COBRAMSEG 2026

ANAIS DO

XXII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA

XI SIMPÓSIO BRASILEIRO DE JOVENS GEOTÉCNICOS

Eixo Temático:

Barragens Convencionais e de Rejeitos

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:

Barragens Convencionais e de Rejeitos

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:

Barragens Convencionais e de Rejeitos

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) : barragens convencionais e de rejeitos [recurso eletrônico] / coordenador André Luís Brasil Cavalcante ... [et al.]. — 1. ed. — Recife : Omnis Scientia, 2026.
Dados eletrônicos (pdf).

Inclui bibliografia.
ISBN 978-65-284-0672-2
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1

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

CDD23: 624.15136

I-2610262

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

ANÁLISE COMPARATIVA DOS EFEITOS DE AMPLIFICAÇÃO DO SINAL SÍSMICO EM MODELAGENS DINÂMICAS UTILIZANDO OS MODELOS CONSTITUTIVOS HS SMALL E UBC3D.....22

ANÁLISE COMPARATIVA MULTIVARIÁVEL DE MÉTODOS ANALÍTICOS PARA A DEFINIÇÃO DE COEFICIENTES PSEUDO-ESTÁTICOS PARA AVALIAÇÕES DE ESTABILIDADE.....30

ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE UMA BARRAGEM DE TERRA COM SOLO RESIDUAL GABROIDE.....38

ANÁLISE DAS CONDIÇÕES GEOTÉCNICAS E DE SEGURANÇA ESTRUTURAL DE BARRAMENTOS EM MUNICÍPIOS DO VALE DO SÃO FRANCISCO.....46

ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DA ESTABILIDADE DE UMA BARRAGEM UTILIZANDO O MÉTODO DE ACOPLAMENTO DIRETO.....55

ANÁLISE DE FLUXO E ESTABILIDADE NA FUNDAÇÃO DA BARRAGEM OLHO D'ÁGUA: COMPARAÇÃO ENTRE ALTERNATIVAS DE PROJETO.....63

ANÁLISE DE SENSIBILIDADE APLICADA À ESTABILIDADE DE BARRAGENS: INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS E DA LINHA FREÁTICA.....71

ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DO FATOR DE SEGURANÇA DE ESTABILIDADE GEOTÉCNICA DE UMA BARRAGEM EM RELAÇÃO AOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS.....79

APLICAÇÃO DO *FRAMEWORK* DO ICOLD *BULLETIN* 194 NA AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS DE DISPOSIÇÃO DE REJEITOS COM MATERIAIS CONTRÁTEIS.....87

APLICAÇÃO DO MODELO CONSTITUTIVO CASM PARA AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE REJEITOS DE MAGNETITA EM PROJETO DE ALTEAMENTO DE BARRAGEM.....95

APLICAÇÃO DO PENETRÔMETRO DINÂMICO LEVE NA AVALIAÇÃO GEOTÉCNICA DE ACESSOS SOBRE LEIRAS DEFLETORAS EM BARRAGEM DE REJEITOS.....104

APLICAÇÃO PRÁTICA DO GISTM NA MINERAÇÃO ATRAVÉS DE PROJETOS DE DESCARACTERIZAÇÃO DE BARRAGENS.....112

ATERRO EXPERIMENTAL COM REJEITO UNDERFLOW VISANDO A DESCARACTERIZAÇÃO DE DIQUES DE MINERAÇÃO.....120

AVALIAÇÃO DA APLICABILIDADE DA CORRELAÇÃO DE ROBERTSON & CABAL (2010) PARA A DEFINIÇÃO DO PESO ESPECÍFICO DE REJEITOS DE MINÉRIO DE FERRO.....128

AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DE UMA BARRAGEM HIPOTÉTICA EM FINAL DE CONSTRUÇÃO: ANÁLISES DETERMINÍSTICAS E PROBABILÍSTICAS UTILIZANDO A METODOLOGIA FOSM.....135

AVALIAÇÃO DA PERMEABILIDADE DE UM SOLO RESIDUAL A PARTIR DE ENSAIOS DE CAMPO E DE LABORATÓRIO.....143

AVALIAÇÃO DA PROPAGAÇÃO DE ONDA EM REJEITOS DE MINÉRIO DE FERRO SOB O EFEITO DAS VIBRAÇÕES EM SUPERFÍCIE PRODUZIDAS POR ATIVIDADES DE TERRAPLENAGEM.....151

AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE A LIQUEFAÇÃO DE REJEITOS DE MINÉRIO DE FERRO BASEADO EM CPTU.....159

AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE À MOBILIZAÇÃO NÃO DRENADA E DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE UM SOLO ALUVIONAR A PARTIR DE ENSAIOS LABORATORIAIS E CPTU.....167

AVALIAÇÃO DE MISTURA SOLO-BENTONITA APLICADA COMO NÚCLEO DE BARRAGEM DE TERRA.....175

AVALIAÇÃO DE SOLUÇÕES PARA TRATAMENTO DE FUNDAÇÃO EM BARRAGENS: COMPARAÇÃO ENTRE JET GROUTING E REMOÇÃO/ SUBSTITUIÇÃO DE SOLOS MOLES.....185

AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO DINÂMICA DE UMA BARRAGEM DE REJEITOS CONSIDERANDO MODELOS CONSTITUTIVOS PARA CARREGAMENTOS CÍCLICOS.....192

AVALIAÇÃO DOS GRADIENTES HIDRÁULICOS E DA SEGURANÇA HIDRÁULICA EM BARRAGENS DE TERRA SOB DIFERENTES TRATAMENTOS DE FUNDAÇÃO.....200

AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DE VIBRAÇÕES EM BARRAGENS DE REJEITO: SUBSÍDIOS PARA CONTROLE GEOTÉCNICO E CONSTRUTIVO DE OBRAS DE REFORÇO.....208

AVALIAÇÃO PRELIMINAR DO POTENCIAL DE *PIPING* EM BARRAGEM DE MINERAÇÃO.....216

AVALIAÇÃO TÉCNICA DE UM CAMINHÃO SOBRE ESTEIRAS NA DESCARACTERIZAÇÃO DE BARRAGENS COM REJEITO SATURADO.....224

CÁLCULO DO ÍNDICE DE SEGURANÇA DA BARRAGEM PRINCIPAL DO COMPLEXO OITICICA NO RIO GRANDE DO NORTE, BRASIL.....231

CÁLCULO DO ÍNDICE DE SEGURANÇA DAS BARRAGENS AUXILIARES DO COMPLEXO OITICICA NO RIO GRANDE DO NORTE, BRASIL.....239

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE SOLOS TROPICAIS PARA NÚCLEOS IMPERMEÁVEIS EM PEQUENAS BARRAGENS NO SEMIÁRIDO BRASILEIRO.....246

COMPARATIVO ENTRE O MÉTODO DO PONTO MATERIAL E MÉTODO DOS VOLUMES FINITOS EM UM ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DE PILHA.....254

COMPORTAMENTO SÍSMICO DE UMA BARRAGEM DE REJEITOS POR MEIO DE ABORDAGEM BASEADA EM DESEMPENHO.....262

COMPROMISSOS CORPORATIVOS PARA A GESTÃO DE REJEITOS: UMA ANÁLISE DO ATENDIMENTO AO REQUISITO 8.1 DO GISTM EM DIFERENTES MINERADORAS.....270

CONSTRUCTION OF THE PUMA 4 DIKE USING IRON-NICKEL SLAG: CHARACTERIZATION AND GEOTECHNICAL PERFORMANCE.....278

CORRELAÇÃO ENTRE A PERMEABILIDADE DE CAMPO E A GRANULOMETRIA DA AREIA APLICADA COMO ELEMENTO DRENANTE: ESTUDO DE CASO NA REGIÃO DO PARÁ.....286

DEFINIÇÃO DE ROTAS DE FUGA E PONTOS DE ENCONTRO NO PAEBM: LACUNAS NORMATIVAS E OPERACIONAIS.....293

DESEMPENHO HIDRÁULICO DE SISTEMAS DE DRENAGEM INTERNA NA BARRAGEM ARACOIABA: COMPARAÇÃO ENTRE FILTRO VERTICAL E FILTRO INCLINADO.....300

DIRETRIZES PARA BARRAGENS URBANAS: LIÇÕES APRENDIDAS COM A RUPTURA DA BARRAGEM DA LAGOA DO NADO/MG.....308

DISPOSIÇÃO MECANIZADA DE REJEITOS EM CAVA PARA DESCARACTERIZAÇÃO DE BARRAGEM A MONTANTE NO QUADRILÁTERO FERRÍFERO.....316

ELABORAÇÃO DE CARTA DE RISCO EM BARRAGEM DE TERRA.....324

ESTABILIDADE DE UMA BARRAGEM DE REJEITO PÓS-DESCARACTERIZAÇÃO: INTEGRAÇÃO DE FLUXO SATURADO–NÃO SATURADO E ANÁLISE LIMITE NUMÉRICA.....332

ESTUDO COMPARATIVO DE MODELOS CONSTITUTIVOS NA ANÁLISE DO INCREMENTO DE CARGA EM FUNDAÇÕES DE BARRAGENS.....340

ESTUDO COMPARATIVO DE UMA BARRAGEM DE TERRA EM MODELO REDUZIDO E RESULTADOS OBTIDOS POR SOFTWARE.....348

ESTUDO DO EFEITO DE ARQUEAMENTO EM UMA BARRAGEM DE TERRAENROCAMENTO UTILIZANDO MODELAGEM NUMÉRICA HIDROMECÂNICA ACOPLADA EM SOLOS NÃO SATURADOS.....356

ESTUDO GEOTÉCNICO DO REJEITO UNDERFLOW APLICADO AO ALTEAMENTO DE BARRAGENS DE REJEITOS.....364

INFERÊNCIA BAYESIANA PARA PROJETOS DE BARRAGENS EM CLIMAS TROPICAIS.....372

INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DO VALE NO ARQUEAMENTO DO NÚCLEO DE BARRAGENS DE ENROCAMENTO.....380

INFLUÊNCIA DAS VIBRAÇÕES PRODUZIDAS POR ATIVIDADES DE TERRAPLENAGEM NA GERAÇÃO DE POROPRESSÃO EM BARRAGENS DE REJEITOS DE MINÉRIO FERRO.....388

INFLUÊNCIA DO MODELO CONSTITUTIVO NA PREVISÃO DOS ESTADOS DE TENSÕES EM BARRAGENS DE REJEITOS ALTEADAS A MONTANTE.....396

INOVAÇÃO NO CONTROLE DE PILHA DE REJEITO: IMPLANTAÇÃO DO PICNÔMETRO A GÁS PARA OTIMIZAÇÃO DE PROCESSOS NO LABORATÓRIO DE SOLOS.....404

INTEGRAÇÃO ENTRE PAEBM, PNSB E O GISTM: AVANÇOS E LACUNAS NA GOVERNANÇA DA SEGURANÇA DE BARRAGENS DE MINERAÇÃO NO BRASIL.....408

LGPD E SEGURANÇA DE BARRAGENS: DESAFIOS NORMATIVOS E BOAS PRÁTICAS NA GOVERNANÇA DE DADOS DOS PLANOS DE AÇÃO DE EMERGÊNCIA.....416

MÉTODOS GEOELÉTRICOS PARA ANÁLISE DE FLUXO EM BARRAGENS DE REJEITO DO QUADRILÁTERO FERRÍFERO EM PROCESSO DE DESCARACTERIZAÇÃO.....428

MODELAGEM NUMÉRICA DE SISMICIDADE INDUZIDA POR RESERVATÓRIO: ESTUDO DE CASO DA BARRAGEM IRAPÉ.....436

MONITORAMENTO, INSTRUMENTAÇÃO E ALERTA: LIMITES DO MODELO BRASILEIRO E CAMINHOS PARA UM SISTEMA INTEGRADO DE RESPOSTA RÁPIDA.....444

PRÁTICAS E DESAFIOS PARA A DESCARACTERIZAÇÃO DE BARRAGENS DE REJEITOS: UMA REVISÃO BIBLIOMÉTRICA.....451

PREDICTION OF SEISMIC DISPLACEMENTS IN TAILINGS DAM DECOMMISSIONING USING ARTIFICIAL NEURAL NETWORKS.....458

PROVA DE CARGA ESTÁTICA *IN SITU* DE UM GRUPO DE COLUNAS DE BRITA INJETADAS NA SOLUÇÃO DE TRATAMENTO DE FUNDAÇÃO DE UMA BARRAGEM DE ATERRO.....466

QA/QC EM OBRAS DE *JET GROUTING*: UM CASO INÉDITO DE MELHORIA DO SOLO DE FUNDAÇÃO DE UMA BARRAGEM BRASILEIRA.....474

REAVALIANDO CRI E DPA NO BRASIL: LIMITES, INCONSISTÊNCIAS E CAMINHOS PARA UMA PRIORIZAÇÃO DE ESFORÇOS MAIS EFETIVA.....482

REQUISITOS E DIRETRIZES PARA DESCARACTERIZAÇÃO DE BARRAGEM COM ABORDAGEM NA RECUPERAÇÃO AMBIENTAL.....489

SOLUÇÕES DE ENGENHARIA E MONITORAMENTO NAS BARRAGENS DO PROJETO DE INTEGRAÇÃO DO RIO SÃO FRANCISCO (PISF).....497

SOLUÇÕES GEOTÉCNICAS ADOTADAS EM PROJETOS DE DESCARACTERIZAÇÃO DE BARRAGENS DE MINERAÇÃO A MONTANTE NO BRASIL.....505

USO DE FERRAMENTAS INOVATIVAS EM INSPEÇÃO DE BARRAGENS DE REJEITO.....513

VALIDAÇÃO E VERIFICAÇÃO AS BUILT DE ÁREA DE RESÍDUO DE BAUXITA: SUBSTITUIÇÃO DE SOLO FOFO DA FUNDAÇÃO DO DIQUE.....521

VARIABILIDADE ESPACIAL DO RU EM BARRAGENS DE TERRA ALTEADAS A JUSANTE: UMA ABORDAGEM NUMÉRICA PARA MAIOR REPRESENTATIVIDADE NAS ANÁLISES DE EQUILÍBRIO LIMITE.....529

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/1

Análise Comparativa dos Efeitos de Amplificação do Sinal Sísmico em Modelagens Dinâmicas Utilizando os Modelos Constitutivos HS Small e UBC3D

Renan Campos
Engenheiro Civil, M.Sc., Tetra Tech South America, Belo Horizonte, Brasil, renan.campos@tetratech.com

Jonathas Balbino
Engenheiro Geotécnico, M.Sc., Tetra Tech South America, Viçosa, Brasil, jonathas.balbino@tetratech.com

Bernardo Silva
Engenheiro Geotécnico, Tetra Tech South America, Belo Horizonte, Brasil, bernardo.silva@tetratech.com

Pablo Gonçalves
Engenheiro Civil, M.Sc., Tetra Tech South America, Belo Horizonte, Brasil, pablo.goncalves@tetratech.com

Hernán Carvajal
Engenheiro Geólogo, D.Sc., Tetra Tech South America, Brasília, Brasil, hernan.carvajal@tetratech.com

RESUMO: Uma avaliação rigorosa da suscetibilidade à liquefação em barragens de rejeito exige considerar carregamentos sísmicos reais e evitar as simplificações pseudo-estáticas, de forma que a modelagem dinâmica numérica se destaca como ferramenta avançada na gestão de risco geotécnico. Nas modelagens dinâmicas convencionais o movimento é imposto na base do modelo e o sinal se altera ao atravessar camadas de solo de rigidez decrescente, resultando em amplificações dependentes do comportamento constitutivo do material, em particular das curvas de degradação do módulo de cisalhamento e de amortecimento. Dois modelos constitutivos de uso corrente são aqui discutidos: o *Hardening Soil Model for Small Strains* (HS Small), amplamente empregado para caracterizar curva tensão-deformação hiperbólica e calibrar degradação e amortecimento; e o UBC3D, mais específico para liquefação, que incorpora regras cinemáticas de plastificação primária e secundária facilitando a transição ao estado liquefeito. Em razão das diferenças de formulação e parâmetros, HS Small e UBC3D podem produzir distintas amplificações do sinal sísmico da base à superfície. Para quantificar esse efeito e avaliar a aplicabilidade em barragens de rejeito propõe-se uma comparação por modelos unidimensionais hipotéticos: aplicam-se acelerogramas na base e, ao processar as saídas superficiais por resposta espectral, isola-se o impacto do modelo constitutivo na modelagem dinâmica e na previsão de suscetibilidade à liquefação.

PALAVRAS-CHAVE: Modelagem, sismologia, dinâmica, barragens, liquefação.

ABSTRACT: A rigorous assessment of liquefaction susceptibility in tailings dams must account for seismic loading rather than rely on pseudo-static simplifications, and dynamic numerical modeling therefore emerges as a leading tool for geotechnical risk management. In conventional dynamic simulations, seismic motion is applied at the model base, and the signal is modified and often amplified as it travels through progressively softer soil layers; this amplification is strongly governed by the chosen constitutive model through its shear-modulus degradation and damping curves. Two contrasting constitutive frameworks are considered: the Hardening Soil Model for Small Strains (HS Small), widely used to define a hyperbolic stress-strain response and to calibrate degradation and damping behavior; and the UBC3D model, more specialized for liquefaction, which embeds simplified kinematic rules for primary and secondary plasticity that ease particle transition to a liquefied state. Because of differing formulations and input requirements, HS Small and UBC3D produce distinct base-to-surface amplification patterns. To quantify these differences and evaluate each model's suitability for tailings dams, a comparative study using hypothetical one-dimensional columns is proposed: accelerograms are imposed at the base, each layer is characterized according to the respective constitutive formulation, and the amplified surface signals are analyzed via spectral response to isolate and interpret the constitutive model's influence on dynamic amplification and liquefaction prediction.

KEYWORDS: Modelling, seismology, dynamics, dams, liquefaction.

1 INTRODUÇÃO

Uma avaliação rigorosa da suscetibilidade à liquefação em estruturas geotécnicas requer a consideração de carregamentos sísmicos, não devendo se limitar às simplificações inerentes às metodologias pseudoestáticas. Nesse contexto, a modelagem numérica dinâmica destaca-se como uma das ferramentas mais avançadas para a gestão do risco geotécnico associado a esse tipo de estrutura.

Em modelagens dinâmicas tradicionais, o carregamento sísmico é aplicado na base do modelo, e o sinal proveniente dessa fonte é amplificado ao atravessar camadas de solo menos rígidas até atingir a superfície. Essa amplificação está fortemente relacionada ao modelo constitutivo adotado para a caracterização do material, pois o comportamento do solo é governado pelas curvas de amortecimento e degradação do módulo de cisalhamento. Dessa forma, a escolha do modelo constitutivo influencia diretamente os resultados das simulações.

O modelo de endurecimento para pequenas deformações, conhecido como Hardening Soil Model for Small Strains (HS Small), é amplamente utilizado para a caracterização de camadas de solo em estudos dinâmicos, permitindo a definição de uma curva tensão-deformação hiperbólica, bem como a calibração das curvas de amortecimento e degradação. Por outro lado, o modelo constitutivo UBC3D, embora menos difundido e predominantemente empregado no software Plaxis, é especializado na simulação do fenômeno de liquefação, incorporando regras cinemáticas simplificadas de plastificação primária e secundária, o que facilita a transição das partículas para o estado liquefeito. Essa característica torna o UBC3D particularmente recomendado para a modelagem de estruturas suscetíveis à liquefação.

Devido às diferenças nas formulações e nos dados de entrada, os modelos HS Small e UBC3D produzem respostas distintas quanto à amplificação do sinal sísmico da base à superfície do modelo. Com o objetivo de quantificar esse impacto e compreender a aplicabilidade de cada modelo no contexto de barragens de rejeito, propõe-se uma análise comparativa por meio de modelos unidimensionais hipotéticos. Acelerogramas são aplicados na base desses modelos, com respostas espectrais correspondentes em topo rochoso, e o processamento permite a amplificação do sinal ao atravessar camadas caracterizadas separadamente por cada formulação. Ao avaliar o sinal amplificado na superfície, por meio da resposta espectral, é possível isolar e compreender o impacto do modelo constitutivo na modelagem dinâmica.

2 MODELOS CONSTITUTIVOS

Para a modelagem dinâmica de solos é fundamental escolher um modelo constitutivo que represente de forma consistente os mecanismos de rigidez, amortecimento, plastificação e geração de poropressão. Este capítulo apresenta e discute os princípios, formulações e parâmetros de dois modelos amplamente utilizados em análises dinâmicas: o modelo de Hardening Soil para pequenas deformações (HS Small) e o UBC3D-PLM, enfatizando suas diferenças conceituais, capacidades de calibração e limitações práticas. Serão resumidos os parâmetros de entrada relevantes para cada modelo, as rotinas de calibração adotadas com base em ensaios triaxiais e de cisalhamento cíclico disponíveis na literatura, bem como critérios de ajuste das curvas de degradação de módulo e das leis de amortecimento histerético.

2.1 HS SMALL

O modelo constitutivo *HS Small* (*Hardening Soil Small Strain Model*) é uma versão avançada do modelo constitutivo *Hardening Soil* (HS), desenvolvida para representar com maior precisão o comportamento não linear dos solos sob pequenas deformações. Enquanto o modelo HS convencional considera rigidez constante até o início da plastificação, o HS Small reconhece que os solos apresentam módulos de cisalhamento iniciais elevados (G_0) quando submetidos a pequenas deformações, com redução gradual da rigidez à medida que o nível de deformação aumenta (Hardin e Drnevich, 1972).

Essa formulação permite representar adequadamente os efeitos sísmicos, uma vez que incorpora as curvas de degradação de rigidez e as características de amortecimento histerético observadas em ensaios de laboratório e campo. Dessa forma, o modelo reproduz com maior realismo a resposta inicial do solo, captando o comportamento elástico não linear típico de carregamentos cíclicos ou variações de tensão de pequena

amplitude, como as geradas por solicitações sísmicas. A Figura 1 apresenta o comparativo das curvas de rigidez entre Mohr-Coulomb (MC), *Hardening Soil* (HS) e HS Small.

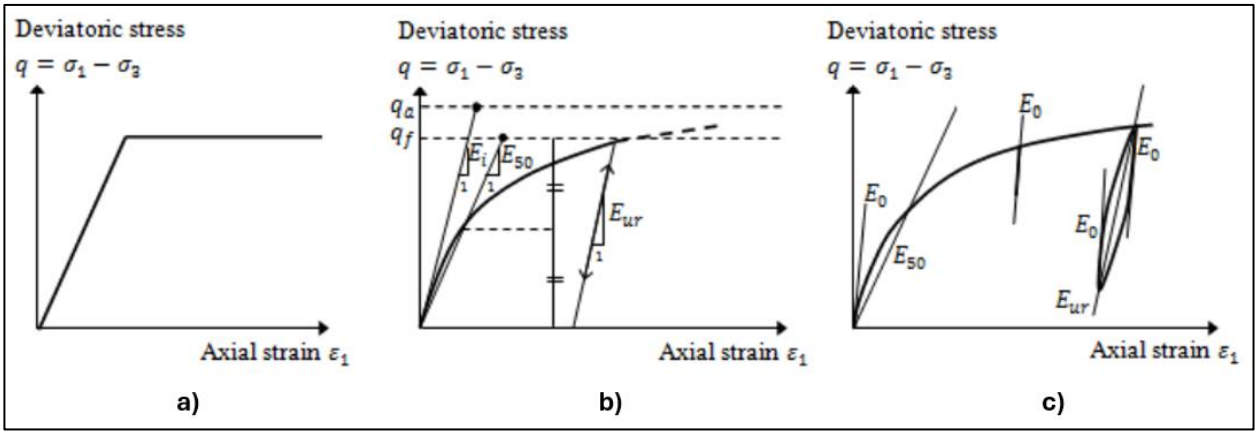


Figura 1. Parâmetros de rigidez para (a) MC, (b) HS e (c) HS Small (Petalas & Galavi, 2012)

No modelo *Hardening Soil* os seguintes parâmetros representam propriedades físicas e constitutivas: ρ (kg/m³) é a densidade do solo (massa por volume); φ' (º) e c' (Pa) são o ângulo de atrito efetivo e a coesão efetiva que controlam a resistência ao cisalhamento; ν é o coeficiente de Poisson que regula a resposta elástica lateral/axial; m é o expoente que descreve a dependência não linear da rigidez com a pressão efetiva; e E_{50ref} (kPa), E_{oedref} (kPa) e E_{urref} (kPa) são os módulos de referência para carregamento triaxial (E_{50}), para compressão edométrica (E_{oed}) e para resposta elástica carga/descarga (E_{ur}). Em relação ao modelo HS tradicional, o HS Small requer parâmetros adicionais, destacando-se o módulo de cisalhamento máximo (G_0) e o parâmetro $\gamma_{0.7}$, que controla a degradação da rigidez com a deformação.

2.2 UBC3D-PLM

O modelo UBC3D-PLM foi selecionado por sua reconhecida capacidade de simular o comportamento de areias e siltes sob carregamentos sísmicos, reproduzindo com realismo os processos de geração de poropressão e degradação de rigidez (Tsegaye, 2010; Petalas & Galavi, 2012). Trata-se de uma solução proposta originalmente na Universidade de British Columbia, em 1997 a partir de expansão à teoria de enrijecimento hiperbólico de Duncan-Chang, que posteriormente foi extrapolada pelo PLAXIS para uma envoltória tridimensional. Atualmente, é o modelo recomendado pelo programa no caso de análises de liquefação dinâmica.

Os principais parâmetros de entrada necessários para a utilização do modelo são o fator de módulo elástico volumétrico (k_B^e), o fator de módulo elástico de cisalhamento (k_G^e), o fator de módulo plástico de cisalhamento (k_G^p), e as razões de dependência associadas a cada um dos módulos (m_e, n_e e n_p). O ajuste da envoltória, que é baseada em Mohr-Coulomb, utiliza o ângulo de atrito para volumes constantes (φ'_{cv}) e o ângulo de atrito no pico (φ'_{pi}).

Na Figura 2a são apresentados os resultados da modelagem numérica de um ensaio de compressão triaxial, utilizada por Petalas e Galavi (2012) para validar o modelo constitutivo. Observa-se que o comportamento do solo reproduzido pelo UBC3D-PLM é de alta acurácia e concorda estreitamente tanto com os dados experimentais quanto com os resultados do modelo UBCSAND, a partir do qual ele se baseia. O modelo mostra um comportamento de endurecimento drenado mais rígido em pequenos deslocamentos.

A Figura 2b apresenta a validação dinâmica do modelo constitutivo, demonstrando a evolução dos excessos de poropressão. O modelo mostra boa concordância com os resultados experimentais. Observa-se que, durante o ensaio experimental, o solo liquefaz após os primeiros 2 ciclos e as condições de carregamento são idênticas às do carregamento primário; já no cálculo numérico (UBC3D-PLM) é ativada a densificação, o que torna a curva mais suave.

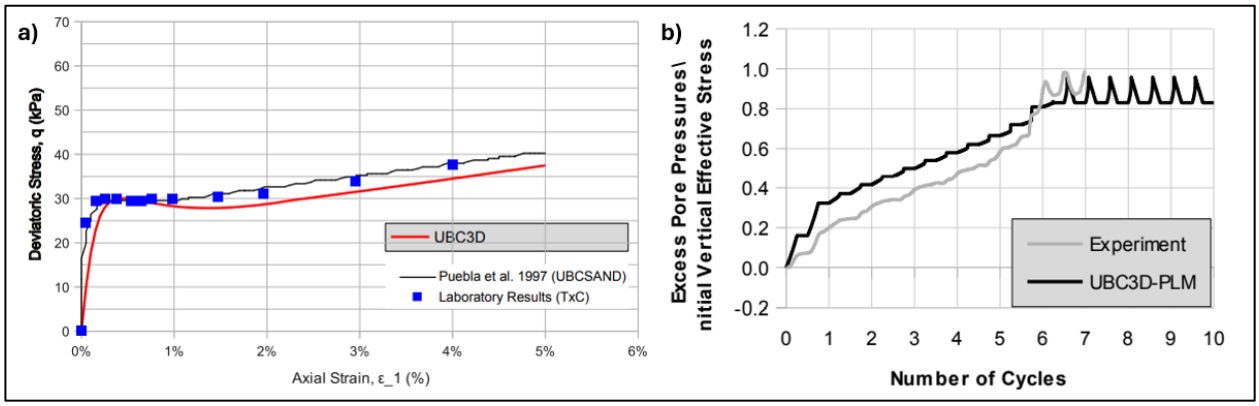


Figura 2. Validação do UBC3D com carregamento monotônico (a) e cíclico (b). (Petalas & Galavi, 2012)

3 MODELOS UNIDIMENSIONAIS

Para desenvolvimento das análises de sensibilidade relacionadas aos modelos constitutivos, foi utilizado o *software* Plaxis para a elaboração de um modelo unidimensional a ser analisado pelo método de elementos finitos. Fisicamente, o modelo consistiu em uma camada denominada Fundação A com espessura de 85,0 m, sotoposta a uma camada de Fundação B com espessura de 50,0 m. Em superfície, é definido um depósito natural arenoso, suscetível a liquefação, com uma espessura equivalente a 50,0 m. A geometria resultante, bem como a malha de elementos finitos considerada, é apresentada na Figura 3.

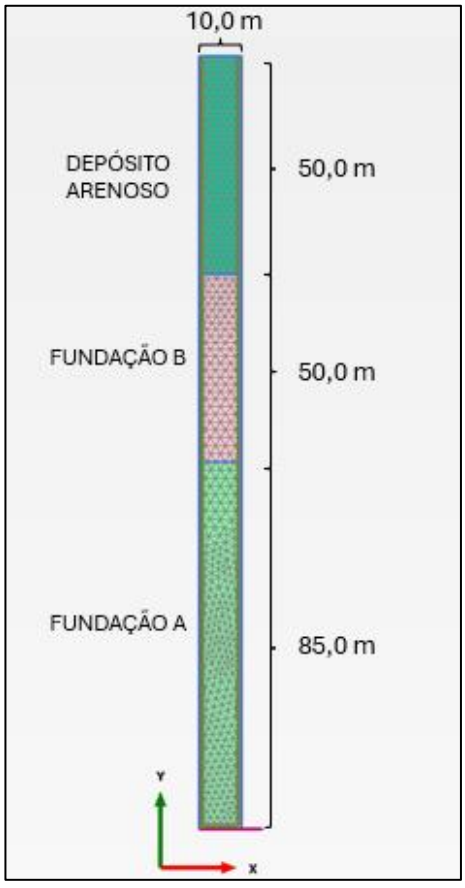


Figura 3. Modelo físico unidimensional e malha de elementos finitos adotada.

Para as camadas de fundação, não suscetíveis a liquefação, foram adotados parâmetros típicos para o modelo constitutivo HS Small. No depósito arenoso, selecionou-se o estudo desenvolvido por Barrueto et al.

(2017), que utilizou ensaios de campo e laboratório para calibrar parâmetros tanto do modelo HS Small quanto UBC3D para um depósito arenoso da área portuária de Lo Rojas, no sul do Chile. A Tabela 1 e a Tabela 2 compilam os parâmetros utilizados.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos adotados – Modelo HS SMall

Parâmetro	**Fundação A**	**Fundação B**	**Depósito Arenoso (HS Small)**
Peso específico seco (kN/m^3)	19,0	20,0	15,6
Peso específico saturado (kN/m^3)	20,0	21,0	19,9
E_{50} (kN/m^2)	10.000	10.000	32.000
E_{oed} (kN/m^2)	10.000	10.000	32.000
E_{ur} (kN/m^2)	30.000	30.000	78.000
m	0,6	0,6	0,5
φ' (°)	33,0	32,0	32,0
C' (kPa)	0	51,0	0
$\gamma_{0.7}$	0,032	0,032	0,0014
G_0 (kN/m^2)	61.000	61.000	32.880

Tabela 2. Parâmetros geotécnicos adotados – Modelo UBC3D

Parâmetro	**Depósito Arenoso (UBC3D)**
Peso específico seco (kN/m^3)	15,6
Peso específico saturado (kN/m^3)	19,9
φ'_{cv}(°)	30,2
φ'_{peak} (°)	32,0
C' (kPa)	0
k_B^e	230
k_G^e	320
k_G^p	1750
m_e	0,5
n_e	0,5
n_p	0,4
R_f	0,9

Para as simulações, foram selecionados três sismos reais, com diferentes espectros de resposta. Os acelerogramas foram obtidos a partir do banco de dados *Shallow Crustal Earthquakes in Active Tectonic Regimes Ground-Motion Characterization* (NGA-West2) do Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). A Figura 4 apresenta estes sismos.

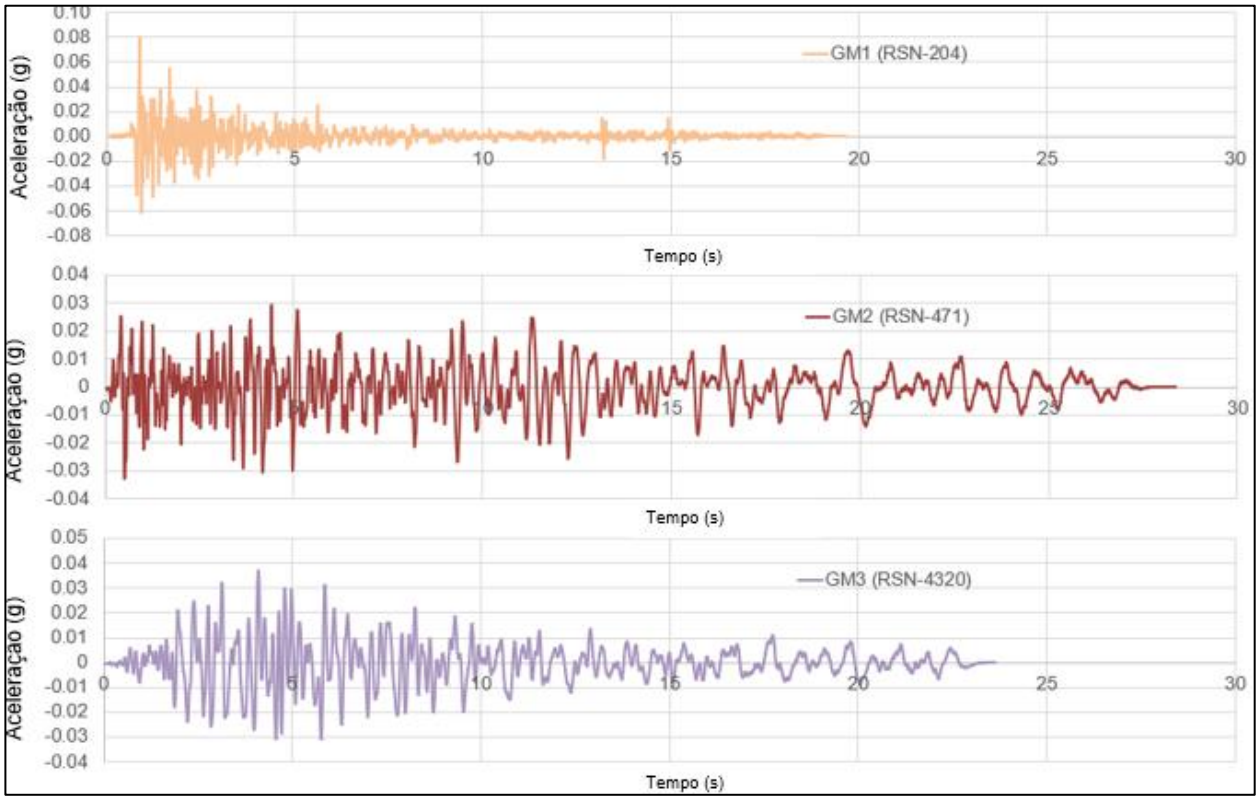


Figura 4. Acelerogramas de três eventos sísmicos reais selecionados

Com o modelo numérico definido, os materiais caracterizados e os eventos sísmicos selecionados, procede-se com as simulações. As Figuras 5, 6 e 7 apresentam os espectros de resposta resultantes. Para avaliação dos efeitos de amplificação, foram considerados três pontos de observação: a base do modelo, onde foi imposto o sismo; o contato geológico que define a transição da fundação para o depósito arenoso; e a superfície, configurada pelo topo do depósito arenoso.

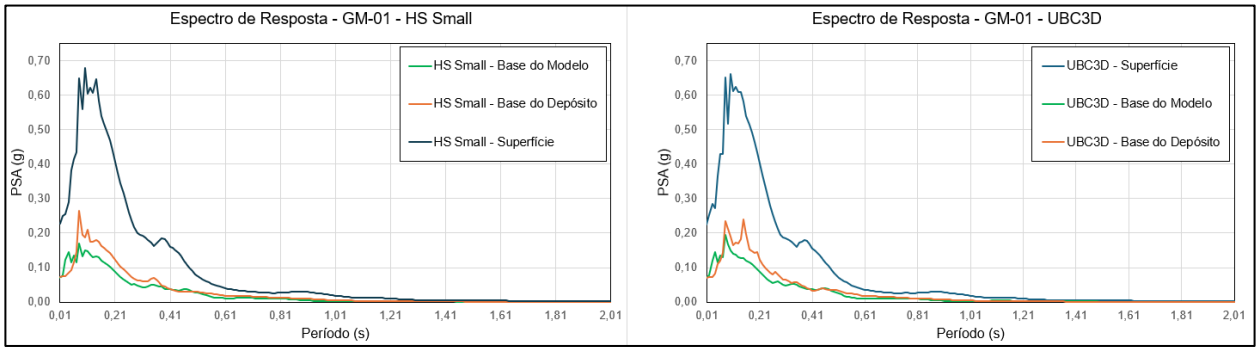


Figura 5. Comparação dos espectros de resposta – GM-01.

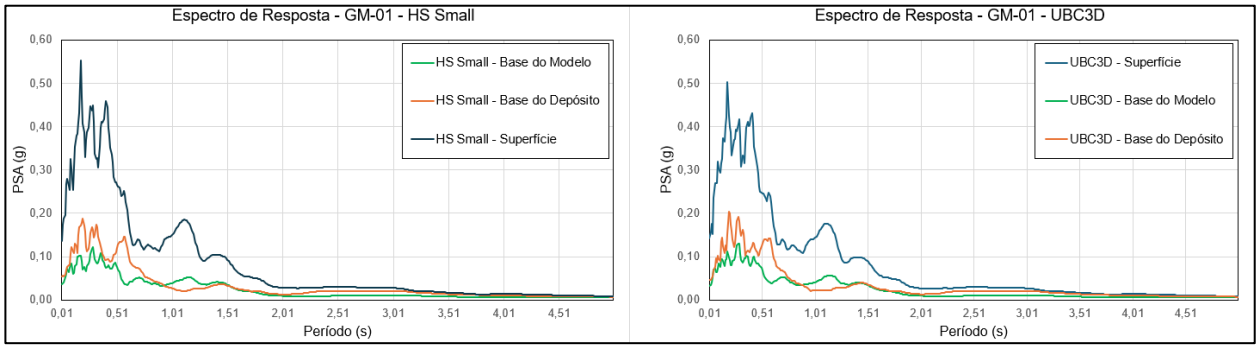


Figura 6. Comparação dos espectros de resposta – GM-02.

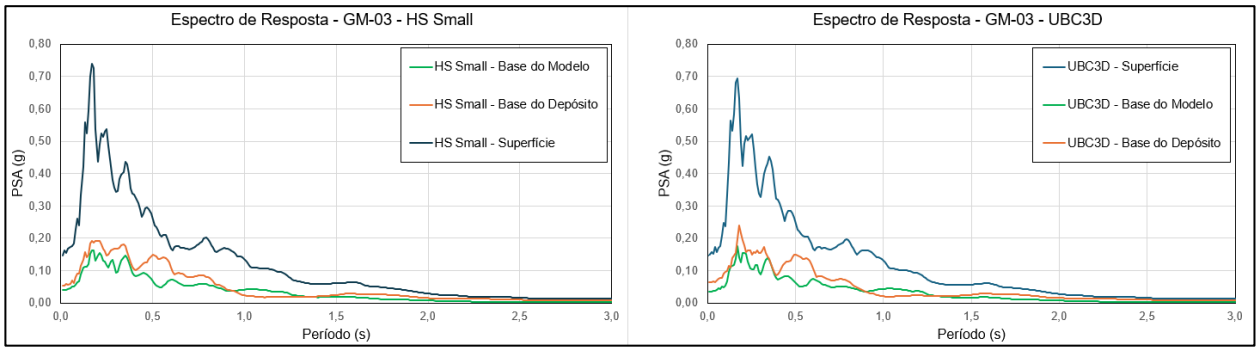


Figura 7. Comparação dos espectros de resposta – GM-03.

Os resultados indicam que os dois modelo constitutivos foram capazes de imprimir efeitos similares de amplificação ao depósito arenoso. Para o GM-01, o valor de PGA obtido em superfície atinge 0,68g com o HS Small e 0,66g, para o UBC3D. Comportamento similar acontece nos sismos GM-02 e GM-03, em que o PGA com o HS Small se mostra levemente superior, porém preservando as mesmas ordens de grandeza.

Observa-se que a camada do depósito arenoso é a principal responsável pelo efeito de amplificação. Entre a base do modelo e o topo da fundação rígida o efeito é sentido em pequena escala. Este comportamento corrobora o conhecimento físico do fenômeno, em que a propagação de ondas demanda menor energia para passar por camadas de menor rigidez, o que conduz a um efeito de amplificação significativo para os materiais inconsolidados.

Adicionalmente, nota-se que os espectros de resposta obtidos com o depósito arenoso adotando os modelo constitutivo HS Small e UBC3D conseguem preservar bastante do formato da curva original, encontrada para camadas inferiores. Os trechos de pico, contudo, são acentuados, resultando em um maior gradiente de variação do sinal entre os diferentes conteúdos de frequência que compõem os terremotos estudados.

A similaridade das respostas encontradas valida que, apesar de formulações constitutivas diferentes, os parâmetros de entrada para caracterizar ambos os modelos foram compatíveis, utilizando-se ajustes de curva que partem de uma mesma base de dados de ensaios de campo e laboratório. Quanto maior for o distanciamento entre os dados de entrada utilizados para caracterizar cada modelo, maior é a tendência de que as respostas obtidas também irão demonstrar divergências em maior escala.

É importante destacar que a modelagem dinâmica conduzida não considerou efeitos de Rayleigh Damping. Aplicando fatores adicionais de amortecimento, é possível alterar os espectros de resposta calculados, minimizando a amplificação identificada. Esse procedimento, contudo, deve ser feito a partir de calibrações numéricas minuciosas ou procedimentos específicos de caracterização paramétrica do Rayleigh Damping em campo e/ou laboratório.

4 CONCLUSÕES

Os resultados apresentados pelo estudo desenvolvido demonstram a tendência dos modelos constitutivos UBC3D e HS Small em imprimirem aos materiais inconsolidados efeitos similares de amplificação quando caracterizados à luz de uma mesma base de entrada. Para isso, foi utilizado um modelo numérico dinâmico unidimensional que simula uma camada de depósito arenoso. Este material contou com ensaios de laboratório específicos que possibilitaram a parametrização de ambos os modelos constitutivos de forma compatibilizada, conforme estudo de Barrueto et al. (2017).

