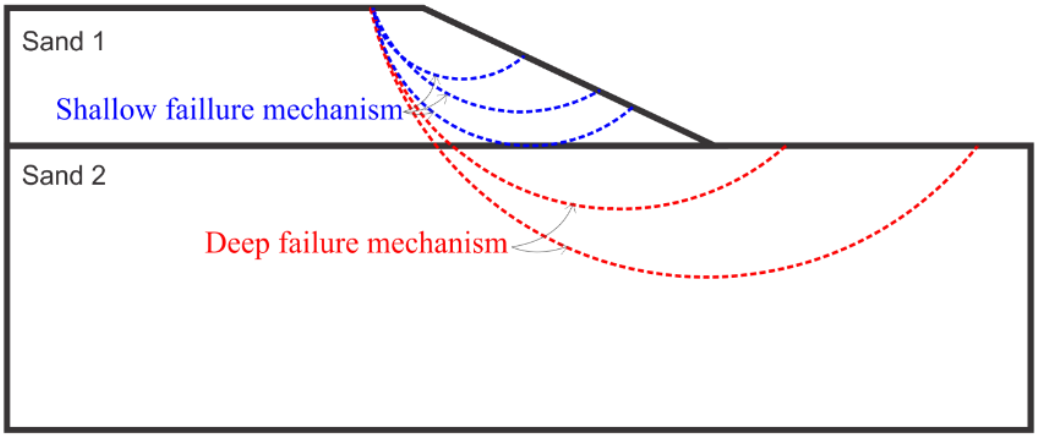


Figure 5. Representation of shallow and deep failure mechanisms in two-layer frictional slopes.

8 CONCLUSIONS

This study presented a surrogate analytical formulation for estimating the factor of safety of dry two-layer frictional slopes based on a comprehensive database of limit equilibrium analyses performed using the Morgenstern–Price method.

The stability behavior of layered frictional slopes was successfully described using three dimensionless parameters. For slopes with $\beta \leq 40°$, stability is influenced by the interaction between both soil layers, whereas for steeper slopes the failure surface remains confined to the upper layer and stability is primarily governed by slope geometry and upper-layer strength.

A combined dimensionless parameter was introduced to unify the stability behavior and capture the transition between shallow and deep failure mechanisms. Based on this parameter, expressions were derived to estimate the factor of safety directly, eliminating the need for iterative slip-surface searches.

Validation against numerical simulations demonstrated excellent agreement between the surrogate predictions and the reference solutions obtained from SLOPE/W. These results confirm that the proposed equations accurately reproduce the stability response of two-layer frictional slopes across a wide range of geometric and mechanical conditions.

Overall, the proposed formulation provides a simple, computationally efficient, and physically interpretable tool for rapid stability assessment of layered slopes. In addition to enabling direct estimation of the factor of safety, the proposed dimensionless framework also offers insight into the governing failure mechanisms associated with layered soil systems.

REFERENCES

Abramson, L.W., Lee, T.S., Sharma, S., Boyce, G.M. (2002) Slope stability and stabilization methods. 2nd ed. John Wiley & Sons, Hoboken.

Bishop, A.W. (1955) The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Géotechnique, 5(1), 7–17.

Bishop, A.W., Morgenstern, N.R. (1960) Stability coefficients for earth slopes. Géotechnique, 10(4), 129–150.

Chatterjee, D., Krishna, A.M. (2018) Stability analysis of two-layered non-homogeneous slopes. International Journal of Geotechnical Engineering.

Duncan, J.M. (1996) State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. Journal of Geotechnical Engineering, 122(7), 577–596.

Fredlund, D.G., Krahn, J. (1977) Comparison of slope stability methods of analysis. Canadian Geotechnical Journal, 14(3), 429–439.

Goswami, M., Chakraborty, A. (2020) Study on the failure pattern of layered soil using finite element method. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, 51(4), 1–10.

Griffiths, D.V., Lane, P.A. (1999) Slope stability analysis by finite elements. Géotechnique, 49(3), 387–403.

Li, D.Q., Xiao, T., Cao, Z.J., Phoon, K.K., Zhou, C.B. (2016) Efficient and consistent reliability analysis of soil slope stability using limit equilibrium and finite element analysis. Applied Mathematical Modelling, 40, 5216–5229.

Michalowski, R.L. (2002) Stability charts for uniform slopes. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128(4), 351–355.

Sampa, N.C., Schorr, J. (2024) A novel stability equation for the estimation of the factor of safety for homogeneous dry finite slopes. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 48(9), 1–20.

Sarkar, S., Chakraborty, M. (2021) Stability analysis for two-layered slopes using the strength reduction method. Geo-Engineering, 12, 24.

Sloan, S.W. (2013) Geotechnical stability analysis. Géotechnique, 63(7), 531–572.

Taylor, D.W. (1937) Stability of earth slopes. Journal of the Boston Society of Civil Engineers, 24, 197–246.

Wu, S., Xiong, L., Zhang, S. (2018) Strength reduction method for slope stability analysis based on dual factoring strategy. International Journal of Geomechanics, 18(10).

Wubalem, A. (2022) Comparison of general limit equilibrium methods for slope stability analysis. Ethiopian Journal of Natural and Computational Sciences, 2(1), 271–290.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/120

Suscetibilidade a deslizamentos rasos em trecho da SC-401 - Saco Grande e Santo Antônio de Lisboa, Florianópolis-SC

Andreilson Ferreira da Silva
Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, andreilson.ferre@gmail.com

Ana Sofia Pierri
Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, anasofiapierrisc@gmail.com

João Guilherme Quevedo dos Santos
Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, joaogqs@gmail.com

Kauê Angelino de Souza
Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, kaueangelinosouza@gmail.com

Rafael Reis Higashi
Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, rrhigashi@gmail.com

RESUMO: A rodovia SC-401, uma das principais vias de ligação entre o centro de Florianópolis e o norte da Ilha de Santa Catarina, é um local recorrente de acidentes geotécnicos que colocam em risco a segurança da população. Citam-se os eventos de chuva intensa ocorridos nos anos 2008, 2011 e 2013 que resultaram em movimentos de massa de grandes volumes. Desta forma, o presente trabalho analisa o comportamento geomecânico dos solos nos taludes da rodovia SC-401, e avalia a sua suscetibilidade a deslizamentos rasos, a partir das bacias hidrográficas do Saco Grande e Santo Antônio de Lisboa, em Florianópolis (SC). Assim, para a realização desta pesquisa foram utilizados os dados geotécnicos existentes nas pesquisas desenvolvidas por Silveira (2017), Massocco (2017), Nunes (2017) e Salum (2019). A partir de dados vetoriais e matriciais em ambiente SIG (Sistema de Informação Geográfica), foram gerados mapas de relevo e de unidades geotécnicas da região e, então, calculados os fatores de segurança das encostas das duas bacias em diferentes cenários, tendo como apoio o software QGIS. Como resultado final, foram elaborados mapas geotécnicos que espacializaram o Fator de Segurança das encostas analisadas com a crescente urbanização do local, e com base nessas informações, observou-se que fica evidenciada a necessidade de políticas públicas que priorizem ações preventivas que visem a segurança do ambiente em questão.

PALAVRAS-CHAVE: Cisalhamento; Bacia Hidrográfica; Rodovia.

ABSTRACT: The SC-401 highway, one of the main connecting roads between downtown Florianópolis and the north of the island of Santa Catarina, is a recurring site of geotechnical accidents that put at risk the safety of the population. Heavy rain events occurred in 2008, 2011 and 2013 that resulted in mass movements of large volumes. In this way, the present work analyzes the geomecanic behavior of soils on the slopes of the SC-401 highway, and evaluates their susceptibility to shallow landslides, from the hydrographic basins of Saco Grande and Santo Antônio de Lisboa, in Florianópolis (SC). Thus, for the realization of this research were used existing geotechnical data in the researches developed by Silveira (2017), Massocco (2017), Nunes (2017) and Salum (2019). From vector and matrix data in GIS (Geographic Information System) environment, relief maps and geotechnical units of the region were generated and then calculated the safety factors of the slopes of the two basins in different scenarios, using the QGIS software. As a final result, geotechnical maps were prepared that spatialized the Safety Factor of the slopes analyzed with the increasing urbanization of the site, and based on this information, it was observed that there is evidence of the need for public policies that prioritize preventive actions aimed at the safety of the environment in question.

KEYWORDS: Shear, Watershed, Highway.

1 INTRODUÇÃO

A rodovia SC-401, principal via de ligação entre o centro de Florianópolis e o norte da Ilha de Santa Catarina, é um local recorrente de acidentes geotécnicos que colocam em risco a segurança da população, como os ocorridos durante as chuvas intensas nos anos 2008, 2011 e 2013. O presente estudo trata sobre a análise da suscetibilidade a deslizamentos rasos na região em questão, com foco nas bacias hidrográficas do Saco Grande e Santo Antônio de Lisboa. Assim, a partir da análise do Fator de Segurança e verificação do crescimento urbano, denota-se fundamental importância do estudo diante do histórico de instabilidade de encostas e deslizamentos na área.