Evidencia-se a importância da definição do modelo constitutivo mais adequado para capturar o fenômeno físico modelado no contexto de cada projeto específico, tendo em vista que mesmo com respostas potencialmente similares no que tange à amplificação, os modelos capturam características diferentes do comportamento tensão-deformação das camadas. Para materiais inconsolidados, com comportamento *strain-softening* e caracterizados por perdas extremas de resistência pós-pico, que os enquadra como suscetíveis à liquefação, o modelo UBC3D é o mais recomendado para a simulação de eventos sísmicos, uma vez que ele é capaz de descrever de forma efetiva as trajetórias de tensão cíclica às quais o material estará submetido. É importante ressaltar, contudo, que existe uma ampla gama de modelos constitutivos que podem ser avaliados caso a caso.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Tetra Tech pela oportunidade de desenvolver este trabalho e por fomentar o avanço científico na área de engenharia. Para além da equipe envolvida na elaboração deste artigo, vários profissionais foram imprescindíveis nas etapas de concepção das abordagens, aquisição e processamento dos dados, aplicação da metodologia. Estendemos nosso agradecimento a todos estes colegas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Barrueto, C.; Sáez, E.; Ledezma, C. (2017) *Seismic demand on piles in sites prone to liquefaction-induced lateral spreading*. In: 16th World Conference on Earthquake, Santiago, Chile.

Hardin, B. O.; Drnevich, V. P. (1972) *Shear Modulus and Damping in Soils: I. Measurement and Parameter Effects; II. Design Equations and Curves*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, v. 98, n. 6–7, p. 603–691.

Petalas, A.; Galavi, V. (2012). *PLAXIS liquefaction model UBC3D-PLM*. PLAXIS Knowledge Base.

Tsegaye, A. (2010). *PLAXIS liquefaction model*. External Report. PLAXIS Knowledge Base.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/2

Análise Comparativa Multivariável de Métodos Analíticos para a Definição de Coeficientes Pseudo-Estáticos para Avaliações de Estabilidade

Jonathas Balbino
Engenheiro Civil, M.Sc., Tetra Tech South America, Belo Horizonte, Brasil, jonathas.balbino@tetratech.com

Renan Campos
Engenheiro Civil, M.Sc., Tetra Tech South America, Belo Horizonte, Brasil, renan.campos@tetratech.com

João Barbosa
Engenheiro Geotécnico, Tetra Tech South America, Belo Horizonte, Brasil, joao.barbosa@tetratech.com

Álvaro Nascimento
Engenheiro Geotécnico, VALE, Belo Horizonte, Brasil, alvaro.nascimento@vale.com

Marcos Borges
Engenheiro Geotécnico, PROGEN, Mariana, Brasil, c0675870@vale.com

RESUMO: A análise pseudo-estática, que aplica um coeficiente sísmico uniforme à massa deslizante, é amplamente usada para avaliar a estabilidade sísmica de barragens, mas tem limitações por não captar variações espaciais da resposta sísmica nem a transitoriedade dos picos de aceleração, podendo superestimar efeitos instabilizantes. Para superar essas restrições, incorporam-se métodos que relacionam parâmetros sísmicos ao comportamento dinâmico e aos deslocamentos permanentes: Bray e Travasarou (2009) (aceleração espectral no período degradado), Papadimitriou et al. (2014) (PGA em topo rochoso associado ao período de retorno) e Bray e Macedo (2019) (correlação entre deslocamentos permanentes e parâmetros sísmicos/geotécnicos). A determinação do deslocamento admissível geralmente recorre a casos históricos, classificações de danos e julgamento de engenharia pela escassez de dados empíricos em barragens de rejeito. A integração de normas, PSHA probabilística e múltiplas metodologias aumenta a robustez da avaliação, orientando critérios mais realistas para reabilitação e mitigação de riscos. O estudo aplica essas três metodologias a uma barragem de rejeito no Quadrilátero Ferrífero (MG) usando resultados locais de PSHA, permitindo comparação dos coeficientes e análises de sensibilidade quanto ao período fundamental, deslocamento admissível e velocidade de cisalhamento, visando oferecer base racional para prática técnica.

PALAVRAS-CHAVE: Modelagem numérica, sismologia, dinâmica, barragens, engenharia sísmica.

ABSTRACT: Pseudo-static analysis, which applies a uniform seismic coefficient to the sliding mass, is widely used to assess the seismic stability of dams but has limitations because it does not capture spatial variations in seismic response nor the transience of acceleration peaks, and it can overestimate destabilizing effects. To overcome these constraints, methods that relate seismic parameters to dynamic behavior and permanent displacements are incorporated: Bray and Travasarou (2009) (spectral acceleration at the degraded period), Papadimitriou et al. (2014) (PGA at rock outcrop associated with a return period), and Bray and Macedo (2019) (correlation between permanent displacements and seismic/geotechnical parameters). Determination of allowable displacement generally relies on historical cases, damage classifications, and engineering judgement because of the scarcity of empirical data for tailings dams. Integration of standards, probabilistic seismic hazard analysis (PSHA), and multiple methodologies increases the robustness of the assessment, guiding more realistic criteria for rehabilitation and risk mitigation. This study applies these three methodologies to a tailings dam in the Quadrilátero Ferrífero (Minas Gerais, Brazil) using local PSHA results, allowing comparison of coefficients and sensitivity analyses with respect to fundamental period, allowable displacement and shear-wave velocity, with the aim of providing a rational basis for technical practice.

KEYWORDS: Numerical modeling, seismology, dynamics, dams, seismic engineering.

1 INTRODUÇÃO

A análise pseudoestática é tradicionalmente empregada para avaliar a estabilidade sísmica de barragens, utilizando métodos de equilíbrio limite com aplicação de um coeficiente sísmico (k) uniforme à massa deslizante potencial. Essa abordagem apresenta limitações, pois não considera a variação espacial da resposta sísmica nem a transitoriedade dos picos de aceleração, podendo superestimar os efeitos instabilizantes. No entanto, a abordagem pseudoestática é relativamente simples e direta e é uma ferramenta rotineira utilizada por engenheiros geotécnicos para simplificar os cálculos e tornar a compreensão mais fácil. É importante destacar que a precisão da abordagem pseudoestática é governada pela fidelidade com que as forças inerciais pseudoestáticas simples representam as complexas forças dinâmicas que realmente atuam durante um terremoto (KRAMER, 1996). Para aprimorar a avaliação do desempenho sísmico, diversas metodologias vêm sendo incorporadas à prática de engenharia, destacando-se os métodos de Bray e Travasarou (2009), que utilizam a aceleração espectral no período degradado da massa deslizante; Papadimitriou et al. (2014), que propõem o uso do PGA em topo rochoso associado ao período de retorno; e Bray e Macedo (2019), que correlacionam deslocamentos permanentes com parâmetros sísmicos e geotécnicos.

A definição do deslocamento admissível das estruturas após um evento sísmico é um aspecto central, geralmente fundamentado em casos históricos, sistemas de classificação de danos e julgamento de engenharia, devido à escassez de dados empíricos para barragens de rejeito. A integração entre critérios normativos, análise probabilística de perigo sísmico e múltiplas metodologias de avaliação de desempenho proporciona maior robustez à análise de estabilidade sísmica. Esse avanço metodológico contribui para a definição de critérios mais realistas e seguros no contexto de projetos de descaracterização e reabilitação de barragens, promovendo a mitigação de riscos e a segurança das estruturas frente a eventos sísmicos.

O estudo proposto utiliza as informações de uma barragem de rejeito de minério de ferro na região do Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais, em conjunto com respectivos resultados do estudo de Ameaça Sísmica Probabilística Local (PSHA), para aplicar as três metodologias destacadas. O desenvolvimento do trabalho permite que os coeficientes obtidos sejam comparados entre eles, mas também garante a condução de uma série de avaliações de sensibilidade relativas às variáveis de cálculo envolvidas, dentre as quais destacam-se o período fundamental da estrutura, o deslocamento admissível, a magnitude do evento sísmico, a velocidade de onda cisalhante dos materiais, além da espessura e rigidez da camada de solo da fundação. Com os resultados, espera-se contribuir para a literatura técnica com uma base racional de aplicação dos três métodos, incluindo o entendimento das variáveis que demandam maior nível de robustez em sua investigação e determinação.

2 ABORDAGEM PSEUDOESTÁTICA E VARIÁVEIS

As análises pseudoestáticas, baseadas no método do equilíbrio limite, são amplamente utilizadas para avaliar a estabilidade de barragens sob solicitações sísmicas. Sua aplicação requer a adequada caracterização das condições geológicas, hidráulicas, topográficas, geométricas e geotécnicas do empreendimento, das quais depende a confiabilidade dos resultados.

Nesse contexto, metodologias recentes, como as propostas por Bray e Travasarou (2009), Papadimitriou et al. (2014) e Bray e Macedo (2019), incorporam explicitamente parâmetros geométricos da estrutura, variáveis sísmicas derivadas da caracterização do perigo sísmico regional e critérios de desempenho associados ao deslocamento permanente.

As metodologias analisadas neste trabalho têm como base conceitual comum a teoria do bloco deslizante, um modelo simplificado que representa mecanicamente o deslocamento permanente induzido por solicitações sísmicas, associado à deformação por cisalhamento ao longo de uma superfície potencial de ruptura. A estabilidade dinâmica da estrutura é caracterizada a partir da aceleração crítica (a_c ou k_y), definida como a aceleração mínima do solo necessária para superar a resistência ao deslizamento basal e iniciar o movimento da massa (JIBSON, 2007). Quando um bloco sobre um plano inclinado é submetido a uma sequência de pulsos de aceleração que excedem a aceleração crítica, ocorre o início do movimento, caracterizado pelo desenvolvimento de velocidade e pelo acúmulo progressivo de deslocamentos permanentes (KRAMER, 1996).

A estimativa do coeficiente sísmico horizontal, nesse contexto, depende de variáveis que representam predominantemente a demanda sísmica, a geometria da estrutura e os critérios de desempenho adotados. De

forma sintética, as metodologias avaliadas consideram esses efeitos por meio das variáveis apresentadas na Tabela 1, as quais foram agrupadas, neste trabalho, em função da demanda sísmica, da geometria e do desempenho estrutural.

Tabela 1. Variáveis de entrada para estimativa do coeficiente sísmico horizontal.

Metodologia	Demanda Sísmica	Geometria	Desempenho	Fórmula
Bray e Travasarou (2009)	S_a, M	T_s, V_s	D_a, ε	$k = e^{\frac{-a+\sqrt{b}}{0,665}}$
Papadimitriou et al. (2014)	PGA_{rock}, T_e	T, T_{0e},T_0, V_b, H_b, z, t, w, H	D_{all}	$k_{hE} = k_{hmax}/q$
Bray e Macedo (2019)	S_a, M	T_s, V_s	D_a, ε	$k = e^{\frac{-a+\sqrt{b}}{0,49}}$

Legenda: S_a: aceleração espectral horizontal; M: magnitude de momento do sismo; T_0 e T_s: período fundamental da massa da superfície potencial de ruptura; D_a e D_{all}: deslocamento máximo admitido; ε: variável aleatória que quantifica a probabilidade de excedência; PGA_{rock}: Peak Ground Acceleration na rocha; T_e: período predominante do sismo; T_{0e}: período fundamental elástico; V_b: velocidade de cisalhamento da fundação em solo; H_b: espessura da fundação em solo; z: altura entre entrada e saída da massa da superfície potencial de ruptura; t: espessura da massa da superfície potencial de ruptura; w: largura da massa da superfície potencial de ruptura; k: coeficiente sísmico; a e b: constantes de regressão do modelo; k_{hE}: coeficiente sísmico efetivo; k_{hmax}: coeficiente sísmico máximo; e q: fator de deslizamento.

Embora as metodologias destacadas tenham como objetivo a definição do coeficiente sísmico horizontal, elas diferem quanto aos parâmetros de entrada adotados e, principalmente, quanto à abordagem metodológica empregada. Bray e Travasarou (2009) propõem uma abordagem probabilística baseada em regressões empíricas calibradas a partir de uma base de dados composta por 688 pares de componentes horizontais de registros sísmicos do solo. Nessa metodologia, o deslocamento permanente é modelado como uma variável aleatória e expresso em função do coeficiente de escoamento do sistema, do período fundamental, da magnitude de momento do sismo e da aceleração espectral. Bray e Macedo (2019) adotam a mesma estrutura conceitual, porém com maior robustez estatística, a partir da ampliação significativa da base de dados para 6711 pares de componentes horizontais de registros sísmicos, resultando em uma atualização e refinamento das equações originalmente propostas.

Em contraste, Papadimitriou et al. (2014) adotam uma abordagem racional determinística, fundamentada em relações analíticas explícitas entre a demanda sísmica máxima, a resistência ao deslizamento e o deslocamento admissível. Nessa formulação, o coeficiente sísmico é obtido diretamente por meio de equações fechadas, sem a incorporação explícita de incertezas ou de uma modelagem probabilística do deslocamento.

As características das ondas sísmicas são modificadas ao longo de sua propagação da fonte sísmica até o local das estruturas de engenharia civil, em função das propriedades geológicas, geotécnicas e sísmicas do meio. Assim, as condições locais de sítio são usualmente caracterizadas por meio de estudos de efeito de sítio, os quais avaliam a resposta sísmica considerando fatores capazes de alterar significativamente as principais características do movimento do solo, tais como a amplitude, o conteúdo de frequências e a duração do movimento sísmico (KRAMER, 1996; ELNASHAI & SARNO, 2015).

Nesse contexto, a metodologia proposta por Papadimitriou et al. (2014) adota o Peak Ground Acceleration (PGA) em rocha como parâmetro de entrada, o qual corresponde ao limite assintótico da aceleração espectral para períodos tendendo a zero. A partir desse valor, os autores incorporam efeitos de amplificação para a determinação do coeficiente sísmico horizontal. Em contraste, as metodologias propostas por Bray e Travasarou (2009) e Bray e Macedo (2019) requerem o uso de parâmetros espectrais da demanda sísmica, em particular a aceleração espectral associada ao período fundamental do sistema, sendo, portanto, necessária a consideração explícita dos efeitos de sítio na definição do espectro de resposta local. Alternativamente, essas metodologias podem ser aplicadas a partir de espectros definidos em rocha, desde que sejam adotados fatores apropriados para representar os efeitos de amplificação associados às condições locais e topográficas.

Os efeitos geométricos para a definição do coeficiente sísmico, neste trabalho, estão associados às propriedades dinâmicas do material e altura da massa potencial de deslizamento. Papadimitriou et al. (2014) incopora esses efeitos por meio da espessura e velocidade de onda cisalhante da fundação e da altura, espessura e largura da massa deslizante. Bray e Travasarou (2009) e Bray e Macedo (2019) representam os efeitos

geométricos através da definição do período fundamental, estimado através altura máxima da massa deslizante (H) e sua velocidade de onda de cisalhamento equivalente (V_s'), Bray e Macedo (2023) recomendam as seguintes relações para estimativa do período fundamental:

$$T_s = \frac{4H}{V_s'} \quad (1)$$

$$T_s = \frac{2{,}6H}{V_s'} \quad (2)$$

Sendo a Equação 1 indicada para massas de deslizamentos longas e a Equação 2 para o caso de uma massa deslizante com geometria triangular.

Por fim, os parâmetros de desempenho são incorporados às metodologias por meio da definição do deslocamento admissível. Essa variável constitui um parâmetro de entrada estabelecido com base no julgamento de engenharia, uma vez que ainda há limitações de dados empíricos que correlacionem de forma direta deslocamentos sísmicos, níveis de dano e perda de integridade estrutural, especialmente no caso de barragens de rejeitos no contexto da mineração (JITNO & DAVIDSON, 2010). No entanto, a definição do deslocamento admissível para barragens de mineração pode ser conduzida considerando critérios de projeto e segurança, tais como a manutenção da borda livre da estrutura, as deformações admissíveis para preservação do sistema de drenagem interna, os limites de deformação toleráveis no núcleo da barragem e a avaliação da estabilidade global por meio de análises tensão deformação.

Outro parâmetro de desempenho relevante, particularmente nas metodologias propostas por Bray e Travasarou (2009) e Bray e Macedo (2019), é a probabilidade de excedência, definida como a medida estatística da chance de um determinado deslocamento superar o limite admissível. No contexto da engenharia sísmica, a imposição de uma menor probabilidade de excedência do deslocamento admissível implica a adoção de coeficientes pseudoestáticos mais elevados, refletindo uma exigência de maior resistência da estrutura frente à demanda sísmica e, consequentemente, um critério de projeto mais conservador.

3 ESTUDO DE CASO E ANÁLISE MULTIVARIÁVEL

O estudo de caso considerou uma seção bidimensional de uma barragem de rejeitos de minério de ferro localizada no Quadrilátero Ferrífero (MG). A estrutura corresponde a uma barragem de rejeitos com aproximadamente 100 m de altura, composta por rejeitos finos no reservatório (overflow) e rejeitos granulares utilizados na conformação do maciço (underflow). As análises pseudoestáticas foram realizadas no software Slide 2, adotando-se o critério de resistência ao cisalhamento de Mohr–Coulomb para os materiais terrosos, a curva média de enrocamento proposta por Leps (1970) para representação do comportamento resistente do enrocamento, o modelo de resistência infinita (infinite strength) para a rocha de fundação e, na região saturada dos rejeitos, o modelo Vertical Stress Ratio para definir a variação da resistência não drenada em função da profundidade. A seção analisada da estrutura é apresentada na Figura 2 e os parâmetros dos materiais apresentados na Tabela 2.

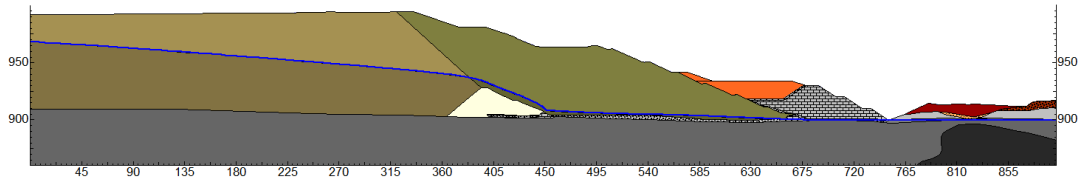


Figura 2. Modelo numérico das análises pseudoestáticas.

Tabela 2. Variáveis de entrada para estimativa do coeficiente sísmico horizontal.

Material	Cor	γ (kN/m³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	S_u/σ'_{v0}
Rejeito Overflow		21	35	0	0,20
Rejeito Underflow		22	37	0	0,23
Reforço em Estéril		24	25	0	-
Reforço em Enrocamento		19,5		LEPS (1970)	
Dique de Partida		20	30	20	-

Material	Cor	γ (kN/m³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	S_u/σ'_{v0}
Dreno		20	32	0	-
Aterro Bota-fora		20	22	17	-
Colúvio		16	27	5	-
Aluvião		18	21	8	-
Solo Residual Maduro de Filito		18	26	17	-
Solo Residual Jovem de Filito		19	30	3	-
Saprólito de Filito		20	33	22	-
Filito		20	Infinite Strength		

Legenda: γ: peso específico; ϕ': ângulo de atrito efetivo; c': intercepto coesivo efetivo; S_u/σ'_{v0}: razão de resistência não drenada.

A estimativa dos coeficientes sísmicos iniciou-se pela caracterização da demanda sísmica local. Para esse fim, foi utilizado o estudo de perigo sísmico desenvolvido especificamente para o local da estrutura, a partir do qual foi obtida a aceleração da resposta espectral considerando os efeitos de sítio, para um período de retorno de 10.000 anos. Com base nesse estudo, foi definido um valor de Peak Ground Acceleration (PGA) em rocha igual a 0,12 g, bem como o período fundamental da estrutura, T_e = 0,25 s. Esses resultados permitiram ainda a determinação das acelerações espectrais associadas aos períodos degradados requeridos pelas metodologias de Bray e Travasarou (2009) e Bray e Macedo (2019). Adicionalmente, adotou-se M_w = 7,0 como cenário sísmico de referência. Esse valor corresponde à magnitude de sismo máxima considerado no estudo de perigo sísmico probabilístico (PSHA) para a região, representando o limite superior de magnitude para o ambiente intraplaca do Quadrilátero Ferrífero. A escolha mantém consistência com o intervalo de magnitudes empregado no desenvolvimento das metodologias e permite avaliar a estabilidade sob excitação sísmica severa, sendo adequada para análises de verificação em estruturas de elevada consequência e no contexto de fechamento.

Em seguida, foram definidos os parâmetros geométricos da estrutura exigidos pelas metodologias avaliadas. A altura da massa potencial de ruptura foi estimada conforme as recomendações de Bray e Macedo (2023), sendo definida como a máxima espessura vertical da massa potencialmente deslizante, resultando em um valor aproximado de 60 m. Essa altura foi utilizada para a estimativa do período fundamental da massa deslizante por meio da Equação (1), sendo adotada de forma consistente em todas as metodologias analisadas.

As metodologias propostas por Bray e Travasarou (2009) e Bray e Macedo (2019) requerem a definição da aceleração espectral associada a períodos superiores ao período fundamental inicial da estrutura, especificamente $1{,}5T_s$ e $1{,}3T_s$, respectivamente. A adoção desses períodos decorre do reconhecimento de que o deslocamento permanente é governado pela demanda sísmica atuante no período degradado da massa potencialmente deslizante, isto é, em um estágio no qual a rigidez do sistema já foi reduzida em função das deformações cisalhantes induzidas pelo carregamento sísmico (Bray e Travasarou, 2007). Em Bray e Travasarou (2009), a aceleração espectral $Sa(1{,}5T_s)$ foi identificada como a medida de intensidade sísmica mais eficiente, por capturar adequadamente a redução média de rigidez associada à não linearidade dos materiais e minimizar a dispersão na correlação com os deslocamentos permanentes. Com a ampliação substancial da base de dados de registros sísmicos, Bray e Macedo (2019) reavaliaram essa escolha e demonstraram que a aceleração espectral associada a $1{,}3T_s$ apresenta menor desvio padrão e melhor representa o nível esperado de degradação do sítio, passando a ser adotada como parâmetro de demanda sísmica nas equações atualizadas. A Figura 3 apresenta a aceleração espectral para cada período fundamental degradado, sendo o período fundamental (T_s) calculado para massas de deslizamento longas (Equação 1).

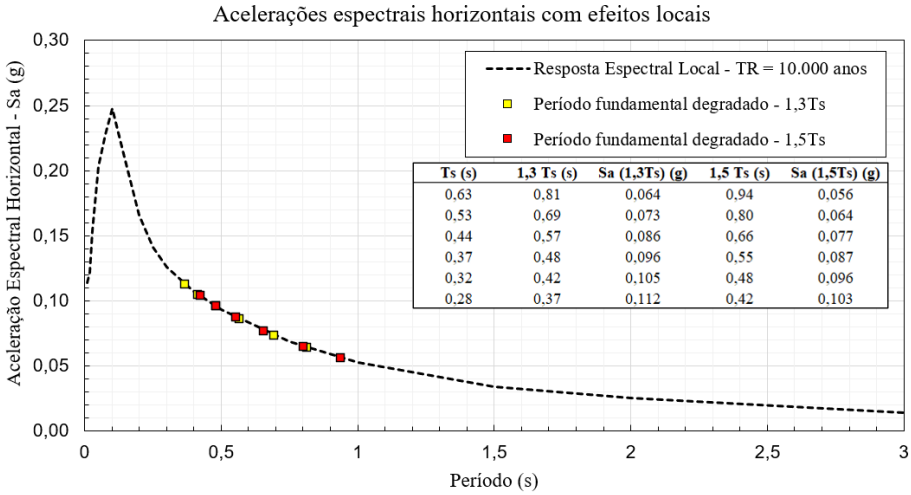
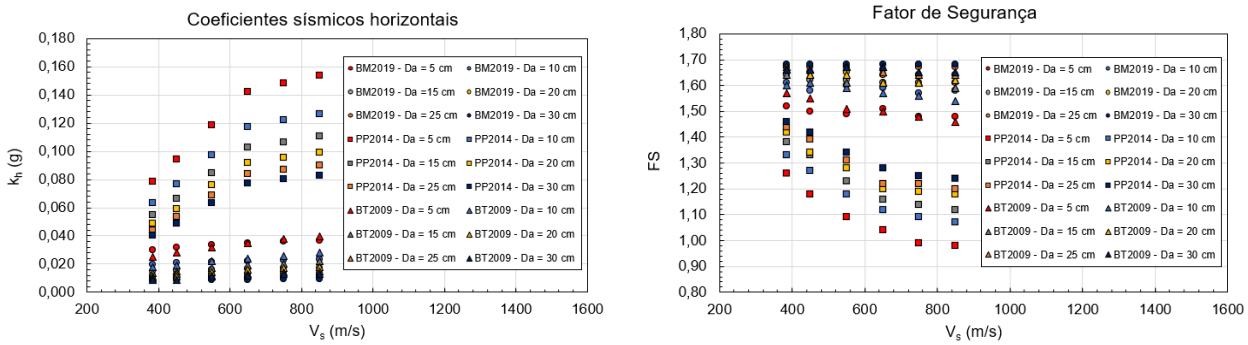


Figura 3. Estimativa da demanda sísmica local.

A metodologia proposta por Papadimitriou et al. (2014) requer, adicionalmente, a caracterização da geometria da fundação da estrutura. Neste estudo, adotou-se uma espessura de solo de fundação até a rocha (H_b) igual a 60 m, bem como uma velocidade de onda de cisalhamento do material de fundação (V_b) de 598 m/s, estimada a partir de ensaios geofísicos. Adicionalmente, foram definidos os parâmetros geométricos da massa potencialmente deslizante, sendo a altura entre os pontos de entrada e saída da superfície potencial de ruptura (z) igual a 93,71 m, a espessura da massa ao longo da superfície potencial de ruptura (t) igual a 72,29 m e a largura da massa (w) igual a 455,32 m.

A etapa final envolveu a definição dos parâmetros de desempenho da estrutura. As metodologias avaliadas requerem a definição do deslocamento admissível, parâmetro de entrada estabelecido com base no julgamento de engenharia, considerando o comportamento esperado da estrutura e o nível de dano considerado aceitável pelo responsável técnico. As metodologias propostas por Bray e Travasarou (2009) e Bray e Macedo (2019) exigem, adicionalmente, a definição de um parâmetro aleatório (ε) associado à probabilidade de excedência do deslocamento admissível, sendo adotados os valores de 0,66 e 0,74, respectivamente, correspondentes a uma abordagem conservadora na qual o deslocamento admissível é excedido em aproximadamente 16% dos casos. A metodologia de Papadimitriou et al. (2014), por sua vez, requer a definição do fator de deslizamento (q) para a determinação do coeficiente sísmico efetivo (k_{hE}); neste trabalho, foi adotada a formulação correspondente ao projeto conservador (q_{UB}).

Por fim, foi realizada uma análise paramétrica bivariada, considerando valores de velocidade de onda de cisalhamento (V_s) do material associado à massa potencialmente deslizante iguais a 384, 450, 550, 650, 750 e 850 m/s. O limite inferior corresponde ao valor médio da V_s registrado no rejeito Underflow, enquanto o limite superior reflete o aumento de rigidez associado à disposição de material antrópico a jusante da barragem. Foram também considerados deslocamentos admissíveis de 5, 10, 15, 20, 25 e 30 cm. As combinações entre esses parâmetros foram avaliadas segundo as três metodologias mencionadas, resultando em 108 combinações de coeficientes sísmicos e análises pseudoestáticas. Ressalta-se que as análises pseudoestáticas consideraram os coeficientes sísmicos horizontais estimados pelas metodologias avaliadas, bem como um coeficiente sísmico de aceleração vertical igual a dois terços do coeficiente sísmico horizontal (NEWMARK & HALL, 1982). Essa abordagem permitiu avaliar a influência desses parâmetros na definição do coeficiente sísmico e, consequentemente, no fator de segurança da estrutura. A Figura 4 apresenta a variação dos coeficientes sísmicos em função da velocidade de onda de cisalhamento e dos deslocamentos admissíveis, enquanto a Figura 5 ilustra o impacto desses coeficientes no fator de segurança da estrutura para as metodologias propostas por Bray e Travasarou (2009) (BT2009), Papadimitriou et al. (2014) (PP2014) e Bray e Macedo (2019) (BM2019).



(a) Velocidade de cisalhamento. (b) fatores de segurança.

Figura 4. Variação paramétrica dos coeficientes sísmicos horizontais.

Tabela 3. Resultado comparativo pela combinação de variáveis e método.

D_a (cm)	V_s (m/s)	T_s (s)	BT2009			PP2014			BM2019		
			k_h	k_v	FS	k_h	k_v	FS	k_h	k_v	FS
5	384	0,63	0,025	0,017	1,57	0,078	0,052	1,26	0,030	0,020	1,52
	450	0,53	0,028	0,019	1,55	0,094	0,063	1,18	0,032	0,021	1,50
	550	0,44	0,032	0,021	1,51	0,119	0,079	1,09	0,034	0,022	1,49
	650	0,37	0,035	0,023	1,50	0,142	0,095	1,04	0,035	0,023	1,51
	750	0,32	0,038	0,025	1,48	0,148	0,099	0,99	0,036	0,024	1,48
	850	0,28	0,040	0,027	1,46	0,154	0,103	0,98	0,037	0,025	1,48
10	384	0,63	0,018	0,012	1,60	0,064	0,042	1,33	0,020	0,013	1,61
	450	0,53	0,019	0,013	1,61	0,077	0,051	1,27	0,021	0,014	1,58
	550	0,44	0,022	0,015	1,59	0,097	0,065	1,18	0,022	0,014	1,60
	650	0,37	0,024	0,016	1,57	0,117	0,078	1,12	0,022	0,015	1,59
	750	0,32	0,026	0,017	1,56	0,122	0,081	1,09	0,023	0,015	1,57
	850	0,28	0,028	0,019	1,54	0,126	0,084	1,07	0,023	0,016	1,58
15	384	0,63	0,014	0,009	1,64	0,055	0,037	1,38	0,015	0,010	1,64
	450	0,53	0,015	0,010	1,64	0,066	0,044	1,33	0,016	0,010	1,62
	550	0,44	0,017	0,011	1,61	0,085	0,057	1,23	0,016	0,011	1,62
	650	0,37	0,019	0,013	1,61	0,103	0,068	1,16	0,017	0,011	1,61
	750	0,32	0,020	0,013	1,61	0,107	0,071	1,14	0,017	0,011	1,61
	850	0,28	0,022	0,015	1,59	0,110	0,074	1,12	0,017	0,011	1,61
20	384	0,63	0,011	0,007	1,67	0,049	0,033	1,42	0,012	0,008	1,67
	450	0,53	0,013	0,009	1,64	0,059	0,040	1,34	0,012	0,008	1,65
	550	0,44	0,014	0,009	1,64	0,076	0,051	1,28	0,013	0,009	1,65
	650	0,37	0,016	0,011	1,61	0,092	0,061	1,20	0,013	0,009	1,64
	750	0,32	0,017	0,011	1,61	0,096	0,064	1,19	0,013	0,009	1,64
	850	0,28	0,018	0,012	1,62	0,099	0,066	1,18	0,014	0,009	1,64
25	384	0,63	0,010	0,007	1,66	0,044	0,029	1,44	0,010	0,007	1,67
	450	0,53	0,011	0,007	1,66	0,054	0,036	1,39	0,010	0,007	1,67
	550	0,44	0,012	0,008	1,67	0,069	0,046	1,31	0,011	0,007	1,67
	650	0,37	0,013	0,009	1,65	0,084	0,056	1,22	0,011	0,007	1,66
	750	0,32	0,014	0,009	1,64	0,087	0,058	1,22	0,011	0,007	1,67
	850	0,28	0,015	0,010	1,64	0,090	0,060	1,20	0,011	0,007	1,67
30	384	0,63	0,009	0,006	1,66	0,040	0,027	1,46	0,009	0,006	1,68
	450	0,53	0,009	0,006	1,66	0,049	0,033	1,42	0,009	0,006	1,68
	550	0,44	0,011	0,007	1,67	0,063	0,042	1,34	0,009	0,006	1,68
	650	0,37	0,012	0,008	1,67	0,077	0,052	1,28	0,009	0,006	1,68
	750	0,32	0,013	0,009	1,65	0,080	0,054	1,25	0,009	0,006	1,68
	850	0,28	0,013	0,009	1,65	0,083	0,055	1,24	0,009	0,006	1,68

4 DISCUSSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise multivariável das metodologias de definição do coeficiente sísmico permitiu avaliar o impacto da escolha metodológica e da variação das propriedades sísmicas da estrutura nos resultados das análises pseudoestáticas. Foram analisados 108 cenários, considerando diferentes valores de velocidade de onda de cisalhamento e deslocamento admissível, de modo a investigar sistematicamente seus efeitos sobre os coeficientes sísmicos e os fatores de segurança.

Os resultados indicam que o aumento da rigidez da massa potencialmente deslizante, representado por maiores velocidades de onda de cisalhamento, resulta em maiores coeficientes sísmicos requeridos. Massas mais rígidas possuem períodos fundamentais menores e maior suscetibilidade à ressonância com o movimento do solo, o que pode gerar maiores deslocamentos sísmicos para um mesmo nível de excitação (Bray e Macedo, 2019). Assim, para um mesmo limite de deslocamento admissível, massas rígidas demandam coeficientes sísmicos superiores aos de massas mais flexíveis. Ressalta-se que a faixa de velocidade de onda cisalhante analisada foi adotada de forma paramétrica para representar desde materiais mais deformáveis até materiais mais rígidos encontrados no contexto da mineração.

Observou-se que a redução do deslocamento admissível implica o aumento do coeficiente sísmico. Esse comportamento decorre da fundamentação das metodologias na teoria do bloco deslizante, na qual o deslocamento permanente ocorre apenas quando a aceleração do solo supera um valor crítico. Assim, limites mais restritivos de deslocamento exigem maiores coeficientes sísmicos.

De modo geral, as metodologias de Bray e Travasarou (2009) e Bray e Macedo (2019) apresentaram coeficientes sísmicos semelhantes, pois compartilham a mesma base probabilística, sendo a segunda uma atualização baseada em uma base de dados ampliada. Já a metodologia de Papadimitriou et al. (2014) produziu coeficientes sísmicos mais elevados e, consequentemente, fatores de segurança inferiores para todos os níveis de deslocamento analisados.

Por fim, conforme destacado por Jibson (2011), o método pseudoestático apresenta limitações para a avaliação do comportamento sísmico de grandes barragens, endo recomendada a utilização de análises dinâmicas para a avaliação do desempenho sísmico, com base na aceitabilidade do deslocamento permanente acumulado e no comportamento tensão deformação da estrutura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BRAY, J. D., and T. TRAVASAROU. 2007. “Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements.” J. Geotech. Geoenviron. Eng. 133 (4): 381–392.

BRAY, J. D.; MACEDO, J. Simplified seismic slope stability Excel spreadsheets. 2019. Disponível em: https://www.ce.berkeley.edu/people/faculty/bray/research. Acesso em: 26 jan. 2026.

BRAY, Jonathan D.; MACEDO, Jorge. Performance-based seismic assessment of slope systems. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, v. 168, p. 107835, 2023.

BRAY, JONATHAN, F & TRAVASAROU, THALEIA, M. (2009). “Pseudostatic Coefficient for Use in Simplified Seismic Slope Stability Evaluation. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.” J. Geotech Geoenviron. Eng., 135. (9), 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000012.

ELNASHAI, Amr S.; DI SARNO, Luigi. Fundamentals of Earthquake Engineering: From Source to Fragility. 2. ed. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons, 2015.

JIBSON, R. W. (2007). “Regression models for estimating coseismic landslide displacement.” Engineering Geology, v. 91, p 209-218.

JIBSON, R. W. (2011). Methods for assessing the stability of slopes during earthquakes — A retrospective. Engineering Geology, v. 122, p 43-50.

JITNO, H., DAVIDSON, R. (2010). “Earthquake induced displacements of earth dams and embankments.” Australian Geomechanics Journal.

KRAMER, Steven L. Geotechnical Earthquake Engineering. New York: Prentice Hall, 1996.

Newmark, N. M., Hall, W. J. (1982) Earthquake Spectra and Design, EERI Mongraph, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, 103 pp.

PAPADIMITRIOU, A. G.; BOUCKOVALAS, G. D.; ANDRIANOPOULOS, K. I. (2014) Methodology for estimating seismic coefficients for performance-based design of earthdams and tall embankments. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Elsevier, v. 56, p. 57–73.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/3

ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE UMA BARRAGEM DE TERRA COM SOLO RESIDUAL GABROIDE

Jonathan da Silva Sousa
Discente, Universidade Federal Rural do Semi-Árido, Caraúbas, Brasil, Jonathan.sousa@alunos.ufersa.edu.br

Saulo de Tasso Veras Filho
Discente, Universidade Federal Rural do Semi-Árido, Janduís, Brasil, saulo.filho@alunos.ufersa.edu.br

Rafael Vitor de Oliveira Queiroga
Discente, Universidade Federal Rural do Semi-Árido, Patu, Brasil, rafael.queiroga@alunos.ufersa.edu.br

Francisco Felinto de Lima Neto
Docente, Universidade Federal Rural do Semi-Árido, Natal, Brasil, eng.franciscolima96@gmail.com

Valteson da Silva Santos
Docente, Instituto Federal da Paraíba, Patos, Brasil, valteson.santos@ifpb.edu.br

RESUMO: Este trabalho teve como objetivo avaliar a estabilidade geotécnica de uma barragem de terra construída com solo residual de Gabro no Semiárido brasileiro. A metodologia consistiu em uma detalhada caracterização geotécnica de solos locais incluindo areia bem graduada (SW), areia mal graduada (SP) e argila de baixa compressibilidade (CL), e na realização de simulações numéricas utilizando os softwares GeoStudio, nos módulos SEEP/W para análise de fluxo de água e SLOPE/W para avaliação da estabilidade dos taludes. O modelo digital da barragem foi criado no Revit, e o estudo de estabilidade empregou o método de Morgenstern-Price. Entre os principais aspectos analisados, verificou-se que, em regime permanente, os fatores de segurança (FS) foram elevados (2,37 a 2,39). No entanto, sob o regime transiente, a estabilidade foi reduzida devido à dissipação retardada das poropressões internas; em cenários com taludes de areia SW, o FS caiu para valores críticos inferiores a 1,0. A conclusão do estudo comprovou a viabilidade técnica do projeto e seu potencial para aumentar a segurança hídrica regional. A melhor combinação analisada, composta por taludes de areia mal graduada (SP) e núcleo de argila (CL), resultou em um FS transiente de 1,219, o que é considerado marginalmente satisfatório, atendendo ao critério mínimo de 1,2 da ABNT NBR 11682:2009 para barragens de baixo risco.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de taludes, Barragem de terra, Solo residual de Gabro, Simulação numérica, Semiárido.

ABSTRACT: This study aimed to evaluate the geotechnical stability of an earth dam constructed with residual soil derived from gabbro in the Brazilian semiarid region. The methodology consisted of a detailed geotechnical characterization of local soils, including well-graded sand (SW), poorly graded sand (SP), and low-compressibility clay (CL), along with numerical simulations using GeoStudio software. The SEEP/W module was used for seepage analysis, while SLOPE/W was applied to slope stability assessment. A three-dimensional model of the dam was developed in Revit, and the stability analysis employed the Morgenstern-Price method. Among the main findings, it was observed that under steady-state conditions, the safety factors (FS) were high, ranging from 2.37 to 2.39. However, under transient conditions, stability decreased due to the delayed dissipation of internal pore pressures; in scenarios involving SW sand slopes, the FS dropped to critical values below 1.0. The study concluded that the project is technically feasible and has significant potential to enhance regional water security. The best-performing configuration, consisting of poorly graded sand (SP) slopes and a clay (CL) core, resulted in a transient FS of 1.219, which is considered marginally satisfactory, meeting the minimum criterion of 1.2 established by ABNT NBR 11682:2009 for low-risk dams.

KEYWORDS: Slope stability, Earth dam, Residual gabbro soil, Numerical simulation, Semi-arid region.

1 INTRODUÇÃO

A região semiárida brasileira é marcada por uma variabilidade pluviométrica, que impõe um estado de risco hídrico crônico à população e ao desenvolvimento local. Este cenário é agravado pela intensificação das estiagens, um reflexo das mudanças climáticas (MARENGO *et al*., 2015). No contexto do Agreste potiguar, a sazonalidade das chuvas compromete severamente a segurança alimentar, a produção agrícola e o avanço socioeconômico (CASTRO, 2017).

Diante da escassez hídrica, a construção de barragens de terra consolidou-se historicamente como a principal estratégia de mitigação da seca no semiárido. Essas estruturas são vitais para o armazenamento e a distribuição de água em períodos críticos, essenciais para a resiliência das comunidades rurais (FARIA, 1978; MOLLE, 1994). Por sua natureza, as barragens de terra são obras de grande volume, cuja viabilidade econômica está diretamente ligada ao uso eficiente e seguro de materiais locais.

A garantia de segurança e longevidade nessas obras de engenharia depende de um projeto geotécnico rigoroso. Deficiências no dimensionamento estrutural ou a ausência de caracterização adequada do material de aterro podem levar a falhas de estabilidade, comprometendo investimentos e expondo populações a riscos ambientais e sociais (SAYÃO, 2009). Portanto, o aprimoramento contínuo das práticas de engenharia deve priorizar a modelagem precisa das condições de estabilidade e percolação.

Para aliar a necessidade de segurança estrutural à viabilidade econômica regional, é indispensável o aproveitamento dos recursos minerais disponíveis *in situ*. O solo residual derivado do Gabro, encontrado em abundância na região de estudo, emerge como uma alternativa construtiva de grande potencial. O uso correto deste material, após uma investigação geotécnica detalhada, permite reduzir custos de transporte e otimizar a construção, conferindo sustentabilidade ao projeto. No entanto, sua aplicação segura depende de um conhecimento aprofundado de suas propriedades geomecânicas e hidráulicas para garantir a estabilidade do aterro.

O presente trabalho tem como objetivo avaliar a estabilidade geotécnica de uma barragem de terra construída com solo residual derivado do Gabro. A análise visa comprovar a viabilidade técnica e fornecer subsídios para o uso seguro e otimizado deste material regional na engenharia hídrica do Semiárido. Para isso, foram realizadas simulações numéricas de fluxo de água (SEEP/W) e de estabilidade de taludes (SLOPE/W) em uma geometria representativa, garantindo uma avaliação robusta em condições de operação crítica.

2 METODOLOGIA

O trabalho seguiu um planejamento estruturado em três etapas principais: a caracterização da área de estudo, a definição dos parâmetros geotécnicos dos materiais e a realização de simulações numéricas para análises de fluxo e estabilidade.

2.1. Caracterização da Área e Processamento Topográfico

A área de construção da barragem é localizada na região do Alívio, no município de Lajes/RN, Figura 01, inserida no contexto do semiárido brasileiro. Os procedimentos topográficos e hidrológicos incluíram: Delimitação da Bacia Realizada no *software* Global Mapper, utilizando o banco de dados SRTM Worldwide Elevation Data, resultando em uma área de contribuição de 366,93 km² e a modelagem geométrica através das curvas de nível, com intervalos de 1 m, foram exportadas para o *software* Revit, no qual foi construído o modelo tridimensional da barragem e do reservatório, este último com volume estimado em 29.716.024,67 m³.