A faixa litorânea de Santa Catarina, apresenta características climáticas, geológicas e geomorfológicas, aliadas ao modo de ocupação do solo, que a tornam uma área suscetível à ocorrência de escorregamentos e outros desastres naturais (Dias, 2009). Logo, a análise de parâmetros como coesão, ângulo de atrito interno e, crucialmente, o coeficiente de segurança, surge como um fator indispensável para a prevenção de novos desastres.

O fator de segurança representa a relação entre forças resistentes e forças atuantes em uma possível superfície de ruptura, sendo o principal indicador da estabilidade de taludes (Das, 2013). Valores baixos indicam risco iminente de deslizamento e subsidiam decisões técnicas relacionadas à contenção e ao monitoramento. Este trabalho visa gerar um mapa semafórico de suscetibilidade à deslizamentos, contribuindo para a gestão de riscos, o planejamento urbano e a proteção da infraestrutura viária e da população.

2 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

2.1 Localização e bacias hidrográficas

No presente estudo, foram analisados o Modelo Digital de Terreno (MDT) e o Modelo Digital de Elevação (MDE) referentes às bacias hidrográficas de Saco Grande e Santo Antônio de Lisboa, localizadas no município de Florianópolis, Santa Catarina. A delimitação e identificação das unidades hidrográficas específicas foram realizadas por meio de georreferenciamento, utilizando a plataforma Geoportal, desenvolvidos pelo pelo IPUF (Instituto de Planejamento Urbano de Florianópolis).

A camada temática utilizada foi “Bacias Hidrográficas - IDE/SC”, com seleção das unidades correspondentes aos IDs 118 (Saco Grande) e 120 (Santo Antônio de Lisboa), como detalhado na Figura 1.

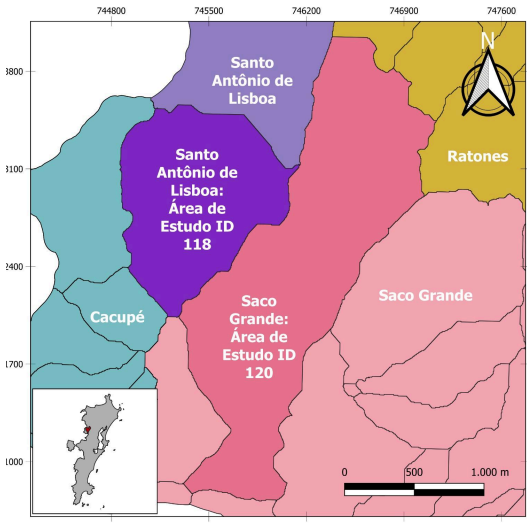


Figura 1 - Área de estudo. Fonte: Geoportal (2025).

2.2 Unidades geotécnicas

As unidades identificadas na região de estudo, detalhadas na Figura 2, foram as seguintes: PVgi (Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato granito Ilha), Ddia (Diques de diabásio), Dr (Diques de riolito), Cde (Cambissolo de substrato depósito de encostas), AQsq (Areia Quartzosa sobre sedimentos quaternários) e SMsq (Solos Moles sobre sedimentos quaternários).

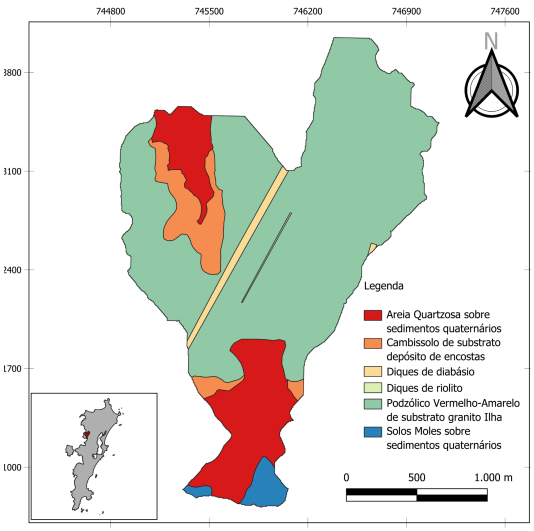


Figura 2 - Mapeamento das unidades geotécnicas. Fonte: Christ (2019), Tomazzoli e Pellerin (2023), ajustado.

3 MÉTODO

O método adotado neste trabalho utilizou como base dados obtidos em pesquisas anteriores que tratam da estabilidade de encostas na Ilha de Santa Catarina. Foram especialmente considerados os resultados apresentados por Nunes (2017), Silveira (2017), Massocco (2017) e Salum (2019). Estas pesquisas analisaram a influência das variações sazonais do perfil de sucção no fator de segurança das encostas em estudo, o efeito da variação do nível de água subterrânea na estabilidade dessas formações e, de uma forma mais abrangente, o mapeamento geotécnico e a análise da suscetibilidade a deslizamentos das encostas da Ilha de Santa Catarina. Além disso, tais trabalhos disponibilizaram parâmetros geotécnicos e geomorfológicos essenciais sobre o comportamento do solo, que serviram como base para as análises aqui desenvolvidas.

Os dados extraídos das referentes pesquisas foram organizados e geoprocessados no software QGIS, utilizado como ferramenta principal de geoprocessamento. Para a representação topográfica, recorreu-se às curvas de nível disponibilizadas pela Prefeitura Municipal de Florianópolis, que permitiram a construção de um Modelo Digital de Elevação (MDE). A partir desse modelo, calculou-se a declividade do terreno, possibilitando a identificação de áreas mais íngremes. Em seguida, os resultados foram confrontados com as informações geotécnicas e geomorfológicas apresentadas por Nunes (2017), Silveira (2017), Massocco (2017) e Salum (2019), integrando dados de relevo e características do solo.

Assim, com base nessa integração, foram determinados os fatores de segurança das encostas, utilizando-se como referência os parâmetros já consolidados nas pesquisas mencionadas, bem como à análise da suscetibilidade a deslizamentos e movimentos de massa na região de estudo.

3.1 Determinação do Fator de Segurança - deslizamentos translacionais

A análise da suscetibilidade de deslizamentos translacionais nas Bacias do Saco Grande e Itacorubi baseia-se em um método determinístico fundamentado em modelo físico, o qual considera parâmetros geométricos e geotécnicos representativos da área de estudo, conforme amplamente descrito na literatura especializada (Montgomery & Dietrich, 1994).

O método dos taludes infinitos é amplamente utilizado para caracterização de deslizamentos translacionais, isto é, deslizamentos de camadas de 0,5m a 5m de profundidade de solo e localizadas ao longo de uma superfície de ruptura aproximadamente paralela ao talude (HUNGR; LEROUEIL; PICARELLI, 2014). Esse método determinístico avalia a estabilidade do talude por meio de Fatores de Segurança (FS). Os fatores de segurança derivados de modelos de estabilidade constituem descritores absolutos e confiáveis para avaliar quantitativamente a suscetibilidade a deslizamentos. Sendo assim, a equação para o FS para taludes infinitos com percolação constante é dada por:

$$FS = \frac{c'}{\Upsilon_{sat} \cdot H \cdot cos^2\beta \cdot tg\beta} + \frac{\Upsilon' \cdot tg\varphi'}{\Upsilon_{sat} \cdot tg\beta} \quad (1)$$

$$\Upsilon' = \Upsilon_{sat} - \Upsilon_w \, (peso\ específico\ submerso\ do\ solo) \quad (2)$$

Onde:

c = Coesão
H = Profundidade do solo
γsat = Peso específico saturado do solo
φ = Ângulo de atrito
γ = Peso específico do solo
γ' = Peso específico efetivo do solo
β = Inclinação do talude
FS = Fator de Segurança

Para a etapa de classificação, realizaram-se operações pixel a pixel com base na expressão apresentada na equação anterior. A análise espacial resultou na geração de mapas semafóricos do fator de segurança (FS) para cada um dos cenários de profundidade do solo considerados, os quais indicam as áreas com maior suscetibilidade à ocorrência de deslizamentos translacionais, em função dos valores de FS obtidos. Nesse contexto, os mapas foram classificados em quatro faixas de fator de segurança descritas na Tabela 1.

Tabela 1 - Classificação do Fator de Segurança. Fonte: Paiva, 2023.

Instável	FS < 1,15
Média Estabilidade	1,15 < FS < 1,3
Estável	1,3 < FS < 1,5
Altamente Estável	FS > 1,5

3.2 Obtenção e organização dos dados Geotécnicos

Através dos dados obtidos por Silveira (2017), Nunes (2017), Massocco (2017) e Salum (2019) em seus respectivos trabalhos, foram selecionados os seguintes parâmetros geotécnicos para análise: unidade geotécnica, coesão, ângulo de atrito, peso específico do solo e peso específico saturado. As unidades AQsq e SMsq correspondem a áreas predominantemente planas, enquanto a unidade Dr apresenta ocorrência pouco representativa no contexto da análise. Dessa forma, os parâmetros geotécnicos e o fator de segurança dessas unidades não foram considerados nos resultados.

Na sequência, foi realizado o tratamento estatístico sobre os dados mais relevantes, obtendo-se a média conforme as unidades geotécnicas e sob toda a área de estudo (Tabela 2). Esses valores esperados foram os utilizados para o cálculo do fator de segurança.

Tabela 2 - Médias dos parâmetros geotécnicos relevantes. Fonte: Dados obtidos da análise de trabalhos de Silveira (2017), Massocco (2017), Nunes (2017) e Salum (2019).