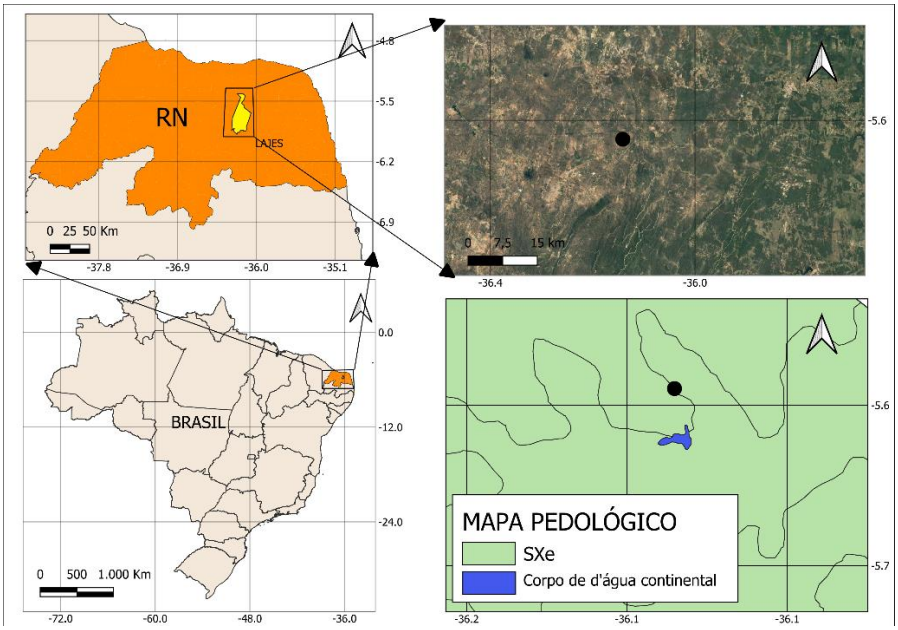


Figura 01: Mapa de Região dos Estudos

2.2. Caracterização Geotécnica dos Materiais

Para a composição do maciço e do núcleo da barragem, foram empregados solos residuais derivados da rocha gabro, cujas propriedades foram determinadas em estudos experimentais realizados por Peroba (2024) e Campos (2024). Os espaldares foram constituidos de solo arenoso bem graduado (SW). Já para o núcleo impermeável, utilizaram-se duas amostras de argila inorgânica de baixa compressibilidade (CL), designadas como Argila A e Argila B. A caracterização desses materiais para os modelos de cálculo seguiu o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, adotando-se como parâmetros de entrada o peso específico (γ), a coesão efetiva (*c*') e o ângulo de atrito efetivo (ϕ').

Os parâmetros extraídos para a modelagem da barragem estão dispostos na Tabela 1. A AM-01 foi o material escolhido para ser utilizado nos espaldares da barragem, pois possui uma boa resistência, com ângulo de atrito de 35,6° e condutividade hidráulica de $4{,}4 \times 10^{-7}$ m/s.

Para o núcleo impermeável, as argilas (AM-02 e AM-03), possuem baixa condutividade hidráulica na ordem de 10^{-9} m/s e alta coesão (57,6 kPa). Além disso, possui algulo de atrito não saturado e não drenado de 0,5° e 0,6°, respectivamente.

Tabela 1. Propriedades das amostras analisadas para o maciço da barragem

Propriedade	AM-01 Areia SW (Peroba, 2024)	AM-02 Argila A CL (Campos, 2024)	AM-03 Argila B CL (Campos, 2024)
Diâmetro D10 (mm)	0,15	0,03	0,04
Diâmetro D60 (mm)	1,8	1,1	1,15
Limite de Liquidez (%)	0	39	39
Compressibilidade (Cc)	0,1	0,28	0,31
Condutividade hidr. sat.Kx (m/s)	$4{,}4 \times 10^{-7}$	$2{,}08 \times 10^{-9}$	$2{,}35 \times 10^{-9}$
Peso Específico seco γ (kN/m³)	21,2	17,40	16,8
Coesão Efetiva não drenada c'(kPa)	29,76	57,6	57,6
Ângulo de Atrito não drenado ϕ' (º)	35,6	0,5	0,6

Fonte: Autores (2025)

2.3. Simulação Numérica e Critérios de Estabilidade

As análises hidráulicas e estruturais foram processadas por meio do pacote computacional GeoStudio 2015, integrando diferentes módulos de simulação. Inicialmente, realizou-se a análise de fluxo via SEEP/W, contemplando tanto a condição de regime permanente, com o reservatório em sua cota máxima de 11,85 m, quanto o regime transiente, simulando um rebaixamento rápido do nível d'água de 11,85 m para 2 m em um intervalo de 150 dias. A análise de estabilidade foi conduzida no módulo SLOPE/W através do método de Morgenstern-Price, o qual assegura o cumprimento simultâneo das equações de equilíbrio de momentos e forças. Para a identificação das superfícies de deslizamento com o menor Fator de Segurança (FS), aplicou-se o Método de Entrada e Saída na pesquisa da superfície crítica. Por fim, os resultados obtidos foram confrontados com os requisitos da norma ABNT NBR 11682:2009, que define os parâmetros mínimos de segurança para a estabilidade de taludes.

3. RESULTADOS

3.1. Dimensionamento da barragem e vertedouro

A Tabelas 02 apresenta o dimensionamento do vertedouro, espaldares, núcleo e informações gerais da barragem.

Tabela 2. Resultados de Dimensionamento

	Parametro	Valor Obtido
Vertedouro	Área de contribuição(A)	5,98 km²
	Coeficiente de escoamento (k)	0,25
	Coeficiente de concentração (C)	0,5
	Vazão máxima (Qs)	21,95 m³/s
	Comprimento do vertedouro (L)	21,73 m
Pré-dimensionamento dos espaldares da barragem	Montante 3H : 1V	43,1 m
	Jusante 2H : 1V	28,7 m
	Total (L + i + B)	76,93 m
Pré-dimensionamento dos taludes do núcleo	Montante 2H : 1V	20,00 m
	Jusante 2H : 1V	20,00 m
Pré-dimensionamento da barragem de terra	Altura De Onda (H)	0,69 m
	Velocidade De Onda (V)	4,125 m/s
	Folga (F)	1,853 m
	Cota De Terreno (Ct)	153 m
	Lâmina D'água (Cs)	163 m
	Cota de Sangria (Hs)	2,50 m
	Cota de Coroamento (Cc)	167,35 m
	Nível de Água Máximo (NAmax)	11,85 m
	Nível de Água Mínimo (NAmin)	7,11 m
	Altura Do Maciço (H)	14,35 m
	Largura Do Coroamento (B)	6,3 m

Fonte: Autores (2025)

3.3. Estudo de elevação, escoamento e curvas de nível

Foi adotada uma altura mínima de 165 m para a geração das curvas de nível. Nesse cenário, observou-se a formação de um reservatório natural e identificou-se um local promissor para a implantação da barragem, conforme evidenciado na Figura 3.

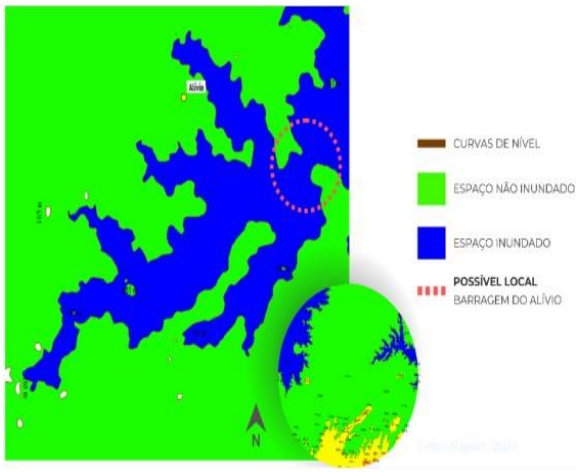


Figura 03. Estudo de inundação 2D, curvas de nível a partir de 165 m

Após a definição do local da barragem, realizou-se uma análise das vias de drenagem ilustrada na Figura 4, que identificou a convergência do escoamento para um ponto específico próximo ao Rio Ceará- Mirim. Essa verificação permitiu a delimitação precisa da bacia hidrográfica, cuja área total de contribuição foi calculada em aproximadamente 366,93 km².

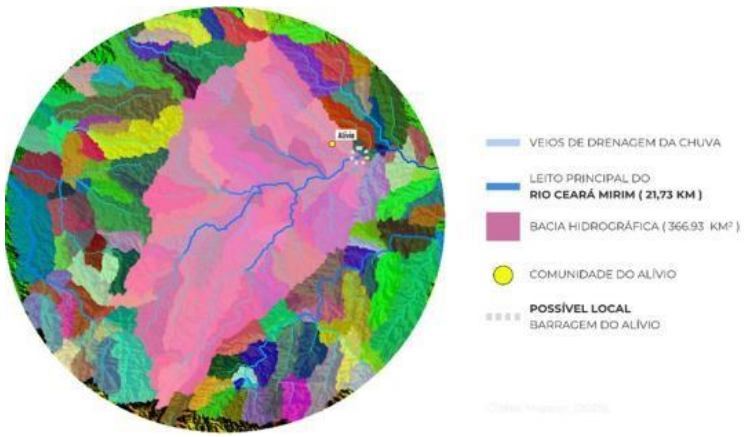


Figura 4. Estudo de escoamento da bacia hidrográfica.

Após a delimitação da bacia, foi realizado um corte no perfil topográfico do local escolhido para a obra (Figura 5-A), o que permitiu definir o nível da base da barragem em 153 m. Na Figura 5B é possível observar o topo da barragem, evidenciando a posição da estrutura no terreno e sua interação com o ambiente ao redor. A localização foi ajustada de acordo com os dados topográficos obtidos, garantindo a integração do projeto ao contexto geográfico e geológico da área.

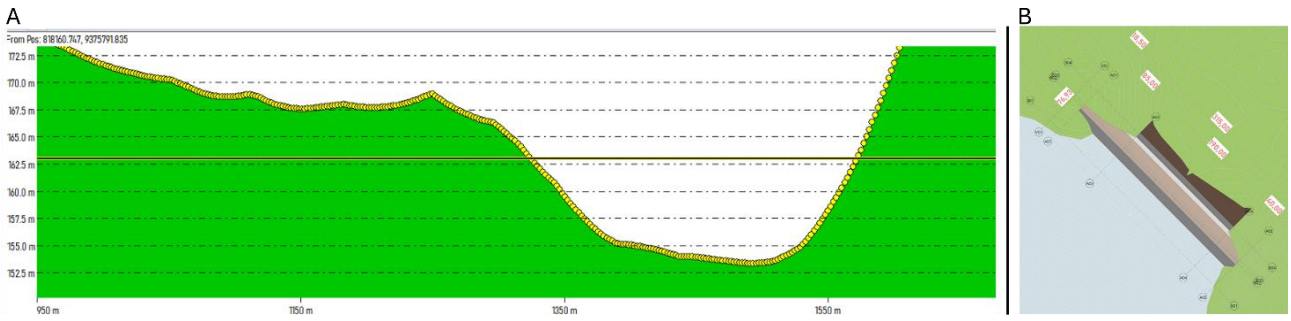


Figura 5. Perfil topográfico da região do corte de elevação (A) e Vista do topo da barragem (B)

3.4. Modelagem 3D da barragem

Utilizando o software Revit, foi desenvolvido o modelo tridimensional da Barragem com base nos resultados de dimensionamento e análises estruturais. O modelo, detalhado na Figura 6, apresenta de forma precisa as características geométricas da obra, integrando as dimensões do maciço, da crista e dos taludes, em estrita conformidade com os parâmetros de altura, largura e inclinação definidos para o projeto. Foi realizado o detalhamento do sistema de drenagem, como ilustrado na Figura 7, que mostra o dreno de pé.

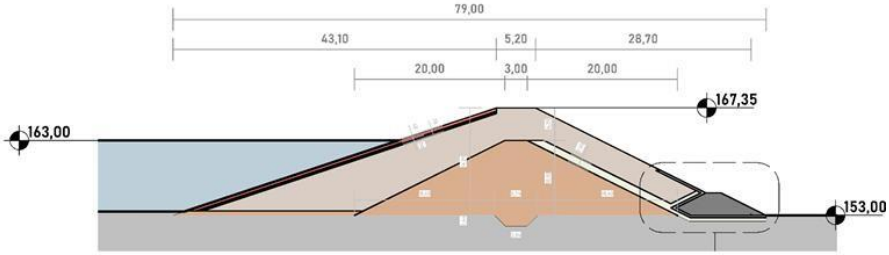


Figura 06: Seção de Corte Transversal do Modelo da Barragem

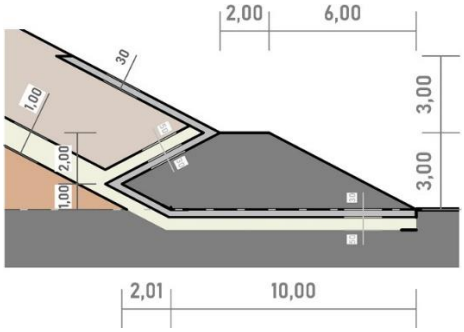


Figura 7. Detalhamento do Dreno de Pé na Barragem

Com base na modelagem tridimensional realizada no software Revit, a Tabela 3 detalha a distribuição volumétrica dos componentes da Barragem, incluindo o núcleo de argila, taludes e sistemas de proteção e drenagem. Estes dados são fundamentais para a quantificação precisa de materiais e para garantir uma gestão eficiente dos recursos durante a execução da obra, totalizando um volume de 129.761,10 m³.

Tabela 3. Volumes dos Componentes da Barragem

Componente	Volume (m³)
Dreno de Pé - Pedregulhos	4182,11
Dreno de Pé Brita - Camada Filtro	1356,51
Filtro Vertical e Horizontal	5871,17
Núcleo Argila	49542,97
Rip rap Areia	1458,48
Rip rap Brita	1499,25
Rip rap Pedras	4074,44
Solo Taludes	61770,24
TOTAL	129761,10

Fonte: Autores (2025)

3.4. Análise da Estabilidade dos Taludes

As simulações (Figura 8) indicaram que, em regime permanente, nível de cota de água em 10 m, a estrutura apresenta elevada estabilidade, com Fatores de Segurança (FS) variando entre 2,367 e 2,395.

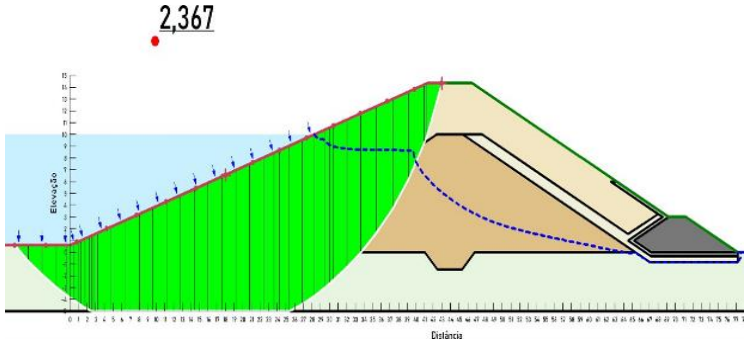


Figura 8. FS em regime permanente

Entretanto, o cenário de regime transiente, rebaixamento rápido de 10 m para 2 m em 150 dias, revelou comportamentos distintos: AM-01 apresentou instabilidade crítica, com FS abaixo da unidade (0,888 a 0,896), indicando ruptura iminente devido à retenção de poropressões e à formação de uma face de infiltração ativa conforme mostra a Figura 9. O resultado de FS versus o tempo indicou instabilidade a partir do dia 108, ficando com FS abaixo de 1,2.

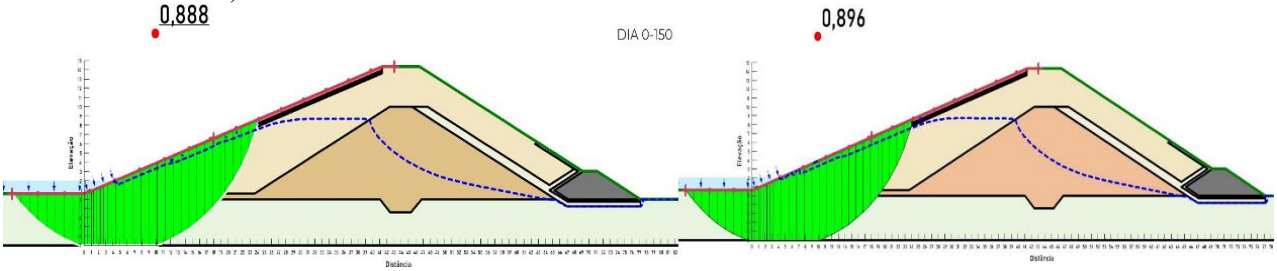
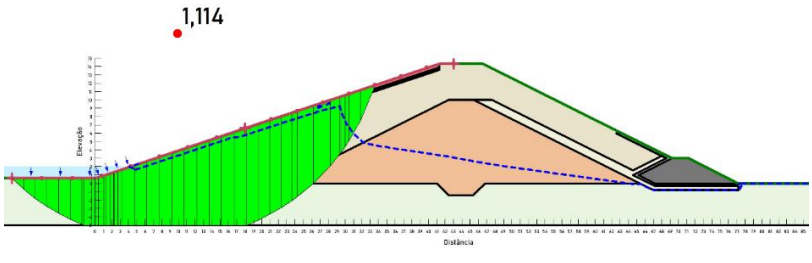
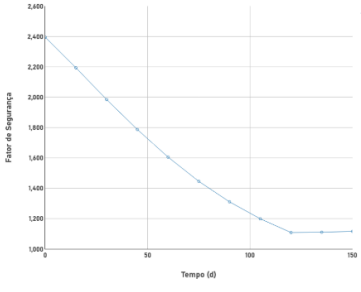


Figura 9. FS em regime transiente

Para solucionar o problema, foi utilizada uma areia mal graduada (AM-04) estudada por Campos (2024), com angulo de atrito não drenado (Su) de 0,5° e coesão efetiva de 57,6 kPa, que demonstrou desempenho superior ao permitir uma dissipação mais eficiente das pressões internas, mantendo o FS acima de 1,114 quando usado com núcleo de Argila B. Destaca-se que a combinação de areia SP com núcleo de argila A atingiu FS de 1,219, atendendo ao requisito mínimo estabelecido pela ABNT NBR 11682:2009, que é de 1,2 (Figura 10). O tipo de núcleo (argila A ou rígida) exerceu influência secundária na estabilidade global, embora o núcleo rígido tenha demonstrado leve superioridade na dissipação de pressões em cenários específicos.

Na Tabela 4 é possivel observar um resumo dos resultados obtidos no desempenho geral dos solos em regime permanente e transiente. Uma constatação feita, é que em casos de regime transiente, a estabilidade geral da barragem utilizando o núcleo de Argila B é perdida aos 105 dias de redução rápida na cota de água (Figura 10). Os problemas evidenciados na redução rápida do nível de água é devido à perda do peso da água no talude a montante, assim reduzindo a resistência do solo, enquanto isso, não há tempo suficiente para dissipar as poropressões no espaldar. Um dos motivos para que a areia mal graduada possua uma maior resistência, é devido ela possuir uma boa resistência não drenada (Su), enquanto a areia bem graduada depende exclusivamente do seu ângulo de atrito efetivo.





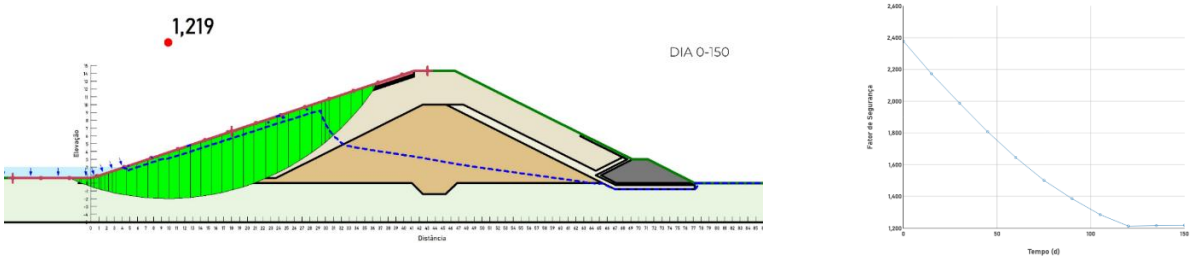


Figura 10. FS em regime transiente e redução do fator de segurança no tempo

Tabela 4. FS da barragem em regime transiente e permanente

Taludes	Núcleo	FS Permanente	FS Transiente
AM-01	AM-02	2,367	0,888
AM-04	AM-02	2,382	1,219
AM-01	AM-03	2,391	0,896
AM-04	AM-03	2,395	1,114

Fonte: Autores (2025)

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conclui-se que a estabilidade da barragem é condicionada pela interação solo-fluxo, especialmente em regime transiente de rebaixamento rápido. Enquanto em regime permanente todas as configurações apresentaram elevados fatores de segurança (FS > 2,3), o cenário transiente revelou-se crítico para taludes em areia bem graduada, com FS inferior a 1,2. A configuração técnica mais favorável consistiu no uso de areia mal graduada com núcleo de argila A, atingindo FS de 1,219, em conformidade com a ABNT NBR 11682:2009. Ressalta-se a necessidade de investigações geotécnicas detalhadas sobre a profundidade da rocha sã para o dimensionamento preciso de dispositivos de vedação (cut-off) e drenagem interna, visando a aceleração da dissipação de poropressões e a mitigação de riscos de ruptura na fundação. Além dos materiais empregados, destaca-se que o grau de compactação do aterro e o controle tecnológico durante a execução da barragem constituem fatores fundamentais para o desempenho hidráulico e a estabilidade geotécnica da estrutura, devendo ser considerados em estudos futuros e na fase executiva da obra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 11682: Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro, 2009.

CAMPOS, P. H. S. de. *Caracterização geomecânica de um solo residual compactado de gabro no Nordeste brasileiro*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – UFRN, Natal, 2024.

CASTRO, Francimar G. de. *Planejamento e gestão de barragens de terra no Agreste Potiguar: impactos na segurança alimentar e no desenvolvimento socioeconômico das comunidades.* Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos) – UFRN, Natal, 2017. Disponível em: https://repositorio.ufrn.br/…. Acesso em: 30 jul. 2025.

FARIA, O. L. *Os açudes dos sertões do Seridó. Natal: Coedição Fundação José Augusto/Coleção Mossoroense*, 1978.

MARENGO, J. A.; NOBRE, C. A.; CUCHA, C. N. *Mudanças climáticas e recursos hídricos no Nordeste brasileiro*. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, v. 19, n. 1, p. 63–72, 2015.

MOLLE, F. *Marcos históricos e reflexões sobre a açudagem e seu aproveitamento*. Recife: SUDENE, DPG. PRN. HME, 1994. (Série Hidrologia, n. 30)

PEROBA, P. M. E. *Comportamento mecânico de um solo residual gabroide compactado.* Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – UFRN, Natal, 2023.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/4

ANÁLISE DAS CONDIÇÕES GEOTÉCNICAS E DE SEGURANÇA ESTRUTURAL DE BARRAMENTOS EM MUNICÍPIOS DO VALE DO SÃO FRANCISCO

Pedro Henrique Costa Lima
Acadêmico em Engenharia Civil, Universidade Federal do Vale do São Francisco - Campus Juazeiro, Juazeiro, Brasil, pedro.costalima@discente.univasf.edu.br

Plynio Armando da Silva Domingos
Acadêmico em Engenharia Civil, Universidade Federal do Vale do São Francisco - Campus Juazeiro, Juazeiro, Brasil, plynio.domingo@discente.univasf.edu.br

Julio Cesar do Nascimento Martins
Acadêmico em Engenharia Civil, Universidade Federal do Vale do São Francisco - Campus Juazeiro, Juazeiro, Brasil, julio.martins@discente.univasf.edu.br

Gustavo Henrique De Souza Bazante
Acadêmico em Engenharia Civil, Universidade Federal do Vale do São Francisco - Campus Juazeiro, Juazeiro, Brasil, gustavo.bazante@discente.univasf.edu.br

Raliny Mota de Souza Farias
Professora Doutora em Engenharia Civil, Universidade Federal do Vale do São Francisco - Campus Juazeiro, Juazeiro, Brasil, raliny.mota@univasf.edu.br

Rafael Amorim Viana de Moura
Professor Doutor em Engenharia Civil, Universidade Federal do Vale do São Francisco - Campus Juazeiro, Juazeiro, Brasil, rafael.vmoura@univasf.edu.br

RESUMO: As barragens são fundamentais para a segurança hídrica e o desenvolvimento socioeconômico do semiárido brasileiro, especialmente no Vale do São Francisco, em municípios como Juazeiro-BA e Petrolina-PE, onde sustentam a irrigação e o abastecimento urbano. As barragens de terra, predominantes na região, apresentam maior suscetibilidade a processos erosivos e instabilidades. Este trabalho teve como objetivo analisar as condições geotécnicas, estruturais e de segurança dessas estruturas, considerando sua classificação e o atendimento à Política Nacional de Segurança de Barragens. A metodologia envolveu revisão bibliográfica, análise documental e levantamento de dados do Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB/ANA), com foco nos estados da Bahia e Pernambuco. Os resultados indicaram que a irrigação é o principal uso das barragens, tanto regional quanto nacionalmente. Na Bahia, a irrigação representa 42,49% das barragens cadastradas, com maior criticidade nas estruturas de terra. Em Pernambuco, 30% das barragens apresentam Dano Potencial Associado alto, sendo as barragens de terra responsáveis pela maioria dos casos de alto risco. Identificou-se, como principal limitação, a insuficiência de dados geotécnicos e estruturais no cadastro nacional, o que compromete a fiscalização, o planejamento de emergências e a gestão eficaz dos riscos na região.

PALAVRAS-CHAVE: Barragens. Segurança Hídrica. Categoria de Risco. Dano Potencial. Semiárido brasileiro.

ABSTRACT: Dams play a fundamental role in water security and socioeconomic development in the Brazilian semi-arid region, particularly in the São Francisco Valley, including the municipalities of Juazeiro, Bahia, and Petrolina, Pernambuco, where they support irrigation and urban water supply. Earth dams, which are predominant in the region, are more susceptible to erosive processes and slope instability. This study aimed to

analyze the geotechnical, structural, and safety conditions of these dams, considering their classification and compliance with the National Dam Safety Policy. The methodology included a literature review, documentary analysis, and data collection from the National Dam Safety Information System (SNISB/ANA), focusing on the states of Bahia and Pernambuco. The results indicate that irrigation is the main purpose of dams both regionally and nationally. In Bahia, irrigation accounts for 42.49% of registered dams, with critical issues concentrated in earth structures. In Pernambuco, 30% of the analyzed dams present High Potential Associated Damage, with earth dams representing the majority of high-risk cases. The main limitation identified was the lack of complete geotechnical and structural data in the national database, which hinders effective inspection, emergency planning, and risk management in the region.

KEYWORDS: Dams. Water security. Risk category. Potential damage. Brazilian semiarid region.

1 INTRODUÇÃO

A segurança de barragens é um tema de relevância estratégica no Brasil, especialmente devido ao papel dessas estruturas no armazenamento de água, geração de energia e contenção de resíduos. Em regiões de clima semiárido, como o Vale do São Francisco, as barragens são fundamentais para garantir a segurança hídrica e sustentar o desenvolvimento socioeconômico, apoiando diretamente atividades como a fruticultura irrigada e o abastecimento humano. No entanto, falhas estruturais ou a falta de monitoramento adequado podem resultar em impactos sociais e ambientais severos, exigindo uma gestão de risco rigorosa.

Nesse cenário, a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), instituída pela Lei nº 12.334/2010, estabelece diretrizes e critérios para a avaliação da segurança dessas estruturas, introduzindo parâmetros como a Categoria de Risco (CRI), que expressa a probabilidade de ocorrência de falhas, e o Dano Potencial Associado (DPA), que representam a magnitude das consequências decorrentes de um eventual rompimento (BRASIL, 2010). Ambos os parâmetros são classificados em níveis alto, médio e baixo, permitindo a definição de prioridades para ações de monitoramento e manutenção.

Os estados da Bahia e de Pernambuco apresentam importância estratégica nesse contexto, uma vez que concentram um número expressivo de barragens destinadas a usos múltiplos da água, geração de energia e contenção de rejeitos, destacando-se, entre essas, as localizadas na região do Vale do São Francisco. Tal região, de forte relevância socioeconômica para o Nordeste, depende fortemente dos recursos hídricos disponíveis, o que reforça a necessidade de análises detalhadas sobre o estado de conservação e segurança de suas barragens.

O problema central reside na vulnerabilidade técnica de determinadas estruturas e na escassez de dados cadastrais completos em algumas localidades. Nas cidades irmãs de Juazeiro-BA e Petrolina-PE, embora as barragens sejam vitais para a economia regional, observa-se que muitas estruturas possuem informações técnicas desatualizadas ou insuficientes no sistema nacional. Diante deste cenário, o objetivo deste trabalho foi realizar uma análise diagnóstica das condições de segurança e classificação das barragens situadas em Juazeiro-BA e Petrolina-PE. Buscando avaliar o panorama de riscos dessas estruturas.

2 METODOLOGIA

A metodologia desenvolvida para este estudo consistiu em uma abordagem quantitativa e qualitativa, fundamentada na coleta de dados de bases oficiais e revisão bibliográfica especializada. O foco da análise concentrou-se na categorização de risco e no dano potencial associado, para as estruturas de maior porte, visando identificar vulnerabilidades específicas, como a fragilidade de barramentos de terra. Foram gerados mapas e gráficos de análise focados nas cidades irmãs de Juazeiro e Petrolina, permitindo a indicação visual dos principais barramentos e a avaliação dos riscos técnicos inerentes a cada empreendimento.

2.1 Local de estudo

O cenário nacional brasileiro contabilizou, em 2025, um total de 29.896 barragens cadastradas no SNISB, das quais os estados da Bahia e Pernambuco possuem papel de destaque no Semiárido devido à dependência hídrica do Rio São Francisco. A área de estudo compreende o núcleo urbano binacional formado

por Juazeiro-BA e Petrolina-PE, localizados nas margens opostas do rio e integrados pela Rede Integrada de Desenvolvimento (RIDE). Conforme ilustrado na Figura 1, a porção norte (em azul) representa Petrolina, que possui uma extensão territorial de aproximadamente 4.561 km e uma população estimada em 386.778 habitantes (IBGE, 2022), apresentando um IDH de 0,697 e uma economia robusta baseada na fruticultura irrigada. A porção sul (em rosa) corresponde a Juazeiro, com área de 6.501 km, população de cerca de 235.816 habitantes e IDH de 0,677 (IBGE, 2010), onde a renda per capita e o PIB municipal são fortemente impulsionados pelo setor agroindustrial. Juntas, as cidades concentram os principais barramentos de maior porte e relevância estratégica da região, como a Barragem de Sobradinho em Juazeiro e as infraestruturas de captação em Petrolina, cujos riscos técnicos e classificações de DPA e CRI são cruciais para a segurança de mais de 600 mil pessoas que compõem este polo socioeconômico.

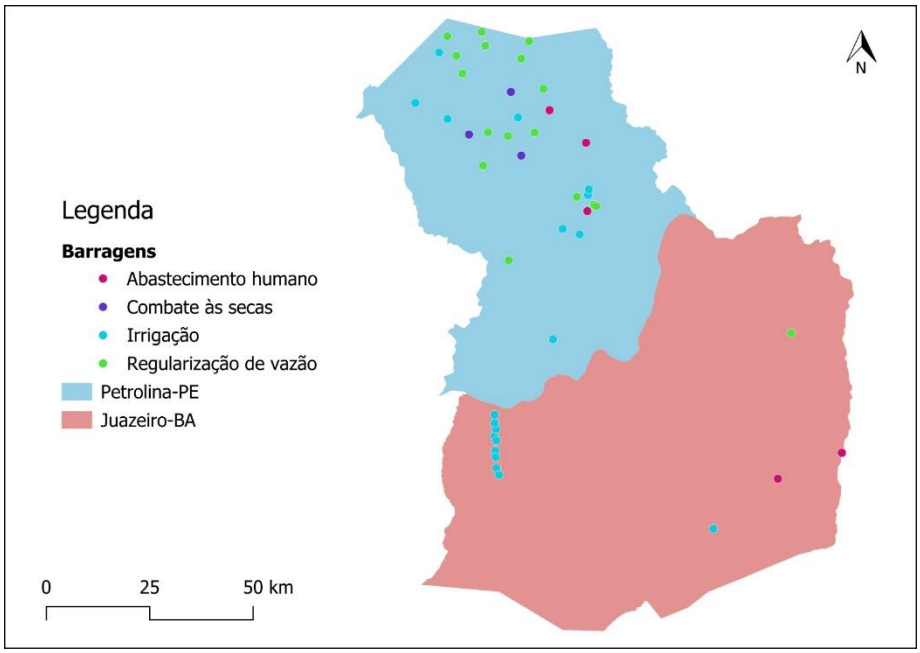


Figura 1. Mapa de localização de Petrolina-PE e Juazeiro-BA, com a concentração de suas barragens.

3 CARACTERIZAÇÃO DOS BARRAMENTOS NO CENÁRIO NACIONAL E LOCAL

O cenário das barragens no Brasil é vasto e estratégico, contabilizando atualmente 29.896 estruturas cadastradas no Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB). Geotecnicamente, essas infraestruturas são definidas como obras de engenharia construídas transversalmente a vales ou cursos d'água para acumulação de líquidos ou detritos (ANA, 2016). No território brasileiro, as barragens de terra são preponderantes devido à disponibilidade de materiais naturais e viabilidade econômica. Elas são construídas com solos compactados, podendo apresentar núcleos impermeáveis de argila e taludes protegidos por enrocamentos (blocos de rocha). Os riscos inerentes a essa tipologia incluem o *piping* (erosão interna), a instabilidade por saturação e o galgamento em cheias extremas, exigindo manutenção constante para evitar o colapso estrutural.

Abaixo, a Tabela 1 apresenta o quadro comparativo entre os dados nacionais e os estados de Pernambuco e Bahia, evidenciando a distribuição dessas estruturas por finalidade de uso. Ao analisar os dados estaduais, observa-se que em Pernambuco e na Bahia a lógica de uso acompanha a necessidade de enfrentamento à escassez hídrica. Em Pernambuco, destaca-se o uso para abastecimento urbano (16,03%) e combate às secas (12,71%), refletindo o papel das barragens como reservatórios de sobrevivência. Na Bahia, a irrigação domina com 42,49% das estruturas, percentual superior à média nacional, o que intensifica a demanda por fiscalização técnica nas áreas produtivas.

Tabela 1. Quantitativo de barramentos classificados segundo DPA e CRI, em Pernambuco.

Finalidade de Uso	Brasil (Unid.)	Brasil (%)	Pernambuco (Unid.)	Pernambuco (%)	Bahia (Unid.)	Bahia (%)
Irrigação	10.395	34,77%	134	24,70%	425	42,49%
Dessedentação Animal	4.183	13,99%	61	11,21%	128	12,80%
Abastecimento Humano	2.766	9,25%	87	16,03%	112	11,22%
Outros Usos	1.838	6,15%	44	8,10%	76	7,61%
Recreação	1.558	5,21%	12	2,21%	14	1,41%
Combate às Secas	1.398	4,68%	69	12,71%	88	8,78%
Regularização de Vazão	1.342	4,49%	48	8,86%	52	5,23%
Aquicultura	1.258	4,21%	15	2,78%	18	1,82%
Geração de Energia (UHE)	1.157	3,87%	9	1,67%	42	4,18%
Contenção de Rejeitos	946	3,16%	5	0,91%	22	2,19%
Industrial	851	2,85%	11	2,05%	13	1,29%
Paisagismo	621	2,08%	3	0,55%	3	0,31%
Proteção Meio Ambiente	452	1,51%	2	0,39%	2	0,22%
Controle de Cheias	428	1,43%	39	7,19%	4	0,41%
Mineração	382	1,28%	1	0,18%	1	0,05%
Navegação	262	0,88%	2	0,45%	0	0,00%
Resíduos Industriais	60	0,20%	0	0,00%	0	0,00%
TOTAL	29.896	100%	542	100%	1.000	100%

Fonte: SNIBS/ANA (2025).

Ao restringir a análise aos municípios de Petrolina e Juazeiro, observa-se que a funcionalidade dos barramentos está intrinsecamente ligada à infraestrutura de irrigação e regularização de vazão para o agronegócio. De acordo com os dados coletados, Juazeiro concentra estruturas de grande relevância, como a Barragem de Sobradinho (próximo a cidade), que desempenha um papel múltiplo na geração de energia e no controle do Rio São Francisco. Petrolina, por sua vez, destaca-se pela densidade de infraestruturas voltadas à captação hídrica para os perímetros irrigados, fundamentais para a estabilidade socioeconômica da RIDE (Região Integrada de Desenvolvimento).

A característica técnica predominante nessas cidades são as barragens de terra, muitas vezes construídas há décadas. O levantamento aponta que a principal fragilidade reside na insuficiência de informações cadastrais completas na base do SNISB/ANA.

No município de Juazeiro-BA, o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB) cataloga um total de 13 estruturas. A finalidade predominante é a irrigação, com 10 barramentos, seguida pelo abastecimento humano (2) e regularização de vazão (1), conforme Figura 2. Um diferencial técnico relevante na região é que a maioria dessas unidades foi projetada como galgável, permitindo o transbordamento seguro da lâmina d'água. Entretanto, estruturas como Pinhões, Baraúna, Poções e Rancharia não possuem essa característica, o que exige monitoramento rigoroso em períodos de pluviosidade intensa.

Em contrapartida, Petrolina-PE apresenta um volume maior de barramentos, totalizando 31 estruturas cadastradas. O perfil de uso é focado na regularização de vazão (16 unidades) e irrigação (9), além de atender ao combate às secas e abastecimento humano. Um desafio identificado na gestão local é a ausência de informações técnicas completas para barramentos de pequeno porte ou em processo de cadastramento, o que

impede a filtragem precisa de dados sobre os materiais construtivos utilizados e dificulta a análise preditiva de falhas geotécnicas.

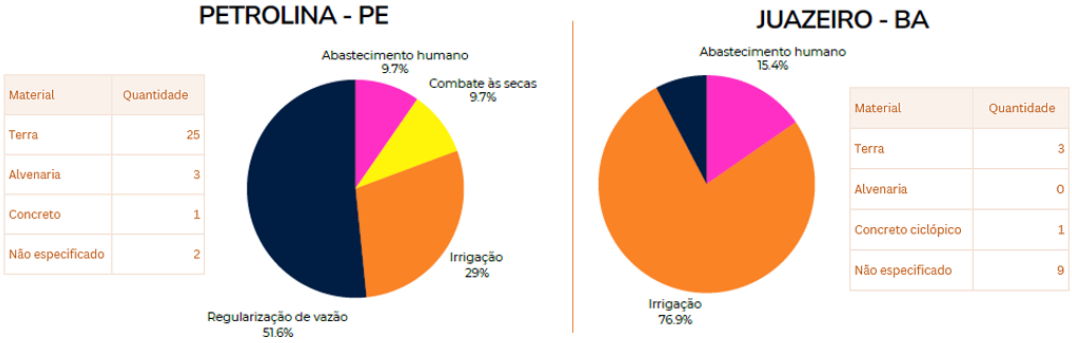


Figura 2. Análise dos tipos de barragens no municípios de Petrolina-PE e Juazeiro-BA

Os riscos inerentes a essas infraestruturas tornam-se evidentes em eventos climáticos extremos. Em Juazeiro, a barragem de Pinhões gerou alerta em janeiro de 2025 após chuvas de 100 mm provocarem um acúmulo de água acima da capacidade esperada, resultando em vazamentos. Em Petrolina, o caso da barragem de Terra Nova em 2020 ilustra a gravidade do Dano Potencial Associado (DPA): durante um período de enchentes, a estrutura entrou em estado de alerta, exigindo a execução de planos de contingência que resultaram na realocação de 1.923 pessoas. Como demonstrado na Figura 3, esses eventos reforçam que a falha em estruturas não galgáveis ou o transbordamento não controlado representam uma ameaça direta à integridade física e ao patrimônio das comunidades ribeirinhas.



Figura 3: Cenários de Risco e Impactos de Eventos de Cheias no Vale do São Francisco

4 RESULTADOS

Diante da caracterização nacional e local apresentada, este tópico analisa os resultados referentes às classificações de segurança das barragens nos estados da Bahia e de Pernambuco. É neste contexto regional que estão alocadas as cidades irmãs Petrolina e Juazeiro, cujas infraestruturas hídricas são fundamentais para o desenvolvimento do Vale do São Francisco. A análise foca na interseção entre a Categoria de Risco (CRI), que avalia o estado físico e de manutenção das estruturas, e o Dano Potencial Associado (DPA), que mensura o impacto socioeconômico e ambiental em caso de falha.

4.1 Categoria de Risco-CRI e Dano Potencial-DPA em Pernambuco

Em Pernambuco, a análise dos dados do SNISB revela um cenário de atenção para as estruturas de terra e alvenaria. Conforme detalhado na Tabela 2, das 592 barragens analisadas no estado, 178 apresentam simultaneamente Alto CRI e Alto DPA. O dado mais alarmante refere-se às barragens de terra, que representam

68,54% do quantitativo de alto risco e alto dano, totalizando 122 estruturas. As barragens de alvenaria também possuem participação relevante, respondendo por 11,80% dos casos críticos.

Tabela 4. Quantitativo de tipos de barramentos que apresentam alto DPA e CRI, em Pernambuco.

Material	Quantidade	Alto DPA e CRI	Porcentagem
Terra	325	122	68,54%
Sem informação	136	13	7,30%
Alvenaria	53	21	11,80%
Concreto convencional	30	8	4,49%
Concreto compactado a rolo (CCR)	20	8	4,49%
Concreto ciclópico	8	5	2,81%
Terra-enrocamento	6	1	0,56%
Enrocamento	4	0	0,00%
Rejeitos	0	0	0,00%
Outros	8	0	0,00%
-	2	0	0,00%
Total	592	178	100,00%

A Figura 3 apresenta a distribuição quantitativa das barragens em Pernambuco sob a ótica cruzada da Categoria de Risco (CRI) e do Dano Potencial Associado (DPA). Esta análise é o primeiro filtro de segurança do estado e revela dados preocupantes sobre a vulnerabilidade regional. De acordo com o gráfico, observa-se que uma parcela significativa das estruturas no estado está concentrada no quadrante de DPA Alto. Isso significa que, independentemente do estado de conservação atual da barragem, um eventual rompimento causaria impactos severos devido à presença de populações, infraestruturas ou ecossistemas sensíveis à jusante.

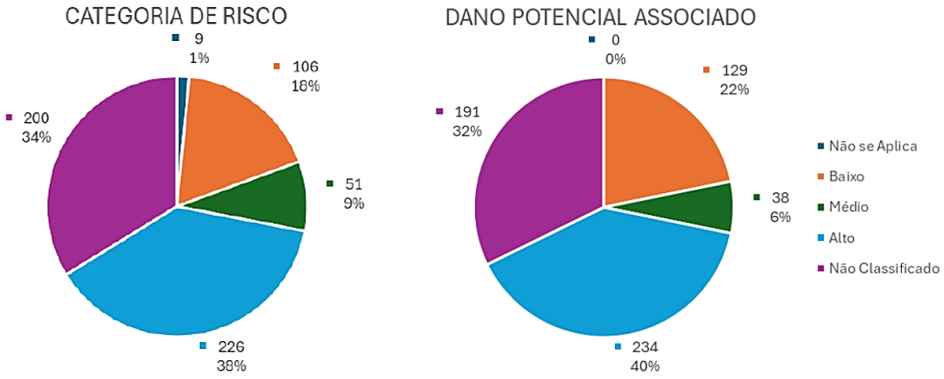


Figura 4. Quantidade de barramentos quanto à categoria de risco e dano potencial associado em Pernambuco.