Unidade Geotécnica	**c (kPa)**	**φ (°)**	**γsat(kN/m³)**
PVgi	14,14	30,84	17,51
Cde	16,45	30,00	18,30
Ddia	14,48	30,50	18,42
Geral	**15,02**	**30,45**	**18,08**

3.3 Geração do Mapa de Declividade

O padrão de classificação de relevo atribuído ao mapa de declividade segue a classificação da Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA) de 1979, que divide o relevo em 6 classes de declividade (Tabela 3)

Tabela 3 - Classes de Declividade. Fonte: EMBRAPA, 1979.

Classe	Declividade(°)
Plano	0 - 3
Suave Ondulado	3 - 8
Ondulado	8 - 20
Forte Ondulado	20 - 45
Montanhoso	45 - 75
Escarpado	>75

A elaboração do mapa de declividade (Figura 3) teve como base um Modelo Digital de Elevação (MDE) da área de estudo, com resolução espacial de 30 metros.

O MDE utilizado é um produto desenvolvido pelo Centro de Informações de Recursos Ambientais e de Hidrometeorologia (Epagri/Ciram) e foi trabalhado no software de GIS (QGIS) com o objetivo de gerar as declividades com resolução de 10m.

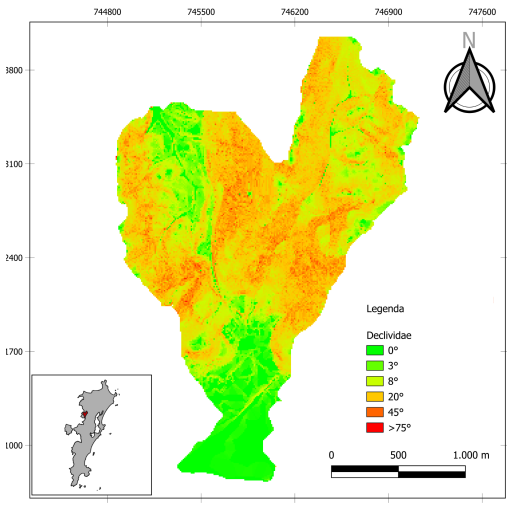


Figura 3 - Declividade da área de estudo. Fonte: Autoria própria. Obtido Modelo Digital de Elevação SRTM/NASA – SC, ajustado (Epagri-2005)

4 RESULTADOS OBTIDOS

4.1 Geração dos histogramas de estabilidade e Análise Espacial por Unidades Geotécnicas

Se utilizando dos parâmetros geotécnicos organizados na Tabela 2, com a média geral dos parâmetros, foi possível gerar mapas de estabilidade conforme a profundidade (Figuras 4, 5, 6 e 7), tais mapas são generalizados para toda a área, sem levar em consideração as Unidades Geotécnicas. Através de ferramentas de geoprocessamento do programa QGIS foram obtidos os mapas de estabilidade para cada as profundidades de 1m, 2m, 3m e 4m.

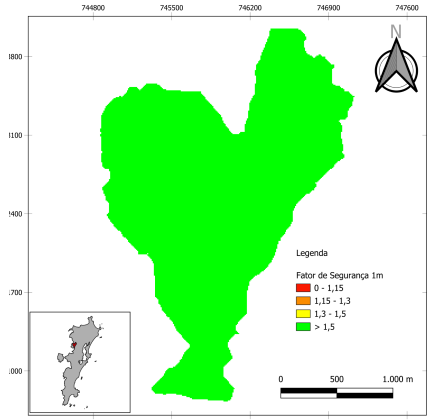


Figura 4 - FS de 1m.
Fonte: Autoria Própria

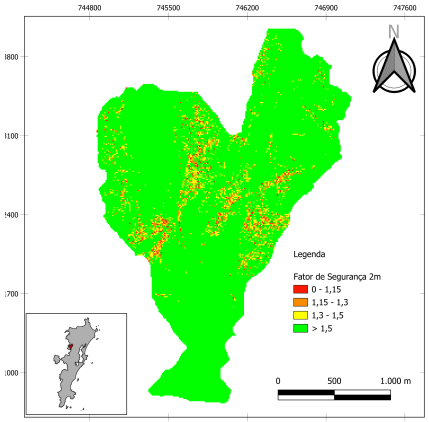


Figura 5 - FS de 2m.
Fonte: Autoria Própria

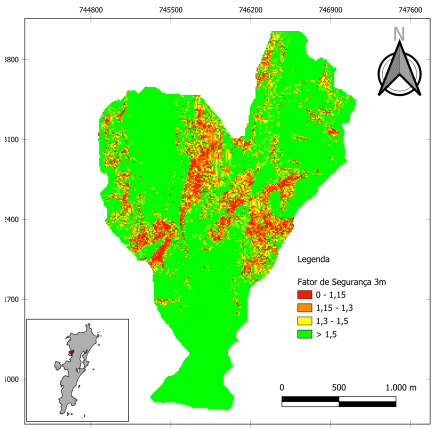


Figura 6 - FS de 3m.
Fonte: Autoria Própria

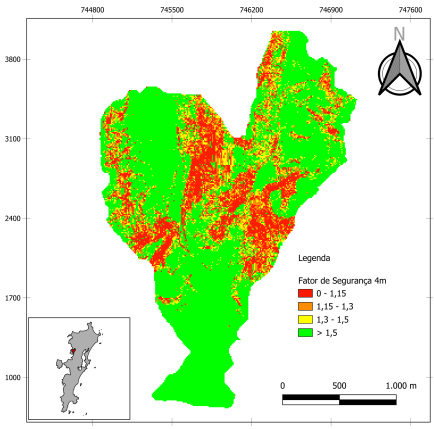


Figura 7 - FS de 4m.
Fonte: Autoria Própria

Esses dados foram utilizados para criar gráficos que ilustram a distribuição da estabilidade do solo em função da profundidade (Figura 8). Também foi realizada uma análise integrando os parâmetros de cada unidade geotécnica (Tabela 2) ao mapa de declividade para gerar rasters de fator de segurança entre 1 e 4 m (Figura 9). A média de estabilidade por unidade foi calculada e apresentada em histograma. A primeira coluna indica a estabilidade a 1 m de profundidade, seguindo-se sucessivamente até 4 m, padrão que se repete para cada tipo de solo.

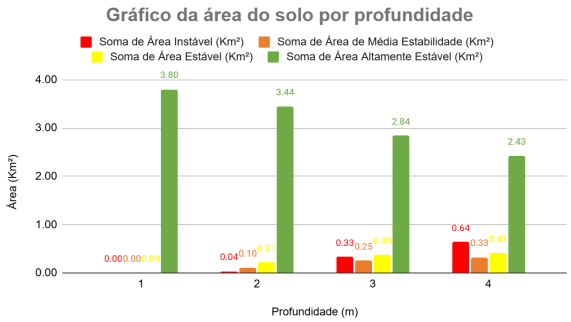


Figura 8 - Gráfico da área do solo com estabilidade em função dos cenários da profundidade.
Fonte: Autoria própria.

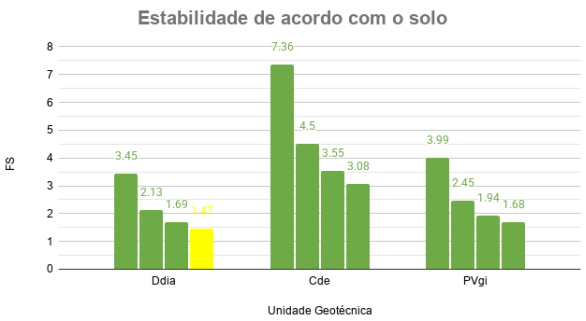


Figura 9 - Gráfico da Estabilidade de acordo com o tipo de solo.
Fonte: Autoria própria.

Denota-se que na Figura 9, por se tratar da média dos fatores de cada unidade, a média apresentada na é altamente estável por conta da predominância de áreas planas e suaves, por mais que haja regiões instáveis.

4.2 Mancha de Crescimento Urbano

A análise temporal da expansão da mancha urbana tomou como base o conceito de modelos simplificados dos padrões de crescimento, conforme preconiza Higashi (2006). A pesquisa utilizou imagens de satélite disponíveis no Geoportal, uma plataforma gerida pelo IPUF (Instituto de Planejamento Urbano de Florianópolis), que contém a base de dados do município de Florianópolis. O foco geográfico recaiu sobre as duas bacias de estudo do Saco Grande e Santo Antônio de Lisboa, abrangendo os anos de 1977, 1994, 2002, 2012, 2016 e 2019. O processamento desses dados viabilizou a criação de polígonos que representam o avanço da área urbanizada, os quais foram usados para a comparação entre os períodos. Posteriormente, esses limites poligonais possibilitaram o traçado dos vetores de crescimento urbano, que expressam a livre progressão das manchas.Os resultados detalhados dessa classificação estão dispostos na Figura 10.