A Figura 5 ilustra essa vulnerabilidade, reforçando que a tipologia construtiva de terra, amplamente utilizada no semiárido pernambucano, é a mais suscetível a processos de degradação que elevam o risco. O fato de 7,30% das estruturas críticas constarem como "sem informação" ressalta a lacuna documental que compromete a gestão de segurança no estado, impactando diretamente o planejamento de emergência em municípios como Petrolina.

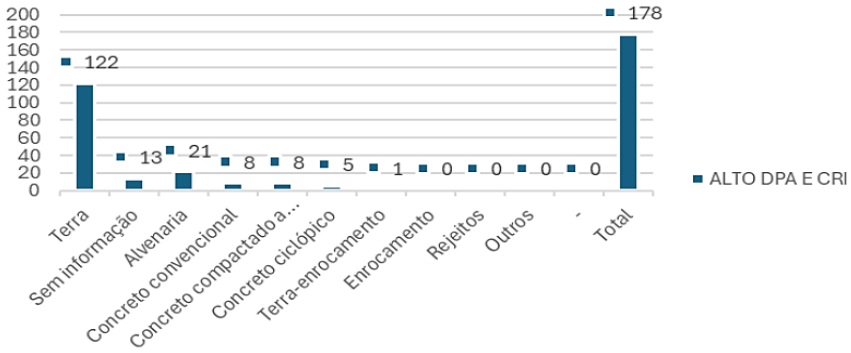


Figura 5. Quantitativo de barramentos quanto à tipologia que apresentam tanto alto dano potencial associado (DPA) quanto alta categoria de risco (CRI), em Pernambuco, segundo o SNISB.

4.2 Categoria de Risco-CRI e Dano Potencial- DPA na Bahia

No estado da Bahia, onde se localiza o município de Juazeiro, os índices de criticidade também apontam para a predominância das estruturas de terra na composição dos riscos. Segundo os dados consolidados na Tabela 5, das 819 barragens inventariadas, 242 foram classificadas com Alto CRI e Alto DPA. Novamente, a tipologia de terra lidera o ranking de perigo, correspondendo a 60,33% (146 unidades) das barragens em situação crítica no estado.

Tabela 5. Quantitativo de tipos de barramentos que apresentam tanto alto dano potencial associado (DPA), quanto alta categoria de risco (CRI), em Bahia.

Material	**Quantidade**	**Alto DPA e CRI**	**Porcentagem**
Terra	306	146	60,33%
Sem informação	360	58	23,97%
Alvenaria	46	32	13,22%
Concreto convencional	22	2	0,83%
Concreto compactado a rolo (CCR)	10	1	0,41%
Concreto ciclópico	4	1	0,41%
Terra-enrocamento	22	1	0,41%
Enrocamento	9	1	0,41%
Rejeitos	28	0	0,00%
Outros	2	0	0,00%
-	10	0	0,00%
Total	819	242	100%

A Figura 6 apresenta a distribuição das barragens no estado da Bahia conforme a intersecção entre a Categoria de Risco (CRI) e o Dano Potencial Associado (DPA). Este gráfico é essencial para compreender a dimensão da segurança hídrica no estado que abriga Juazeiro, revelando como a vulnerabilidade estrutural se comporta diante da possibilidade de impactos severos.

A análise visual dos dados indica uma concentração crítica no quadrante de DPA Alto. Assim como observado em Pernambuco, a Bahia possui uma vasta quantidade de estruturas localizadas próximas a centros urbanos, rodovias e áreas de preservação, o que eleva o potencial de dano em caso de colapso. O diferencial preocupante na Bahia é o volume de barragens que, além do alto dano potencial, também se encontram na faixa de CRI Alto, totalizando as 242 estruturas.

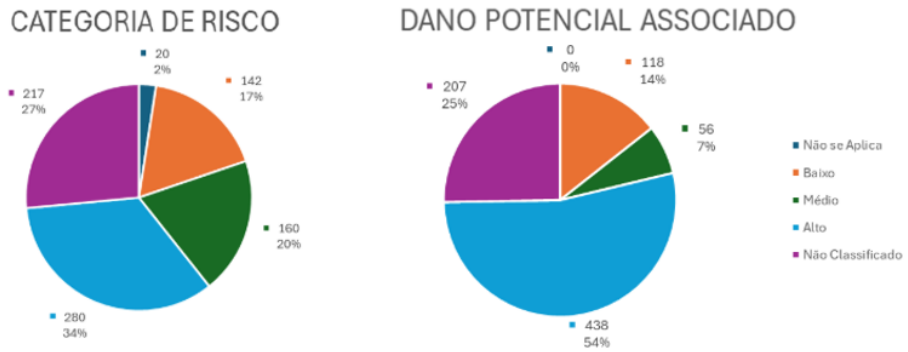


Figura 6. Quantidade de barramentos quanto à categoria de risco e dano potencial associado na Bahia

Um ponto de preocupação adicional na Bahia é o elevado índice de barragens "sem informação" técnica, que representam 23,97% dos casos de alto risco e dano potencial. Esse vácuo de dados, como sugerido pela Figura 7, indica que uma parcela significativa dos barramentos baianos opera sem o devido respaldo documental ou inspeções validadas, o que eleva a incerteza sobre a estabilidade estrutural. As estruturas de alvenaria aparecem em terceiro lugar, com 13,22%, consolidando o perfil de vulnerabilidade das técnicas tradicionais de construção em relação às exigências da PNSB na região.

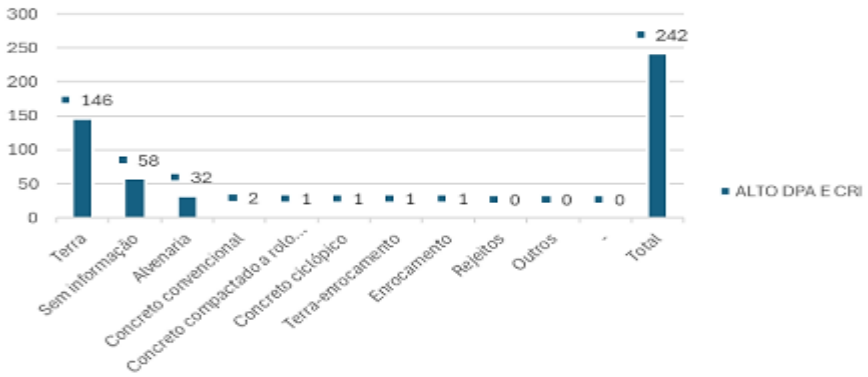


Figura 7. Quantitativo de barramentos quanto à tipologia que apresentam tanto alto DPA e CRI na Bahia

Os resultados obtidos em Pernambuco e na Bahia evidenciam que o perfil crítico de segurança das barragens é fortemente condicionado pelo predomínio das estruturas de terra que, embora economicamente viáveis e comuns no semiárido, apresentam elevada sensibilidade a processos erosivos e instabilidade estrutural, demandando manutenção preventiva e fiscalização rigorosa. Enquanto em Pernambuco a presença de barragens em alvenaria reforça a necessidade de recuperação para proteger comunidades sob alto DPA e CRI, na Bahia a escassez de informações cadastrais completas configura um desafio adicional, tornando urgente a integração entre órgãos gestores e a padronização do monitoramento técnico para garantir a efetividade das políticas de segurança na região.

5 CONCLUSÃO

O estudo realizado permitiu compreender a relevância das barragens no cenário b rasileiro, uma vez que desempenham funções essenciais relacionadas ao fornecimento de água, irrigação entre muitas outras funções. Em âmbito nacional, os dados do SNISB mostram a ampla diversidade de usos e a grande quantidade de barragens cadastradas. Já a comparação entre os estados da Bahia e de Pernambuco evidenciou diferenças significativas, ligadas às características socioeconômicas e climáticas de cada região. No recorte local, o caso de Juazeiro e Petrolina ressalta o papel estratégico das barragens no semiárido, especialmente no apoio à irrigação e à regularização de vazões. Contudo, também revelou deficiências no acesso a informações técnicas em algumas estruturas, o que pode representar um entrave para a gestão eficiente e para a segurança hídrica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). *Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens: Diretrizes para a Elaboração de Projeto de Barragens.* Volume V. Brasília, DF: ANA, 2016;

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). *Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB)*. Brasília, DF: ANA, [s.d.]. Disponível em: https://www.snisb.gov.br/. Acesso em: 28 ago. 2025;

BRASIL. *Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB*). Brasília, DF: Presidência da República, 2010.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). *Censo Demográfico 2022: População e Domicílios.* Rio de Janeiro: IBGE, 2023. Disponível em: https://www.ibge.gov.br/. Acesso em: 12 dez. 2025.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). *Índice de Desenvolvimento Humano Municipal (IDHM)*. Rio de Janeiro: IBGE, 2010 [Dados comparativos atualizados em 2022]. Disponível em: https://cidades.ibge.gov.br/. Acesso em: 21 dez. 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/COBRAMSEG2026.1/5

Análise de Confiabilidade da Estabilidade de uma Barragem Utilizando o Método de Acoplamento Direto

Robert Nagai Gonçalves da Cruz
Mestrando em Geotecnia, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, robertnagaig@gmail.com

Helena Paula Nierwinski
Professora, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, helena.paula@ufsc.br

Daniel Claudino Ramos Penna
Diretor de Geotecnia, GWS Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, daniel.penna@gwsengenharia.com.br

Filipe Guarnieri Xavier
Doutorando em Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, filipe.g.x@hotmail.com

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

RESUMO: A avaliação da estabilidade de barragens é um desafio na engenharia geotécnica, devido ao risco de falhas com impactos ambientais, sociais e econômicos. Tradicionalmente, a estabilidade é avaliada por fatores de segurança (FS) determinísticos obtidos por métodos de Equilíbrio Limite (LEM), que não consideram a variabilidade dos parâmetros geotécnicos. A partir dessas limitações, a análise de confiabilidade probabilística emerge como uma alternativa, permitindo estimar a probabilidade de falha (P_f), o índice de confiabilidade (β) e realizar análises de sensibilidade de parâmetros críticos, fornecendo suporte robusto à tomada de decisão. Neste estudo, avaliou-se a estabilidade do maciço de uma barragem em solo compactado, considerando o cenário atual da estrutura e a implementação de uma berma de reforço em enrocamento a jusante do maciço. Foram aplicados métodos probabilísticos, incluindo métodos clássicos como o Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM) e Simulação de Monte Carlo (MCS). Adicionalmente, foram utilizados os metamodelos de Regressão por Processo Gaussiano (GPR) e Amostragem de Subespaço Ativo (ASS). O acoplamento direto foi realizado entre o *software* Slide2 e códigos de programação em Python, onde os modelos probabilísticos foram desenvolvidos. Os resultados mostraram que, dentro do intervalo estudado, em que dois cenários de reforço foram dimensionados para atingir FS determinísticos de 1,30 e 1,50, não houve aumento significativo da confiabilidade probabilística. Para variações moderadas do FS, a confiabilidade depende mais da distribuição e variabilidade dos parâmetros geotécnicos do que do FS médio.

PALAVRAS-CHAVE: Análise de Confiabilidade, Estabilidade de Barragens, Análise Determinística, Métodos Probabilísticos, Slide2–Python.

ABSTRACT: The assessment of dam stability is a challenge in geotechnical engineering due to the risk of failures with environmental, social, and economic impacts. Traditionally, stability is evaluated using deterministic safety factors (FS) obtained through Limit Equilibrium Methods (LEM), which do not account for the variability of geotechnical parameters. Given these limitations, probabilistic reliability analysis emerges as an alternative, allowing the estimation of the probability of failure (P_f), the reliability index (β), and the sensitivity of critical parameters, providing robust support for decision-making. In this study, the stability of a compacted earthfill dam embankment was evaluated considering both the current structural condition and the implementation of a downstream rockfill berm reinforcement. Probabilistic methods were applied, including classical approaches such as the First-Order Reliability Method (FORM) and Monte Carlo Simulation (MCS).

Additionally, surrogate models based on Gaussian Process Regression (GPR) and Active Subspace Sampling (ASS) were employed. Direct coupling was implemented between the Slide2 software and Python programming codes, where the probabilistic models were developed. The results showed that, within the studied range, in which two reinforcement scenarios were designed to reach deterministic FS values of 1.30 and 1.50, no significant increase in probabilistic reliability was observed. For moderate variations in FS, reliability depends more on the distribution and variability of the geotechnical parameters than on the mean FS.

KEYWORDS: Reliability Analysis, Dam Stability, Deterministic Analysis, Probabilistic Methods, Slide2–Python.

1 INTRODUÇÃO

A avaliação da estabilidade de maciços geotécnicos, especialmente barragens para reservação de água, constitui um desafio crítico na engenharia civil, dado o risco associado a falhas que podem gerar impactos ambientais, sociais e econômicos significativos (Siacara *et al.*, 2020; Siacara *et al.*, 2024). Nesse contexto, a análise de risco e confiabilidade emerge como uma ferramenta para quantificar incertezas, verificar fatores de segurança e fornecer subsídios para tomadas de decisão seguras (Beck, 2019).

Nos últimos anos, diferentes métodos probabilísticos têm sido desenvolvidos e aplicados para estudar a confiabilidade de estruturas geotécnicas, incluindo o *First Order Reliability Method* (FORM) com algoritmo iHL-RF (*Inverse Hasofer-Lind / Rackwitz-Fiessler*), *Importance Sampling* (IS), Simulação de Monte Carlo (MCS), bem como técnicas de *Gaussian Process Regression* (GPR) e *Active Subspace Sampling* (ASS) (Torrico *et al.*, 2024). Esses métodos permitem estimar a probabilidade de falha P_f considerando a variabilidade dos parâmetros do solo, a geometria do maciço e os carregamentos aplicados.

Recentemente, tem-se discutido a atualização da norma brasileira NBR 11.682 (ABNT, 2009), com propostas que devem trazer diretrizes específicas para a análise de estabilidade de taludes e encostas naturais, incluindo recomendações para avaliação probabilística e análise de confiabilidade. Esse avanço reforça a relevância de abordagens probabilísticas complementares aos métodos determinísticos tradicionais, como o método de Equilíbrio Limite (LEM), servindo como referência conceitual para estudos que buscam quantificar incertezas em maciços geotécnicos.

Neste trabalho, apresenta-se uma avaliação da estabilidade de um maciço em solo compactado de uma barragem, considerando o cenário atual e a implementação de reforço estrutural. O objetivo é demonstrar a aplicação integrada de métodos determinísticos e probabilísticos, evidenciando diferenças nos resultados e a sensibilidade dos parâmetros críticos.

2 METODOLOGIA

Para a avaliação da estabilidade do maciço da barragem foram aplicados métodos determinísticos e probabilísticos, permitindo comparar abordagens tradicionais com análises de confiabilidade. O método determinístico utilizado baseia-se no método LEM implementado no *software* Slide2, da Rocscience. Nesta abordagem, o FS é calculado considerando as propriedades médias dos materiais, a geometria do maciço e os carregamentos aplicados, sem levar em conta a variabilidade ou incertezas nos parâmetros geotécnicos.

Por outro lado, os métodos probabilísticos incorporam a variabilidade dos parâmetros geotécnicos, permitindo estimar a probabilidade de falha (P_f) e o índice de confiabilidade (β). Para o presente estudo, foram aplicadas diferentes técnicas:

- *First Order Reliability Method* (FORM) com iHL-RF (*Inverse Hasofer-Lind / Rackwitz-Fiessler*): avalia o β utilizando uma aproximação linearizada da função de limite de falha no espaço normalizado das variáveis aleatórias;
- *Monte Carlo Simulation* (MCS): realiza múltiplas amostragens aleatórias dos parâmetros do modelo para estimar diretamente a P_f;
- *Importance Sampling* (IS): aprimora a eficiência do MCS concentrando as amostras nas regiões de maior contribuição para a falha;

- *Gaussian Process Regression* (GPR): técnica utilizada para criar modelos substitutos (surrogate models), reduzindo o custo computacional e permitindo estimativas rápidas do β em diferentes cenários;
- *Active Subspace Sampling* (ASS): método avançado que identifica os parâmetros mais influentes sobre a estabilidade, reduzindo a dimensão do problema e acelerando a análise probabilística.

Essa combinação de métodos determinísticos e probabilísticos permite avaliar não apenas o FS com base em valores médios de resistência dos materiais, mas também a sensibilidade do modelo quanto às incertezas, fornecendo uma visão mais completa do risco geotécnico e permitindo comparar os efeitos de possíveis intervenções de reforço no maciço da barragem.

O modelo geológico-geotécnico utilizado na análise está apresentado na Figura 1. Trata-se de um modelo representativo elaborado com base em condições reais de uma barragem em solo compactado, adaptado para fins de estudo. A geometria e a estratigrafia foram ajustadas de modo a preservar a confidencialidade da estrutura original. O maciço considerado possui altura aproximada de 22 m e taludes com inclinação média de 1,8H:1V. O maciço da barragem é constituído por aterro de solo compactado, filtro vertical em areia e dreno de pé, apoiado sobre fundação composta por colúvio, solo residual jovem, solo residual maduro e saprólito. Os parâmetros geotécnicos adotados, conforme apresentados na Tabela 1, foram obtidos a partir de resultados de ensaios laboratoriais e de campo.

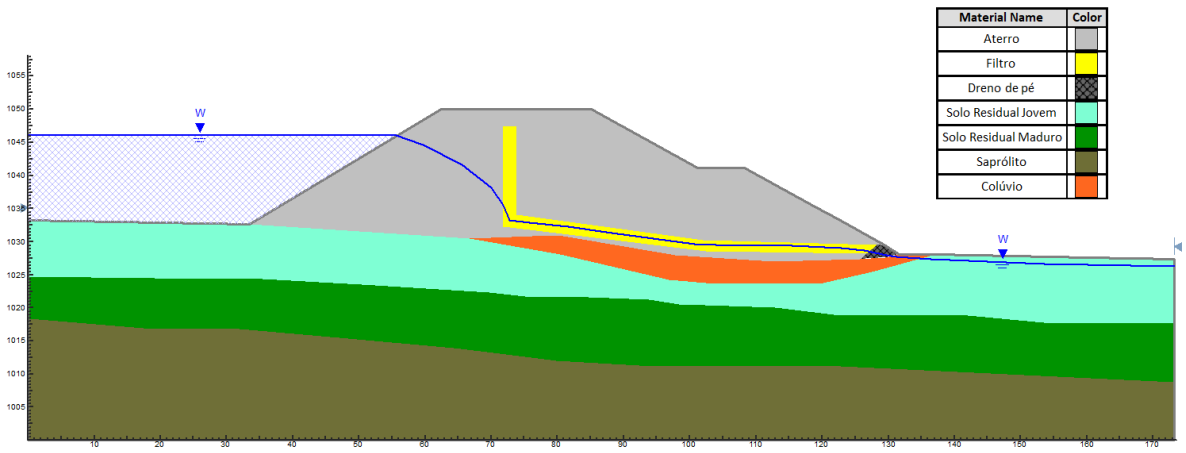


Figura 1. Modelo geológico-geotécnico.

A análise probabilística concentrou-se na variação da razão de resistência não drenada do colúvio e nos parâmetros do aterro (coesão, ângulo de atrito e peso específico), que apresentam maior influência sobre a estabilidade da estrutura avaliada pelo método de Equilíbrio Limite (LEM). Para ambos os materiais, adotou-se uma distribuição lognormal para os parâmetros probabilísticos, sem teste formal de aderência. Os valores médios e desvios padrão foram definidos a partir do coeficiente de variação (COV), considerando faixas de variabilidade reportadas na literatura geotécnica (Zevgolis *et al*., 2010). A Tabela 1 apresenta os parâmetros variáveis no modelo, juntamente com suas médias e desvios padrão.

Tabela 1. Estatística dos parâmetros variáveis do modelo para o maciço e colúvio.

Estatística	**Maciço**			**Colúvio**
	Coesão	**Ângulo de atrito**	**Peso específico**	**Razão de resistência não drenada de pico – (Su_{pico}/σ'_{v0})**
Média	5 (kPa)	30 (º)	20 (kN/m³)	0,23
COV	30 (%)	15 (%)	8 (%)	4 (%)
Desvio padrão	1,50 (kPa)	4,5 (º)	1,6 (kN/m³)	0,01

As análises foram realizadas utilizando o *software* Slide2 da Rocscience, integrado ao Python por meio de *scripts* automatizados. O procedimento consistiu em abrir o modelo original, modificar os parâmetros necessários, salvar as alterações e executar a simulação pelo aslidew.exe, o executável do Slide2. Após cada execução, o *script* lê automaticamente o *FS* calculado e salva na base de dados.

3 RESULTADOS

Dada a análise determinística para a condição não drenada, verificou-se que o *FS* da barragem é igual a 1,01, obtido pelo método de Spencer (Spencer, 1967), conforme apresentado na Figura 2. De acordo com a NBR 13.028 (2025), o *FS* mínimo exigido para esta condição é 1,30, indicando que a barragem não atende aos critérios de estabilidade para o cenário considerado.

Para atender a esse requisito, foi projetado um reforço em enrocamento a jusante do maciço, visando incrementar a estabilidade da estrutura. Foram avaliados dois cenários de reforço. No Cenário 1, o reforço foi dimensionado para atingir um *FS* determinístico mínimo de 1,30, resultando em uma área de reforço de 21 m² (Figura 3). No Cenário 2, foi considerado um caso mais conservador, com *FS* de 1,50, correspondente a uma área de reforço de 60 m² (Figura 4).

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Vertical Stress Ratio	Water Surface
Aterro		20	Mohr-Coulomb	5	30		Water Table
Filtro		19	Mohr-Coulomb	0	32		Water Table
Dreno de pé		20	Mohr-Coulomb	0	45		Water Table
Solo Residual Jovem		19	Mohr-Coulomb	0	28		Water Table
Solo Residual Maduro		19	Mohr-Coulomb	8	30		Water Table
Saprólito		20	Mohr-Coulomb	10	30		Water Table
Colúvio - Não Drenado		18	Vertical Stress Ratio			0.23	Water Table

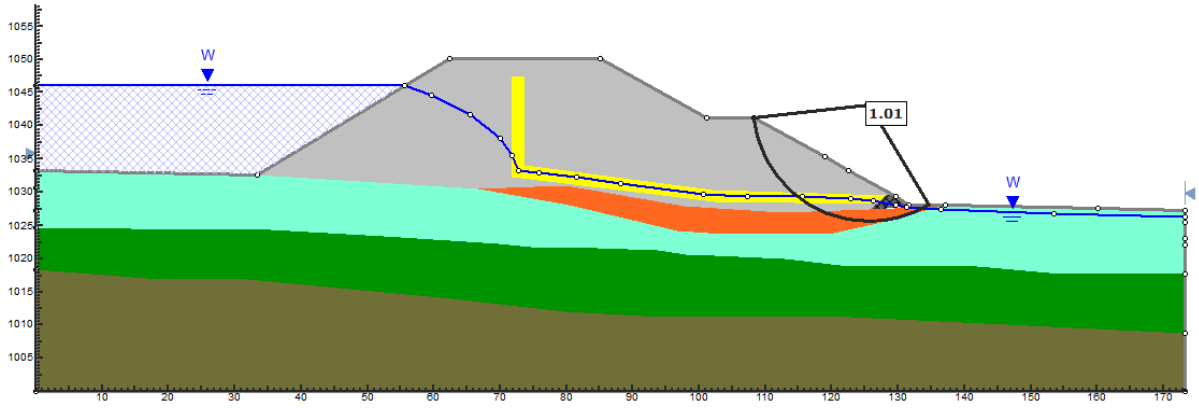


Figura 2. Cenário atual: fator de segurança determinístico pelo método de Spencer.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Vertical Stress Ratio	Water Surface
Aterro		20	Mohr-Coulomb	5	30		Water Table
Filtro		19	Mohr-Coulomb	0	32		Water Table
Dreno de pé		20	Mohr-Coulomb	0	45		Water Table
Solo Residual Jovem		19	Mohr-Coulomb	0	28		Water Table
Solo Residual Maduro		19	Mohr-Coulomb	8	30		Water Table
Saprólito		20	Mohr-Coulomb	10	30		Water Table
Colúvio - Não Drenado		18	Vertical Stress Ratio			0.23	Water Table
Reforço		20	Mohr-Coulomb	0	45		Water Table

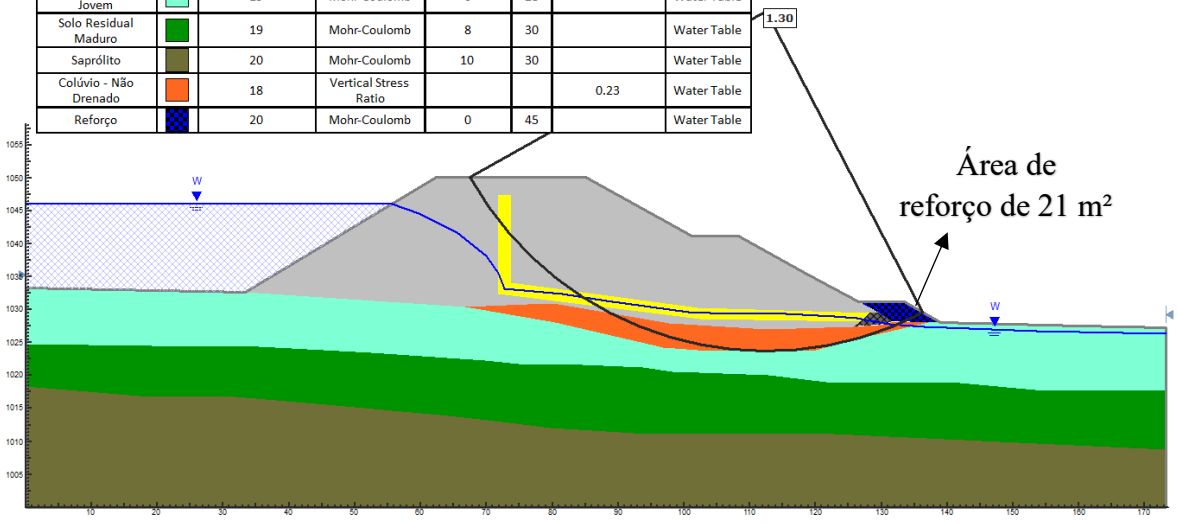


Figura 3. Cenário 1: fator de segurança determinístico igual a 1,30 pelo método de Spencer.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Vertical Stress Ratio	Water Surface
Aterro		20	Mohr-Coulomb	5	30		Water Table
Filtro		19	Mohr-Coulomb	0	32		Water Table
Dreno de pé		20	Mohr-Coulomb	0	45		Water Table
Solo Residual Jovem		19	Mohr-Coulomb	0	28		Water Table
Solo Residual Maduro		19	Mohr-Coulomb	8	30		Water Table
Saprólito		20	Mohr-Coulomb	10	30		Water Table
Colúvio - Não Drenado		18	Vertical Stress Ratio			0.23	Water Table
Reforço		20	Mohr-Coulomb	0	45		Water Table

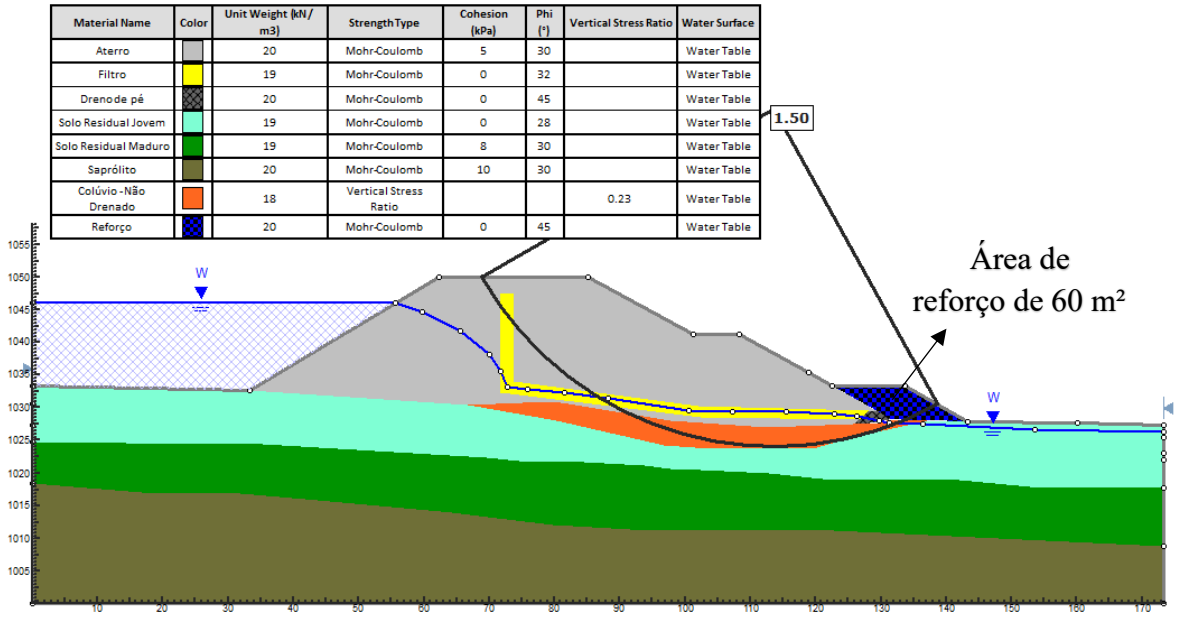


Figura 4. Cenário 2: fator de segurança determinístico igual a 1,50 pelo método de Spencer.

Para os modelos com o reforço, foram realizadas análises de confiabilidade utilizando FORM, MCS, IS, GPR e ASS, conforme os resultados apresentados na Tabela 2 (Cenário 1) e Tabela 3 (Cenário 2). A Figura 5 apresenta o histograma da Simulação de Monte Carlo e os resultados do *Active Subspace Sampling* (ASS) para o cenário 1, evidenciando a distribuição do β e da P_f. A Figura 6 ilustra a convergência do FORM e a aplicação do *Importance Sampling* (IS) em conjunto com o modelo FORM + GPR para o cenário 2, destacando como os métodos aproximados capturam a confiabilidade do maciço com eficiência computacional.

Tabela 2. Cenário 1: Resultados das análises de confiabilidade.

Método	Número de Iterações	Tempo computacional	β	Pf
MCS	5.000	9 h 50 min	2,74	0,30%(1)
ASS	4 subconjuntos com 500 simulações cada	6 h 56 min	2,95	0,16%
FORM(2)	5	7 min	2,89	0,18%
FORM + GPR + IS	50 mil amostras para IS	3 min	2,90	0,18%

Nota 1: O coeficiente de variação da estimativa de P_f para o MCS foi de 26%.
Nota 2: O erro estimado para o FORM foi de 2,70%.

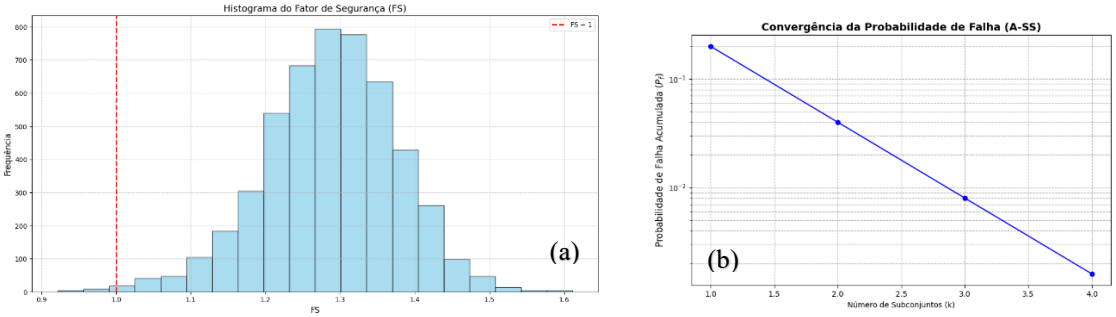


Figura 5. Cenário 1: Resultados das análises de confiabilidade: (a) MCS - β = 2,74 e P_f= 0,30%. (b) ASS - β = 2,95 e P_f= 0,16%.

Tabela 3. Cenário 2: Resultados das análises de confiabilidade.

Método	Número de Iterações	Tempo computacional	β	Pf
MCS	10.000	18 h 35 min	2,82	0,24%(1)
ASS	4 subconjuntos com 500 simulações cada	7 h	2,95	0,16%
FORM(2)	5	7 min	2,73	0,32%
FORM + GPR + IS	50 mil amostras para IS	2 min 40s	2,59	0,46%

Nota 1: O coeficiente de variação da estimativa de P_f para o MCS foi de 20%.
Nota 2: O erro estimado para o FORM foi de 1,10%.

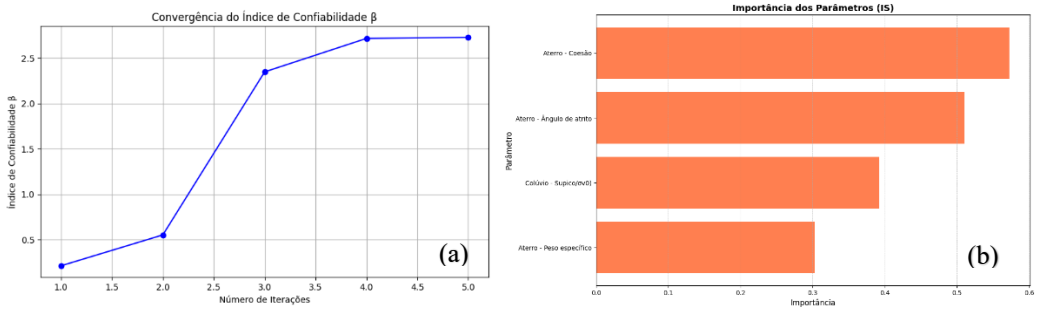


Figura 6. Cenário 2: Resultados das análises de confiabilidade: (a) FORM - β = 2,73 e P_f = 0,32%. (b) *Importance Sampling* (IS) no FORM + GPR.

4 DISCUSSÃO

Os resultados das análises probabilísticas foram avaliados considerando dois cenários de reforço, projetados para atingir *FS*s determinísticos de 1,30 e 1,50, conforme apresentado nas Tabelas 2 e 3.

4.1 Estrutura com reforço para o Cenário 1 (FS determinístico = 1,30)

A estimativa de P_f obtida pelo MCS apresentou um coeficiente de variação (COV) de cerca de 26%, resultado do baixo valor da P_f e do número limitado de 5.000 simulações. Melchers (1999) ressalta que, para probabilidades de falha na ordem de 0,1–1%, são necessários milhares de simulações para que o MCS produza estimativas estáveis. Assim, o COV obtido é compatível com o comportamento esperado para esse nível de probabilidade de falha. Apesar desse COV elevado, o valor obtido é representativo para fins comparativos e permite avaliar a consistência dos métodos aproximados, como FORM, FORM+GPR+IS e ASS.

Os valores de β e as P_f obtidos pelos métodos FORM, FORM+GPR+IS e ASS foram bastante consistentes, indicando convergência entre diferentes abordagens probabilísticas. Os valores representativos ($\beta \approx 2{,}89$–$2{,}95$ e $P_f \approx 0{,}16$–$0{,}18\%$) demonstram confiabilidade significativa da estrutura com reforço.

O método FORM+GPR+IS apresentou desempenho compatível com FORM e ASS, fornecendo β = 2,90 e P_f = 0,18%, porém com custo computacional significativamente menor (3 minutos) em comparação com MCS (9 h 50 min) e ASS (6 h 56 min). A análise de importância indicou que o ângulo de atrito do aterro foi a variável com maior relevância, contribuindo com aproximadamente 55% da variabilidade da confiabilidade.

4.2 Estrutura com reforço para o Cenário 2 (FS determinístico = 1,50)

Para o Cenário 2, a estimativa de P_f pelo MCS com 10.000 simulações apresentou COV de aproximadamente 20%. Os métodos aproximados (FORM, FORM+GPR+IS e ASS) mantiveram consistência entre si e com o MCS, fornecendo β entre 2,59 e 2,95 e P_f entre 0,16% e 0,46%. O FORM+GPR+IS apresentou β = 2,59 e $P_f = 0{,}46\%$, indicando uma leve superestimação da probabilidade de falha, possivelmente devido à variabilidade do processo de amostragem no *Importance Sampling*. A análise de sensibilidade apontou a coesão do aterro como a variável mais influente, contribuindo com aproximadamente 56% da variabilidade da confiabilidade.

Os métodos aproximados proporcionaram economia significativa de tempo computacional: FORM = 7 min e FORM + GPR + IS = 2 min 40 s, comparados a MCS (18 h 35 min) e ASS (7 h). Isso demonstra a eficiência desses métodos para análise probabilística em cenários com baixa probabilidade de falha, mantendo resultados consistentes com o MCS.

5 CONCLUSÕES

Dentro do intervalo estudado, em que o fator de segurança (FS) determinístico foi variado de 1,30 para 1,50, não se observou aumento significativo da confiabilidade probabilística. Para variações moderadas do FS determinístico, o índice de confiabilidade β se mantém praticamente constante, evidenciando que a confiabilidade depende mais da distribuição e variabilidade dos parâmetros geotécnicos do que do FS médio.

Os resultados reforçam que métodos determinísticos e probabilísticos devem ser vistos como ferramentas complementares. Enquanto o FS fornece uma referência rápida sobre a estabilidade da barragem, as análises probabilísticas permitem quantificar o risco de falha e identificar quais parâmetros influenciam mais a confiabilidade. Dessa forma, os resultados obtidos podem ser diretamente utilizados em análises de risco, oferecendo base para a tomada de decisões em engenharia geotécnica e permitindo quantificar a probabilidade de ocorrência de falha da estrutura.

A Simulação de Monte Carlo (MCS) forneceu uma referência confiável para comparação com métodos aproximados, apresentando coeficientes de variação de 26% para o Cenário 1 e 20% para o Cenário 2, valores aceitáveis considerando o número de simulações adotado (5.000 e 10.000, respectivamente). Métodos

aproximados, como FORM, FORM+GPR+IS e ASS, apresentaram resultados consistentes com MCS, mas com economia expressiva de tempo computacional, destacando-se como abordagens eficientes para estudos de confiabilidade.

Ressalta-se que os coeficientes de variação obtidos no MCS (20–26%) estão associados ao número de simulações adotado e ao baixo nível de probabilidade de falha avaliado, comportamento esperado para esse tipo de problema. Ainda assim, os resultados mostraram-se adequados para fins comparativos, especialmente frente à convergência observada com os métodos aproximados, que apresentaram estimativas consistentes com custo computacional significativamente inferior.

A integração de técnicas aproximadas mostrou-se eficaz, permitindo explorar múltiplos cenários e realizar análises de sensibilidade de forma prática, mantendo consistência com métodos mais robustos. A análise de sensibilidade indicou que, dependendo do cenário, diferentes parâmetros dominam a variabilidade da confiabilidade: no Cenário 1, o ângulo de atrito do aterro contribuiu com cerca de 55%, enquanto no Cenário 2 a coesão do aterro respondeu por aproximadamente 56%.

A comparação entre cenários evidenciou que, para o Cenário 1 (FS determinístico = 1,30), a probabilidade de falha ainda se manteve relativamente elevada. O aumento do FS determinístico para o Cenário 2 (FS = 1,50) não elevou significativamente β, mas reduziu a probabilidade de falha, indicando desempenho mais consistente sob a ótica da confiabilidade e sugerindo que este cenário representa uma alternativa mais adequada para fins de projeto e tomada de decisão.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à GWS Engenharia pela disponibilização da licença do *software* Slide2 utilizada nas análises deste estudo. Os autores agradecem, também, o apoio financeiro da Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP; número do processo 2023/06123-9).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). *ABNT NBR 11682: Estabilidade de encostas - Procedimentos para avaliação de taludes e diretrizes de confiabilidade*. Rio de Janeiro, ABNT, 2009.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2025). *ABNT NBR 13028-2:2025: Mineração - Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água – Parte 2: Requisitos*. Rio de Janeiro, ABNT, 2025.

Beck, A. T. (2019). Confiabilidade e Segurança das Estruturas. Elsevier / GEN LTC.

Melchers, R. E. (1999). *Structural Reliability Analysis and Prediction* (2nd ed.). John Wiley & Sons.

Siacara, A. T., Guo, X., & Beck, A. T. (2024). *Probabilistic analysis of shallow foundation on earth slope using an active learning surrogate-centered procedure*. Computers and Geotechnics, 175, 106659. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2024.106659

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. https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2019.07.012

Spencer, E. (1967). *A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces*. Géotechnique, 17(1), 11–26. https://doi.org/10.1680/geot.1967.17.1.11

Torrico, A. T., Siacara, A., & Guo, X. (2024). *Application of FORM and Monte Carlo simulation in slope stability analysis*. Computers and Geotechnics, 170, 105–118.

Zevgolis, I. E.; Koukouzas, N. C.; Roumpos, C.; Deliveris, A. V.; Marshall, A. M. (2010). *Evaluation of geotechnical property variability: the case of spoil material from surface lignite mines*. International Journal of Mining, Reclamation and Environment, v. 24, n. 2, p. 104–120.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/6

Análise de Fluxo e Estabilidade na Fundação da Barragem Olho d'Água: Comparação entre Alternativas de Projeto

Rosiel Ferreira Leme 1
Docente, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, rosiel.leme@ufc.br

Fabiola Costa de Lima 2
Doutoranda, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, fabiolac.lima@alu.ufc.br

RESUMO: Este trabalho avalia o comportamento hidráulico e a estabilidade da fundação da Barragem Olho d'Água, localizada em Várzea Alegre–CE, considerando diferentes soluções de controle de percolação adotadas na fase de projeto e durante a operação. O objetivo é comparar o desempenho hidráulico e geotécnico de duas alternativas de projeto — o projeto básico da Aguasolos e o projeto executivo da CEC Engenharia — além da intervenção corretiva executada pela COGERH. A metodologia baseou-se em modelagem numérica bidimensional de fluxo e estabilidade, utilizando os módulos SEEP/W e SLOPE/W do software GeoStudio, com parâmetros obtidos a partir de dados de campo e laboratório. Foram analisados os padrões de fluxo, os gradientes hidráulicos de saída, os fatores de segurança contra piping e a estabilidade do talude de jusante em condição operacional. Os resultados indicaram melhor desempenho hidráulico no projeto básico, com menores gradientes e maiores fatores de segurança. O projeto executivo apresentou gradientes elevados e fator de segurança próximo ao limite mínimo recomendado, coerente com anomalias observadas em campo. A intervenção da COGERH reduziu significativamente os gradientes hidráulicos e aumentou a segurança da estrutura. Conclui-se que soluções adequadas de impermeabilização e drenagem são essenciais para a segurança de barragens sobre fundações aluvionares espessas.

PALAVRAS-CHAVE: Barragem de terra, Fundação permeável, Percolação, Gradiente hidráulico, Estabilidade de taludes.

ABSTRACT: This paper evaluates the hydraulic behavior and foundation stability of the Olho d'Água Earth Dam, located in Várzea Alegre, Ceará State, Brazil, considering different seepage control solutions adopted during the design phase and operation. The objective is to compare the hydraulic and geotechnical performance of two design alternatives—the basic design prepared by Aguasolos and the executive design developed by CEC Engenharia—as well as a corrective intervention implemented by COGERH. The methodology was based on two-dimensional numerical modeling of seepage and slope stability using the SEEP/W and SLOPE/W modules of the GeoStudio software, with geotechnical parameters obtained from field and laboratory data. Analyses included flow patterns, exit hydraulic gradients, safety factors against piping, and downstream slope stability under operating conditions. The results showed superior hydraulic performance for the basic design, with lower gradients and higher safety factors. The executive design presented higher gradients and safety factors close to the minimum recommended limit, consistent with anomalies observed in the field. The corrective intervention significantly reduced hydraulic gradients and improved structural safety. It is concluded that adequate impermeabilization and drainage systems are essential for the safety of earth dams founded on thick alluvial deposits.