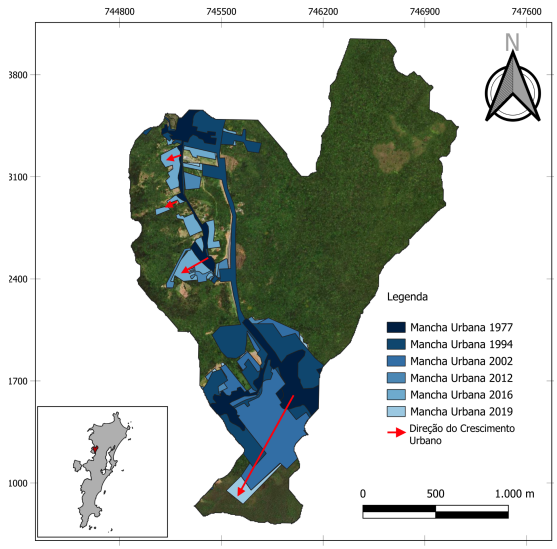


Figura 10 - Traçado de vetores de crescimento urbano da área de estudo.
Fonte: Geoportal (2025), ajustado

5 CONCLUSÕES

O estudo atingiu seu objetivo ao elaborar mapas que identificam as áreas com maior propensão a deslizamentos ao longo da SC-401, nas bacias do Saco Grande e Santo Antônio de Lisboa. A análise integrada permitiu reconhecer zonas com alta suscetibilidade a deslizamentos rasos. A análise dos vetores de crescimento da mancha urbana entre 1977 e 2019 confirma a expansão contínua e heterogênea da mancha urbana na região, com seu crescimento sendo principalmente direcionado para as regiões mais planas. Os resultados destacam a necessidade de um planejamento urbano eficaz para a gestão dessas áreas em Florianópolis.

Em síntese, este trabalho contribui para o aprimoramento do conhecimento sobre a suscetibilidade a deslizamentos rasos nas bacias na região estudada, fornecendo subsídios técnicos relevantes para o planejamento urbano e a gestão de riscos geotécnicos. Paralelo a isso, os resultados apresentados reforçam a importância da integração entre análises geotécnicas, geomorfológicas e ferramentas de geoprocessamento na identificação de áreas vulneráveis, servindo como base para a formulação de estratégias preventivas e políticas públicas voltadas à mitigação de desastres e à promoção de um desenvolvimento territorial e ocupação do solo mais seguro.

REFERÊNCIAS

Das, B. M.; Sobhan, K. (2019) *Principles of Geotechnical Engineering*. 8. ed. Stamford: Cengage Learning.

Dias, M. A. F. S. (2009) *Nota técnica: As chuvas de novembro de 2008 em Santa Catarina: um estudo de caso visando à melhoria do monitoramento e da previsão de eventos extremos*. Relatório técnico, 67 p.

Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária – EMBRAPA (1979) *Súmula da 10ª Reunião Técnica de Levantamento de Solos*. Serviço Nacional de Levantamento e Conservação de Solos, Rio de Janeiro, 83 p.

Higashi, R. R. (2006) *Metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras através de SIG com base no comportamento geotécnico e ambiental*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

Hungr, O.; Leroueil, S.; Picarelli, L. (2014) *The Varnes classification of landslide types, an update*. Landslides, v. 11, n. 2, p. 167–194.

Massocco, N. S. (2017) *Determinação dos parâmetros geotécnicos de solos residuais com ênfase na mecânica dos solos não saturados*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

Montgomery, D. R.; Dietrich, W. E. (1994) *A physically based model for the topographic control on shallow landsliding*. Water Resources Research, v. 30, n. 4, p. 1153–1171.

Nunes, G. B. (2017) *Estudo da influência das variações sazonais do perfil de sucção no fator de segurança ao deslizamento de uma encosta de solo residual de granito e diabásio*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

Paiva, J. A. G. P.; Santos, T.; Balansin, V. B.; Zimmermann, C.; Higashi, R. R. (2023) *Mapeamento de áreas suscetíveis a deslizamentos rotacionais na Bacia Hidrográfica do Itacorubi*. In: XIII Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul – GEOSUL 2023. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), Florianópolis.

Prefeitura de Florianópolis. (2025) *GeoPortal*. IPUF (Instituto de Planejamento Urbano de Florianópolis), Florianópolis. Disponível em: https://geoportal.pmf.sc.gov.br/downloads/camadas-em-sig-do-mapa. Acesso em: 11 nov. 2025.

Salum, B. R. (2019) *Levantamento dos condicionantes geológicos e geotécnicos de um talude rodoviário afetado por um deslizamento no bairro Saco Grande/Florianópolis*. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Geologia), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

Silveira, L. R. (2017) *Avaliação de vulnerabilidades por dois diferentes métodos e mapeamento de áreas suscetíveis a deslizamentos translacionais rasos*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

Tomazzoli, E. R.; Pellerin, J. R. G. M. (2023) *Atlas geológico da Ilha de Santa Catarina e áreas adjacentes: (com texto explicativo)*. 1. ed. Edições do Bosque/Nuppe/UFSC (Universidade Federal de Santa Catarina), Florianópolis.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/121

Tirantes Autoinjetáveis Inclinados para Contenção e Verticais em Lajes De Subpresão - Caso de Obra

Fernanda Barros Guerra Araujo
Assistente de Engenharia Civil, Geofix Engenharia e Fundações LTDA, Graduanda em Engenharia Civil pela Universidade São Judas, São Paulo, Brasil, fernanda.guerra@geofix.com.br

João Alberto Klimaitis
Engenheiro Coordenador do Setor Tirantes-Raiz, Geofix Engenharia e Fundações LTDA, São Paulo, Brasil, joao.klimaitis@geofix.com.br

Marcio Abreu de Freitas
Engenheiro Civil Geotécnico, Geofix Engenharia e Fundações LTDA, São Paulo, Brasil, marcio.freitas@geofix.com.br

Juliana Martins de Oliveira Silva
Engenheira de Produção, Geofix Engenharia e Fundações LTDA, São Paulo, Brasil, juliana.oliveira@geofix.com.br

RESUMO: Os tirantes autoinjetáveis constituem uma solução executiva eficiente, pois integram perfuração, instalação e injeção em uma única etapa, reduzindo o tempo de execução e as perturbações no solo. Em solos arenosos, esse método também contribui para o controle da água e das pressões do terreno. Em regiões litorâneas, a predominância de solos arenosos e os elevados níveis freáticos impõem desafios à execução de subsolos, especialmente quanto ao controle das pressões hidrostáticas atuantes sobre as contenções e lajes de fundo. Em uma obra próxima à praia da Barra da Tijuca, no Rio de Janeiro, foram executados dois subsolos com contenção em parede diafragma com tirantes provisórios em cordoalha e autoinjetáveis com angulações verticais. Devido ao nível freático elevado, adotou-se a execução de tirantes autoinjetáveis verticais permanentes, distribuídos em sapatas, para resistir às pressões hidrostáticas ascendentes atuantes sobre a laje de subpressão, executada em dois blocos no último nível do subsolo. Este artigo apresenta os aspectos executivos dos tirantes autoinjetáveis aplicados à contenção e às lajes de subpressão, destacando a importância da caracterização geotécnica para a definição de soluções seguras e adequadas em obras com elevado nível freático.

PALAVRAS-CHAVE: Tirantes Verticais, Laje de Subpressão, Tirantes Autoinjetáveis, Lençol Freático.

ABSTRACT: Self-Injection Anchors constitute an efficient construction solution, as they integrate drilling, installation, and grouting into a single operation, reducing execution time and minimizing soil disturbance. In sandy soils, this method also contributes to groundwater control and the management of ground pressures. In coastal regions, the predominance of sandy soils and high groundwater levels pose significant challenges for basement construction, particularly regarding the control of hydrostatic pressures acting on retaining structures and foundation slabs. In a project located near Barra da Tijuca Beach, Rio de Janeiro, Brazil, two basement levels were excavated using a diaphragm wall retaining system supported by temporary strand anchors and self-drilling anchors. Due to the high groundwater table, permanent vertical self-drilling anchors were installed and distributed among the footings to resist the hydrostatic uplift forces acting on the uplift-resistant foundation slab, which was constructed in two sections at the lowest basement level. This paper presents the construction aspects of self-drilling anchors applied to retaining structures and uplift-resistant slabs, highlighting the importance of geotechnical characterization in defining safe and appropriate solutions for projects subjected to high groundwater levels.

KEYWORDS: Vertical Anchors, Under-Pressure Slab, Self-Injection Anchors, Groundwater Table

1 INTRODUÇÃO

Em regiões litorâneas, há predominância de solos arenosos e nível elevado de lençol freático, característica que impõe desafios à execução de contenções e exige que sejam adotadas alternativas para mitigar as pressões ascendentes que a água exerce sobre a contenção e estruturas dos empreendimentos. A pressão da água nestes casos, chamada de subpressão, gera tensões de tração nas lajes de fundo e, em situações mais críticas, pode superar o peso próprio da estrutura, exigindo soluções de engenharia capazes de garantir a estabilidade e a segurança da obra. Nesse contexto, em um empreendimento localizado a aproximadamente 300 m da praia da Barra da Tijuca, adotou-se um sistema de contenção composto por tirantes provisórios inclinados e tirantes verticais permanentes associados às lajes de subpressão.

Os tirantes autoinjetáveis apresentam vantagens executivas relevantes, especialmente em ambientes com solos arenosos e saturados. A sua execução é facilitada pois a perfuração, instalação e injeção ocorrem simultaneamente, fator que gera menor perturbação do maciço das proximidades, além de contribuir para o controle das pressões da água durante a execução.

Nesta obra, executou-se, em todo o perímetro, uma parede diafragma de 40 cm de espessura e o primeiro subsolo é composto por tirantes convencionais em cordoalhas. No segundo subsolo, executou-se 69 tirantes autoinjetáveis inclinados, com diferentes ângulos de instalação. E, devido ao nível freático elevado, adotou-se a execução de 236 tirantes autoinjetáveis verticais permanentes, com inclinação de 90°, no piso do último subsolo, que foram distribuídos em conjuntos de 1 a 5 unidades cada em um total de 76 sapatas, para resistir às pressões ascendentes da água nos dois blocos de lajes de subpressão.

O artigo tem como foco apresentar os aspectos executivos adotados durante a obra, destacando a aplicação de tirantes autoinjetáveis na contenção do segundo subsolo, bem como a execução de tirantes verticais permanentes que serão incorporados às sapatas que atuam como base para a protensão e ancoragem dos tirantes e posteriormente como base para a laje de subpressão.

2 DEFINIÇÕES

2.1 Tirantes Autoinjetáveis

No sistema autoinjetável, a calda de cimento é utilizada como fluido de perfuração, e além de permitir o avanço da perfuração é responsável por criar o bulbo de ancoragem do tirante em uma única etapa, sem necessidade de demais fases com injeções de calda. Como resultado, obtém-se um ganho significativo de tempo em comparação aos métodos convencionais de atirantamento nos quais a perfuração e as etapas subsequentes de injeção são executadas separadamente.

Os tirantes autoinjetáveis são constituídos por tubos de aço sem costura e emendáveis por luvas, dotados de elevada resistência mecânica. Sua configuração permite a utilização como haste de perfuração, enquanto a seção interna oca possibilita a circulação do fluido até a extremidade da broca

A montagem do tirante é realizada em obra com barras, luvas de emenda, brocas e demais componentes fornecidos pelo fabricante. Durante a perfuração, executada por equipamentos rotativos ou rotopercussivos, a calda de cimento é bombeada pelo interior da barra até a broca. Por meio dos orifícios existentes na broca, a calda é injetada diretamente no terreno e forma o bulbo de ancoragem. Com isso, as etapas de perfuração, instalação e injeção ocorrem simultaneamente, conferindo maior agilidade ao processo executivo.

Uma das principais vantagens desse sistema está relacionada à sua aplicação em ambientes onde a presença de lençol freático elevado exerce influência significativa no comportamento do solo. Nessas condições, a metodologia autoinjetável apresenta melhor desempenho quando comparada a técnicas tradicionais, pois reduz as perturbações no terreno e provoca menor dano ao maciço, especialmente em solos já fragilizados ou com baixa coesão.

2.2 Laje de Subpressão

Em obras subterrâneas, especialmente em regiões onde o lençol freático exerce pressões significativas, torna-se necessário adotar soluções estruturais capazes de resistir às ações hidrostáticas atuantes na base da estrutura. Para isso, são dimensionadas as lajes de subpressão feitas em concreto armado.

O concreto é amplamente reconhecido como um material capaz de apresentar baixa permeabilidade, criando uma barreira eficiente à passagem de água. Por este motivo é utilizado em estruturas de contenção de solos e de armazenamento ou contenção de líquidos, como reservatórios, piscinas e barragens.

Estas lajes de subpressão têm como função conter as forças ascendentes exercidas pela água, entretanto, quando essa força da água é superior ao peso próprio da laje, faz-se necessária a utilização de outro sistema de ancoragem como tirantes verticais ou estacas tracionadas para evitar deslocamentos ou deformações elevadas.

3 CASO DE OBRA

O caso apresentado neste artigo é de uma obra localizada a aproximadamente 300 m do litoral da Barra da Tijuca, no Rio de Janeiro, região caracterizada pela presença de solos arenosos e nível freático elevado, condições que impõem desafios relevantes à execução de escavações profundas.

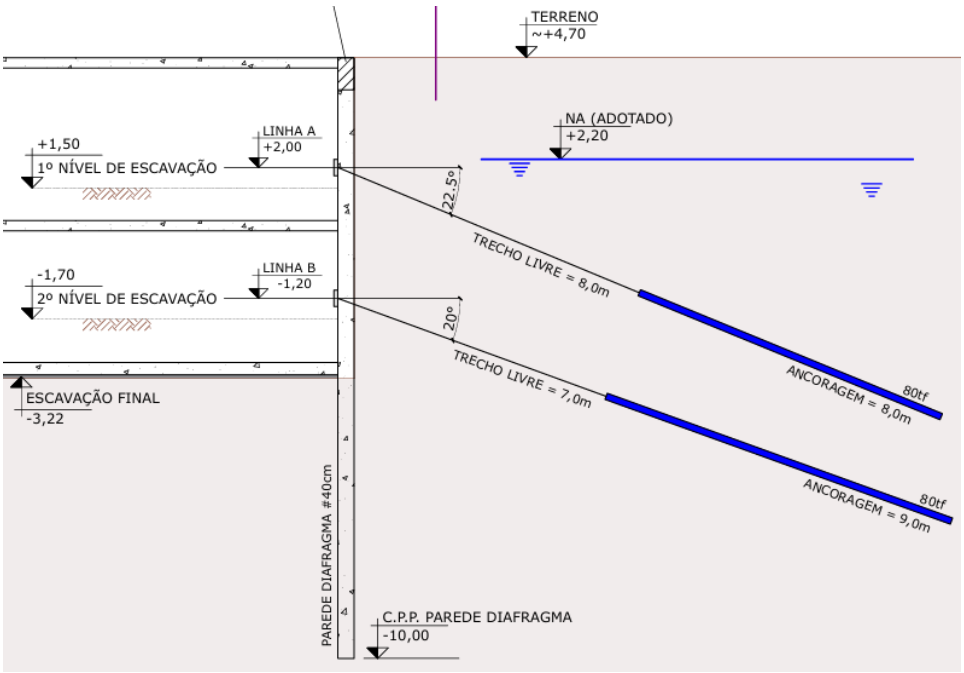


Figura 1. Detalhamento linhas de tirante. Fonte: Adaptado do projetista.

As investigações geotécnicas realizadas previamente por meio de sondagens a percussão e mistas, demonstraram a ocorrência de camadas arenosas com diferentes estados de compacidade, variando de areias finas a médias, e, em determinadas regiões a presença de silte e argila. Com o aumento da profundidade observa-se que os valores de NSPT vão aumentando gradativamente, apresentando valores superiores a 30 e chegando até 58 golpes. Além de apresentar uma média do nível do lençol freático a 2,70 metros da cota de início de execução da sondagem no local.

Para viabilizar a construção dos dois subsolos previstos desta obra, foi adotado um sistema de contenção composto por parede diafragma com espessura de 40 cm atirantada em dois níveis. No primeiro subsolo foram instalados 113 tirantes provisórios de cordoalhas compostos por 8 cabos de 12,7mm de diâmetro (tipo CP190RB), com comprimentos variando de 14,0 a 16,0 metros, inclinação em relação a horizontal de 22,5° e carga de trabalho de 80tf. No segundo subsolo executaram-se 69 tirantes autoinjetáveis provisórios, visto que neste nível o tirante seria perfurado e instalado completamente abaixo do nível do lençol freático. Estes tirantes foram executados com comprimentos variando de 14,50 a 16,0 metros, inclinação em relação a horizontal de 20°, carga de trabalho de 80tf, e modelo INCO 70TD (Fyd = 63 kgf/mm²).

3.1. Execução de Tirantes Autoinjetáveis na contenção (2ª linha)

Os tirantes autoinjetáveis são enviados à obra separados em elementos isolados e são montados in loco conforme avanço da perfuração. Além de acessórios como luvas de emenda e brocas de perfuração, nos trechos ancorados as barras de aço possuem pintura anticorrosiva, 3,0 metros de extensão e espaçadores a cada 1,0m, e nos trechos livres possuem um tubo PEAD revestindo toda sua extensão. Com todos os elementos necessários para iniciar a perfuração organizados sobre uma bancada de cavaletes, é feito o acoplamento da broca em uma parte de barra que é rosqueada em uma luva de emenda, conforme figuras a seguir.



Figura 2 e 3. Elementos de montagem – emenda, broca, luva de emenda, respectivamente. Fonte: Autor.

Posteriormente, essa broca é acoplada a uma barra inicial que será constituinte do trecho ancorado do tirante. As barras do trecho ancorado possuem os espaçadores para garantir a centralização da barra e o cobrimento mínimo de calda no trecho perfurado.

Ao finalizar o avanço de perfuração correspondente ao trecho ancorado, segue-se a inserção das barras correspondentes ao trecho livre. O revestimento de tubo PEAD é responsável por garantir a proteção da barra contra a calda de cimento, assegurando que esta barra possa se alongar livremente durante a protensão.



Figura 4. Barras trecho livre e ancorado. Fonte: Autor.



Figura 5. Execução autoinjetável inclinado. Fonte: Autor.