KEYWORDS: Earth dam, Permeable foundation, Seepage, Hydraulic gradient, Slope stability.

1 INTRODUÇÃO

Barragens de terra são amplamente utilizadas no armazenamento e na regularização de recursos hídricos, especialmente em regiões semiáridas. Apesar de sua ampla aplicação, a literatura técnica indica que problemas associados à percolação e à erosão interna continuam figurando entre os principais mecanismos de falha dessas estruturas, estando frequentemente relacionados a deficiências de concepção, execução ou alterações inadequadas de projeto. Organismos internacionais de referência destacam que o controle da percolação deve

ser tratado como um sistema integrado, no qual dispositivos de vedação e drenagem atuam de forma complementar para reduzir gradientes hidráulicos e limitar processos de piping (ICOLD, 2017; FEMA, 2015). Estudos recentes reforçam que modificações introduzidas entre o projeto básico e o projeto executivo, quando não acompanhadas de reavaliações hidráulicas e geotécnicas consistentes, podem comprometer significativamente o desempenho da barragem. Alterações no arranjo de tapetes impermeáveis, filtros e sistemas de drenagem interna modificam o regime de fluxo na fundação, podendo elevar gradientes hidráulicos críticos e reduzir as margens de segurança da estrutura (Fell et al., 2014; USBR, 2019).

Nesse contexto, insere-se a Barragem Olho d'Água, localizada em Várzea Alegre–CE, implantada sobre uma fundação aluvionar espessa e heterogênea, com camada de aluvião atingindo aproximadamente 10,8 m de profundidade. O projeto básico da barragem previa um arranjo robusto de controle de percolação, com a adoção de tapete impermeável a montante, filtros e dispositivos de drenagem, visando alongar o caminho de percolação e reduzir gradientes hidráulicos de saída. Entretanto, durante a elaboração do projeto executivo, foram introduzidas alterações significativas na concepção hidráulica originalmente proposta, resultando em uma configuração distinta daquela prevista no projeto básico, sem que constem reavaliações hidráulicas e geotécnicas compatíveis com a magnitude dessas mudanças.

Os efeitos dessas modificações tornaram-se evidentes nos primeiros anos de operação da barragem, com o registro de manifestações associadas à percolação e a necessidade de intervenções corretivas, incluindo a execução de trincheiras de drenagem, a implantação de poços de alívio e a instalação de instrumentação geotécnica para monitoramento do comportamento hidráulico da estrutura, conforme documentado por Fontenelle et al. (2007). Essas intervenções são ilustradas na Figura 1, evidenciando a magnitude das ações necessárias para o controle do comportamento hidráulico da estrutura após sua entrada em operação.



(a) (b)

Figura 1. Intervenções executadas a jusante da Barragem Olho d'Água em 2006, incluindo trincheira de drenagem (a), poços de alívio e piezômetros (b) (Fontenelle *et al*., 2007).

Mesmo após a realização dessas intervenções, a barragem permanece, até o Relatório Anual de Segurança de Barragens de 2024, classificada pelo órgão gestor, a Companhia de Gestão dos Recursos Hídricos (COGERH), entre as estruturas com nível máximo de priorização, em função do desempenho observado e das anomalias registradas ao longo de sua operação.

Trabalhos anteriores, como o estudo desenvolvido por Cavalcante (2021), realizaram avaliações comparativas entre o projeto básico e o projeto executivo da Barragem Olho d'Água por meio de modelagem numérica, considerando, contudo, uma representação simplificada da fundação como um solo único e análises baseadas na mecânica dos solos saturados. O presente trabalho diferencia-se ao adotar uma abordagem mais refinada, incorporando uma estratigrafia detalhada da fundação e a consideração do comportamento de solos não saturados nas análises de fluxo e estabilidade, permitindo uma representação mais realista do regime de percolação e das margens de segurança da barragem.

Dessa forma, este estudo tem como objetivo realizar uma avaliação comparativa entre o projeto básico e o projeto executivo da Barragem Olho d'Água, empregando modelagens numéricas de fluxo e estabilidade

mais representativas das condições reais da obra, discutindo de forma objetiva os impactos das alterações de projeto sobre o desempenho hidráulico e a segurança da estrutura.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Alternativas de Projeto Avaliadas

A avaliação hidráulica e de estabilidade da Barragem Olho d'Água foi conduzida a partir da comparação entre duas concepções distintas de projeto adotadas ao longo de sua fase de implantação: (i) o projeto básico, desenvolvido pela empresa AGUASOLOS Consultoria de Engenharia, e (ii) o projeto executivo efetivamente construído, elaborado pela CEC Engenharia, aqui tratado como configuração *as built*. As duas alternativas diferem substancialmente quanto à concepção dos dispositivos de controle de percolação na fundação, influenciando diretamente o regime de fluxo subterrâneo, os gradientes hidráulicos desenvolvidos e, por consequência, a segurança hidráulica e geotécnica da estrutura.

A Figura 2 apresenta a seção típica correspondente ao projeto básico, enquanto a Figura 3 ilustra a seção representativa do projeto executado (*as built*), adotada como base para as análises comparativas realizadas neste estudo.

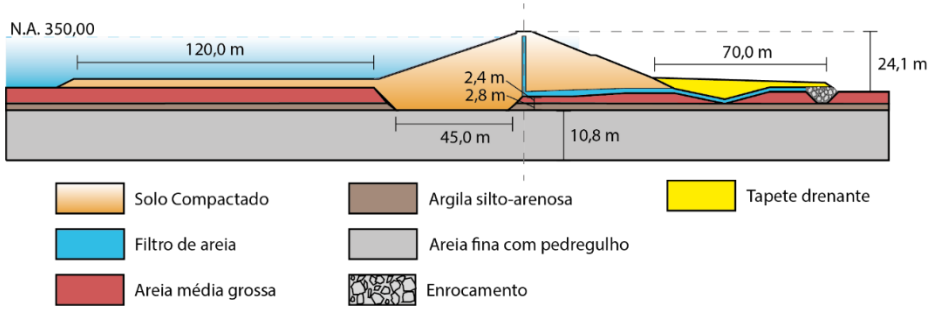


Figura 2. Seção típica da Barragem Olho d'Água – projeto básico da AGUASOLOS, com tapete impermeável a montante, filtro vertical e tapete drenante a jusante.

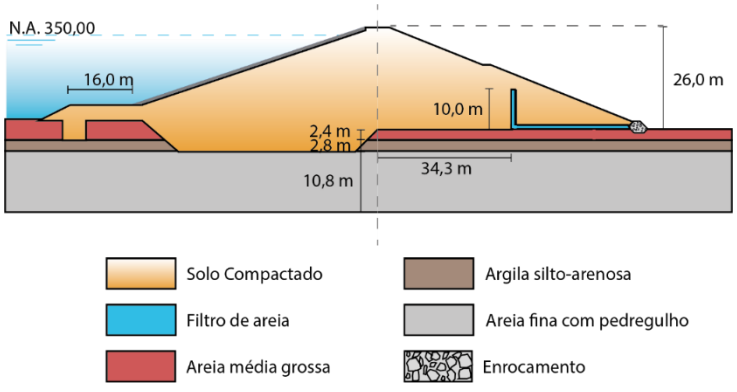


Figura 3. Seção típica da Barragem Olho d'Água – projeto executivo (as built) da CEC Engenharia, sem sem tapetes impermeáveis e drenantes, com filtro vertical deslocado para jusante.

2.1.1 Projeto Básico – AGUASOLOS

O projeto básico da Barragem Olho d'Água foi concebido a partir de uma abordagem conservadora de controle de percolação, adequada às condições geotécnicas locais, caracterizadas por fundação aluvionar espessa e predominantemente permeável. A solução adotada combina diferentes dispositivos clássicos de vedação e drenagem, com o objetivo de alongar o caminho de percolação, reduzir gradientes hidráulicos de saída e dissipar subpressões na região de jusante.

Conforme ilustrado na Figura 2, o projeto previu a implantação de um tapete impermeável a montante, executado com material argiloso compactado, cuja principal função é aumentar significativamente o comprimento do percurso hidráulico sob a barragem. Esse dispositivo atua promovendo maior perda de carga ao longo do fluxo subterrâneo, reduzindo as velocidades de percolação e mitigando o risco de erosão interna na fundação.

A jusante do eixo da barragem, foi projetado um tapete drenante extenso, constituído por material granular com elevada permeabilidade, destinado a captar e conduzir de forma controlada o fluxo percolante que atravessa a fundação. Além de sua função drenante, esse tapete exerce papel relevante na redução dos gradientes hidráulicos de saída e no controle das pressões neutras junto ao pé do talude de jusante.

Complementarmente, o projeto básico contempla a presença de um filtro vertical do tipo chaminé, posicionado na região central do maciço, com a finalidade de interceptar fluxos ascendentes e garantir a integridade do aterro em eventuais situações de fissuração ou heterogeneidades construtivas. Essa configuração resulta em um sistema integrado de vedação e drenagem, típico de barragens implantadas sobre fundações altamente permeáveis.

2.1.2 Projeto Executivo (as built) – CEC Engenharia

O projeto executivo desenvolvido pela CEC Engenharia, posteriormente executado em campo, adotou uma concepção significativamente distinta em relação ao controle de percolação, conforme apresentado na Figura 3. Nessa alternativa, observa-se a redução do tapete impermeável a montante de 120 m para 16m, bem como a eliminação do tapete drenante a jusante, dispositivo originalmente previstos no projeto básico.

A estratégia adotada buscou compensar a redução dos dispositivos de controle hidráulico por meio do reposicionamento do sistema de drenagem, promovendo o deslocamento do filtro vertical em direção à jusante. Essa alteração buscou induzir trajetórias de fluxo mais longas sob o maciço, compensando, de forma indireta, a retirada dos tapetes impermeável e drenante.

2.2 Características Geotécnicas dos Materiais

A definição das características geotécnicas dos materiais constituintes do maciço e da fundação da Barragem Olho d'Água foi realizada a partir de uma análise integrada das informações disponíveis em projeto e dos resultados de investigações geotécnicas executadas ao longo das fases de concepção e implantação da obra. Foram utilizados como base o projeto básico e o projeto executivo da barragem, disponíveis na Biblioteca Virtual da Secretaria dos Recursos Hídricos (SRH), bem como os relatórios de sondagens e os ensaios de laboratório realizados nos materiais de empréstimo definidos em projeto.

Os parâmetros geotécnicos adotados refletem, portanto, uma combinação de dados experimentais obtidos em laboratório, informações de campo provenientes das investigações geotécnicas da fundação e valores consolidados nos documentos técnicos do empreendimento. Essa abordagem buscou garantir representatividade dos materiais efetivamente empregados na construção da barragem, ao mesmo tempo em que assegurou coerência entre as propriedades mecânicas e hidráulicas utilizadas nas análises numéricas subsequentes.

Para os materiais constituintes do maciço, incluindo núcleo, enrocamentos de proteção, filtros e tapetes drenantes, foram considerados os resultados de ensaios de caracterização física, compactação e resistência ao cisalhamento, permitindo a definição do peso específico, da coesão efetiva e do ângulo de atrito efetivo. No caso dos materiais granulares empregados em filtros e drenagens, os parâmetros de resistência foram definidos de forma compatível com seu comportamento predominantemente friccional.

A caracterização hidráulica dos materiais foi realizada a partir da definição dos coeficientes de permeabilidade, obtidos por meio de ensaios laboratoriais e complementados por valores de referência usuais para materiais de granulometria semelhante. Para o maciço compactado, considerou-se ainda a anisotropia hidráulica, representada pela razão entre as permeabilidades horizontal e vertical, de modo a reproduzir o efeito do processo construtivo em camadas sucessivas.

Os parâmetros geotécnicos e hidráulicos definidos para cada material encontram-se sintetizados na Tabela 1, a qual reúne os valores de peso específico, coesão, ângulo de atrito, parâmetro φ_β, coeficiente de permeabilidade e anisotropia hidráulica adotados nas simulações numéricas de fluxo e estabilidade.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos e hidráulicos dos materiais da Barragem Olho d'Água.

Zona/Material	Peso Especif. (kN/m³)	Coesão Efetiva (kPa)	Ângulo de atrito (°)	ϕ_b (°)	Permeabilidade - Kx (m/s)	Anisotropia (ky/kx)
Maciço Compactado	20,2	35	29,4	14	$5{,}4 \times 10^{-8}$	0,1
Filtro de Areia	19,0	0	30	0	$1{,}0 \times 10^{-5}$	1,0
Areia média grossa (fundação)	19,5	0	32	0	$5{,}6 \times 10^{-6}$	1,0
Argila silto arenosa (fundação)	20,0	20	25	0	$1{,}0 \times 10^{-8}$	1,0
Areia fina com pedregulho (fundação)	21,0	0	32	0	$2{,}8 \times 10^{-6}$	1,0
Tapete drenante a jusante	20,0	0	32	0	$5{,}6 \times 10^{-6}$	1,0
Enrocamento	21,0	0	40	0	$1{,}0 \times 10^{-3}$	1,0

2.3 Modelagens Numéricas de Fluxo e Estabilidade

As análises numéricas de fluxo e estabilidade da Barragem Olho d'Água foram realizadas por meio do software GeoStudio 2025, desenvolvido pela Geo-Slope International Ltd., amplamente utilizado em estudos geotécnicos de barragens de terra. As modelagens foram conduzidas de forma integrada, de modo que os resultados da análise de fluxo subsidiaram diretamente as análises de estabilidade dos taludes.

2.3.1 Modelagem do Fluxo Subterrâneo

A análise do fluxo subterrâneo foi realizada utilizando o módulo SEEP/W, considerando regime permanente e condições representativas do nível máximo operacional do reservatório, correspondente à cota 350 m. As simulações foram desenvolvidas para as duas alternativas de projeto avaliadas — projeto básico e projeto executivo (as built) — adotando-se as mesmas condições de contorno hidráulicas, variando-se exclusivamente a geometria e a configuração interna dos dispositivos de controle de percolação definidos em cada projeto.

O domínio foi discretizado por meio do método dos elementos finitos, utilizando uma malha bidimensional com tamanho global dos elementos de 0,50 m, valor adotado de forma a garantir adequada representação dos gradientes hidráulicos e das linhas de fluxo, especialmente nas regiões próximas ao pé do talude de jusante e aos dispositivos de drenagem. As propriedades hidráulicas dos materiais foram definidas conforme apresentado no item 2.2, incluindo a consideração da anisotropia hidráulica no maciço compactado.

2.3.2 Análise de Estabilidade dos Taludes

As análises de estabilidade foram realizadas com base nos resultados da modelagem de fluxo em regime permanente, utilizando o módulo SLOPE/W. As avaliações concentraram-se no talude de jusante, por se tratar da condição mais crítica do ponto de vista da segurança global da barragem, especialmente em cenários associados à percolação na fundação.

O método de equilíbrio limite adotado foi o de Morgenstern–Price, que satisfaz simultaneamente o equilíbrio de forças e de momentos, sendo amplamente recomendado para análises de estabilidade de barragens de terra. A busca pela superfície crítica de ruptura foi conduzida por meio do método de entrada e saída, com posterior otimização automática da superfície de deslizamento utilizando o algoritmo *Particle Swarm Optimization* (PSO), visando a identificação da superfície associada ao menor fator de segurança.

Assim como na análise de fluxo, as duas alternativas de projeto foram avaliadas sob condições de contorno idênticas, sendo as diferenças observadas nos resultados exclusivamente atribuídas às distintas configurações geométricas e aos arranjos internos de controle de percolação adotados em cada projeto.

3 AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO HIDRÁULICO E DA ESTABILIDADE

As análises numéricas de fluxo permitiram avaliar de forma comparativa o desempenho hidráulico das duas concepções de projeto adotadas para a Barragem Olho d'Água, evidenciando diferenças significativas no regime de percolação, na dissipação de pressões neutras e na eficiência global dos dispositivos de controle hidráulico. Os resultados obtidos são discutidos a seguir.

3.1 Comparação do comportamento hidráulico entre as alternativas de projeto

A avaliação do comportamento hidráulico das alternativas de projeto foi realizada a partir da análise da distribuição das poropressões e da posição da linha freática no maciço e na fundação da barragem, elementos fundamentais para a compreensão do regime de percolação e de seus efeitos sobre a segurança hidráulica.

A Figura 4 apresenta os resultados da análise de fluxo da barragem para o projeto básico desenvolvido pela AGUASOLOS, destacando a distribuição das poropressões e a linha freática de saturação. Observa-se um regime de percolação bem distribuído, com dissipação gradual das cargas hidráulicas, coerente com a presença do tapete impermeável a montante e do tapete drenante a jusante.

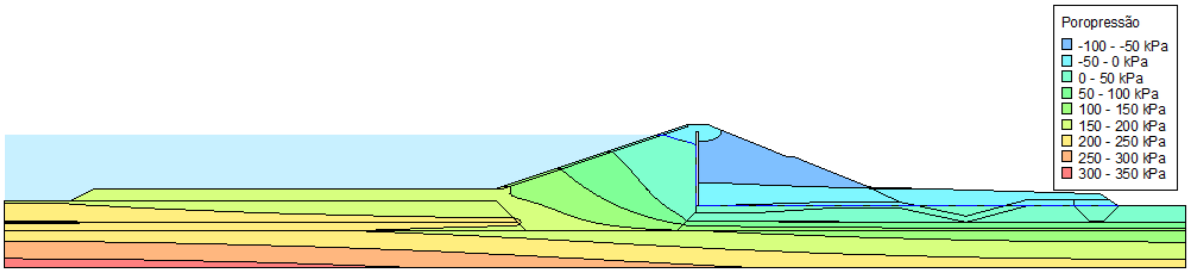


Figura 4. Análise de fluxo da Barragem Olho d'Água – projeto básico da AGUASOLOS: linha freática e distribuição das poropressões

Os resultados numéricos indicaram, para essa alternativa, uma vazão total da ordem de $3{,}8\times10^{-6}$ m³/s por metro linear de barragem, associada a gradientes hidráulicos médios na saída inferiores a 0,02, caracterizando velocidades de percolação muito baixas e um regime hidráulico claramente dissipativo. Esse comportamento é compatível com práticas consagradas de projeto para barragens implantadas sobre fundações permeáveis, nas quais o controle das pressões neutras e dos gradientes de saída constitui elemento central para a mitigação de processos de erosão interna.

Em contraste, a Figura 5 apresenta o resultado da análise de fluxo do projeto executivo as built da CEC Engenharia, também com a representação das pressões neutras e da linha freática de saturação. Nessa configuração, a supressão dos tapetes impermeável a montante e drenante a jusante, associada ao reposicionamento dos elementos internos de drenagem, alterou de forma significativa o regime de percolação na fundação. Observa-se maior concentração de linhas de fluxo, elevação da linha freática e intensificação das pressões neutras nas proximidades da zona de saída.

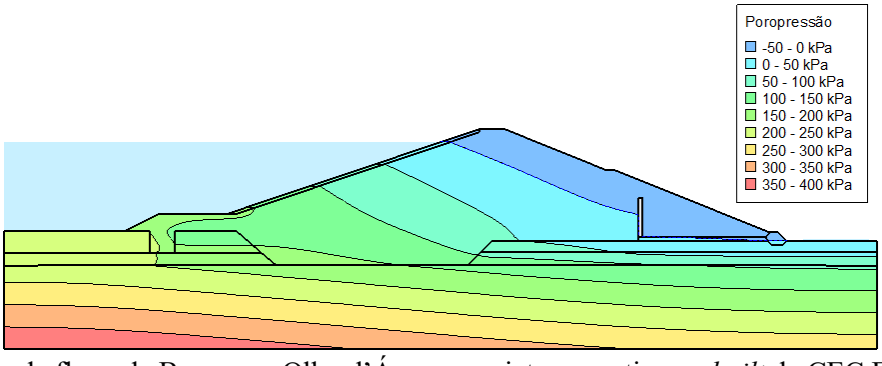


Figura 5. Análise de fluxo da Barragem Olho d'Água – projeto executivo *as built* da CEC Engenharia: linha freática e distribuição das poropressões.

Do ponto de vista quantitativo, essa concepção resultou em uma vazão total de aproximadamente $9{,}7\times10^{-6}$ m³/s, valor cerca de 2,5 a 3 vezes superior ao obtido na alternativa do projeto básico. De forma coerente, os gradientes hidráulicos médios na saída também apresentaram aumento expressivo, atingindo valores da ordem de $i \approx 0{,}10$, significativamente superiores aos observados na solução original. Tal incremento indica aumento relevante das velocidades de percolação e redução da eficiência do sistema de dissipação hidráulica.

3.2 Análise da estabilidade associada ao regime de fluxo

A avaliação da estabilidade dos taludes foi conduzida de forma integrada aos resultados da análise de fluxo, considerando a influência do regime de percolação e das poropressões sobre o comportamento mecânico da barragem em condição de operação. Os estudos permitiram comparar o desempenho das duas alternativas de projeto sob o ponto de vista da segurança global da estrutura.

A Figura 6 apresenta o resultado da análise de estabilidade do projeto básico da AGUASOLOS, para o qual foi obtido um fator de segurança global da ordem de FS ≈ 2,55, caracterizando uma condição amplamente estável. Esse resultado é coerente com o regime hidráulico mais dissipativo observado nessa alternativa, marcado por baixas vazões percolantes e gradientes hidráulicos reduzidos na região de saída.

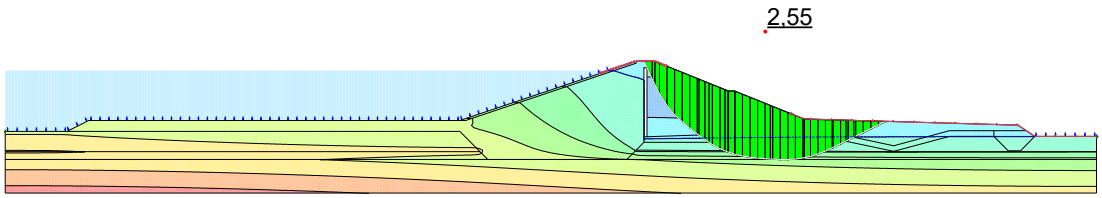


Figura 6. Estudo de estabilidade do talude em regime de operação – projeto básico da AGUASOLOS.

Em contraste, a Figura 7 ilustra o estudo de estabilidade referente ao projeto executivo as built da CEC Engenharia, no qual o fator de segurança global foi reduzido para cerca de FS ≈ 1,71. Embora ainda superior ao valor mínimo usualmente adotado para condições operacionais, esse resultado evidencia uma redução significativa da margem de segurança, compatível com o aumento da vazão percolante e dos gradientes hidráulicos observados na análise de fluxo.

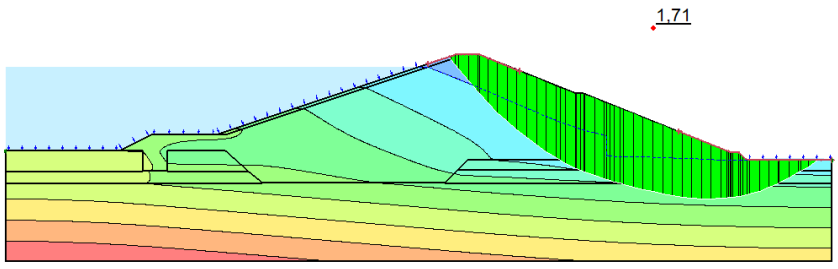


Figura 7. Estudo de estabilidade do talude em regime de operação – projeto executivo *as built* da CEC Engenharia.

Os resultados confirmam que as alterações introduzidas na concepção do sistema de controle de percolação influenciaram diretamente o comportamento hidráulico da fundação e refletiram-se de forma clara na estabilidade global da barragem, reforçando a importância da integração entre os estudos de fluxo e de estabilidade em projetos desse tipo.

4. CONCLUSÕES

A partir das análises numéricas de fluxo e estabilidade realizadas, foi possível avaliar de forma consistente o desempenho hidráulico e estrutural das duas alternativas de projeto consideradas para a Barragem

Olho d'Água. Os resultados obtidos evidenciam diferenças marcantes entre o projeto básico e o projeto executivo efetivamente implementado, sobretudo no que se refere ao controle da percolação pela fundação. Verificou-se numericamente que a alternativa adotada no projeto executivo apresentou um comportamento hidráulico menos eficiente, caracterizado por um aumento significativo das vazões percolantes pela fundação quando comparada à solução original. Esse incremento foi acompanhado por elevação expressiva dos gradientes hidráulicos na região de saída, indicando maior concentração de fluxo em contraste com o regime mais dissipativo observado no projeto básico.

Do ponto de vista da estabilidade, a modificação da concepção original, em especial o reposicionamento do filtro vertical para jusante, contribuiu para a elevação do nível de saturação em parcela significativa do talude de jusante. Embora o fator de segurança global obtido para essa alternativa ainda permaneça acima do valor mínimo admissível para a condição de operação, observa-se uma redução clara da margem de segurança, coerente com o regime hidráulico mais desfavorável imposto à estrutura.

Nesse contexto, ressalta-se que a avaliação da segurança da barragem não deve se restringir exclusivamente ao atendimento dos critérios mínimos de estabilidade do talude. As vazões percolantes elevadas e os gradientes hidráulicos intensificados na saída, quando analisados de forma integrada, indicam comprometimento da segurança sob o ponto de vista hidráulico, aumentando a suscetibilidade a anomalias associadas à percolação e à erosão interna.

Os resultados numéricos obtidos corroboram, portanto, as dificuldades operacionais e as inúmeras intervenções realizadas ao longo dos últimos anos pela Companhia de Gestão dos Recursos Hídricos, reforçando a compatibilidade entre o comportamento observado em campo e as previsões do modelo. Dessa forma, conclui-se que a alternativa executada contribuiu para a deterioração do desempenho hidráulico da barragem, justificando sua inclusão entre as estruturas do Estado do Ceará com nível máximo de priorização, em função da recorrência de anomalias e da necessidade contínua de ações corretivas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Cavalcante, G.O. (2021) *Análise de fluxo e estabilidade na fundação da Barragem Olho d'Água: comparação entre alternativas de projeto*. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil), Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.

Cedergren, H.R. (1989) *Seepage, drainage, and flow nets.* 3rd ed., John Wiley & Sons, New York , USA.

Fell, R., Foster, M., Spannagle, M. (1998) *Analysis of embankment dam incidents.* UNICIV Report No. R-374, University of New South Wales, Sydney.

Federal Emergency Management Agency (2015) *Federal guidelines for dam safety: risk management.* Washington, DC.

Fontenelle, A.S., Cavalcante, S.P.P., Sales, C.A.T. (2007) *Relatório Anual de Segurança de Barragens – Riscos e Inspeções – 2006. Companhia de Gestão dos Recursos Hídricos – COGERH*, Gerência de Segurança e Infraestrutura (GESIN), Fortaleza, CE, Brasil.

International Commission on Large Dams (2017) *Bulletin on dam safety: risk assessment in dam safety management.* ICOLD, Paris.

United States Bureau of Reclamation (2019) *Design standards No. 13 – embankment dams.* USBR, Denver.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/7

Análise de Sensibilidade Aplicada à Estabilidade de Barragens: Influência dos Parâmetros Geotécnicos e da Linha Freática

Renata Ferreira Lima
Especialista em Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, engenharia.renataferreira@gmail.com

Mariana Campos Castro e Silva
Mestrado em Geotecnia, Fortaleza, Brasil, marianacampos@alu.ufc.br

Talyta Tuane Lima Melo
Mestrado em Geotecnia, Recife, Brasil, talytalimamelo@gmail.com

Giuliano Bordin Trindade
Doutorando em Geotecnia, Sao Paulo, Brasil, giulianotrindade@gmail.com

Andre Vidal Portella Pessoa
Doutorando em Recursos Hidricos, Rio de Janeiro, Brasil, andre.pessoa@tpfe.com.br

RESUMO: A confiabilidade das análises de estabilidade de barragens depende da representatividade dos parâmetros geotécnicos e da correta estimativa da linha freática. Este trabalho apresenta uma análise de sensibilidade aplicada aos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais constituintes de uma barragem, considerando faixas de variação obtidas em ensaios triaxiais de laboratório e diferentes condições de elevação do nível freático. Foram definidos cenários de estabilidade por meio de modelagens numéricas em equilíbrio limite, conforme a NBR 13028:2025, permitindo avaliar sistematicamente o impacto dessas variações no fator de segurança global. Os resultados evidenciam que alterações na coesão efetiva, no ângulo de atrito interno e na posição da linha freática influenciam significativamente a estabilidade da estrutura. As incertezas associadas aos parâmetros de resistência e às condições de saturação reforçam a necessidade de calibração criteriosa, validação experimental e atualização contínua dos dados. Além disso, o monitoramento por instrumentação geotécnica mostrou-se fundamental para validar os parâmetros adotados e ajustar as condições de contorno das simulações. Conclui-se que a aplicação de análises de sensibilidade é ferramenta essencial para aumentar a confiabilidade das avaliações de desempenho e assegurar elevados padrões de segurança em projetos e monitoramentos de barragens.

PALAVRAS-CHAVE: Sensibilidade, Estabilidade, Parâmetros, Fréatica, Barragens.

ABSTRACT: The reliability of dam stability analyses depends on the representativeness of geotechnical parameters and the correct estimation of the water table. This work presents a sensitivity analysis applied to the shear strength parameters of the constituent materials of a dam, considering variation ranges obtained in laboratory triaxial tests and different water table elevation conditions. Stability scenarios were defined through numerical limit equilibrium modeling, according to NBR 13028:2025, allowing for the systematic evaluation of the impact of these variations on the overall safety factor. The results show that changes in effective cohesion, internal friction angle, and the position of the water table significantly influence the stability of the structure. The uncertainties associated with the strength parameters and saturation conditions reinforce the need for careful calibration, experimental validation, and continuous data updating. Furthermore, monitoring by geotechnical instrumentation proved fundamental to validate the adopted parameters and adjust the boundary conditions of the simulations. It is concluded that the application of sensitivity analysis is an essential tool to increase the reliability of performance evaluations and ensure high safety standards in dam design and monitoring.

KEYWORDS: Sensitivity, Stability, Parameters, Phreatic, Dams.

1 INTRODUÇÃO

A estabilidade de barragens constitui um dos aspectos fundamentais da engenharia geotécnica aplicada, especialmente no contexto de estruturas destinadas ao armazenamento de rejeitos, nas quais os níveis de risco associados a eventuais falhas demandam elevado rigor técnico nas etapas de projeto, avaliação e monitoramento. Nesse contexto, a confiabilidade das análises de estabilidade está diretamente relacionada à adequada caracterização dos materiais constituintes e à correta definição das condições hidráulicas atuantes, com destaque para a posição da linha freática (DUNCAN; WRIGHT; BRANDON, 2014).

De acordo com a ABNT NBR 13028:2025, as análises de estabilidade devem contemplar condições representativas e cenários críticos de carregamento, incorporando explicitamente as incertezas inerentes aos parâmetros geotécnicos e às variáveis hidráulicas (ABNT, 2025). Em consonância com essas diretrizes, o International Commission on Large Dams – ICOLD enfatiza a necessidade de avaliações baseadas na compreensão das incertezas e na adoção de abordagens fundamentadas em risco (ICOLD, 2013).

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais, usualmente expressos em termos de coesão efetiva (c') e ângulo de atrito interno (φ'), são tipicamente obtidos a partir de ensaios laboratoriais, como os ensaios triaxiais. Contudo, a variabilidade natural dos materiais geotécnicos, associada às limitações inerentes aos processos de amostragem, preparação de corpos de prova e efeitos de escala, introduz incertezas relevantes que podem impactar significativamente os resultados das análises de estabilidade (LAMBE; WHITMAN, 1969; DUNCAN; WRIGHT; BRANDON, 2014).

Adicionalmente, a definição da superfície freática, frequentemente baseada na interpretação de dados de instrumentação e em modelagens hidrogeológicas, está sujeita a variações temporais e operacionais, influenciando diretamente as pressões neutras e, consequentemente, o fator de segurança global da estrutura (FREDLUND; RAHARDJO, 1993).

Nesse cenário, a análise de sensibilidade configura-se como uma ferramenta essencial para avaliação da robustez dos modelos geotécnicos, permitindo quantificar a influência das variáveis de entrada sobre os resultados das análises (DUNCAN, 2000). Essa abordagem possibilita a identificação de parâmetros críticos e o suporte à tomada de decisão em condições de incerteza.

Diante do exposto, o presente trabalho tem como objetivo desenvolver uma análise de sensibilidade aplicada aos parâmetros de resistência ao cisalhamento e às condições de nível freático de uma barragem, por meio de modelagens numéricas em equilíbrio limite, conforme estabelecido pela ABNT NBR 13028:2025.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Estabilidade de taludes em barragens

A estabilidade de taludes em barragens constitui um dos principais aspectos de segurança geotécnica, uma vez que falhas nesses maciços podem resultar em consequências ambientais, sociais e econômicas significativas. De acordo com Das (2007), a análise de estabilidade é avaliada a partir do fator de segurança (FS), que corresponde à relação entre a resistência ao cisalhamento do solo e resistência atuante ao longo da superfície potencial de ruptura.

Quando o FS é superior à unidade, este indica condição estável, enquanto valores próximo ou inferior a 1,0 indicam condição de instabilidade ou ruptura iminente. Normas técnicas, como a ABNT NBR 13028:2025, estabelecem critérios mínimos de segurança para diferentes condições operacionais de barragens, considerando estados permanentes, transitórios e excepcionais.

Os métodos de equilíbrio limite figuram entre as abordagens mais empregadas na análise de estabilidade de taludes, baseando-se na hipótese de que o maciço se encontra em condição crítica, próxima à ruptura. Em termos práticos, consiste na avaliação do equilíbrio de uma massa de solo potencialmente instável, delimitada

por uma superfície de ruptura previamente assumida (Carvalho et al., 2015). Dentre as formulações disponíveis, destacam-se as propostas por Spencer (1967), Morgenstern-Price (1965) e Sarma (1973), amplamente reconhecidas por satisfazerem simultaneamente as equações de equilíbrio de forças e momentos. Por essa razão, são consideradas mais robustas e rigorosas quando comparadas às abordagens simplificadas.

2.2 Parâmetros de resistência

A resistência ao cisalhamento dos solos é comumente descrita pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb, que relaciona a tensão cisalhante resistente aos parâmetros de coesão (c) e ângulo de atrito interno (φ), além da tensão normal efetiva atuante.

A coesão representa a parcela da resistência independente da tensão normal, sendo associada a forças de ligação entre partículas, especialmente em solos finos. Já o ângulo de atrito interno está relacionado à resistência friccional decorrente do contato entre partículas e da sua estrutura interna.

A determinação desses parâmetros é realizada por meio de ensaios laboratoriais, principalmente ensaios triaxiais (CD, CU e UU). No entanto, a variabilidade natural dos solos, aliada a incertezas de amostragem e escala, implica dispersão significativa nos resultados (LAMBE; WHITMAN, 1969).

Além disso, a extrapolação de parâmetros obtidos em laboratório para condições de campo representa uma fonte adicional de incerteza, sendo recomendada a utilização de faixas de variação e não apenas valores determinísticos (DUNCAN, 2000).

2.3 Linha freática

A linha freática exerce papel fundamental na estabilidade de taludes, pois controla o regime de tensões efetivas, conforme o princípio de Terzaghi. A elevação do nível freático implica aumento das pressões neutras, reduzindo as tensões efetivas e, consequentemente, a resistência ao cisalhamento do solo.

As análises de estabilidade devem considerar diferentes condições hidráulicas, incluindo:

- Condições drenadas, nas quais há dissipação das pressões neutras ao longo do tempo;
- Condições não drenadas, típicas de carregamentos rápidos, onde não ocorre dissipação de poropressões;
- Cenários transientes, como rebaixamento rápido do nível d'água ou eventos de cheia.

A correta definição da posição da linha freática e da distribuição de pressões neutras é essencial para a confiabilidade das análises. Essa definição pode ser obtida por meio de modelagem numérica de fluxo, instrumentação (piezômetros) e interpretação de dados de monitoramento.

2.4 Análise de sensibilidade

A análise de sensibilidade consiste na avaliação sistemática da influência da variação de parâmetros de entrada sobre os resultados de um modelo. No contexto geotécnico, essa abordagem é amplamente utilizada para investigar o impacto das incertezas associadas aos parâmetros do solo e às condições hidráulicas nas análises de estabilidade.

Sua importância reside no fato de que modelos geotécnicos são inerentemente incertos, devido à variabilidade natural dos materiais e às limitações de investigação. Assim, a análise de sensibilidade permite:

- Identificar os parâmetros mais influentes no fator de segurança;
- Avaliar a robustez dos resultados obtidos;
- Apoiar a tomada de decisão em projetos e operações;
- Definir estratégias de investigação complementar e monitoramento.

No caso de barragens, a aplicação dessa técnica possibilita a avaliação de diferentes cenários, como variações nos parâmetros de resistência e na posição da linha freática, contribuindo para uma análise mais realista e confiável do comportamento da estrutura.

Dessa forma, a análise de sensibilidade se consolida como uma ferramenta essencial para aumentar a confiabilidade das avaliações de estabilidade, especialmente quando integrada a dados de instrumentação e monitoramento contínuo.

3 METODOLOGIA

O estudo foi desenvolvido a partir da análise de uma barragem de contenção de sedimentos (Figura 1), com altura máxima de 24,61 m (conforme lei federal 14.066 de 30 de setembro de 2020) composta por aterro compactado e fundação constituída por colúvio aluvionar, solo saprolítico, saprólito e rocha gnáissica.

Por se tratar de uma barragem hipoteticamente concebida para análise conceitual, os parâmetros geotécnicos e hidráulicos adotados (Tabela 1) foram definidos com base em referências bibliográficas e dados de materiais com características compatíveis às representadas no modelo, não sendo provenientes de investigações específicas da estrutura. A rede de fluxo foi definida a partir da estratigrafia considerada, com parâmetros de permeabilidade e anisotropia hidráulica coerentes com os materiais modelados, buscando representar o comportamento esperado para barragens similares.

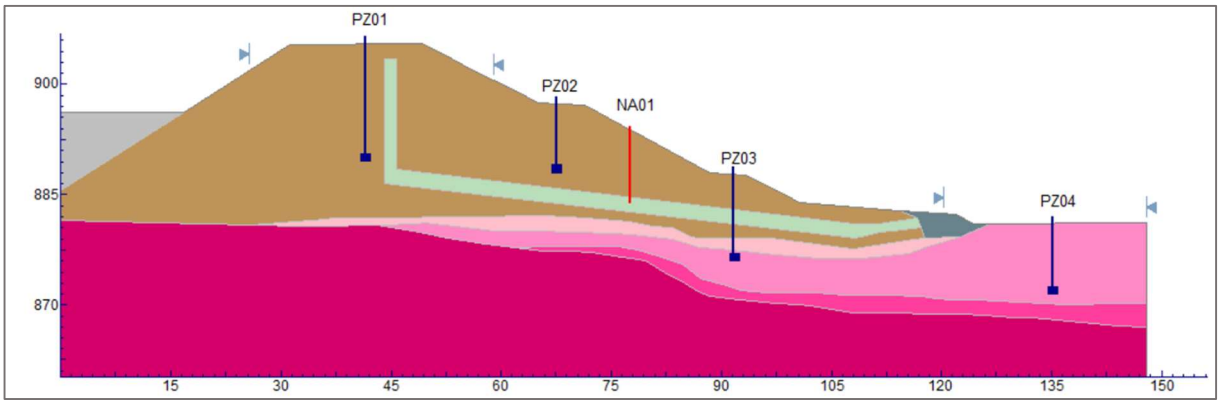


Figura 1. Seção adotada para as análises.

Tabela 1. Parâmetros de permeabilidade e resistência dos materiais.

Cor	Material	Ks (cm/s)	k_V/K_h	Peso específico (kN/m³)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)
	Aterro	1×10^{-5}	0,15	19	0	28
	Enrocamento	2	1	21	0	40
	Colúvio mole aluvionar	6×10^{-5}	1	17,5	12	24
	Solo Saprolítico	6×10^{-5}	1	17,8	10	32
	Saprólito	6×10^{-5}	1	17,8	10	32
	Areia	9×10^{-3}	1	19	0	30
	Gnaisse	4×10^{-5}	1	27	60	30
	Sedimento	1×10^{-5}	1	20	-	-

Foram analisadas variações do nível do reservatório e dos parâmetros de resistência do aterro e do solo saprolítico, tendo em vista que esses materiais desempenham papel relevante no comportamento global da estrutura.

As análises de estabilidade foram realizadas para a seção central da estrutura, com auxílio do software SLIDE2 2022 (Rocscience), adotando-se o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Foram utilizados os métodos de equilíbrio-limite de Spencer, Morgenstern-Price e Sarma, sendo apresentados os resultados das superfícies não circulares que resultaram nos menores fatores de segurança. Além disso, a linha freática foi obtida através de calibração da rede de fluxo a partir da análise dos ensaios de permeabilidade para os materiais constituintes.

Foram avaliados os Cenários I, II e III conforme a NBR 13.028/2025. O Cenário I corresponde à condição operacional, com o nível d'água do reservatório no máximo normal (903 m), e a linha freática definida a partir de análise de percolação com base em modelo calibrado. O Cenário II mantém essa mesma condição hidráulica, adotando parâmetros de resistência não drenados juntamente com a solicitação sísmica, por meio de abordagem pseudoestática. Já o Cenário III considera apenas a condição operacional associada à análise não drenada. Ressalta-se que os parâmetros drenados adotados foram definidos a partir da interpretação de ensaios de campo e de laboratório, considerados representativos das condições geotécnicas dos materiais da estrutura.

Foi adotado um coeficiente de variação (COV) de 20% para os parâmetros geotécnicos, valor compatível com as faixas de variabilidade indicadas por Campello et al. (2019) para parâmetros de resistência ao cisalhamento. A escolha desse valor permitiu avaliar a sensibilidade dos fatores de segurança frente às incertezas associadas à caracterização geotécnica dos materiais. Aplicou-se a variação simultânea de ambos, admitindo-se uma possível margem de incerteza inerente aos valores obtidos em laboratório, sendo possível observar a resposta em cenários variados.

Também foi considerada a influência do nível freático nas análises. Para isso, foram adotados incrementos e decréscimos em relação ao valor de referência de 903 m, correspondente à cota da soleira do extravasor, de modo a representar diferentes condições de saturação da fundação. Assim, foram definidos três níveis de análise: 903 m (valor de referência), 902 m (limite inferior) e 904 m (limite superior, que representa o nível máximo *maximorum*, ou seja, nível mais elevado que um reservatório pode atingir, representando a cota máxima para a qual a estrutura foi projetada para suportar com segurança).

Com base nas definições previamente estabelecidas, foram delineadas as hipóteses de cálculo apresentadas na Tabela 1, as quais serão aplicadas aos Cenários I, II e III anteriormente definidos para cada nível freático pré-estabelecido.

Tabela 1. Hipóteses consideradas para a variação dos parâmetros de resistência (aterro e solo saprolítico) para cada NA do reservatório.

Hipótese	**Aterro**		**Solo saprolítico**	
	c' (kPa)	**Φ' (°)**	**c' (kPa)**	**Φ' (°)**
Parâmetros adotados nas análises de estabilidade atuais	5	35	9	31
A – Redução de 20% dos parâmetros de resistência	4	28	7	25
B – Aumento de 20% dos parâmetros de resistência	6	42	11	37

4 RESULTADOS

Os fatores de segurança obtidos estão apresentados nas Tabelas 2 a 4, sendo as Figuras 3 e 4 representativas das superfícies críticas de ruptura para NA 904 m no Cenário I, considerando a variação de –20% e +20% nos parâmetros do solo saprolítico.

Para os parâmetros atuais (Tabela 2), os fatores de segurança no Cenário I variam entre 1,40 e 1,44, com leve redução com o aumento do nível d'água. No Cenário II, os valores permanecem próximos ao mínimo normativo (FS= 1,10), enquanto no Cenário III situam-se entre 1,23 e 1,25, abaixo do preconizado na NBR 13.028:2025 de 1,30.

A redução de 20% nos parâmetros (Tabela 3) resulta em diminuição sistemática dos fatores de segurança, com valores mínimos próximos de 1,01 no aterro (Cenário II), indicando condição crítica. Para o solo saprolítico, os fatores de segurança permanecem mais elevados.

O aumento de 20% nos parâmetros (Tabela 4) promove elevação consistente dos fatores de segurança em todos os cenários.

As Figuras 3 e 4 evidenciam a influência dos parâmetros na geometria das superfícies de ruptura, com maior profundidade e mobilização na condição de redução da resistência e superfícies mais confinadas na condição de aumento.

Tabela 2. Fatores de Segurança globais - parâmetros adotados atualmente.

Cenário	**FS mínimo NBR 13028 (2025)**	**NA do reservatório**	**Sup. não circular**
I	1,50	902	1,44
		903	1,42
		904	1,40
II	1,10	902	1,11
		903	1,10
		904	1,10
III	1,30	902	1,25
		903	1,24
		904	1,23

Tabela 3. Fatores de Segurança globais – redução de 20%.

Cenário	**FS mínimo NBR 13028 (2025)**	**NA do reservatório**	**Variação - Aterro** **Sup. não circular**	**Variação – Solo saprolítico** **Sup. não circular**
I	1,50	902	1,41	1,42
		903	1,40	1,32
		904	1,39	1,38
II	1,10	902	1,04	1,17
		903	1,02	1,17
		904	1,01	1,16
III	1,30	902	1,17	1,36
		903	1,16	1,32
		904	1,14	1,29

Tabela 4. Fatores de Segurança globais – aumento de 20%

Cenário	FS mínimo NBR 13028 (2025)	NA do reservatório	Variação - Aterro Sup. não circular	Variação – Solo saprolítico Sup. não circular
I	1,50	902	1,69	1,61
		903	1,67	1,59
		904	1,65	1,44
II	1,10	902	1,43	1,25
		903	1,19	1,26
		904	1,18	1,25
III	1,30	902	1,52	1,44
		903	1,37	1,43
		904	1,35	1,41

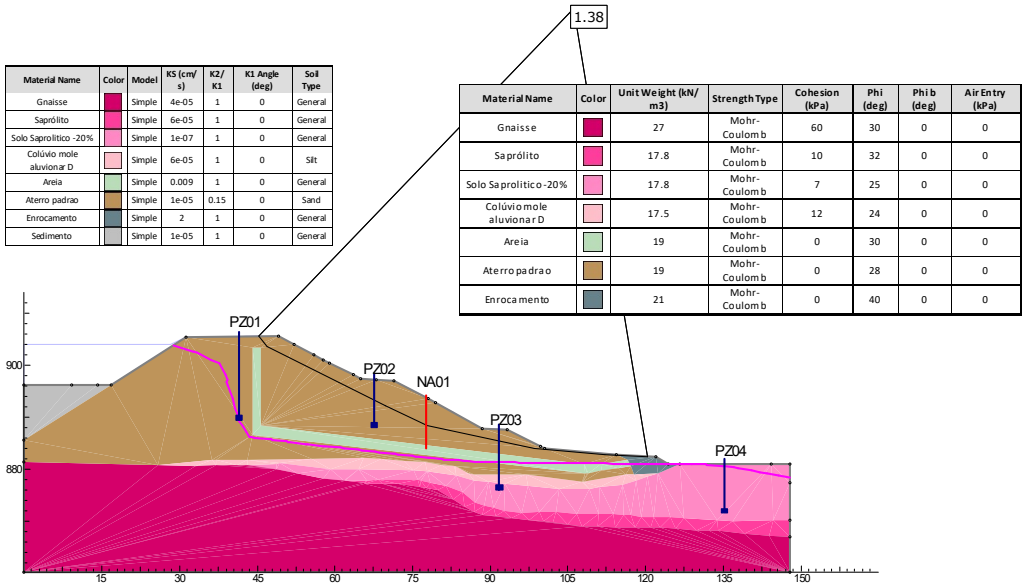


Figura 3. Análise de estabilidade – NA 904 m, Cenário I (saprolítico –20%)

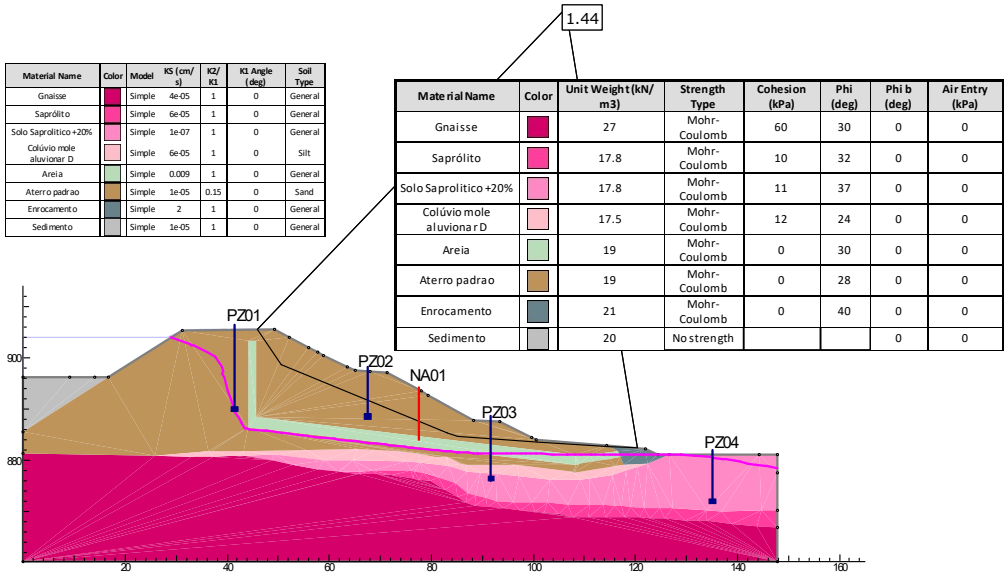


Figura 4. Análise de estabilidade – NA 904 m, Cenário I (saprolítico + 20%)

5 DISCUSSÃO

Os resultados obtidos evidenciam que a estabilidade da barragem é predominantemente influenciada pelos parâmetros de resistência ao cisalhamento, apresentando menor sensibilidade às variações do nível freático dentro da faixa analisada, conforme discutido na literatura geotécnica (DUNCAN, 2000; DUNCAN; WRIGHT; BRANDON, 2014).

A redução de 20% nos parâmetros de resistência resultou em diminuições consistentes dos fatores de segurança, com maior impacto observado no aterro, especialmente no Cenário II, onde os valores atingem aproximadamente FS = 1,01, caracterizando condição próxima ao limite de estabilidade. Em contrapartida, o solo saprolítico apresentou menor sensibilidade relativa, mantendo fatores de segurança superiores nas mesmas condições.O aumento de 20% nos parâmetros de resistência resultou em elevação significativa dos fatores de segurança em todos os cenários, evidenciando comportamento coerente do modelo numérico frente às variações das propriedades mecânicas dos materiais.

No que se refere às variações do nível d'água entre as cotas 902 m e 904 m, observam-se alterações pouco expressivas nos fatores de segurança, indicando que, para a geometria e condições analisadas, a influência das poropressões é secundária em relação à resistência dos materiais, conforme discutido por Fredlund e Rahardjo (1993).

De modo geral, os resultados demonstram consistência do modelo e indicam que, dentre os materiais analisados, a estabilidade global da estrutura apresentou maior sensibilidade às variações dos parâmetros de resistência do aterro em relação ao solo saprolítico.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a todos que contribuíram para a realização deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13028: Barragens de mineração – Projeto, construção e operação. Rio de Janeiro, 2025.

ANM – AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO. Resolução nº 95, de 7 de fevereiro de 2022. Estabelece critérios para segurança de barragens de mineração. Brasília, 2022.

CAMPELLO, I. C. et al. Variabilidade de propriedades geotécnicas: revisão bibliográfica e valores típicos de coeficientes de variação. In: XXXII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS (SNGB), 2019, Salvador. Anais […]. Salvador: CBDB, 2019.

CARVALHO, José Camapum de et al. (org.). *Solos não saturados no contexto geotécnico.* São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), 2015.

DAS, Braja M. *Fundamentos de engenharia geotécnica*. São Paulo: Thomson Learning, 2007.

DUNCAN, J. M. Factors of safety and reliability in geotechnical engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 126, n. 4, p. 307–316, 2000.

DUNCAN, J. M.; WRIGHT, S. G.; BRANDON, T. L. *Soil Strength and Slope Stability*. 2. ed. Hoboken: Wiley, 2014.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. New York: Wiley, 1993.

GISTM – GLOBAL INDUSTRY STANDARD ON TAILINGS MANAGEMENT. *Global Industry Standard on Tailings Management*. 2020.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. *Dam Safety Guidelines*. Paris, 2013.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. *Soil Mechanics*. New York: Wiley, 1969.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/8

Análise de Sensibilidade do Fator de Segurança de Estabilidade Geotécnica de uma Barragem em Relação aos Parâmetros de Resistência dos Materiais

Luana Aparecida Silva
Estudante de Engenharia Civil, CEFET-MG, Curvelo, Brasil, luanasil412@gmail.com

Bruno Oliveira da Silva
Professor, Engenharia Civil, CEFET-MG, Curvelo, Brasil, brunosilva@cefetmg.br

Eva Priscila Cardoso
Mestranda em Geotecnia, UFOP, Ouro Preto, Brasil, eva.cardoso@aluno.ufop.edu.br

Marcos Tulio Fernandes
Professor, Engenharia Civil, CEFET-MG, Curvelo, Brasil, marcostfer@cefetmg.br

Thiago Bomjardim Porto
Professor, Engenharia Civil, CEFET-MG, Curvelo, Brasil, Thiago.porto@cefetmg.br

RESUMO: As análises de estabilidade de estruturas geotécnicas têm como objetivo verificar a condição de segurança, por meio da avaliação das possíveis superfícies de ruptura que possam comprometer a integridade dessas estruturas. A definição dos parâmetros de resistência dos materiais exerce grande influência nos resultados, sobretudo porque, desde sua obtenção até o tratamento e interpretação dos dados, podem ser incorporadas incertezas aos valores adotados. A realização de análises de sensibilidade permite incorporar o efeito dessas incertezas na avaliação da segurança, possibilitando a quantificação de seu impacto no Fator de Segurança (FS). Nesse contexto, este artigo teve como objetivo avaliar a sensibilidade do FS frente à variação dos parâmetros de resistência da barragem de Itaúna, localizada no estado do Ceará, com base em análises de estabilidade pelo método do Equilíbrio Limite de Morgenstern-Price. Para isso, utilizou-se o coeficiente de variação (COV) na definição dos intervalos de variação do peso específico, da coesão e do ângulo de atrito, considerando diferentes cenários. Os resultados indicaram que o FS é mais sensível às incertezas associadas ao ângulo de atrito, cujo intervalo entre os valores máximo e mínimo representou aproximadamente 10% do FS médio (1,528), correspondendo a uma variação da ordem de 0,289.

PALAVRAS-CHAVE: Barragem de Terra; Incertezas; Sensibilidade do Fator de Segurança.

ABSTRACT: Stability analyses of geotechnical structures aim to verify safety conditions by evaluating potential failure surfaces that may compromise the integrity of these structures. The definition of material strength parameters has a significant influence on the results, especially because uncertainties may be incorporated into the adopted values from the stage of data acquisition through processing and interpretation. Conducting sensitivity analyses makes it possible to account for the effect of these uncertainties in the safety assessment, enabling the quantification of their impact on the Factor of Safety (FS). In this context, this study aimed to evaluate the sensitivity of the FS to variations in the strength parameters of the Itaúna dam, located in the state of Ceará, based on stability analyses using the Morgenstern-Price Limit Equilibrium method. For this purpose, the coefficient of variation (COV) was used to define the variation ranges of unit weight, cohesion, and friction angle under different scenarios. The results indicated that the FS is more sensitive to uncertainties associated with the friction angle, whose range between maximum and minimum values represented approximately 10% of the mean FS (1.528), corresponding to a variation on the order of 0.289.

KEYWORDS: Earth dam; Uncertainties, Safety Factor Sensitivity.

1 INTRODUÇÃO

De acordo com Costa (2012), as barragens têm diversas finalidades, as quais podem ser divididas em dois grandes grupos: barragens de regularização e barragens de retenção. O autor enfatiza que, desde que apresentem arranjos estruturalmente estáveis, esses objetivos podem ser alcançados por meio de diferentes tipos de barragens, empregando uma ampla variedade de materiais de construção, como solos, enrocamento, asfalto, concreto, entre outros. A segurança geotécnica dessas estruturas comumente é avaliada e quantificada através do cálculo de um Fator de Segurança (FS), o qual consiste na comparação entre os esforços atuantes com a resistência típica dos materiais de construção e da fundação da estrutura (Massad, 2010). No entanto, Cho (2007) destaca que o processo de avaliação da estabilidade por meio de uma abordagem determinística para o cálculo do FS apresenta limitações. Esse autor argumenta que diversas fontes de incertezas estão envolvidas nesse processo, especialmente aquelas relacionadas à obtenção dos parâmetros de resistência dos materiais.

Diante deste cenário, uma abordagem possível para mitigar essas limitações é a realização de análises de sensibilidade, permitindo incorporar o efeito das incertezas na avaliação da segurança das estruturas geotécnicas (Siacara, Beck, Futai, 2018). Para Neto et al. (2018), a análise de sensibilidade dos parâmetros de resistência dos materiais de obras geotécnicas constitui uma ferramenta útil para auxiliar os projetistas nos estudos e projetos de estruturas geotécnicas. A análise de sensibilidade consiste em atribuir incertezas a algumas variáveis explicativas de um parâmetro-resposta e avaliar quais as magnitudes dos efeitos de tais incertezas neste parâmetro (Nearing *et al.*,1990). Tendo em vista o contexto apresentado, a presente proposta de pesquisa visa realizar uma análise de sensibilidade do Fator de Segurança em relação à variação dos parâmetros de resistência dos materiais de construção e da fundação de uma barragem localizada em Chaval, Ceará. Objetiva-se avaliar o grau de dependência ou sensibilidade do FS em relação à estabilidade geotécnica da estrutura, considerando às incertezas inerentes aos parâmetros de resistência destes materiais.

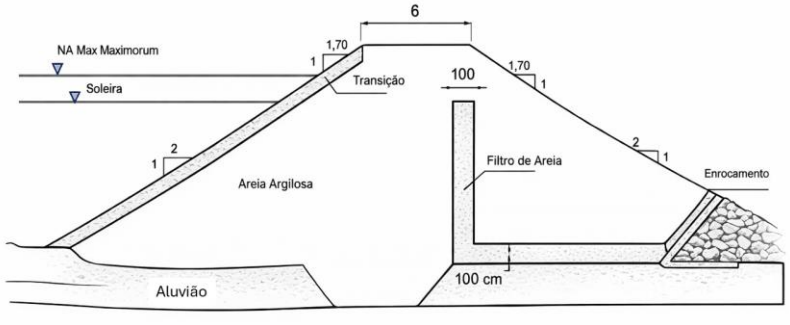
2 ESTUDO DE CASO

2.1 Barragem Itaúna

A barragem analisada será a barragem de Itaúna, que tem como finalidade barrar o rio Timonha, do sistema do rio Coreaú, localizado cidade de Chaval no estado do Ceará, o açude se destina ao abastecimento da cidade de Chaval e de Barroquinha. Os dados utilizados para a análise de estabilidade dos taludes da barragem foram fornecidos pela Secretária de Recursos Hídricos do Ceará (1998), assim todas as características pertinentes a barragem estão dispostas dos relatórios disponibilizados.

A barragem de Itaúna foi projetada com um maciço terroso homogêneo compactado e possui uma seção trapezoidal constituída de areia argilosa. Finalizada em 2001, a barragem apresenta uma altura máxima de aproximadamente 17,95 metros, um coroamento de 6 metros de largura e uma extensão de 436,00 metros. O reservatório apresenta uma capacidade de 77.500.000 m³ de água. A Figura 1 a seguir, apresenta as características geométricas da seção transversal da barragem de Itaúna, seção adotada para a análise de estabilidade.

Figura 1 - Seção transversal da barragem Itaúna



Fonte: Adaptado de SRHCE (1998).

O sistema de drenagem interna da barragem inclui um filtro vertical com um metro de espessura, composto por areia de granulometria variada. Este filtro está conectado ao enrocamento a jusante da barragem, por meio de um tapete drenante com a mesma constituição e espessura do filtro vertical. A fundação é caracterizada por uma camada de aluvião arenoso, que se estende até o quartzito, a rocha predominante na região.

3 PARÂMETROS ADOTADOS

3.1 Parâmetros hidráulicos adotados para análises de fluxo

Para a análise de percolação no maciço, realizada por meio do SEEP/W, fator intrinsecamente relacionado à estabilidade dos taludes, adotou-se a seção de maior altura da estrutura, apresentada na Figura 1. Os parâmetros de entrada, correspondentes aos coeficientes de permeabilidade dos materiais utilizados na simulação da percolação e na definição das redes de fluxo, foram fornecidos pela Secretaria de Recursos Hídricos do Estado do Ceará.

Os materiais empregados na construção da barragem foram provenientes de jazidas localizadas nas proximidades do empreendimento, aspecto que influenciou diretamente sua seleção. Para o material constituinte do maciço terroso, foram realizados ensaios de permeabilidade com carga constante, a partir dos quais se obteve o valor médio adotado neste estudo. Já para os materiais do filtro, foram executados ensaios de permeabilidade com carga variável. Os valores obtidos estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1- Parâmetro de permeabilidade dos materiais.

Componente	Material	k(m/s)
Maciço	Areia Siltosa	$1{,}50 \times 10^{-7}$
Filtro	Areia	$2{,}40 \times 10^{-5}$
Transição	Pedregulho	$1{,}00 \times 10^{-3}$
Enrocamento	Pedregulho	$1{,}00 \times 10^{-3}$
Fundação	Aluvião	$3{,}26 \times 10^{-5}$

Fonte: Adaptado de SRHCE (1998).

3.2 Parâmetros de resistência dos materiais

Para a avaliação da estabilidade geotécnica da estrutura, serão considerados os parâmetros de resistência dos materiais conforme apresentados no Relatório de Estudos Geológicos e Geotécnicos (SRHCE, 1998). Os parâmetros mencionados são apresentados na Tabela 2, esses valores correspondem aos parâmetros de resistência dos materiais que constituem a barragem de terra de Itaúna. Ressalta-se que os dados referentes ao enrocamento e à transição foram adotados com base em referências da literatura, conforme descrito no Memorial de Cálculo do projeto.

Tabela 2-Parâmetros de resistência dos materiais da Barragem Itaúna.

Material	Peso Específico (kN/m^3)	Coesão kPa	Ângulo de Atrito
Areia Siltosa	18,20	3,82	35,90°
Areia (Filtro)	18,50	0,00	30,00°
Pedregulho (Trans.)	19,00	0,00	33,00°
Pedregulho (Enr.)	20,00	0,00	37,00°
Aluvião	18,50	0,00	33,00°

Fonte: Adaptado de SRHCE (1998).

Para a realização das análises de estabilidade dos taludes, foi adotada a análise determinística, utilizando-se o método de equilíbrio-limite de Morgenstern-Price (1965). O critério de ruptura de Mohr-

Coulomb foi considerado nesta avaliação, empregando-se como dados de entrada os parâmetros geotécnicos obtidos no Relatório de Estudos Geológicos e Geotécnicos, provenientes de ensaios de cisalhamento lento. A análise de fluxo complementa a análise de estabilidade executada no SLOPE/W, visto que o Fator de Segurança do talude de jusante é diretamente influenciado pela presença de água no maciço e pelo comportamento da linha freática em seu interior.

O Fator de Segurança, definido como a razão entre a resistência ao cisalhamento disponível e a resistência mobilizada, será calculado para as diferentes condições impostas pela variação dos parâmetros geotécnicos. Para fins de avaliação, será realizada a comparação entre os coeficientes obtidos nas distintas simulações, tomando-se como referência o Fator de Segurança mínimo estabelecido para a condição de operação do reservatório com a rede de fluxo em regime normal, conforme a ABNT NBR 13028, que estabelece valor mínimo aceitável igual a 1,50.

3.3 Análise estatística dos parâmetros

As propriedades físicas e mecânicas dos solos e das rochas são naturalmente dispersas, uma informação que deve ser considerada nas análises de estabilidade de taludes. Segundo Flores (2008), uma forma mais eficiente de expressar essa dispersão é por meio do coeficiente de variação amostral (COV), definido como a razão entre o desvio padrão (σ) e a média (μ). Sendo uma grandeza adimensional, esse coeficiente avalia a variabilidade dos dados em relação à média global (Pereira, 2020). Essa relação é expressa na Equação 1, apresentada a seguir.

$$COV = \frac{\sigma}{\mu} \times 100\% \quad (1)$$

Flores (2008) comenta também que, o coeficiente de variação (COV) descreve o quanto os dados estão longe da média, sendo, portanto, uma análise em função da variação espacial dos parâmetros. Ainda segundo o autor, diferentes valores de coeficiente de variação são encontrados na literatura, esses valores podem ser muito úteis para se validar um determinado parâmetro de solo. O Quadro 1 apresenta um compilado de valores do COV, segundo os parâmetros do solo e os autores responsáveis pela análise desse coeficiente. Para realizar o cálculo do desvio padrão dos parâmetros de resistência dos materiais que constituem a estrutura, como mencionado anteriormente, foi utilizado o COV médio referente ao peso específico, coesão e ângulo de atrito.

Quadro 1- Coeficientes de variação usuais por parâmetro geotécnico.

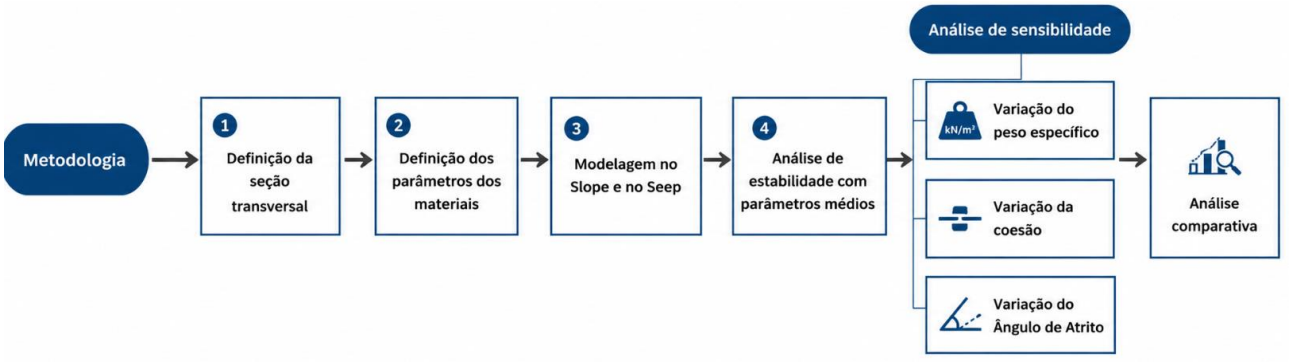
Propriedade ou Resultado de Ensaio de Campo	Coeficiente de Variação COV (%)	Origem
Peso específico (γ)	3 a 7	Harr (1984), Kulhawy (1992), Lacasse and Nadim (1997) e Duncan (2000)
Peso específico submerso (γsub)	0 a 10	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Ângulo de atrito efetivo (ϕ')	2 a 13	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Coesão (c)	20 a 80	Sandroni e Sayão (1993)
Resistência ao cisalhamento não drenada (Su)	13 a 40	Lacasse and Nadim (1997) e Duncan (2000)
Parâmetro de resistência ao cisalhamento não drenada (Su/σ'v)	5 a 15	Lacasse and Nadim (1997) e Duncan (2000)
Índice de compressão (Cc)	10 a 37	Harr (1984), Kulhawy (1992) e Duncan (2000)
Coeficiente de permeabilidade de argila saturada (k)	68 a 90	Harr (1984) e Duncan (2000)
Coeficiente de permeabilidade de argila não saturada (k)	130 a 240	Harr (1984) e Benson et al., (1999)
Coeficiente de adensamento (Cv)	33 a 68	Duncan (2000)

Fonte: Souza, (2023).

4 METODOLOGIA

Inicialmente, foi realizada a modelagem da seção transversal da barragem, com o objetivo de definir a geometria do objeto de estudo. Em seguida, foram determinados os parâmetros geotécnicos (coesão, ângulo de atrito e peso específico) e hidráulicos (condutividade hidráulica) dos materiais constituintes da estrutura. Após a definição da seção, estabeleceram-se as condições de contorno nos SEEP/W e SLOPE/W para a realização das análises de percolação e estabilidade da seção, respectivamente, possibilitando, na etapa seguinte, a aplicação da variação dos parâmetros geotécnicos. O fluxograma apresentado na Figura 2, demonstra a metodologia adotada para no presente trabalho.

Figura 2 - Fluxograma da metodologia da pesquisa.



Para a realização da análise de sensibilidade de cada parâmetro de resistência, foi inicialmente determinado o valor do Fator de Segurança (FS) considerando os parâmetros sem qualquer variação. Esse valor foi adotado como referência para a análise comparativa. Em seguida, foram definidos três cenários para avaliar a sensibilidade do FS, sendo que, em cada cenário, apenas um parâmetro sofreu variação, conforme a aplicação do desvio padrão, enquanto os demais permaneceram constantes. O Quadro 2, apresentado a seguir, demonstra a metodologia adotada para a variação dos parâmetros de resistência dos materiais. Em cada cenário, foi aplicado o desvio padrão calculado a partir do valor do coeficiente de variação médio (COV), de cada parâmetro. A adoção do COV médio teve como objetivo representar a variabilidade típica desses parâmetros de forma estatisticamente consistente, evitando que valores extremos ou específicos de determinado material influenciassem de maneira desproporcional os resultados da análise. Por meio dessa análise, foram obtidos os Fatores de Segurança correspondentes a cada variação aplicada.

Quadro 2 - Cenários de Sensibilidade dos Parâmetros.

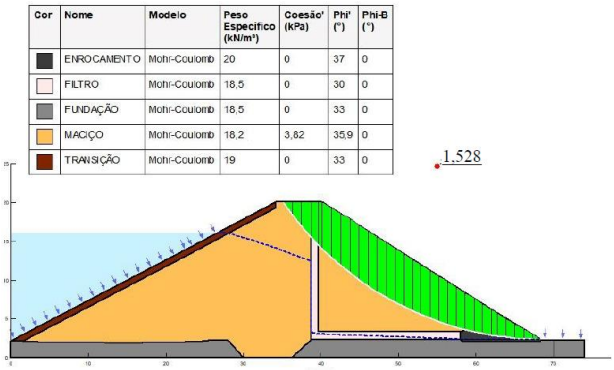
CENÁRIO I - Sensibilidade Peso Específico				
Parâmetros	Pes. Esp. (+) Desvio Padrão kN/m³	Pes. Esp.(-) Desvio Padrão kN/m³	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito(°)
CENÁRIO II - Sensibilidade Coesão				
Parâmetros	Coesão (+) Desvio Padrão (kPa)	Coesão (-) Desvio Padrão (kPa)	Peso Específico kN/m³	Ângulo de Atrito(°)
CENÁRIO III - Sensibilidade Ângulo de Atrito				
Parâmetros	Ângulo de Atrito (+) Desvio Padrão (°)	Ângulo de Atrito(-) Desvio Padrão (°)	Coesão (kPa)	Peso Específico kN/m³

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Para este trabalho, foi considerada a condição de operação da barragem com rede de fluxo em regime normal, adotando-se o nível máximo do reservatório, registrado na cota 32,50 m no talude de montante. A análise de estabilidade foi realizada de forma concomitante à análise de fluxo. Para o talude de jusante, obteve-

se um Fator de Segurança (FS) igual a 1,528. De acordo com o limite mínimo estabelecido pela ABNT NBR 13028/2024, o valor encontrado é superior ao mínimo exigido, atendendo, portanto, aos critérios normativos. A Figura 3 apresenta a superfície crítica de ruptura do talude de jusante da Barragem de Itaúna, bem como o Fator de Segurança obtido na análise de estabilidade, para a qual foram adotados os valores médios dos parâmetros geotécnicos.

Figura 3 - FS talude jusante.

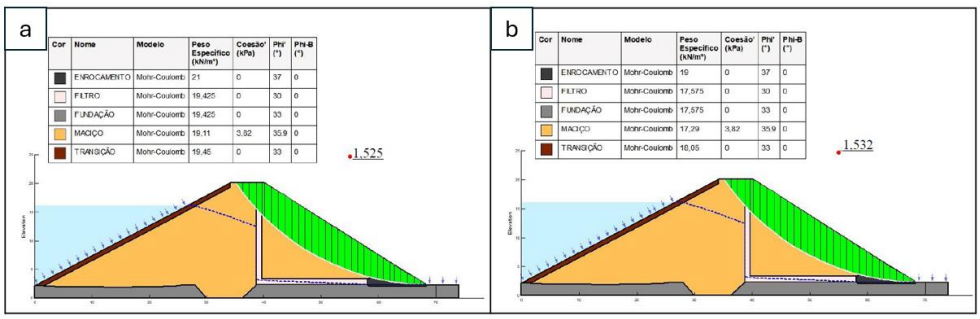


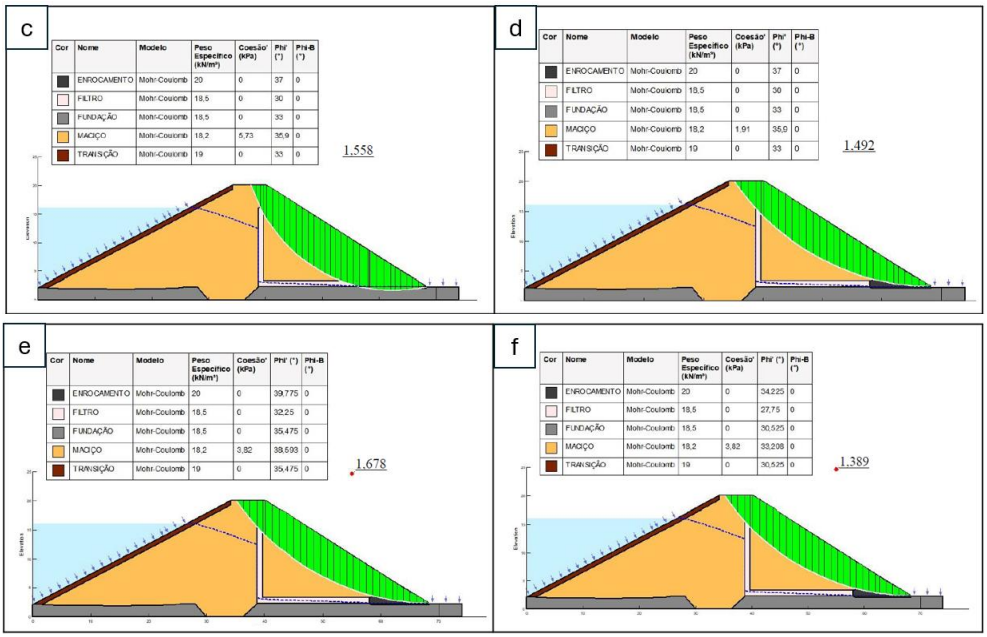
Para realizar a análise de sensibilidade do FS, frente a variação dos parâmetros de resistência dos materiais, foram estabelecidos cenários específicos para a verificação de cada parâmetro de forma isolada. A Tabela 3, apresenta o coeficiente de variação médio, de acordo com cada parâmetro, bem como os valores de desvio padrão obtidos, esses valores foram aplicados de forma que, cada parâmetro seja analisado separadamente, conforme os cenários indicados na sequência. Salienta-se que, apenas o material que constitui o maciço da barragem apresenta coesão, dessa forma, o desvio padrão referente a esse parâmetro, é aplicado apenas nesse material.

Tabela 3- Valores de desvio padrão.

Material	**Peso Específico (kN/m³)**	**Coesão kPa**	**Ângulo de Atrito**
Areia Siltosa	0,910	1,910	2,693
Areia (Filtro)	0,925	0,000	2,250
Pedregulho (Trans.)	0,950	0,000	2,475
Pedregulho (Enr.)	1,000	0,000	2,775
Aluvião	0,925	0,000	2,475

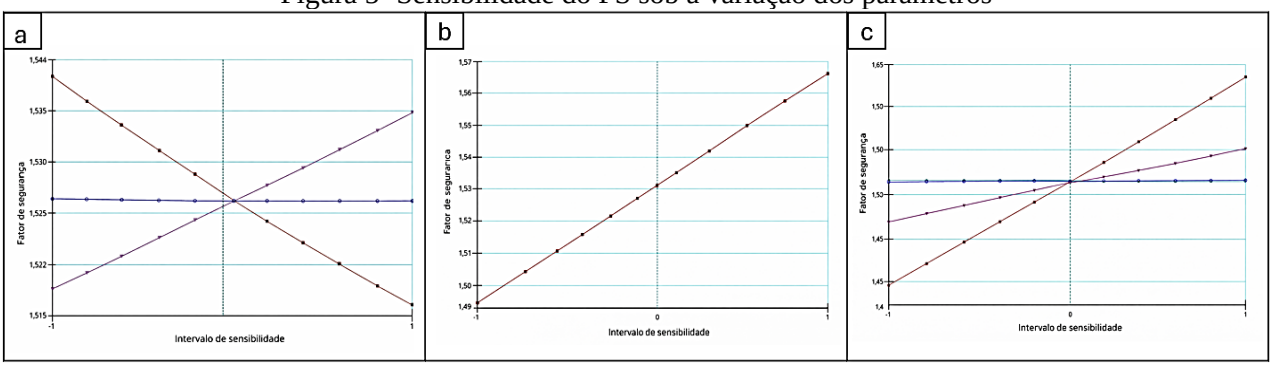
Figura 4- Análise de variação dos parametros de resistência





As Figuras 4(a) e 4(b) presentam o Cenário I, referente à variação do peso específico. A análise de sensibilidade foi limitada a ±1 desvio padrão (±1σ), calculado a partir do COV médio de cada parâmetro, por representar uma faixa estatisticamente plausível de variabilidade e permitir a comparação direta da influência individual dos parâmetros. Observa-se que o aumento do peso específico reduz o FS em 0,003, enquanto sua redução eleva o FS em 0,004, evidenciando baixa sensibilidade desse parâmetro, em concordância com Cho (2007). As Figuras 4(c) e 4(d) apresentam o Cenário II, referente à coesão. A variação de +1σ promove aumento de 0,030 no FS, enquanto -1σ reduz o fator de segurança em 0,036. O comportamento confirma a maior influência da coesão em relação ao peso específico, resultado também observado por Flores (2008), que destaca a relevância dos parâmetros resistentes na estabilidade de taludes. As Figuras 4(e) e 4(f) apresentam o Cenário III, referente ao ângulo de atrito. A aplicação de +1σ aumenta o FS em 0,150, enquanto -1σ reduz o FS em 0,139, demonstrando que este é o parâmetro de maior influência na estabilidade da barragem. Esse comportamento é consistente com os resultados de Cho (2007) e Souza (2023), que identificaram o ângulo de atrito como o parâmetro geotécnico mais sensível nas análises de estabilidade.

Figura 5- Sensibilidade do FS sob a variação dos parâmetros



A Figura 5 apresenta a influência individual de cada material considerando a variação normalizada de ±1σ. As maiores alterações no FS concentram-se no maciço e no enrocamento para o peso específico, enquanto a coesão influencia apenas o maciço, por ser o único material coesivo. Para o ângulo de atrito, todos os materiais apresentam aumento do FS com +1σ e redução com -1σ, confirmando a predominância desse parâmetro na estabilidade global e reforçando as tendências descritas por Cho (2007), Flores (2008) e Souza (2023).

6 CONCLUSÃO

Este trabalho apresentou a análise de sensibilidade uma Fator de Segurança (FS) da barragem de Itaúna (CE), considerando as incertezas dos parâmetros geotécnicos por meio do coeficiente de variação (COV). Os resultados mostraram que o ângulo de atrito foi o parâmetro mais influente na estabilidade, causando variação de aproximadamente 10% no FS (entre 1,389 e 1,678), Embora a coesão apresente incertezas relevantes devido ao seu intervalo de variação, foi o ângulo de atrito que exerceu maior influência nos resultados.

Conclui-se que as incertezas associadas aos parâmetros de resistência podem impactar significativamente o FS, sendo que alguns parâmetros exercem influência mais expressiva que outros. Além disso, os resultados indicam que campanhas de investigação geotécnica devem priorizar a caracterização do ângulo de atrito, uma vez que sua determinação mais precisa tende a reduzir as incertezas das análises e aumentar a confiabilidade das avaliações de estabilidade de barragens.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio do Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET MG) na viabilização do presente artigo. Gostaríamos de agradecer também a *Seequent* pela disponibilização do software e ao COBRAMSEG 2026 pela oportunidade da publicação do presente trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2024) NBR 13028: *Mineração —Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água — Requisitos*. Rio de Janeiro.

CHO, S. E. *Effects of spatial variability of soil properties on slope stability. First International Symposium on Uncertainty Modeling and Analysis and Management* (ICVRAM); and Fifth International Symposium on Uncertainty Modeling and Anaylsis (ISUMA), 2007.

COSTA, W. D. *Geologia de Barragens*. 1. ed. Oficina de Textos, São Paulo, 2012.

FLORES, E. A. F. *Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes Considerando a Variabilidade Espacial do Solo*. 2008. 101 p. Dissertação (Mestrado) - Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro.

MASSAD, F. *Obras de Terra – Curso Básico de Geotecnia*. 2. ed. Oficina de Textos, São Paulo, 2010.

NEARING, M. A.; Deer-Ascough, L.; Laflen, J.M. (1990) *Sensitivity analysis of the WEPPhillslope profile erosion model*. Transactions of theASAE, v. 33, n.3, 1990.

NETO, F. C, Fonteles, C. Q, Farias, T. R. L, Bastos, J. *Análise de sensibilidade de fatores desegurança de estabilidade externa de uma estrutura de contenção em solos reforçado do tipo terra armada*. Bahia. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. 2018.

PEREIRA, A. *Análise de estabilidade de taludes: superfície circular***.** YouTube, 2020. Disponível em: https://www.youtube.com/watch?v=Y93kg6oqCFs. Acesso em: 2 fev. 2026.

SIACARA, A. T; Beck, A.T; Futai, M. M. *Confiabilidade Estrutural de uma barragem de terra antiga*. Bahia. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. 2018.

SOUZA, L. A. E. *Avaliação geotécnica da estabilidade de uma barragem de rejeitos por métodos probabilísticos e Determinísticos*. Araxá. 2023. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Minas) – Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais – MG, 2023.

SRHCE (1998). Secretaria de Recursos Hídricos do Ceará. Disponível em: http://www.ged.srh.ce.gov.br/pesquisar_por_municipio.php. Acesso em 10 de jun. de 2024.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/9

Aplicação do *Framework* do ICOLD *Bulletin* 194 na Avaliação de Estruturas de Disposição de Rejeitos com Materiais Contráteis

Letícia Balabram Leão Garcia
Engenheira Geotécnica, Knight Piésold, Belo Horizonte, Brasil, lgarcia@knightpiesold.com

Andressa da Silva
Engenheira Geotécnica, Knight Piésold, Belo Horizonte, Brasil, asilva2@knightpiesold.com

Lucas Otoni Corrêa
Assistente de Engenharia, Knight Piésold, Belo Horizonte, Brasil, lcorrea2@knightpiesold.com

Guilherme Roberto Slongo
Engenheiro Geotécnico, Knight Piésold, Belo Horizonte, Brasil, gslongo@knightpiesold.com

Carla Caroline Allessi
Engenheira Geotécnica, Knight Piésold, Belo Horizonte, Brasil, callessi@knightpiesold.com

RESUMO: O presente trabalho tem como objetivo demonstrar a aplicação prática do *framework* proposto no Apêndice B do ICOLD *Bulletin* 194 para a avaliação da estabilidade de estruturas de disposição de rejeitos contendo materiais contráteis. A metodologia baseou-se na interpretação de resultados de ensaios triaxiais adensados não drenados realizados em material de empréstimo compactado, submetido a diferentes níveis de tensão confinante, permitindo analisar o comportamento tensão–deformação, onde é possível verificar a ocorrência de *strain-softening* e a magnitude da perda de resistência pós-pico por meio do índice de fragilidade (I_B). A partir desses dados, o material foi classificado conforme os casos previstos no *framework*, orientando a seleção dos métodos de análise e fatores mínimos de segurança recomendados. Foram analisados os possíveis enquadramentos do material nos diferentes cenários do fluxograma, incluindo situações de comportamento moderadamente e altamente frágil, bem como suas implicações para análises de estabilidade. Os resultados evidenciam que a aplicação sistemática do *framework* fornece uma base técnica consistente para a interpretação do comportamento geomecânico e para a definição de abordagens de estabilidade alinhadas às melhores práticas internacionais e apresenta aplicabilidade em condições reais, devendo sempre ser utilizada em conjunto com as normas e exigências regulatórias vigentes, adotando-se critérios compatíveis e conservadores para a avaliação da segurança geotécnica.

PALAVRAS-CHAVE: Barragens de rejeitos, Materiais contráteis, Strain-softening, Estabilidade geotécnica, Ensaios triaxiais, ICOLD.

ABSTRACT: This study aims to demonstrate the practical application of the framework proposed in Appendix B of ICOLD Bulletin 194 for the stability assessment of tailings storage facilities containing contractive materials. The methodology was based on the interpretation of consolidated undrained triaxial test results performed on compacted borrow material under distinct confining stress levels, allowing the evaluation of stress–strain behavior, aiming to verify the occurrence of strain-softening, and the magnitude of post-peak strength loss through the brittleness index (I_B). Based on these data, the material was classified according to the cases defined in the framework, supporting the selection of appropriate analysis methods and recommended minimum factors of safety. Possible classifications within the different flowchart scenarios were analyzed, including moderate and highly brittle behavior and their implications for stability analyses. The results show that the systematic application of the framework provides a consistent technical basis for interpreting geomechanical behavior and defining stability assessment approaches aligned with international best practices. The methodology proved applicable to real-world conditions and should always be used together with applicable standards and regulatory requirements, adopting compatible and conservative criteria for geotechnical safety evaluation.

KEYWORDS: Tailings dams, Contractive soils, Strain-softening, Geotechnical stability, Triaxial testing, ICOLD.

1 INTRODUÇÃO

A segurança de barragens de rejeitos tem recebido crescente atenção técnica e regulatória, especialmente diante de falhas associadas ao comportamento contrátil de materiais estruturantes. Materiais contráteis podem apresentar redução significativa da resistência ao cisalhamento sob carregamentos monotônicos ou cíclicos, favorecendo mecanismos de ruptura progressiva e, em casos extremos, liquefação estática. Esse comportamento impõe desafios às análises tradicionais de estabilidade, exigindo abordagens que considerem explicitamente a resposta tensão–deformação e a possível transição entre resistências de pico e residual.