3.2. Autoinjetáveis verticais (laje de Subpressão)

Para estabilização e contenção das forças de tração que a pressão de água gera na laje de fundo do empreendimento, utilizou-se como solução tirantes autoinjetáveis verticais e permanentes com carga de trabalho de 40tf. Ao todo foram executados mais de 200 tirantes distribuídos em conjuntos de uma a cinco unidades em sapatas que servirão como base estável para a posterior concretagem das lajes de fundo.

Inicialmente é executada a perfuração e instalação do tirante em solo, com método executivo igual dos tirantes autoinjetáveis inclinados, diferindo apenas pelo posicionamento da perfuratriz com a torre na vertical em 90° e seguindo o distanciamento e posicionamento dos tirantes conforme projeto. Depois da execução do conjunto de tirantes daquela sapata, é concretada uma base em concreto magro para então a montagem das formas, armadura de fretagem dos tirantes e a armadura das sapatas, seguindo para a etapa da concretagem das sapatas. Quando o tempo de cura da concretagem é alcançado, ocorre a liberação da cravação dos tirantes nas faces superiores das sapatas.

Após a conclusão de todas as sapatas de cada trecho da laje de subpressão, executaram-se as formas e as armaduras das lajes, onde as cabeças externas dos tirantes serão concretadas dentro da laje, conforme detalhamento típico abaixo.

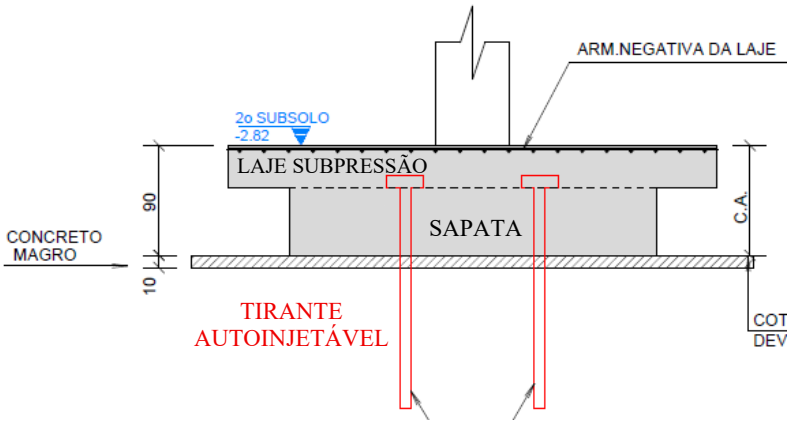


Figura 6. Detalhamento de projeto. Fonte: Adaptado do Projetista.



Figura 7. Posicionamento para perfuração dos tirantes verticais. Fonte: Autor.





Figura 8 e 9. Tirantes verticais perfurados. Fonte: Autor.



Figura 10. Execução da armadura das sapatas com conjunto de cinco tirantes verticais. Fonte: Autor.

3.3. Protensão dos tirantes autoinjetáveis

A protensão é permitida após o tempo de cura da calda de injeção e as cargas a serem aplicadas devem ser de acordo com os critérios da NBR 5629:2018 – Execução de Tirantes Ancorados no Terreno. Para os tirantes inclinados da contenção é feita a instalação de uma placa de aço com abertura central para a passagem da barra do tirante, seguida da montagem do anel de grau e da porca de cravação. Em seguida, é acoplada uma extensão de 1,0 m à barra por meio de uma luva de emenda, possibilitando a instalação do conjunto de protensão. É instalada uma mesa que possibilitará o alongamento e retorno da barra durante a aplicação das cargas de protensão impostas pelo conjunto de macaco e bomba hidráulica, as quais são confirmadas por meio de um manômetro devidamente calibrado.

Os valores de deslocamentos são anotados de acordo com as fases de aplicação de carga estabelecidas no ensaio. Após a protensão ser realizada e apresentar um resultado aprovado dentro dos parâmetros de norma, é feita a cravação dos tirantes em suas cargas de incorporação estabelecidas em projeto.





Figura 11 e 12. Elementos de protensão e sistema instalado no tirante. Fonte: Autor.



Figura 13. Instalação da mesa e macaco de protensão. Fonte: Autor.

No caso dos tirantes verticais (Laje de Subpressão), a metodologia de protensão é similar, porém sem a utilização do anel de grau.



Figura 14. Posicionamento peças para cravação – tirante vertical. Fonte: Autor.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Diante das condições geotécnicas da obra, caracterizadas pela predominância de solos arenosos e pela presença de nível freático elevado, foi necessária a adoção de soluções capazes de assegurar o desempenho dos elementos de contenção e o controle das pressões hidrostáticas atuantes na estrutura. Nesse contexto, os tirantes autoinjetáveis mostraram-se uma alternativa eficiente tanto sob o aspecto executivo quanto estrutural, uma vez que integram as etapas de perfuração e injeção, reduzindo o tempo de execução e minimizando interferências no maciço de solo e em estruturas vizinhas. Além disso, o método apresentou bom desempenho em solos arenosos saturados, contribuindo para o controle das pressões de água durante a execução, aumentando a segurança das escavações e favorecendo a estabilidade do terreno durante a instalação dos tirantes.

A investigação geotécnica prévia foi fundamental para a caracterização do terreno e para o adequado dimensionamento das soluções adotadas, constituindo etapa fundamental para a definição das soluções de projeto. Dessa forma, a escolha criteriosa dos sistemas de contenção e ancoragem, associada a um planejamento executivo compatível com as condições locais, mostrou-se determinante para assegurar a viabilidade técnica, a segurança e a durabilidade de empreendimentos com escavações profundas em ambientes geotécnicos complexos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABEF – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA. **Manual de execução de fundações e geotecnia – Práticas recomendadas.** 2 ed. São Paulo, Pini, 2022.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5629 – **Tirantes ancorados no terreno — Projeto e execução.** Rio de Janeiro. 2018.

HACHICH, W.; FALCONI, F.; CORRÊA, C. N.; ORLANDO, C.; SCHIMDT, C.; ANTUNES, W. R.; ALBUQUERQUE, P. J.; NIYAMA, S. (eds.). **Fundações: teoria e prática.** 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019. Cap 15, pág 595-608.

INCOTEP SISTEMAS DE ANCORAGEM, **Tirantes autoinjetáveis.** Disponível em: <https://incotep.com.br/tirantes-autoinjetaveis/tirante-autoinjetavel/ > Acessado em 02 mar. 2026.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/122

Utilização de contenções para otimização de espaço em cidades com grande densidade populacional

Dayse de Paiva
Engenheira Civil, , Geofix Engenharia e Fundações LTDA, São Paulo, Brasil, dayse.paiva@geofix.com.br

Marcio Abreu de Freitas
Engenheiro Civil Geotécnico, Geofix Engenharia e Fundações LTDA, São Paulo, Brasil, marcio.freitas@geofix.com.br

Jhonatan Eduardo Dutra Garcia
Engenheiro Civil, Geofix Engenharia e Fundações LTDA, São Paulo, Brasil, jhonatan.garcia@geofix.com.br

RESUMO: Em um cenário de crescente adensamento das cidades, onde encontram-se lotes cada vez mais estreitos e próximos de construções na mesma etapa executiva ou de edificação já existente, é indispensável o uso de técnicas que garantem a otimização do espaço construtivo, permitindo racionalização do uso do solo e o aumento da área útil a ser construída. Em situações em que há escavações de subsolos em terrenos próximos, por exemplo, é possível adotar uma solução técnica e eficiente para o aproveitamento de cada metro quadrado, como é o caso do uso de contenções compartilhadas entre obras vizinhas. As estruturas de contenção têm a função de estabilizar o solo e garantir a segurança às edificações em terrenos inclinados ou com subsolos. A proposta de compartilhamento de contenção consiste na construção de uma única estrutura localizada na divisa entre dois terrenos, projetada para atender os esforços estruturais de ambas as edificações, ampliando assim a área disponível para construção em cada lote. Além da otimização do espaço, essa técnica oferece também benefícios econômicos e ambientais, como a redução no volume de escavação, no consumo de concreto e na suspensão de duplicação de sistemas de drenagem e ancoragem.

Desse modo, para maior entendimento do assunto abordado, o presente artigo apresentará um caso de uma obra a qual utilizou-se o sistema de compartilhamento de contenção, e seus elementos de ancoragem, entre duas construções vizinhas e na mesma fase executiva, visando o melhor aproveitamento urbano, viabilizando projetos, reduzindo custos e ampliando a área útil a ser construída.

PALAVRAS-CHAVE: Contenção, otimização, integração, escavação, aproveitamento.

ABSTRACT: In a scenario of increasing urban density, where plots are becoming ever narrower and closer to buildings in the same construction phase or to existing structures, the use of techniques that guarantee the optimization of construction space is indispensable, allowing for the rationalization of land use and the increase of the usable area to be built. In situations where there are basement excavations on nearby plots, for example, it is possible to adopt a technical and efficient solution to take advantage of every square meter, such as the use of shared retaining walls between neighboring constructions. Retaining structures serve to stabilize the soil and ensure the safety of buildings on sloping terrain or with basements. The shared retaining wall proposal consists of constructing a single structure located on the boundary between two plots of land, designed to meet the structural loads of both buildings, thus expanding the available construction area on each lot. In addition to space optimization, this technique also offers economic and environmental benefits, such as reduced excavation volume, lower concrete consumption, and the elimination of the need for duplicate drainage and anchoring systems.

Therefore, to better understand the subject matter, this article will present a case study of a project that used a shared containment system and its anchoring elements between two neighboring buildings in the same construction phase, aiming for better urban use, enabling projects, reducing costs, and expanding the usable area to be built.

KEYWORDS: Containment, optimization, integration, excavation, utilization.

1. INTRODUÇÃO

A crescente urbanização e o adensamento acelerado dos centros urbanos têm imposto desafios significativos ao planejamento e à ocupação do solo, especialmente em cidades com alta densidade populacional. Nesse cenário, a necessidade de soluções construtivas que possibilitem o melhor aproveitamento dos espaços disponíveis torna-se cada vez mais necessária. Desse modo, as contenções surgem de uma maneira precisa para viabilizar escavações de subsolos, estabilizar taludes e permitir o uso eficiente de áreas limitadas, contribuindo diretamente para a expansão vertical em espaços urbanos.

Além de ampliarem a viabilidade técnica de empreendimentos em terrenos restritos ou com condições geológicas complexas, as estruturas de contenção também favorecem a segurança das edificações vizinhas e a minimização de impactos ao entorno, aspectos essenciais em áreas densamente ocupadas. Técnicas como paredes diafragma e cortinas atirantadas permitem soluções cada vez mais eficientes, garantindo segurança e ampliação dos centros urbanos.

Diante desse contexto, este artigo tem como objetivo discutir o papel das contenções na otimização do espaço urbano, analisando suas aplicações, benefícios e desafios técnicos em cidades com elevada densidade populacional. Busca-se evidenciar como o uso adequado dessas soluções contribui para o desenvolvimento urbano sustentável, apresentando uma solução adotada em uma obra na região central da cidade de São Paulo.

2. CONTENÇÃO

De forma complementar, Terzaghi, Peck e Mesri (1996) descrevem as contenções como elementos estruturais cuja função principal é manter massas de solo em equilíbrio, evitando deslocamentos indesejáveis e assegurando a integridade de estruturas vizinhas e das próprias escavações durante todas as fases da construção. Seu principal objetivo é permitir a execução de obras em níveis inferiores ao terreno natural ou em áreas com desníveis, evitando deslocamentos excessivos, rupturas do solo e danos a edificações vizinhas e à infraestrutura urbana. As soluções de contenção são amplamente utilizadas onde o controle de deformações e a limitação de impactos ao entorno são fatores críticos, como por exemplo em regiões com densas áreas urbanas.

As estruturas de contenção podem ser classificadas em diversos tipos, como muros de arrimo, cortinas atirantadas, solo grampeado, parede diafragma, etc. sendo a escolha condicionada por fatores ligados diretamente ao tipo de construção, profundidade da escavação, proximidade de edificações e viabilidade econômica. Entre essas soluções, a parede diafragma destaca-se pela elevada rigidez, estanqueidade e capacidade estrutural, sendo amplamente empregada em escavações profundas em áreas urbanas de grande densidade populacional.

3. TIRANTES

De acordo com a norma ABNT NBR 5629/18, tirantes são dispositivos capazes de transmitir esforços ativos de tração distribuídos a uma região estável do terreno, sendo constituído por três principais partes: cabeça, trecho livre e trecho ancorado, conforme imagem 1.

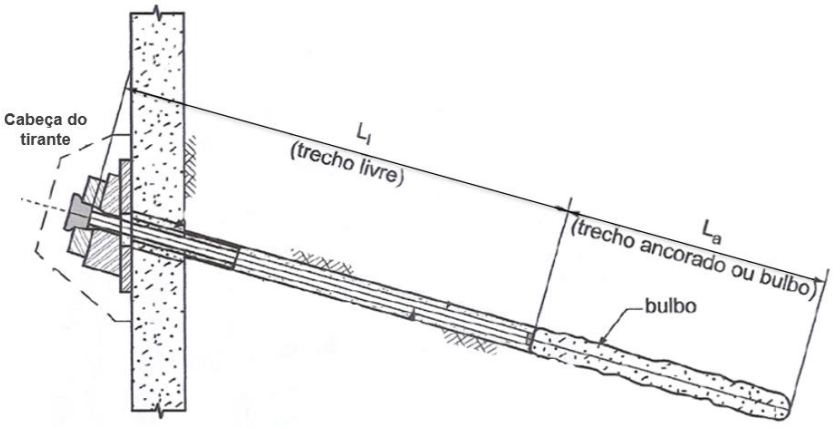


Figura 1 - Características do tirante (Fonte ABNT NBR 5629/18)

Segundo **Velloso e Lopes (2010)**, estruturas de contenção ancoradas, como cortinas e paredes diafragma associadas a tirantes protendidos, são amplamente utilizadas em escavações profundas por proporcionarem aumento da rigidez do sistema estrutural e melhor controle dos deslocamentos horizontais, especialmente em áreas urbanas densamente ocupadas. Além disso, os tirantes transferem os esforços da contenção para zonas mais resistentes do maciço, contribuindo para a estabilidade do solo e permitindo maior aproveitamento do espaço disponível para construção.

Ademais, em centros urbanos, é frequente a existência de terrenos com limitações para construção, principalmente em função da proximidade com edificações vizinhas. O adensamento progressivo das áreas tem resultado em empreendimentos cada vez mais próximos entre si, reduzindo as distâncias disponíveis para execução das obras. Essa condição exige maior rigor na definição dos métodos construtivos, de modo a minimizar interferências e prevenir deslocamentos indesejáveis do solo e impactos nas estruturas lindeiras. Diante de lotes cada vez mais confinados, torna-se necessário adotar soluções para o melhor aproveitamento do espaço disponível. Nesse contexto, a execução de subsolos por meio de estruturas de contenções vizinhas interligadas é uma alternativa que vem ganhando espaço nas construções, permitindo a ampliação da área útil por meio do aproveitamento vertical dos empreendimentos.

Para isso, é comum a utilização de estruturas capazes de interligar duas contenções de forma simultânea, garantindo assim uma economia e viabilidade dos projetos de contenções vizinhas. Uma solução é o uso de tirante passante, peça metálica que permite a interligação de duas contenções separadas por uma determinada distância. Apesar de não ser detalhado diretamente em norma, a NBR 5629/18 estabelece requisitos, classificação e métodos de ensaio para esse tipo de elemento de fixação, garantindo sua qualidade e segurança durante a instalação.

3.1 Tirante Passante – Monobarra

Os tirantes monobarra são constituídos por barras de aço maciças laminadas a frio, originando roscas de perfil específico, destacando-se pela elevada resistência mecânica e capacidade de absorção de esforços de tração (INCOTEP, 2024). A ancoragem desse sistema é realizada por meio de porcas e placas de ancoragem posicionadas nas extremidades, assegurando a transferência eficiente de cargas e a estabilidade dos elementos estruturais conectados, figura 2.

É fundamental considerar a vida útil da barra de aço, bem como o nível de agressividade do ambiente em que ela será instalada. Para assegurar sua proteção e durabilidade, recomenda-se a aplicação de pintura anticorrosiva ou a utilização de bainhas metálicas ao longo de todo o comprimento da barra.

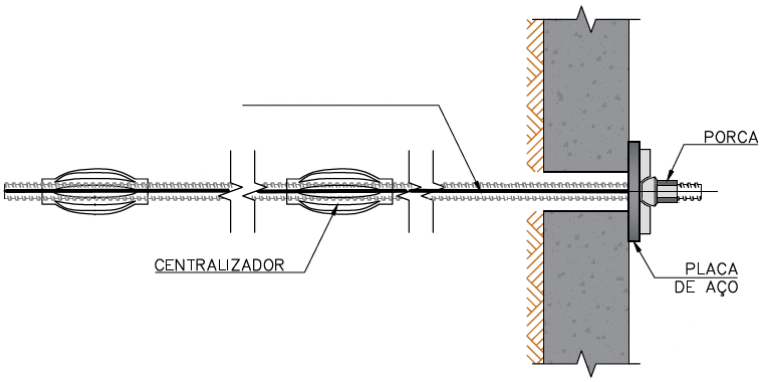


Figura 2 - Detalhe tirante monobarra (Fonte: Autor)

4 CASO DE OBRA – EXECUÇÃO DE TIRANTES PASSANTES DO TIPO MONOBARRA ANCORADOS ENTRE DOIS SISTEMAS DE CONTENÇÃO

Com a finalidade de resistir aos esforços e tensões provenientes do maciço de solo durante a fase de escavação de duas obras vizinhas, com etapas executivas semelhantes, adotou-se o sistema de tirante passante para promover o travamento simultâneo de duas estruturas de contenção distintas — parede diafragma e perfil metálico pranchado. A escavação dos subsolos ocorreu de forma sincronizada, acompanhando as etapas de protensão de cada linha de tirantes. No trecho de aproximadamente 10,50 m entre as contenções, há a presença de uma galeria de arte, conforme ilustrado na Figura 3. Dessa forma, empregou-se o método de tirante passante com monobarras de 12,0 m de comprimento, possibilitando o travamento conjunto das duas superfícies de contenção.