Nesse contexto, o *Tailings Dam Safety Bulletin* 194, publicado pelo Comitê Internacional de Grandes Barragens (ICOLD) em 2025, consolida diretrizes técnicas e de governança para todas as fases do ciclo de vida de barragens de rejeitos. Entre seus conteúdos, destaca-se o Apêndice B, que apresenta um *framework* estruturado para a seleção de métodos de análise e fatores de segurança (FS) em barragens contendo materiais contráteis em zonas estruturais ou na fundação. O *framework* baseia-se na identificação do comportamento tensão–deformação sob cisalhamento não drenado, considerando a ocorrência de *strain-softening* e diferentes graus de perda de resistência pós-pico (*brittleness*), permitindo o enquadramento dos materiais em cenários de análise que orientam a escolha dos métodos de análise e de fatores mínimos de segurança.

No contexto brasileiro, a avaliação da suscetibilidade à liquefação estática e do comportamento mecânico de materiais contráteis vem sendo progressivamente incorporada às práticas normativas. A ABNT NBR 13028-3:2025 recomenda a caracterização de rejeitos por meio de classificações geotécnicas, correlações de campo e ensaios laboratoriais capazes de avaliar o comportamento tensão–deformação, incluindo metodologias fundamentadas no ICOLD *Bulletin* 194 ou na determinação da linha de estado crítico. Embora direcionada principalmente a pilhas de rejeitos filtrados, a norma reflete princípios convergentes com aqueles aplicados em barragens de rejeitos contendo materiais contráteis, reforçando a integração entre caracterização avançada dos materiais, análises de estabilidade e gestão de riscos.

Neste estudo, o *framework* do Apêndice B do ICOLD *Bulletin* 194 é aplicado a dados reais provenientes de ensaio triaxial adensado não drenado (CIU) em material de empréstimo, analisados em um cenário hipotético representativo de materiais empregados em zonas estruturais de uma barragem de rejeitos. O ensaio foi conduzido sob tensões confinantes de 100, 200, 400, 800, 1200 e 1800 kPa, permitindo a avaliação do comportamento tensão–deformação e o potencial de *strain-softening*. A metodologia é apresentada de forma sistemática, incluindo classificação do material, definição de fatores de segurança e escolha dos métodos de análise recomendados, demonstrando a aplicabilidade prática do *framework* em condições reais e contribuindo para avaliações de estabilidade mais consistentes e alinhadas às melhores práticas internacionais.

2 MATERIAL E MÉTODOS

2.1 *Framework* do ICOLD *Bulletin* 194

O ICOLD Bulletin 194 organiza suas recomendações técnicas em apêndices que detalham procedimentos específicos para a avaliação do comportamento mecânico de materiais em barragens de rejeitos, estabelecendo a ligação entre a caracterização experimental e a análise de estabilidade. Entre esses, destacam-se os Apêndices A e B, que fornecem, respectivamente, a base conceitual para interpretação do comportamento tensão–deformação e o *framework* aplicado para a condução das análises de estabilidade.

O Apêndice A apresenta os fundamentos para a interpretação do comportamento sob cisalhamento não drenado, com ênfase na análise de trajetórias de tensão efetiva, geração de poropressão e evolução da deformação ao longo do cisalhamento. Esses conceitos subsidiam a avaliação do potencial de contração, da perda de resistência pós-pico e da suscetibilidade à ruptura progressiva ou à liquefação estática a partir de ensaios triaxiais.

Com base nos conceitos apresentados no Apêndice A, o Apêndice B do ICOLD *Bulletin* 194 apresenta um procedimento estruturado (*framework*), baseado em um fluxograma de decisão, para a seleção de métodos

de análise e fatores de segurança em avaliações de estabilidade de barragens de rejeitos contendo materiais contráteis em zonas estruturais ou de fundação. O processo inicia-se pela caracterização do comportamento sob cisalhamento não drenado, distinguindo materiais dilatantes e contráteis e, para estes últimos, avaliando o grau de *strain-softening* e o potencial de perda de resistência pós-pico, quantificados pelo índice de *brittleness* (I_B). A partir dessa triagem, os materiais são enquadrados em diferentes cenários de análise, os quais orientam a escolha dos parâmetros de resistência (de pico e residuais), dos métodos de análise — como equilíbrio limite ou análises numéricas não lineares — e dos níveis de segurança recomendados.

O *framework* define quatro casos principais para materiais contráteis: Caso 1 – *Not Strain Softening*, quando não há perda de resistência pós-pico; Caso 2 – *Limited Strain Softening*, caracterizado por redução limitada da resistência ($I_B < 0{,}20$); Caso 3 – *Moderate to High Strain Softening*, com perdas de resistência mais significativas ($0{,}20 < I_B < 0{,}40$), porém sem comportamento altamente frágil; e Caso 4 – *Highly Brittle*, associado a comportamento frágil e maior potencial de liquefação estática e ruptura progressiva. O Caso 4 é ainda subdividido em 4A, 4B e 4C, conforme o fator de segurança calculado com resistência residual e a classificação de consequências da estrutura.

A partir dessa classificação inicial, o *framework* estabelece recomendações específicas quanto aos métodos de análise, fatores mínimos de segurança e estratégias de avaliação de desempenho para cada cenário, constituindo a base metodológica adotada neste estudo para a interpretação dos resultados experimentais e para o enquadramento do material analisado.

2.2 Caracterização do material estudado

O material investigado consiste em um material de empréstimo derivado do intemperismo de rochas do tipo mica-quartzo-xisto, caracterizado por elevada fração fina e comportamento geotécnico fortemente influenciado pela mineralogia e pelo grau de alteração. A distribuição granulométrica do solo indicou aproximadamente 56% de argila, 27% de silte, 16% de fração arenosa e 1% de pedregulho, caracterizando-o como um solo silto argiloso. A caracterização granulométrica foi realizada conforme a ABNT NBR 7181, contemplando análise por peneiramento e sedimentação.

O material apresenta plasticidade, avaliada por meio dos limites de Atterberg, com limite de liquidez (LL) = 50%, limite de plasticidade (LP) = 27% e índice de plasticidade (IP) = 23%, determinados de acordo com as normas ABNT NBR 6459 (limite de liquidez) e ABNT NBR 7180 (limite de plasticidade). A massa específica dos grãos foi determinada conforme a ABNT NBR 6508, resultando em 2,71 g/cm^3. Com base na caracterização, o solo é classificado como ML segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (USCS).

Embora o material seja proveniente de ocorrência natural real, sua aplicação neste trabalho é considerada em caráter hipotético e representativo, sendo analisado como material de empréstimo potencialmente empregado em zonas estruturais compactadas de barragens de terra homogêneas, sem associação a qualquer estrutura específica.

Considerando essa aplicação hipotética como material compactado, os corpos de prova utilizados nos ensaios de resistência foram preparados de forma a reproduzir condições típicas de campo associadas a processos de moldagem e compactação controlada. Os procedimentos adotados na preparação, incluindo condicionamento de umidade, moldagem e etapas de consolidação, são descritos detalhadamente na Seção 2.3.

2.3 Especificações do ensaio de resistência

A definição das condições de moldagem dos corpos de prova foi baseada em ensaio de compactação Proctor Normal, realizado conforme a ABNT NBR 7182, com o objetivo de estabelecer parâmetros de referência para a reprodução de condições representativas de campo. O ensaio resultou em densidade seca máxima de 1,59 gf/cm³ e umidade ótima de 23,7%.

Com base nesses parâmetros, os corpos de prova destinados aos ensaios de resistência foram moldados com umidade correspondente à umidade ótima e grau de compactação de 98%, resultando em densidade seca alvo de 1,56 gf/cm³. A moldagem foi conduzida de forma controlada, buscando manter homogeneidade estrutural.

Foram preparados seis corpos de prova sob essas mesmas condições iniciais de moldagem e compactação, destinados à realização de ensaio triaxial de compressão com consolidação isotrópica não drenado (CIU), conduzidos conforme a ASTM D4767. O ensaio foi executado sob seis diferentes níveis de tensão confinante efetiva, correspondentes a 100, 200, 400, 800, 1200 e 1800 kPa, com o objetivo de avaliar a resposta mecânica do material em uma faixa ampla de tensões representativas.

Após a moldagem, os corpos de prova foram submetidos a procedimentos de saturação com contrapressão, adotando-se como critério o parâmetro de Skempton mínimo $B \geq 0{,}98$, como indicativo de elevado grau de saturação. Na sequência, foi realizada a etapa de adensamento isotrópico sob as tensões efetivas previamente definidas para cada ensaio, seguido do cisalhamento em condição não drenada. Durante os ensaios, foram registradas as seguintes variáveis principais: deformação axial, tensão desviadora e poropressão, a partir das quais foram determinadas as tensões efetivas, permitindo a análise das curvas tensão–deformação, da geração de poropressão e das trajetórias de tensões efetivas ao longo do cisalhamento.

3 INTERPRETAÇÃO SEGUNDO O *FRAMEWORK*

A interpretação dos resultados experimentais foi conduzida conforme o fluxograma de decisão apresentado no Apêndice B do ICOLD *Bulletin* 194, traduzido e adaptado pelos autores, conforme ilustrado na Figura 1. O procedimento segue uma sequência lógica de avaliação do comportamento mecânico do material, permitindo seu enquadramento nos diferentes cenários previstos no framework e a definição das abordagens de análise subsequentes.

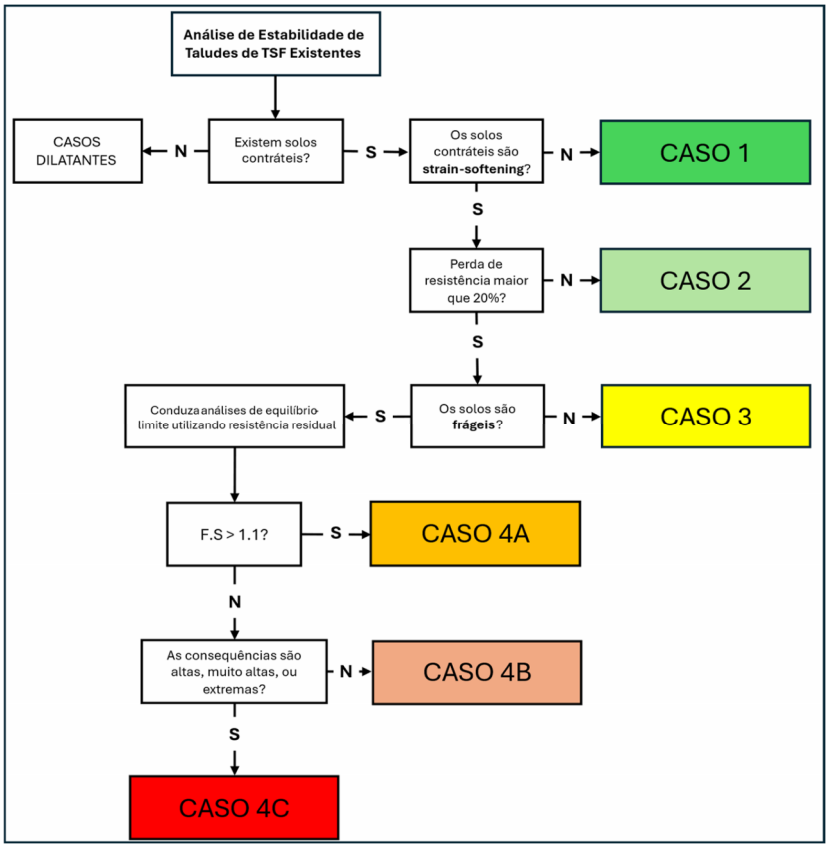


Figura 1. Fluxograma para análises de estabilidade (adaptado de ICOLD, 2025).

O primeiro passo do fluxograma consiste em verificar se os materiais apresentam comportamento contrátil sob cisalhamento não drenado. Para essa avaliação, foram analisadas as trajetórias de tensões efetivas no plano p′–q (MIT), apresentadas na Figura 2, bem como a evolução da poropressão durante o carregamento. Observa-se que as trajetórias indicam redução da tensão média efetiva ao longo do cisalhamento, característica

típica de materiais contráteis. Essa interpretação é corroborada pela geração de poropressão positiva em todos os níveis de tensão confinante ensaiados, também apresentada na Figura 2. Dessa forma, o material é classificado como contrátil, conduzindo a análise para o ramo “SIM” do fluxograma.

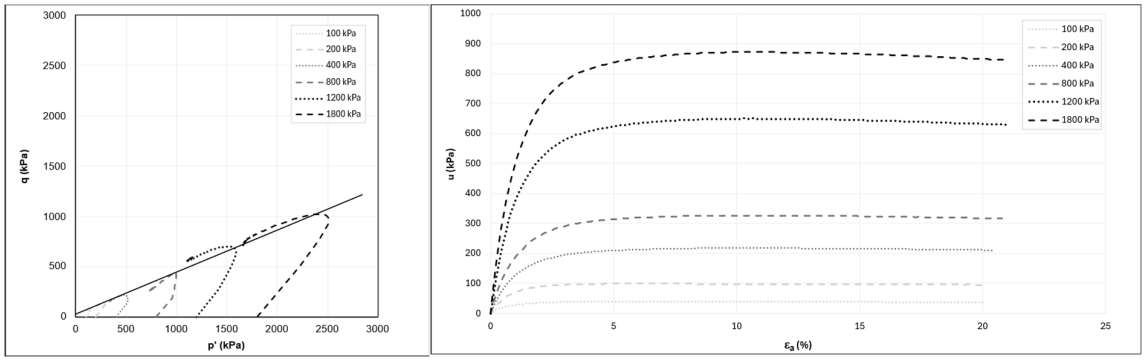


Figura 2. Trajetórias de tensão no plano p’-q e geração de poropressão durante o cisalhamento.

O passo seguinte consiste em avaliar se o material apresenta comportamento com strain-softening, caracterizado por perda de resistência pós-pico nas curvas tensão–deformação. Caso materiais contráteis não apresentem redução de resistência após o pico — situação correspondente ao Caso 1 (*Not Strain Softening*) — a estabilidade não drenada pode ser avaliada por métodos de equilíbrio limite utilizando resistências não drenadas de pico obtidas por ensaios laboratoriais ou inferidas por correlações. Nessa condição, a resistência de pico é equivalente à resistência residual, e fatores mínimos de segurança da ordem de 1,3 podem ser adotados, desde que os parâmetros sejam adequadamente caracterizados e representativos. Adicionalmente, a suscetibilidade à liquefação cíclica por ação sísmica deve ser avaliada conforme as recomendações do Apêndice A, podendo ser empregadas análises simplificadas de deformação quando não houver evidências de liquefação cíclica.

Entretanto, as curvas tensão–deformação apresentadas na Figura 3 indicam a ocorrência de perda de resistência pós-pico, evidenciando comportamento com strain-softening para o material analisado. Dessa forma, a análise prossegue para a etapa seguinte do fluxograma, que consiste em avaliar a magnitude da perda de resistência.

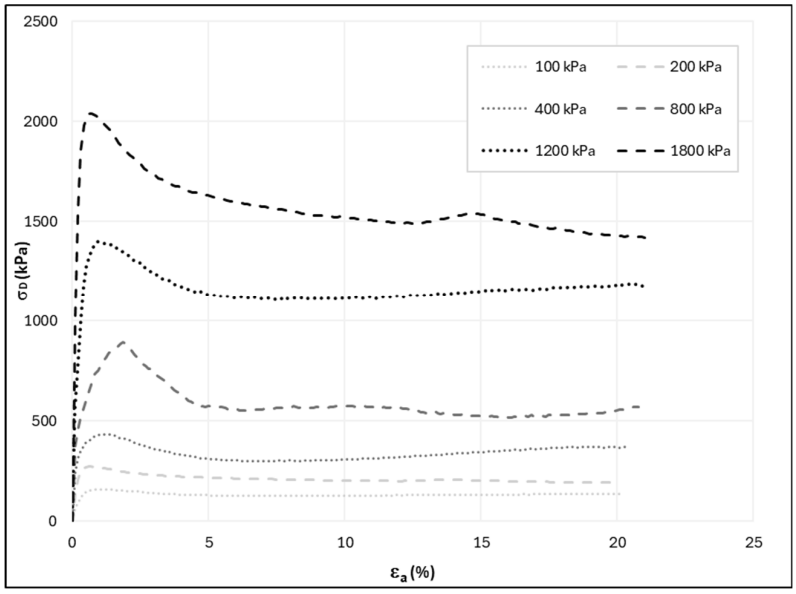


Figura 3. Gráfico de tensão-deformação.

Dando continuidade à aplicação do fluxograma apresentado na Figura 1, a magnitude da perda de resistência foi avaliada para cada nível de tensão confinante com base na comparação entre as resistências de pico e pós-pico obtidas no ensaio triaxial. A Tabela 1 apresenta os valores de resistência de pico, resistência residual, perda percentual de resistência e índice de rigidez/*brittleness* (I_B). O índice I_B é calculado como a razão entre a diferença da resistência de pico (Su_{pico}) e residual (Su_{res}) e a resistência de pico, i.e., $I_B = (Su_{pico} - Su_{res})/Su_{pico}$, variando entre 0 e 1, sendo um indicador adimensional da magnitude da perda de resistência pós-pico do material.

Tabela 1. Resistência de pico, pós-pico, perda de resistência e índice de rigidez (I_B).

Tensão confinante (kPa)	Resistência de pico (kPa)	Resistência pós-pico (kPa)	Perda de resistência (%)	Índice de rigidez (I_B)
100	158,34	135,01	14,74	0,147
200	271,11	190,85	29,61	0,296
400	432,14	296,94	31,28	0,313
800	893,55	516,80	42,16	0,422
1200	1397,81	1107,91	20,74	0,207
1800	2039,72	1419,03	30,43	0,304

Os resultados indicam perdas de resistência superiores a 20% para a maioria dos níveis de tensão confinante avaliados (200, 400, 800, 1200 e 1800 kPa), com valores de I_B variando entre aproximadamente 0,3 e 0,4. Apenas o ensaio conduzido sob tensão confinante de 100 kPa apresentou perda inferior a 20% ($I_B \approx 0,15$). Dessa forma, considerando a faixa de tensões efetivas representativas da aplicação hipotética analisada neste estudo, conclui-se que o material apresenta perda de resistência significativa, conduzindo a análise para o ramo "SIM" da etapa "Perda de resistência > 20%" do fluxograma.

Cabe destacar que, caso a estrutura em análise estivesse submetida exclusivamente a níveis de tensão efetiva da ordem de 100 kPa, o material poderia ser enquadrado no Caso 2 (*Limited Strain Softening*) do *framework*, caracterizado por materiais contráteis que apresentam strain-softening limitado, com redução da resistência pós-pico inferior a 20% ($I_B < 0,20$). Nessa condição, a estabilidade pode ser avaliada por análises de equilíbrio limite utilizando resistências não drenadas residuais, com fator mínimo de segurança de 1,1 para análises estáticas. Considerando que esse fator mínimo seja atendido nas análises com resistência residual, e que o material esteja adequadamente caracterizado, a resistência não drenada de pico deve ser avaliada com fator de segurança mínimo de 1,3. Caso haja incertezas na caracterização do material, o fator de segurança pode ser elevado a critério do projetista. Se os fatores mínimos de segurança não forem atingidos, o projeto deve ser reavaliado. Para zonas de baixa sismicidade, a avaliação com base na resistência residual (FS > 1) pode ser suficiente para considerar efeitos sísmicos. Em regiões de maior sismicidade, podem ser necessárias análises não lineares de deformação.

Entretanto, considerando que a faixa de tensões efetivas associada à aplicação hipotética considerada neste estudo excede 100 kPa, o material é enquadrado no ramo correspondente a perda de resistência superior a 20%, conduzindo à próxima etapa do fluxograma, que consiste na avaliação do grau de fragilidade do material (*brittleness*).

A Figura 4, extraída do Apêndice A do *Bulletin*, apresenta a classificação dos níveis de fragilidade. Os Casos 1 e 2 situam-se na zona verde (*generally non-brittle*). Caso o material apresente comportamento ligeiramente frágil (*moderately brittle*), caracterizado por $0,2 < I_B < 0,4$, enquadra-se na zona amarela, correspondente ao Caso 3. Valores de I_B superiores a 0,4 indicam comportamento altamente frágil (*highly brittle*), associado à zona vermelha e à continuidade do fluxograma.

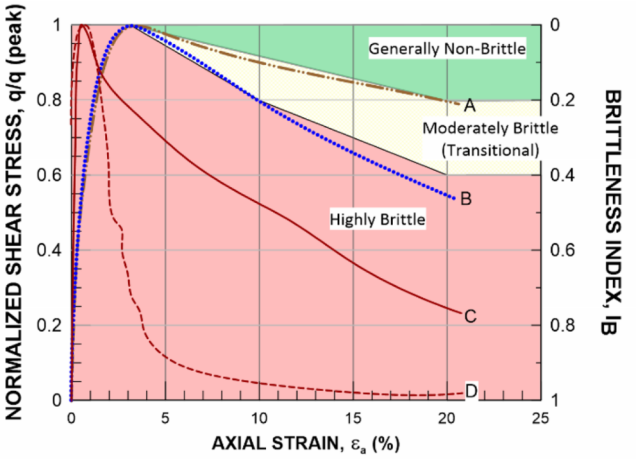


Figura 4. Magnitudade da perda de resistência pós-pico do material (ICOLD, 2025).

No presente estudo, apenas o ensaio com tensão confinante de 800 kPa resultou em I_B superior a 0,4, enquanto tensões mais elevadas (1200 e 1800 kPa) indicaram comportamento moderadamente frágil. Esse resultado pode sugerir que o ensaio a 800 kPa não seja plenamente representativo do comportamento global do material. Ainda assim, para fins de continuidade da avaliação no fluxograma de caracterização, considera-se hipoteticamente o enquadramento do material como altamente frágil.

Caso o material fosse enquadrado no Caso 3 (ligeiramente frágil), aplicável a solos contráteis com comportamento *strain-softening* e perda de resistência pós-pico entre 20% e 40% ($0,2 < I_B < 0,4$), sem indicação de comportamento altamente frágil, a estabilidade deve ser avaliada por análises de equilíbrio limite utilizando a resistência não drenada residual, adotando-se fator mínimo de segurança de 1,1. Caso esse valor não seja atingido, medidas de mitigação ou análises não lineares de deformação devem ser empregadas para avaliar o desempenho da estrutura. Adicionalmente, para o Caso 3, análises baseadas na resistência não drenada de pico devem apresentar fator de segurança mínimo de 1,5. Em regiões de baixa sismicidade, avaliações baseadas na resistência residual geralmente são suficientes para a análise sísmica. Em áreas com maior sismicidade, tornam-se necessárias análises não lineares capazes de representar o amolecimento por deformação e estimar as deformações induzidas por sismos.

Considerando que o material apresente comportamento altamente frágil ($I_B > 0,4$), enquadra-se no Caso 4 do f*ramework* do ICOLD, correspondente à zona vermelha da Figura 4, associada a maior probabilidade de perda súbita de resistência e potencial ocorrência de liquefação. Nessa condição, a primeira etapa consiste na realização de análises de equilíbrio limite utilizando resistências não drenadas residuais representativas.

Se o fator de segurança calculado com base na resistência residual for superior a 1,1, o material enquadra-se no Caso 4A, indicando que a instabilidade em caso de liquefação não é sugerida diretamente pelas análises. Para essa condição, devem ser realizadas análises adicionais com resistência não drenada de pico, normalmente adotando fator mínimo de segurança da ordem de 1,5 ou superior, considerando-se os possíveis efeitos de deformações associadas à mobilização da resistência residual e potenciais consequências secundárias. Dependendo da complexidade do comportamento do material e da estrutura, análises não lineares de deformação podem complementar a avaliação de desempenho.

Caso o fator de segurança com resistência residual seja inferior a 1,1, a continuidade do fluxograma depende da classificação de consequências da estrutura, definida conforme os critérios apresentados no *Bulletin* 194. Se a estrutura apresentar classificação de consequência baixa ou significativa, o material enquadra-se no Caso 4B, no qual avaliações baseadas em análise de risco podem ser conduzidas para estimar a probabilidade de gatilhos que levem ao carregamento não drenado e para verificar a necessidade de medidas de mitigação adicionais. Nessa condição, as análises de estabilidade de pico e avaliações sísmicas seguem abordagem semelhante à adotada no Caso 4A.

Por outro lado, se a estrutura apresentar classificação de consequência alta, muito alta ou extrema, o enquadramento passa para o Caso 4C, representando situação de risco elevado que requer análise detalhada, revisão crítica do projeto e priorização de medidas de mitigação. Nesses casos, podem ser necessárias intervenções estruturais, reforços, alterações operacionais ou mesmo descomissionamento da estrutura,

visando reduzir o risco associado à possível perda abrupta de resistência e às consequências potenciais para áreas a jusante.

4 CONCLUSÃO

Este estudo apresentou a aplicação prática do *framework* proposto pelo ICOLD (2025) para avaliação do comportamento não drenado de solos contráteis, por meio de um exemplo baseado em dados experimentais de ensaios triaxiais CIU realizados em diferentes níveis de tensão confinante. Foi apresentado o passo a passo estruturado em língua portuguesa, contemplando a caracterização experimental do material, a interpretação do comportamento contrátil a partir das trajetórias de tensões efetivas e da geração de poropressão, a avaliação das curvas tensão–deformação e da perda de resistência pós-pico, bem como a classificação do material segundo os critérios de perda de resistência e índice de fragilidade previstos no *framework*. A aplicação sistemática do fluxograma permite uma interpretação consistente do comportamento geomecânico do material, auxiliando na definição das abordagens de análise compatíveis com o nível de fragilidade observado, demonstrando a utilidade da metodologia como referência técnica alinhada a práticas internacionais.

Ressalta-se, entretanto, que a utilização desse tipo de abordagem deve sempre considerar o contexto normativo e regulatório aplicável em cada país ou projeto específico, avaliando-se conjuntamente normas técnicas, diretrizes institucionais e exigências legais vigentes, de modo que sejam adotados critérios compatíveis e, sempre que pertinente, mais conservadores para a avaliação da segurança geotécnica.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Knight Piésold pelo suporte institucional e técnico fornecido ao longo do desenvolvimento deste estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT (2016) *NBR 6508: Solo — Determinação da massa específica dos grãos*. Rio de Janeiro.

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

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

Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT (2016) *NBR 7182: Solo — Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT (2025) *NBR 13028-3: Mineração — Elaboração, apresentação de projeto e avaliação de segurança de estruturas para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água — Parte 3: Disposição de rejeitos desaguados em forma de pilh*a. Rio de Janeiro.

ASTM International (2011) ASTM D4767: *Standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils*. West Conshohocken PA.

International Commission on Large Dams ICOLD (2025) *Bulletin 194: Tailings Dam Safety*.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/10

Aplicação do Modelo Constitutivo CASM para Avaliação do Comportamento de Rejeitos de Magnetita em Projeto de Alteamento de Barragem

Naiala Fidelis Gomes
Engenheira Geotécnica, DF+ Engenharia, BH, Brasil, ngomes@dfmais.eng.br

Felipe Vianna Amaral de Souza Cruz
Gerente de Geotecnia, DF+ Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, fcruz@dfmais.eng.br

Júnio René Toledo Fagundes
Engenheiro Geotécnico, DF+ Engenharia, BH, Brasil, jfagundes@dfmais.eng.br

Isabela Lima Fonseca
Gerente de Engenharia, DF+ Engenharia, BH, Brasil, ifonseca@dfmais.eng.br

Ewerton Aparecido Rodrigues
Especialista, Mosaic Brasil, Araxá, Brasil, ewerton.rodrigues@mosaicco.com

Thiago Moura de Queiroz e Oliveira
Gerente, Mosaic Brasil, Araxá, Brasil, Thiago.Oliveira20@mosaicco.com

RESUMO: O modelo constitutivo Clay and Sand Model (CASM), proposto por Yu (1998), tem sido aplicado na representação do comportamento mecânico de materiais granulares e finos, incluindo rejeitos de mineração. Baseado na teoria do estado crítico, o modelo permite simular variações volumétricas e a geração de poropressões, aspectos diretamente associados à suscetibilidade à liquefação estática em barragens de rejeitos, fenômeno observado em eventos históricos. Diferentemente de modelos clássicos, como o Cam-Clay, o CASM adota uma linha de compressão de referência representativa do estado mais solto atingível pelo material, proporcionando melhor descrição do comportamento de rejeitos saturados. A aplicação do modelo em rejeitos de magnetita empregados como materiais constituintes de barragens requer a calibração de parâmetros fundamentais, destacando-se o parâmetro de estado (ψ), associado à tendência contrativa ou dilatante do material. A calibração foi conduzida por meio da definição dos parâmetros constitutivos (n), (r) e (m), responsáveis pela forma da superfície de escoamento, pela posição relativa entre a linha de estado crítico e a linha de compressão de referência e pelo controle da resposta plástica associada ao coeficiente de empuxo em repouso (K_0). Os parâmetros foram ajustados com base em ensaios laboratoriais e dados de campo.

PALAVRAS-CHAVE: Modelo Constitutico, CASM, Estado Crítico, Modelagem Numérica, Rejeito de Magnetita.

ABSTRACT: The Clay and Sand Model (CASM) constitutive model, proposed by Yu (1998), has been applied to represent the mechanical behavior of granular and fine materials, including mining tailings. Based on Critical State Soil Mechanics, the model enables the simulation of volumetric changes and pore pressure generation, aspects directly associated with susceptibility to static liquefaction in tailings dams, a phenomenon observed in historical failure events. Unlike classical models such as Cam-Clay, CASM adopts a reference compression line representing the loosest state attainable by the material, providing an improved description of saturated tailings behavior. The application of the model to magnetite tailings used as dam constituent materials requires the calibration of key parameters, particularly the state parameter (ψ), which is associated with the contractive or dilative tendency of the material. Model calibration was performed through the definition of the constitutive parameters (n), (r), and (m), which control the yield surface shape, the relative position between the critical state line and the reference compression line, and the plastic response associated

with the coefficient of earth pressure at rest (K_0), respectively. The parameters were calibrated based on laboratory testing and field data.

KEYWORDS: Constitutive Model, CASM, Critical State, Numerical Modeling, Magnetite Tailings.

1 INTRODUÇÃO

A avaliação do comportamento mecânico de rejeitos de mineração constitui um dos principais desafios da engenharia geotécnica contemporânea, especialmente no contexto da segurança de barragens de rejeitos. Eventos de ruptura, como os ocorridos em Brumadinho (2019) e Merriespruit (1994), evidenciaram a relevância da adequada representação do comportamento não drenado desses materiais, particularmente no que se refere à suscetibilidade à liquefação estática.

Nesse contexto, modelos constitutivos avançados baseados na teoria do estado crítico têm sido amplamente empregados para descrever o comportamento tensão–deformação de materiais granulares e finos. Dentre esses, destaca-se o Clay and Sand Model (CASM), desenvolvido por Yu (1998), capaz de representar simultaneamente mudanças volumétricas, geração de poropressões e degradação de resistência em rejeitos saturados submetidos ao carregamento.

Diferentemente de modelos clássicos, como o Cam-Clay Modificado, o CASM adota uma linha de compressão de referência representativa do estado mais solto atingível pelo material, proporcionando melhor descrição do comportamento de rejeitos de mineração. A aplicação do modelo em rejeitos de magnetita utilizados como materiais constituintes de barragens requer a calibração de parâmetros constitutivos específicos, incluindo o parâmetro de estado (ψ) e os parâmetros (n), (r) e (m), responsáveis pela definição da superfície de escoamento e da resposta plástica do material.

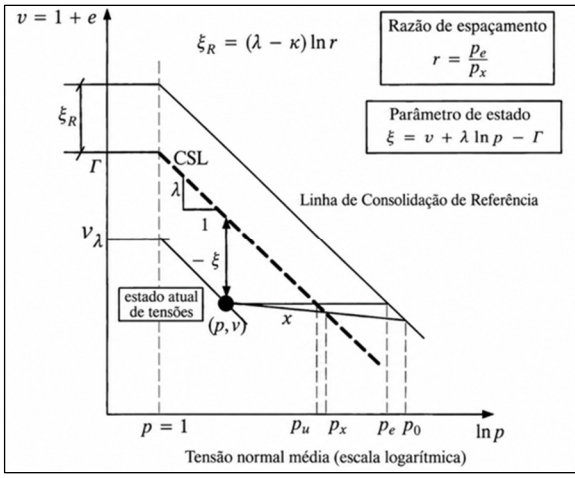
Neste trabalho, o modelo CASM foi implementado no software PLAXIS por meio de um modelo constitutivo definido pelo usuário e calibrado com base em ensaios laboratoriais e dados de campo. A validação foi conduzida por meio de simulações numéricas capazes de reproduzir a geração de poropressões, o comportamento associado à liquefação estática e a evolução da resistência residual sob condições não drenadas. Os resultados demonstram o potencial do modelo como ferramenta robusta para análise do desempenho e da segurança de barragens de rejeitos de magnetita, permitindo a avaliação de cenários críticos e contribuindo para a mitigação de falhas geotécnicas.

2 MODELO CONSTITUTIVO CASM

O modelo constitutivo Clay and Sand Model (CASM) foi inicialmente proposto por Yu (1998). Ele possui a capacidade de simular materiais finos ou granulares com comportamento dúctil ou frágeis. Esse modelo incorpora o conceito de estado crítico e o parâmetro de estado em sua formulação. Na Figura 1 é apresentada uma representação esquemática da abordagem utilizada no CASM no plano (v x ln p').

O modelo CASM aplica uma abordagem similar à utilizada no modelo constitutivo Cam-Clay (Wood, 1990), pois assume-se que as linhas de consolidação são paralelas à linha de estado crítico. Dessa forma, muitos parâmetros presentes no Cam-Clay foram mantidos no CASM.

Diferentemente do modelo Cam-Clay, no CASM a linha de compressão virgem isotrópica foi substituída por uma linha de compressão de referência, assumida como sendo a condição mais fofa provável a que o material poderá estar submetido. Essa alteração foi realizada, pois, segundo Yu (2006), a linha de compressão virgem isotrópica das areias, diferente das argilas, só é atingida em estado de tensões elevados, superiores aos comumente aplicados em problemas de engenharia.



- e: Índice de vazios;
- v: Índice de vazios específico;
- κ: Compressibilidade durante o descarregamento, também denominada compressibilidade elástica;
- λ: Inclinação da linha de estado crítico no plano v x ln p';
- Γ: Índice de vazios específico da linha de estado crítico em p'=1;
- ξ: Parâmetro de estado, neste projeto será utilizado o símbolo ψ;
- ξ_r: Parâmetro de estado de referência, variação de altitude entre a linha de estado crítico e a linha de consolidação de referência. Neste projeto trataremos com o símbolo ψ_r;
- P_0: tensão octaédrica máxima que o material já foi submetido, também chamado de tensão de pré-adensamento; e
- r: Razão espacial.

Figura 1. Representação esquemática de alguns parâmetros do modelo constitutivo CASM (Yu, 2006)

A linha de consolidação de referência no modelo CASM é definida a partir do parâmetro de estado de referência (ψ_r) ou da razão espacial (r). Ambos os parâmetros representam formas para mensurar a distância entre a linha de estado crítico e a linha de referência, sendo, portanto, parâmetros cambiáveis e relacionados pela Equação (1):

$$\psi_r = (\lambda - \kappa) \ln r \tag{1}$$

Tendo em vista o paralelismo assumido entre a linha de estado crítico e a linha de consolidação de referência, o parâmetro de estado está diretamente relacionado com a razão de pré-adensamento (overconsolidation ratio – OCR = p'0/p') pela Equação (2). Assim, verifica-se que, para representação de materiais dilatantes, faz-se necessária a utilização de OCR>1.

$$\psi = (\lambda - \kappa) \ln r \, (1 + \frac{\ln p'/p0}{\ln r}) \tag{2}$$

Para representação do comportamento elástico, o modelo CASM admite os seguintes parâmetros de entrada: o coeficiente de Poisson (ν) e a inclinação da linha de descarregamento (k). O parâmetro (k) está relacionado ao módulo volumétrico (K) pela Equação (3).

$$K = \frac{(1 + e)\, p'}{k} \tag{3}$$

Observa-se que o módulo volumétrico não é um valor constante, pois ele tende a variar com a tensão média e com o índice de vazios. Tendo em vista que o modelo assume um valor constante para o coeficiente de Poisson, têm-se como consequência o módulo de cisalhamento também variando com a tensão média e o índice de vazios.

A função de plastificação (*f*) adotada no modelo é apresentada na Equação (4) em função do parâmetro de estado e, na Equação (5), em função do OCR. Destaca-se que (n) é um parâmetro que controla o formato da superfície e (M_θ) é a inclinação da Linha de Estado Crítico (LEC) no plano (q x p').

$$f = (\frac{q}{M_\theta p'})^{n} + \frac{\psi}{\psi_r} - 1 \tag{4}$$

$$f = (\frac{q}{M_\theta p'})^{n} + \frac{1}{\ln r} \ln (\frac{p'}{p'_0}) \tag{5}$$

Arroyo e Gens (2021) alteraram a proposta original de Yu (1998) incorporando ao valor de (M_θ) os efeitos da variação da tensão principal intermediária (capturada pela mudança no ângulo de Lode – θ). Eles aplicaram a relação apresentada na Equação (6), proposta por Sheng *et al*. (2000).

$$M_\theta = M_{TC}\ \left(\frac{2\,\alpha^4}{1+\ \alpha^4+(1-\ \alpha^4)\ sen3\theta}\right)^{1/4} \tag{6}$$

Onde (M_{tc}) é a inclinação da linha de estado crítico em condições de compressão triaxial (θ=30°) e (α) é um parâmetro que controla a forma da função. Ambos são definidos a partir do ângulo de atrito no estado crítico (ϕ'_{cs}), respectivamente, pela Equação (7) e Equação (8).

$$M_{TC} = \frac{6\ sen\ \phi_{cv}}{3-\ sen\ \phi_{cv}} \tag{7}$$

$$\alpha = \frac{3-\ sen\ \phi_{cv}}{3+\ sen\ \phi_{cv}} \tag{8}$$

O tamanho do domínio elástico é controlado pela tensão de pré-adensamento (p'_0). No modelo CASM, é assumida uma lei de endurecimento baseada nas deformações volumétricas plásticas, igual ao Cam-Clay, conforme apresentado na Equação (9).

$$\frac{\partial p'_0}{\partial \varepsilon_p^p} = \frac{(1+e)\ p'_0}{\lambda-\kappa} \tag{9}$$

Ressalta-se que, tendo em vista que a lei de endurecimento não depende das deformações cisalhantes, o modelo CASM, na versão aplicada por Arroyo e Gens (2021), não consegue capturar o aumento de resistência do material após atingir a linha de estado crítico, situação tipicamente verificada em materiais com parâmetros de estado próximos a zero.

Por fim, a função potencial plástica (*g*) adotada por Arroyo e Gens (2021) também é diferente da formulação original de Yu (1998). Os autores relataram que esta alteração mostrou uma melhora na convergência numérica do modelo. O potencial plástico aplicado está apresentado na Equação (10), onde (m) é um parâmetro que controla a forma do potencial plástico e (p_c) é dado pela Equação (11), devendo ser resolvido para o estado de tensão atual.

$$g = \left(\frac{q}{M_\theta p'}\right)^m + \mathrm{m} - 1 - \frac{p_c\ (m-1)}{p'} \tag{10}$$

$$p_c = \frac{p}{m-1}\ \left[\left(\frac{q}{Mp'}\right)^m - 1\right] \tag{11}$$

Observa-se que a função potencial plástica é diferente da superfície de plastificação (Equação (5)). Assim, têm-se que o modelo CASM não possui lei de fluxo associado. O parâmetro (m) pode ser usado para ajustar a resposta do modelo em trajetórias oedométricas, garantido que o coeficiente de empuxo no repouso (K_0) permaneça com um valor especificado, sem sofrer alterações devido às deformações plásticas. A relação entre (K_0) e (m) é dada pela Equação (12).

$$\frac{3\ (\lambda-\kappa)}{2\ \lambda} = \left[\frac{M}{m} - M\right]\left[\left(\frac{1}{M}\frac{3(1-K_0)}{1+2K_0}\right) - \left(\frac{1}{M}\frac{3(1-K_0)}{1+2K_0}\right)^{1-m}\right] \tag{12}$$

Para materiais normalmente adensados, é possível desenvolver equações que relacionam a resistência não drenada de pico (S_{up}) com os parâmetros (r) e (n) (Equação (13)), e a resistência não drenada residual (S_{ur}) com o parâmetro (r) (Equação (14)), onde ($\sigma'_{v,ini}$) é a tensão vertical inicial.

$$\exp\left[\left(\frac{1}{\sqrt[n]{n\ ln\ r}}\right)^n \ln r\right] = \frac{M}{2\frac{\sigma'_v}{S_{up}}\sqrt[n]{n\ ln\ r}} \exp\left[\left(\frac{q_{ini}/p'_{ini}}{M}\right)^n \ln r\right] \exp\left[\frac{\lambda-\kappa}{\kappa}\ln\left(\frac{M}{2\frac{\sigma'_v}{S_{up}}\sqrt[n]{n\ ln\ r}}\right)\right] \tag{13}$$

$$r = \left[\frac{M}{6}(1 + 2K_0)\left(\frac{\sigma'_{v,ini}}{S_{ur}}\right)\right]^{\frac{\lambda-\kappa}{\kappa}} \quad (14)$$

3 PARAMETRIZAÇÃO DO REJEITO DE MAGNETITA

Os parâmetros (Γ e λ) que controlam a Linha de Estado Crítico (LEC) do Rejeito de Magnetita foram definidos a partir dos ensaios de compressão triaxiais. Os ensaios foram realizados a partir de amostras deformadas coletadas no maciço e na berma de reforço de uma barragem de rejeito. Tendo em vista que a granulometria das duas amostras de magnetita (maciço e reforço) são praticamente coincidentes, foram considerados os ensaios de ambas para definição dos parâmetros que controlam a LEC (Γ e λ). Conforme apresentado na Figura 2, decidiu-se utilizar a LEC mais restritiva em termos de índice de vazios (volume específico), modelando-se, portanto, apenas um material de magnetita. Para a determinação do (M_{tc}) do material, foi definida a inclinação da LEC no plano (p' x q), conforme ilustrado na Figura 2. Além disso, foi definida a linha de instabilidade (LI).