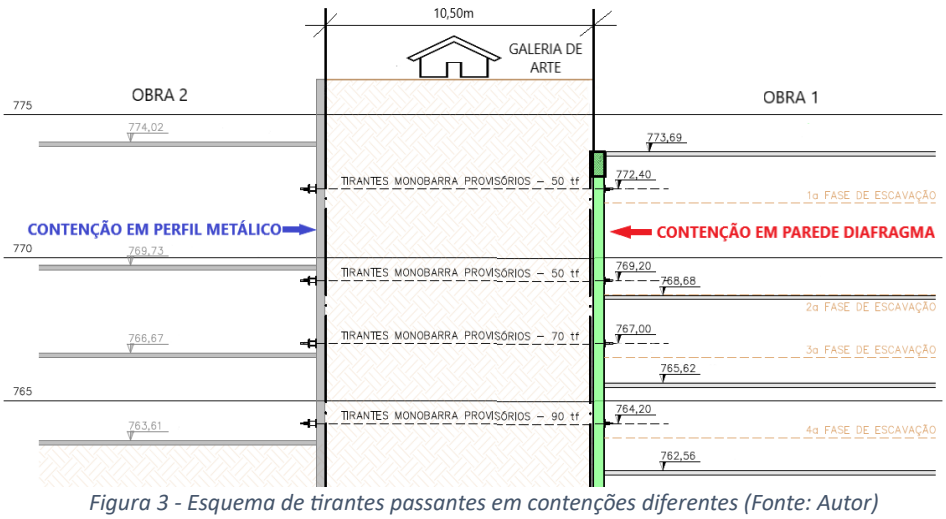


Figura 3 - Esquema de tirantes passantes em contenções diferentes (Fonte: Autor)

Para melhor compreensão, convencionou-se denominar como “Obra 1” o canteiro cuja solução de contenção adotada foi a parede diafragma. Por sua vez, a edificação que utilizou perfil metálico como sistema de contenção foi designada como “Obra 2”, conforme apresentado na figura acima. Na Obra 1, foram executados ao todo 185 tirantes, dos quais 44 eram tirantes passantes do tipo monobarra, distribuídos em quatro níveis de escavação, com cargas variando entre 50 tf e 90 tf (Figura 3). Os demais 141 tirantes foram do tipo provisório, compostos por cordoalhas.

Para fins de estudo, adotou-se a sondagem SP-106 (Figura 4), que indica, nos primeiros 12,0 m de profundidade, a predominância de camadas argilosas, com variações entre argila porosa, argila silto-arenosa e argila siltosa muito arenosa. Na sequência, observa-se a presença de uma camada de areia fina a média, muito argilosa, seguida por estratos intercalados de argila siltosa pouco arenosa e areia de granulação variada, pouco argilosa e de elevada compacidade.

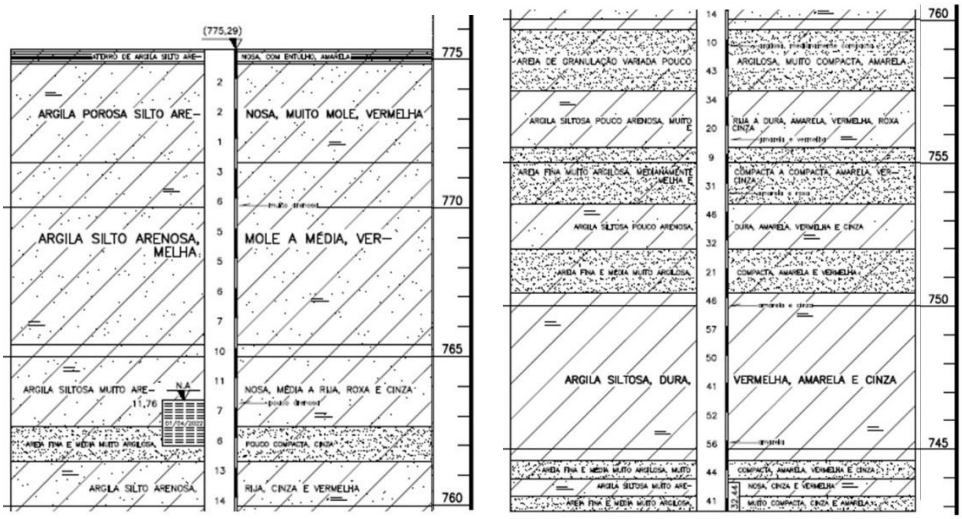


Figura 4 - Sondagem SP-106 (Fonte: Autor)

4.1 Procedimento executivo

O processo de perfuração do tirante iniciou na superfície de contenção da "obra 1", em parede diafragma. Após realização do pré-furo na parede, foi iniciada a perfuração de 10,50m de comprimento com grau 0º de inclinação no trecho sob a galeria (figura 5). A perfuração do tirante finalizou após a haste de perfuração cravar no prancheamento da superfície de contenção da obra 2, atingindo o eixo de perfuração marcado (figura 6). Após a retirada das hastes, o trecho perfurado foi preenchido com calda de cimento, a fim de evitar desmoronamento da superfície perfurada.


Figura 5 – Locação do pré-furo (Fonte: Autor)



Figura 6 - Haste de perfuração no eixo marcado (Fonte: Autor)

Para suprir o comprimento perfurado, foi necessário unir duas barras de aço de 6,00m com o auxílio de uma luva de emenda (figura 7), criando assim um tirante de 12,0m.



Figura 7 - Montagem do tirante passante (Fonte: Autor)

4.2 Protensão e travamento

Após instalação do tirante, foi necessário realizar a aplicação da carga de trabalho indicada no projeto através dos ensaios de protensão. Para isso, utilizou-se o conjunto de ancoragem composto por duas placas de apoio e uma porca. Com o auxílio da mesa de protensão, a carga foi aplicada a cada estágio, conforme figura 8. Vale ressaltar que a placa de apoio maior foi colocada para auxiliar a na distribuição da carga do tirante na contenção, de forma a evitar ruptura por puncionamento.



Figura 8 -Protensão do tirante e acessórios (Fonte: Autor)

Para o travamento do tirante na superfície de contenção com perfil metálico, foram utilizadas longarinas junto aos acessórios de travamento (figura 9). Entretanto, em decorrência das interferências encontradas durante a perfuração, alguns tirantes não atingiram o eixo delimitado na prancha de contenção. Desse modo, os tirantes do mesmo nível que não tiveram os eixos compatíveis na horizontal, foram travados em longarinas únicas, conforme figura 10.



Figura 9 – Longarina e acessórios para travamento (Fonte: Autor)



Figura10 - Posição de cada tirante conforme eixo perfurado (Fonte: Autor)

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objetivo apresentar um estudo técnico sobre a aplicação de tirantes em situações que demandam o travamento simultâneo de duas contenções, abordando o papel das técnicas decontenções e ancoragens na otimização do espaço urbano em uma região com elevada densidade populacional. A partir dessa análise, foi possível estabelecer considerações finais e apontar perspectivas para a utilização da técnica de execução de contenções simultaneas em casos onde urge a necessidade de otimizar o espaço a construir, além de ampliar o entendimento acerca desse sistema. Inicialmente, abordaram-se conceitos fundamentais relacionados às características e aplicações dos tirantes, bem como especificações e propriedades dos materiais empregados — com destaque para a barra de aço utilizada na execução do tirante passante — contemplando também fundamentos e teorias consolidadas no meio acadêmico-científico.

Para aprofundar a análise com dados práticos, apresentou-se um estudo de caso no qual foi aplicado o método de tirante passante com monobarras de aço, promovendo o travamento simultâneo de duas contenções distintas: uma em parede diafragma e outra em perfil metálico. Embora estivessem na mesma fase executiva, as obras não possuíam vínculo entre si. Assim, um dos principais desafios consistiu em compatibilizar a escavação dos subsolos de forma sincronizada, evitando impactos no cronograma de ambas.

Considerando que parte dos tirantes passantes foi executada sob uma galeria de arte, outro desafio relevante foi garantir a instalação sem provocar deslocamentos significativos no maciço de solo, prevenindo eventuais danos às fundações e à estrutura existente.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABEF – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA. **Manual de execução de fundações e geotecnia – Práticas recomendadas.** 1 ed. São Paulo, Pini, 2022.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122 – **Projeto e execução de fundações.** Rio de Janeiro. 2019.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5629 – **Tirantes ancorados no terreno — Projeto e execução.** Rio de Janeiro. 2018.

INCOTEP SISTEMAS DE ANCORAGEM, **Catálogo Geral.** Guarulhos, 2024. Disponível em: < http://www.incotep.com.br/downloads/catalogo.pdf>. Acesso em 02 abr. 2025.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. *Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo e técnicas executivas*. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

SAES, J. L.; STUCCHI, F. R.; MILITITSKY, J. Concepção de obras de contenção. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações: teoria e prática.** 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

YASSUDA, C.T.; DIAS, P. H. V. Tirantes. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 603-640



contato@editoraomnisscientia.com.br
https://editoraomnisscientia.com.br/
@editora_omnis_scientia
https://www.facebook.com/omnis.scientia.9
+55 87 99920-5762

EDITORA
OMNIS SCIENTIA

contato@editoraomnisscientia.com.br
https://editoraomnisscientia.com.br/
@editora_omnis_scientia
https://www.facebook.com/omnis.scientia.9
+55 87 99920-5762