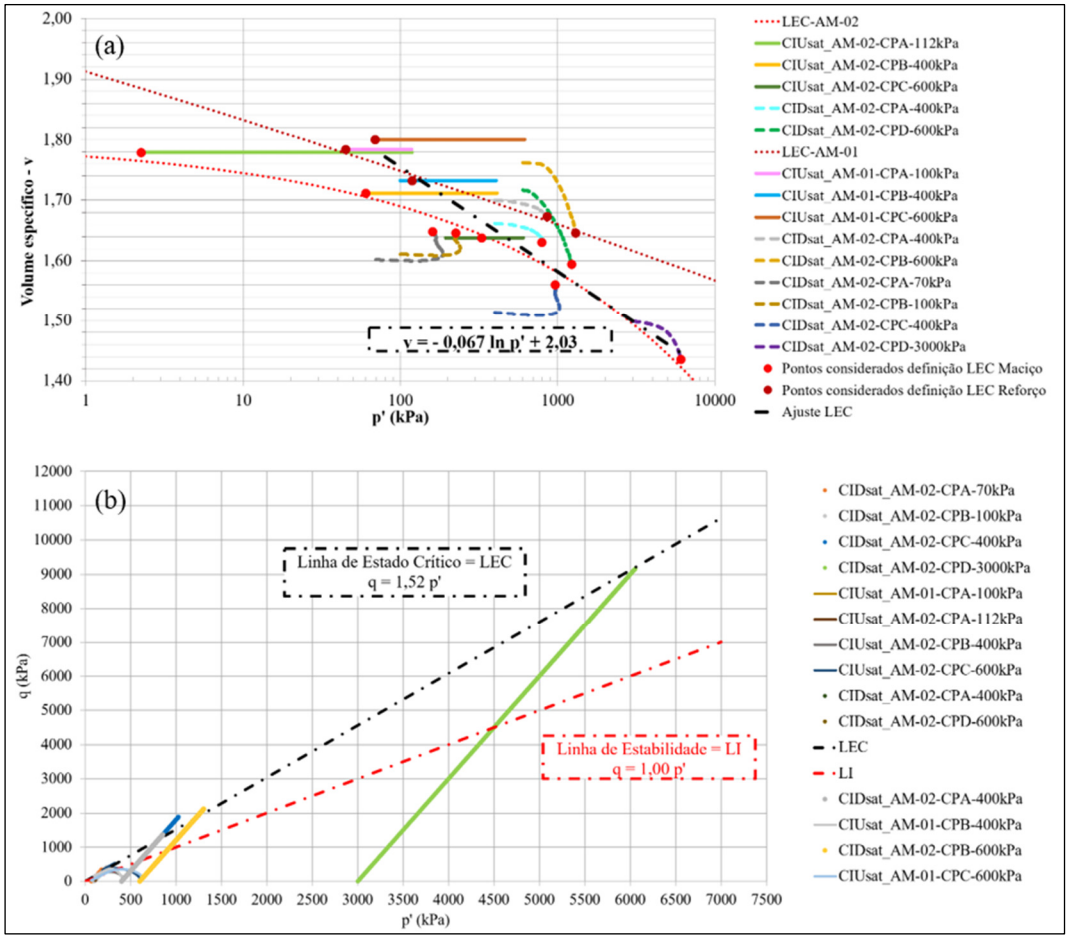


Figura 2. Linha de Estado Crítico, Envoltória de Estado Crítico e Linha de Instabilidade – Rejeito de Magnetita – (a) p' x v e (b) p' x q

A razão espacial (r) foi estabelecida utilizando-se a Equação (14). A resistência não drenada residual solicitada na Equação (14) foi estimada a partir da formulação proposta por Been e Jefferies (2016), que correlaciona os parâmetros de estado obtidos dos ensaios CPTu's com os ensaios triaxiais realizados no material para definição da LEC, conforme mostra a Equação (15). Na Figura 3 é apresentado o resumo dos dados e o tratamento estatístico dos parâmetros de estado para a magnetita do maciço da barragem, contendo os valores avaliados dos percentis 70, 75, 80, 90, 95 e 99%.

Os parâmetros de estado apresentaram valores variando de 0,0454 para o percentil 70 até 0,19 para o percentil 99. Assim, foi assumido o valor de parâmetro de estado referente ao percentil de 80%, sendo este de 0,0708. A este valor foi acrescido 0,05, referente à interpretação mais restritiva da incerteza de ±0,05 associada à estimativa de ψ, conforme proposto por Been e Jefferies (2016), resultando, portanto, em 0,1208. Em seguida, foram utilizados os parâmetros $\lambda_e = 0{,}075$ e $M_{tc} = 1{,}52$, obtidos através da análise da LEC. Com base nesses dados, aplicou-se a formulação proposta por Been e Jefferies (2016), resultando em uma razão de resistência não drenada residual de 0,111 para um k_0 de 0,60. Devido a ausência de ensaios de campo para estimativa do valor de k_0, este foi estimado com base em resultados encontrados em ensaio de campo realizados em outras estruturas de disposição de rejeito.

$$\frac{Su_{res}}{p'_{vo}} = \frac{M}{2} e^{\left(-\psi/\lambda_e\right)} \therefore \frac{Su_{res}}{\sigma'_{vo}} = \frac{Su_{res}}{p'_{vo}} \cdot \frac{1+2K_0}{3} \quad (15)$$

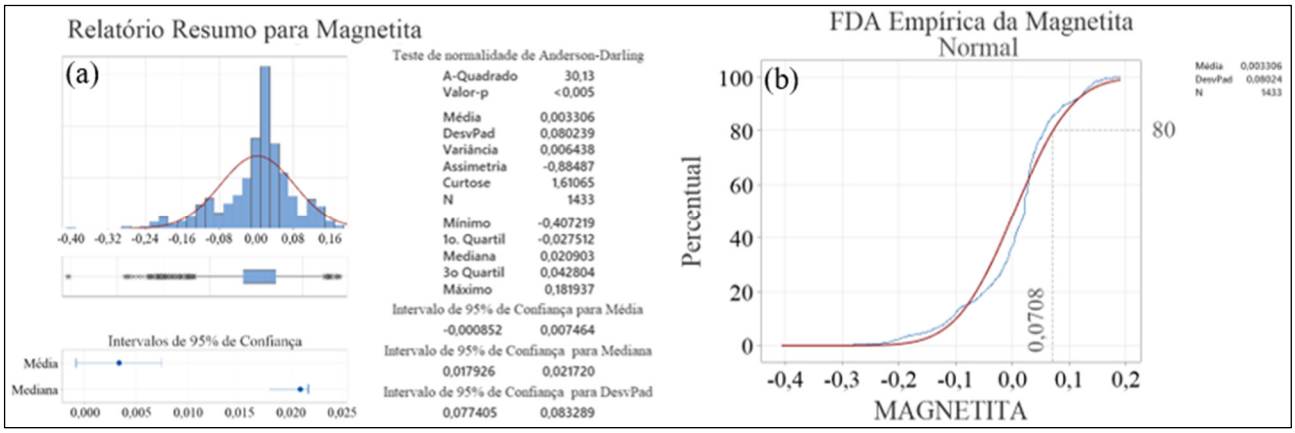


Figura 3. Tratamento estatístico dos dados de parâmetro de estado – Magnetita – (a) Relatório resumo da estatística e (b) FDA Empírica da estatística

O parâmetro que controla a forma da superfície de plastificação (n) foi definido utilizando-se a Equação (13). A determinação da resistência não drenada de pico solicitada na equação foi realizada a partir dos ensaios triaxiais não drenados realizados na magnetita, conforme apresentado na Figura 4. A partir da resistência não drenada de pico encontrada em cada corpo de prova ensaiado, foi gerado um gráfico S_u (resistência não drenada de pico) x p'_0 (tensão confinante), de onde se obteve a razão ($S_{u,pico}/p'_0$ =0,341), que resultou no valor de 0,250 para $S_{u,pico}/\sigma'_0$ a partir de um k_0 de 0,60.

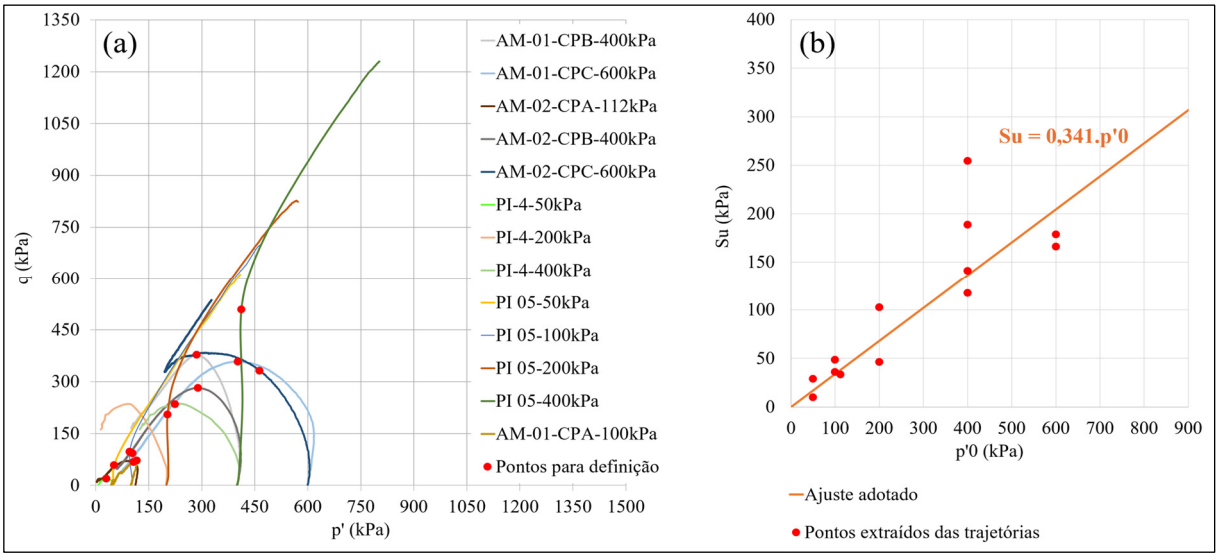


Figura 4. Obtenção $S_{u,pico}/p'_0$ – Magnetita – (a) p'xq e (b) p'0xSu

Para a determinação do parâmetro que controla a forma do potencial plástico (m), utilizou-se a Equação (12). A compressibilidade elástica (κ) foi estimada com base no resultado dos ensaios oedométricos apresentados na Figura 5, para a qual foi adotado o valor de 0,009, sendo este referente à média (0,011) subtraída do desvio padrão (0,002). Já o coeficiente de Poisson (ν) foi adotado com base nos resultados utilizados por Arroyo e Gens (2021).

A Tabela 1 apresenta os parâmetros CASM resultantes de toda análise para a magnetita.

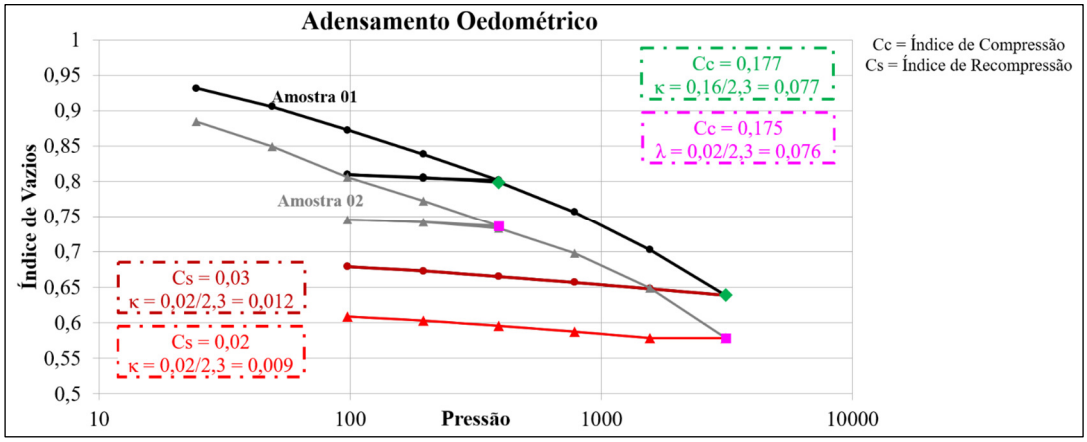


Figura 5. Adensamento Oedométrico– Magnetita

Tabela 1. Parâmetros CASM para representar o rejeito de magnetita.

Linha de estado crítico		Resistência		Plasticidade				Elasticidade		
Γ	λ	$S_{u,pico}/\sigma'_{v0}$	$S_{u,res}/\sigma'_{v0}$	M_{tc}	r	n	m	κ	ν	OCR
2,1	0,075	0,25	0,111	1,52	6,63	3,38	1,795	0,011	0,3	1

4 VALIDAÇÃO DO MODELO CASM

Para a validação dos parâmetros adotados na modelagem do rejeito de magnetita pelo modelo constitutivo CASM, foram realizadas simulações numéricas de ensaios triaxiais não drenados sob compressão, utilizando a ferramenta Soil Test do software PLAXIS. Os resultados obtidos foram comparados com os ensaios triaxiais laboratoriais realizados em amostras representativas do rejeito de magnetita, conforme apresentado na Figura 6.

Observa-se que o modelo CASM foi capaz de reproduzir satisfatoriamente o comportamento tensão–deformação do material para diferentes níveis de tensão confinante. Nos gráficos de (q × εa), verifica-se que o modelo captura adequadamente o aumento da resistência de pico com o incremento da tensão de confinamento, bem como a tendência de amolecimento pós-pico observada nos ensaios laboratoriais. De forma consistente, a evolução da poropressão (u) ao longo da deformação axial também é representada de maneira satisfatória, indicando que o modelo consegue reproduzir a geração de poropressões associada ao comportamento contrativo do material sob carregamento não drenado.

No plano de tensões efetivas (p' × q), nota-se que as trajetórias de tensão simuladas pelo CASM apresentam boa concordância com os resultados experimentais, reproduzindo a aproximação das trajetórias à região de estado crítico. Essa correspondência evidencia que os parâmetros calibrados são capazes de representar adequadamente a resposta mecânica do rejeito de magnetita sob diferentes níveis de confinamento. De modo geral, os resultados indicam que o conjunto de parâmetros adotado apresenta boa capacidade de representar o comportamento não drenado do rejeito de magnetita, fornecendo uma base consistente para sua aplicação em análises numéricas envolvendo simulações de estabilidade e avaliação da suscetibilidade à liquefação em estruturas de disposição de rejeitos.

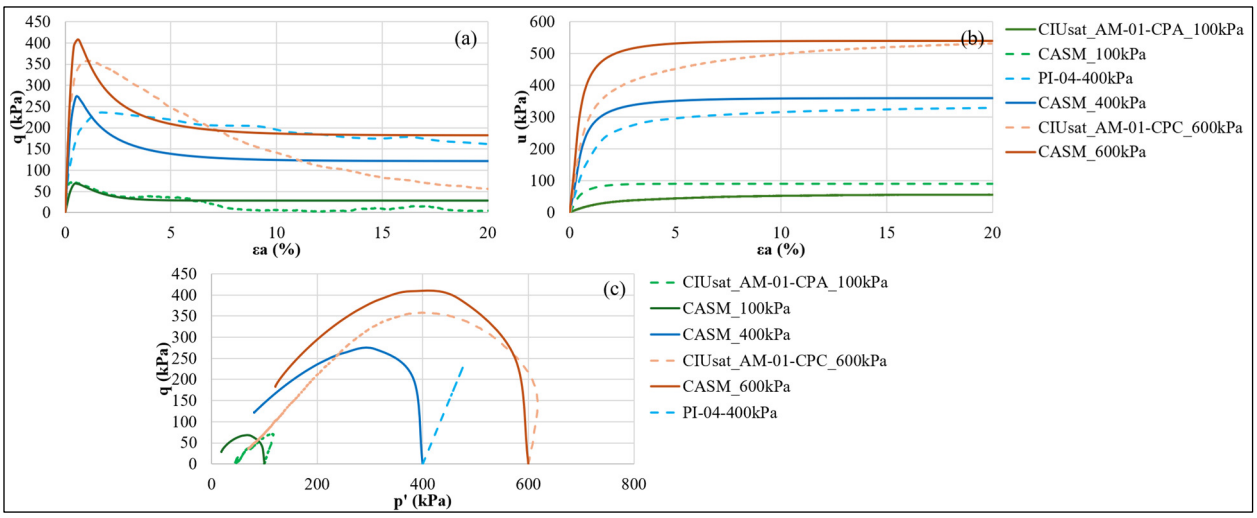


Figura 6. Validação da implementação do CASM em ensaios triaxiais convencionais

3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados obtidos demonstram que o modelo constitutivo Clay and Sand Model (CASM) é capaz de representar de forma consistente o comportamento tensão–deformação de rejeitos de magnetita. A calibração dos parâmetros constitutivos, baseada em ensaios laboratoriais, permitiu reproduzir adequadamente a resposta observada em ensaios triaxiais, incluindo a evolução da resistência e o desenvolvimento de poropressões sob condições não drenadas.

As simulações numéricas realizadas no PLAXIS, a partir da implementação do CASM como modelo constitutivo definido pelo usuário, apresentaram boa concordância com os resultados experimentais para diferentes tensões confinantes. Os resultados indicam que o modelo é capaz de representar mecanismos relevantes associados ao comportamento contrativo e à redução de resistência do material.

Dessa forma, o CASM mostra-se uma ferramenta promissora para a modelagem numérica de rejeitos de mineração, contribuindo para análises mais realistas e para o aprimoramento das avaliações de segurança de barragens de rejeitos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Arroyo, M., Gens, A. (2021) *Computational analyses of Dam I failure at the Corrego de Feijao mine in Brumadinho*, Final Report. CIMNE, Barcelona.

Been, K., Jefferies, M. G. (2016) Soil Liquefaction: A Critical State Approach, 2nd ed., Taylor & Francis, London and New York.

Sheng, D., Sloan, S. W., Yu, H. S. (2000) Aspects of finite element implementation of critical state models. Computational Mechanics, 26, p. 727-737.

Wood, D. M. (1990) Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics, Cambridge University Press, Cambridge.

Yu, H. S. (1998) CASM: A unified state parameter model for clay and sand. International *Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 22, p. 621-653.

Yu, H. S. (2006) *Plasticity and Geotechnics*, Springer Science, New York.

Slide 1: Slide de título — Aplicação do Modelo Constitutivo CASM na avaliação do comportamento de rejeitos de magnetita em projeto de alteamento de barragem
Autores, DF+ Engenharia e Mosaic Brasil; COBRAMSEG 2026, Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/11

Aplicação do Penetrômetro Dinâmico Leve na avaliação geotécnica de acessos sobre leiras defletoras em barragem de rejeitos

Luana Eduarda Avelino Ribeiro
Engenheira Geotécnica, VALE SA, Minas Gerais, Brasil, luana.eduarda@vale.com

Lorenna Bruna Souza Leão
Engenheira Geotécnica, VALE SA, Minas Gerais, Brasil, lorenna.leao@vale.com

Andre Gonçalves de Azevedo
Engenheira Geotécnico, VALE SA, Minas Gerais, Brasil, andre.azevedo1@vale.com

Pedro Henrique Candido Correa
Engenheiro Geotécnico, Chammas Engenharia, Minas Gerais, Brasil, pedro.correa@chammas.com.br

RESUMO: O manejo de reservatórios de barragens de rejeitos exige controle contínuo da ocupação e da evolução geométrica ao longo da operação. Entretanto, o aporte de sedimentos externos provenientes de cavas, canais de drenagem e estruturas adjacentes pode diminuir a capacidade útil do reservatório e prejudicar o planejamento operacional. Nesse cenário, a construção de leiras defletoras surge como alternativa para otimizar as operações de dragagem, direcionar fluxos de sedimentos e aumentar a eficiência. A segurança geotécnica durante a implantação, operação e manutenção dessas estruturas é essencial. Este trabalho apresenta um estudo de caso de uma barragem de rejeitos com cerca de 11,2 milhões de m³, composta por dez braços, sendo que um deles sofreu assoreamento significativo devido ao aporte de material de estruturas a montante. Para restabelecer a eficiência operacional e permitir o avanço seguro das frentes de dragagem, construíram-se leiras defletoras com auxílio de equipamento anfíbio não tripulado, criando acessos internos no reservatório. Para validar a capacidade de suporte desses acessos sobre leiras e garantir segurança às intervenções, realizaram-se investigações geotécnicas com Penetrômetro Dinâmico Leve (PDL). De posse dos resultados dos ensaios no rejeito foi possível indicar os trechos adequados para o tráfego de equipamento com segurança durante as operações de dragagem.

PALAVRAS-CHAVE: Barragem de rejeitos, dragagem, leiras defletoras, segurança geotécnica, Penetrômetro Dinâmico Leve (PDL).

ABSTRACT: The management of tailings dam reservoirs requires continuous control of occupancy and geometric evolution throughout operation. However, the inflow of external sediments from pits, drainage channels, and adjacent structures can reduce the reservoir's useful capacity and impair operational planning. In this context, the construction of deflector berms emerges as an alternative to optimize dredging operations, direct sediment flows, and increase efficiency. Geotechnical safety during the installation, operation, and maintenance of these structures is essential. This study presents a case of a tailings dam with approximately 11.2 million m³, consisting of ten arms, one of which suffered significant siltation due to sediment input from upstream structures. To restore operational efficiency and allow the safe advancement of dredging fronts, deflector berms were built with the support of an unmanned amphibious vehicle, creating internal access routes within the reservoir. To validate the bearing capacity of these access routes over stockpiles and to ensure safe working conditions during the interventions, geotechnical investigations were carried out using a Light Dynamic Cone Penetrometer (LDCP). Based on the test results obtained in the tailings material, it was possible to identify the sections suitable for the safe movement of equipment during dredging operations.

KEYWORDS: Tailings dam, dredging, deflector berms, geotechnical safety, Light Dynamic Cone Penetrometer (LDCP).

1 INTRODUÇÃO

Dada a topografia de determinadas barragens de rejeitos, é comum a ocorrência de aportes externos de sedimentos provenientes de cavas, canais de drenagem e outras estruturas adjacentes, reduzindo a capacidade útil do reservatório e impactando seu planejamento operacional. Nesse contexto, o monitoramento contínuo e a adoção de medidas de controle são fundamentais para garantir a segurança e a funcionalidade dessas estruturas ao longo de sua vida útil (Silva et al., 2023).

Entre as alternativas utilizadas para o gerenciamento de sedimentos, destacam-se as leiras defletoras, que permitem direcionar fluxos sedimentares, otimizar operações de dragagem e aumentar a eficiência operacional do reservatório. Entretanto, sua implantação, manutenção e remoção exigem a definição de condições seguras de operação, fundamentadas no conhecimento das características geotécnicas dos materiais constituintes.

A avaliação dessas condições depende da estimativa de parâmetros de resistência do material, como coesão e ângulo de atrito, obtidos por meio de ensaios de campo e laboratório ou por correlações geotécnicas consolidadas (Filho, 2010). Entre os métodos de investigação in situ, destaca-se o Penetrômetro Dinâmico Leve (PDL), amplamente empregado pela simplicidade operacional e pela possibilidade de caracterizar o perfil estratigráfico superficial e estimar, de forma indireta, a resistência e a capacidade de suporte dos materiais investigados (Sanglerat, 1972).

Dessa forma, o presente trabalho teve como objetivo avaliar a viabilidade de utilização de um acesso implantado sobre leiras defletoras em uma barragem de rejeitos do Quadrilátero Ferrífero para o tráfego de caminhões rodoviários.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. Penetrômetro Dinâmico Leve

O Penetrômetro Dinâmico Leve (PDL) é um ensaio de penetração dinâmica contínua sem recuperação de amostras, cuja interpretação se baseia no número de golpes necessários para a cravação da ponteira. Seus resultados permitem identificar mudanças estratigráficas e estimar parâmetros geotécnicos por correlações empíricas (Almeida, 2023).

Para estimar a resistência de ruptura à ponteira do penetrômetro dinâmico leve R_d, faz-se uso da fórmulação holandesa apontada por Sanglerat (1972):

$$R_d = \frac{M^2.H.N}{S.e.(M + np + P)} \quad (1)$$

Onde R_d é a resistência à ruptura dinâmica, M a massa do batente em quilogramas (kg), H altura de queda em cm, S seção da ponteira em centímetros quadrados (cm²), P peso total do penetrômetro em kg, e a espessura do segmento de cravação em centímetros (cm), n número de hastes utilizadas, N o número de golpes para cravar o segmento, p peso da haste de 1,0 metro em kg.

Sanglerat (1972) sugere utilizar o coeficiente α para transformação dos esforços dinâmicos em estáticos R_e para cada tipo de material, sendo α=1 para areia grossa e cascalho mediamente compacto, α=0,75 para solos arenosos de fofo a muito compacto, α=0,5 para solos argilosos de consistência média a rija e α=0,30 para argilas moles.

$$R_e = \alpha.R_d \quad (2)$$

Para calcular a tensão admissível do terreno σ_{adm} a partir do penetrômetro dinâmico leve o Departamento de Estradas de Rodagem DER-MG (1984) sugere a utilização de um fator de correção β (variando entre 0,2 e 0,05), tal que:

$$\sigma_{adm} = \beta.R_e \quad (3)$$

3.2. Índice de Suporte Califórnia

O Índice de Suporte Califórnia (CBR) é amplamente utilizado para avaliar a capacidade de suporte dos solos em projetos de pavimentação. O ensaio consiste na determinação da resistência à penetração de um pistão padrão em uma amostra compactada, expressa pela relação percentual entre a carga aplicada ao solo e a correspondente a um material padrão (DNIT, 2006).

O CBR é definido pela razão entre a tensão necessária para produzir uma determinada penetração no solo ensaiado e a tensão correspondente obtida em um material padrão, conforme a expressão:

$$CBR = {}^{\sigma}/_{\sigma\ padrão}\ x\ 100 \tag{4}$$

onde σ corresponde à tensão aplicada para uma determinada penetração no solo ensaiado, e σ padrão é a tensão obtida para o material de referência nas mesmas condições de penetração.

3.3. Correlação entre o Penetrômetro Dinâmico Leve (PDL) e o Índice de Suporte Califórnia (CBR)

Ensaios de penetração dinâmica são amplamente utilizados para estimativa indireta da capacidade de suporte dos solos, especialmente em aplicações de pavimentação e terraplenagem. Nesses ensaios, a resistência do material é inferida a partir da energia necessária para a cravação de uma ponteira cônica no terreno (Sanglerat, 1972).

Em equipamentos como o Dynamic Cone Penetrometer (DCP) e o Penetrômetro Dinâmico Leve (PDL), a resistência do solo é expressa pelo índice de penetração dinâmica (IP), definido como a razão entre o incremento de penetração (Δh) e o número de golpes (N), conforme a Equação (5).

$$IP = \frac{\Delta h}{N} \tag{5}$$

Onde IP corresponde ao índice de penetração dinâmica (mm/golpe), Δh é o incremento de penetração (mm) e N é o número de golpes.

O índice de penetração apresenta relação direta com propriedades mecânicas do solo, como resistência ao cisalhamento e grau de compactação, de modo que menores valores de IP indicam materiais mais resistentes e com maior capacidade de suporte (Sanglerat, 1972). A aplicação de ensaios de penetração dinâmica para avaliação geotécnica é amplamente reconhecida em normas e procedimentos técnicos, incluindo a ASTM D6951/D6951M para ensaios DCP, a ISO 22475-2 para investigações geotécnicas de campo e o método DER-SP M-53/94 para aplicações rodoviárias.

As primeiras correlações entre ensaios de penetração dinâmica e o Índice de Suporte Califórnia (CBR) foram propostas por Scala (1956), demonstrando a aplicabilidade desses ensaios na avaliação rápida da capacidade de suporte de solos.

Entre as correlações mais difundidas destaca-se o estudo desenvolvido por Kleyn (1975), que analisou resultados experimentais obtidos em materiais de subleito e camadas granulares. A partir dessa análise, o autor propôs a seguinte relação empírica entre o índice de penetração e o valor de CBR, apresentada na Equação (6) da Tabela 1.

Livneh e Ishai (1987) também investigaram a relação entre resultados de ensaios com penetrômetro dinâmico e valores de CBR obtidos em laboratório. A partir da análise estatística dos dados experimentais, os autores propuseram uma correlação logarítmica entre os parâmetros analisados, apresentada na Equação (7).

Outro estudo amplamente citado foi desenvolvido por Webster et al. (1992), que avaliaram a aplicação do penetrômetro dinâmico em programas de avaliação rápida de pavimentos. A partir dos resultados experimentais obtidos em diferentes materiais de subleito, os autores propuseram a correlação apresentada na Equação (8).

A Tabela 1 apresenta um resumo das principais correlações propostas na literatura entre o índice de penetração dinâmica e o valor de CBR.

Tabela 1. Principais correlações entre índice de penetração dinâmica e CBR

Autor	Correlação Proposta	Equação
Kleyn (1975)	$CBR = 410(IP)^{-1,27}$	(6)
Livneh e Ishai (1987)	$\log(CBR) = 2{,}48 - 1{,}057 \log(IP)$	(7)
Webster et al. (1992)	$CBR = \frac{292}{IP^{1,12}}$	(8)

No contexto brasileiro, Cardoso e Trichês (1998) verificaram a consistência das correlações entre o índice de penetração dinâmica e os valores de CBR obtidos em laboratório para materiais utilizados em subleitos rodoviários, corroborando a aplicabilidade do método para estimativas da capacidade de suporte dos solos. De modo geral, a literatura indica que essas correlações fornecem resultados compatíveis com avaliações preliminares de campo, constituindo uma alternativa prática para a caracterização geotécnica de materiais. Além disso, os ensaios com penetrômetros dinâmicos apresentam vantagens associadas à rapidez de execução, simplicidade operacional, baixo custo e obtenção de perfis contínuos de resistência ao longo da profundidade investigada, características que favorecem sua utilização em investigações geotécnicas e atividades de controle tecnológico de obras de terraplenagem e pavimentação.

3.4. Análise de estabilidade por métodos determinísticos

A estabilidade de uma estrutura através de modelo determinístico é dada basicamente por meio da teoria do equilíbrio limite e/ou do estudo tensão deformação. Essa primeira de acordo com Fabrício (2006) pode ser traduzida pelo método das fatias que consiste na divisão da superfície potencial de ruptura em fatias para análise individual, como aplicação de equilíbrio de forças e momento em um elemento (bloco) que desliza.

A análise de estabilidade por equilíbrio limite correlaciona as componentes mobilizadoras com as componentes resistentes, podendo essas serem estabelecidas como forças e/ou momentos. A razão entre as componentes resistentes e as mobilizadoras é definida como fator de segurança (FS), conforme apresentado nas Equações 9 e 10:

$$F.S. = \frac{\sum forças\ resistentes}{\sum forças\ atuantes} \qquad F.S. = \frac{\sum \text{momentos}\ resistentes}{\sum momentos\ atuantes} \qquad (9)\ \text{e}\ (10)$$

Valores de fator de segurança superiores a 1,0 indicam condição de estabilidade, enquanto valores próximos de 1,0 representam a condição de equilíbrio limite. Diversos métodos de equilíbrio limite são empregados na análise de estabilidade, destacando-se Bishop (1955) para superfícies circulares e Spencer (1967) e Morgenstern-Price (1965) para superfícies de ruptura gerais ou não circulares. Esses métodos diferenciam-se principalmente pelas hipóteses adotadas para o equilíbrio das forças interlamelares e pelo atendimento das condições de equilíbrio de forças e momentos (Abramson, 2002; Oliveira, 2020).

4 METODOLOGIA

O presente trabalho foi desenvolvido em um reservatório de uma barragem localizada no Quadrilátero Ferrífero, sendo estruturado nas diferentes etapas: (i) investigação de campo, na qual foram executados cinco ensaios de PDL com o objetivo de avaliar o comportamento mecânico do acesso; (ii) mapeamento da dinâmica de cargas do maior equipamento utilizado; (iii) avaliação da estabilidade do acesso; e (iv) verificação da capacidade de carga e da capacidade de suporte do acesso temporário por meio de correlações com a resistência à penetração (PDL).

Os ensaios de PDL foram executados conforme as diretrizes da norma DIN 4094 (1964), alcançando profundidades de até 1,0 metro em cinco pontos distintos ao longo do acesso estudado.

A avaliação da estabilidade global foi realizada por meio de análises bidimensionais empregando o Método de Equilíbrio Limite (MEL) no software Slide2 (Rocscience). As possíveis superfícies de ruptura foram identificadas automaticamente utilizando o algoritmo *Cuckoo Search*, configurado para pesquisar exclusivamente superfícies não circulares, condizentes com a geometria irregular das leiras defletoras.

A checagem de estabilidade foi conduzida conforme os métodos de Spencer (1967) e de Morgenstern & Price (1965), adotando-se como representativo o menor Fator de Segurança entre os dois critérios. Todas as simulações consideraram condição estática drenada. Os parâmetros geotécnicos utilizados foram obtidos diretamente em campanhas de investigação realizadas na área de estudo, contemplando ensaios de campo e de laboratório específicos. Assim, para o rejeito em condições saturadas foram adotados: ângulo de atrito de 34°, peso específico de 23 kN/m³ e coesão de 0 kN/m².

Para a avaliação da dinâmica de cargas no braço da barragem, considerou-se o caminhão rodoviário Scania G440 8x4, equipamento identificado como aquele de maior solicitação ao solo. O veículo vazio apresenta cargas de 7.218 kg no eixo dianteiro e 3.909 kg no eixo traseiro, totalizando 11.127 kg. Em termos de capacidade suportada por eixo, o modelo possui 2 × 9.000 kg no eixo direcional duplo dianteiro (18.000 kg) e 32.000 kg no eixo bogie traseiro, típico de caminhões 8x4. Foi adotado o peso bruto total técnico permitido pelo fabricante, de 50.000 kg, correspondendo a uma carga nominal de aproximadamente 38,87 toneladas. Ressalta-se a importância de compreender os limites operacionais e os possíveis impactos ao equipamento quando se excede o peso bruto total legal de 29.000 kg para caminhões rígidos. Nessa condição, cerca de 36% da carga é distribuída ao eixo dianteiro e aproximadamente 64% ao eixo traseiro. Os pneus considerados na análise foram os modelos 295/80R22.5, 315/80R22.5 ou 12R22.5, cuja área de contato com o solo varia entre 0,035 e 0,045 m² por pneu, adotando-se valor médio de 0,040 m².

As correlações de tensão admissível e índice de suporte Califórnia fundamentaram-se no trabalho desenvolvido por Filho (2010). Assim, para o rejeito estudado, assumiu-se $\alpha = 0{,}75$ e $\beta = 1/10$ como fatores de conversão para esforço estático e tensão admissível do piso, respectivamente.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1. Resultados Ensaios

A Tabela 2 apresenta a relação de número de golpes por segmento até o impenetrável para os 05 ensaios executados no acesso. Os primeiros 20 centímetros dos pontos PDL01 e PDL02 apresentaram menores números de golpes dentre os dados colhidos dos ensaios.

Tabela 2: Número de impactos em função da profundidade

	PDL01	**PDL02**	**PDL03**	**PDL04**	**PDL05**
Profundidade (cm)	N impactos (20 cm)	N impactos (20 cm)	N impactos (20 cm)	N impactos (20 cm)	N impactos (20 cm)
20,0	11,0	9,0	14,0	14,0	21,0
40,0	18,0	22,0	17,0	27,0	28,0
60,0	16,0	34,0	18,0	34,0	32,0
80,0	13,0	25,0	16,0	Impenetrável	28,0
100,0	12,0	15,0	Impenetrável	Impenetrável	Impenetrável

5.2. Dinâmica de cargas

Assumindo uma Scania G440 (8x4) carregada ao limite técnico do eixo com carga por eixo dianteiro 9.000 kg (cada um), carga por eixo traseiro 16.000 kg (cada um, no Bogie de 32 t), 02 pneus por eixo dianteiro (simples), 04 pneus por eixo traseiro (rodado duplo) e área de contato por pneu de 0,040m², tem-se as seguintes tensões por pneu e por eixo:

	F = Carga aplicada (kg)	*nº de pneus*	*A = Área de Contato (m²)*	$\sigma_{pneu/eixo} = \frac{F}{nº\ pneus\ x\ A}$
Pneu dianteiro	4.500	1	0,040	112,5
Pneu traseiro	4.000	1	0,040	100,0
Eixo dianteiro	9.000	2	0,080	112,5
Eixo traseiro	16.000	4	0,160	100,0

A tensão por eixo coincide com a tensão por pneu quando todos os pneus daquele eixo têm mesma carga e mesma área de contato. Se houver assimetria (pressões de inflação diferentes, raio dinâmico/largura de pneu diferente, rampa/transversalidade) as tensões por pneu não serão iguais.

5.3. Análise de estabilidade

Foram realizadas análises bidimensionais (2D) de estabilidade nas leiras defletoras. O menor valor resultante das análises, bem como os fatores de segurança obtidos e as superfícies críticas de ruptura identificadas pelo método de busca automática, estão apresentados na Figura 1.

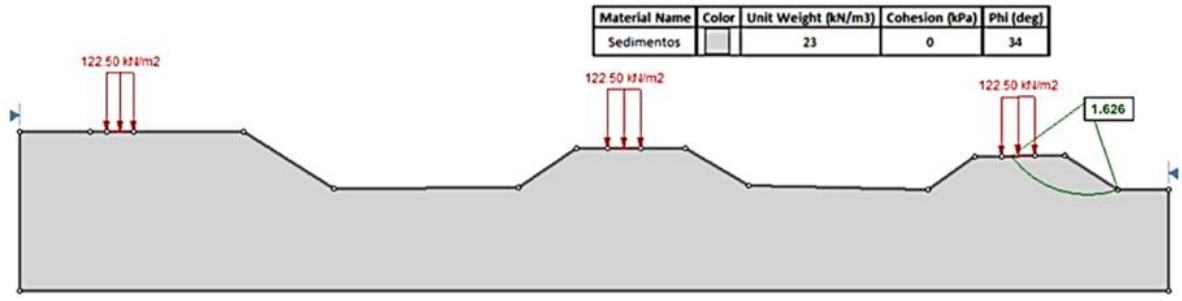


Figura 1. Análise de estabilidade – seção A-A

Destaca-se, que para a geometria avaliada a linha freática identificada em campo não influenciou na análise. O resultado da análise indica um Fator de Segurança (FS) superior a 1,50 para a condição estática drenada, valor compatível com o recomendado pela ABNT NBR 13028.

5.4. Correlações

Para as correlações de tensões admissíveis, foram encontrados valores variando de 100,1 kPa até 378,2 kPa. Sendo o segmento dos primeiros 20 centímetros do PDL02 único valor de tensão admissível inferior a 112,5kPa encontrado. Para esse trecho, sugere-se avaliar a execução de reforço ou remoção da camada (Figura 2).

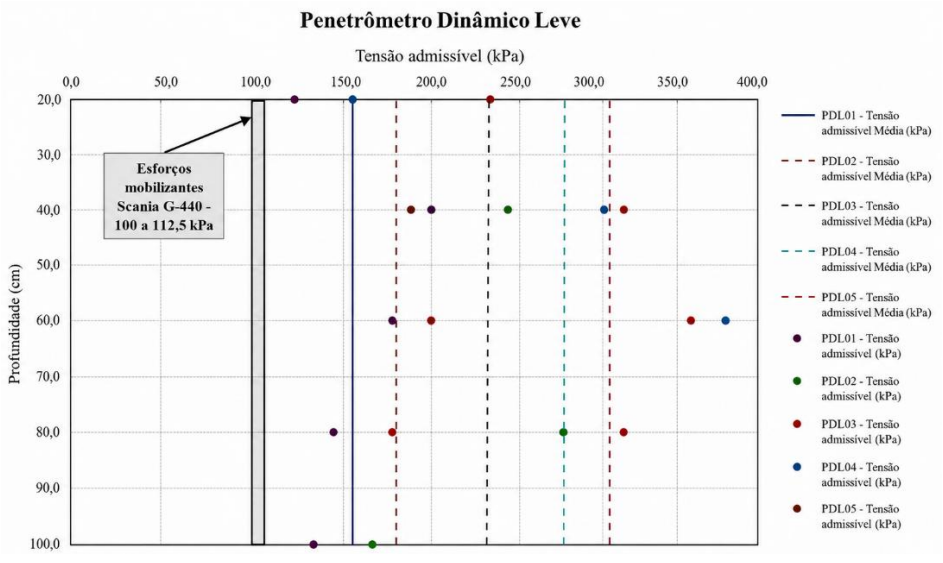


Figura 2. Correlação: Tensões admissíveis

Os valores de CBR obtidos a partir das correlações com o ensaio DCP variaram entre aproximadamente 14,1% e 33,6%, indicando um solo com boa a excelente capacidade de suporte. A consistência entre os métodos de Kleyn (1975), Livneh e Ishai (1987) e Webster et al. (1992) reforça a confiabilidade dos resultados, sendo observada uma tendência de valores mais elevados para a correlação de Livneh e Ishai (1987), intermediários para Webster et al. (1992) e mais conservadores para Kleyn (1975). A

Figura 3 apresenta a comparação entre os valores de CBR estimados pelos diferentes autores, bem como a variação do índice de penetração do DCP (IP). Observa-se claramente a relação inversa entre IP e CBR, na qual menores valores de penetração estão associados a maiores resistências do solo, comportamento coerente com a mecânica do ensaio (KLEYN, 1975; LIVNEH; ISHAI, 1987).

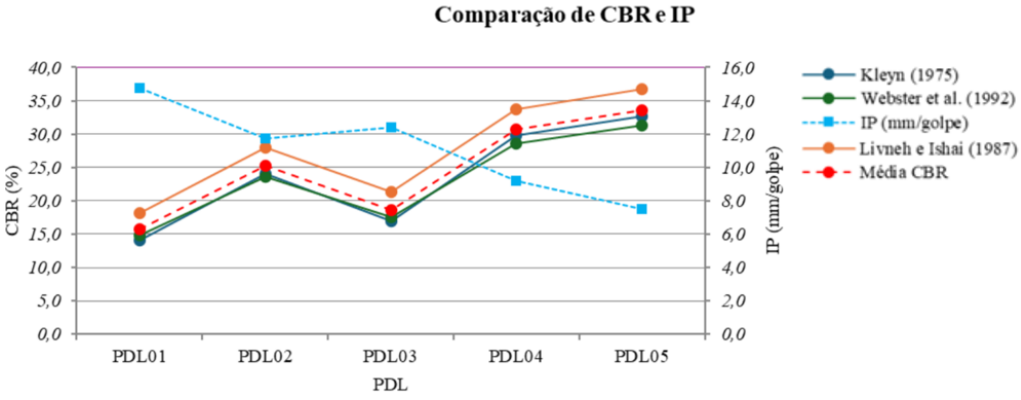


Figura 3. Comparação CBR e IP

Do ponto de vista de aplicação, a literatura técnica indica que solos com CBR da ordem de 5% representam o limite mínimo para utilização em estradas não pavimentadas com baixo nível de solicitação (DNIT, 2006; TRL, 1993), sendo necessários valores superiores conforme o aumento do tráfego e das cargas aplicadas. Nesse contexto, os valores obtidos nas correlações foram todos superiores a 14%, indicando condições significativamente mais favoráveis de suporte.

Adicionalmente, conforme recomendações do DNIT (2006), do U.S. Army Corps of Engineers (1994) e do Transport Research Laboratory (1993), valores de CBR superiores a 15% são adequados para tráfego mais intenso, enquanto valores acima de 20% indicam desempenho satisfatório sob carregamentos elevados. Considerando uma tensão necessária para trafegabilidade da ordem de 122,50 kPa, os valores de CBR obtidos mostram-se compatíveis com a capacidade de suporte requerida, situando-se dentro da faixa esperada para esse nível de solicitação. Dessa forma, os resultados indicam que o material avaliado apresenta desempenho geotécnico compatível com as solicitações para aplicação em acessos operacionais.

6 CONCLUSÃO

Os resultados obtidos neste trabalho indicam que a aplicação do Penetrômetro Dinâmico Leve (PDL) é adequada para a avaliação da capacidade de suporte de acessos implantados sobre leiras defletoras em barragens de rejeitos. Os ensaios de campo permitiram a caracterização da resistência a penetração do material ao longo da profundidade, evidenciando variabilidade espacial típica de depósitos sedimentares, porém com níveis de resistência compatíveis com a utilização proposta.

As correlações empregadas possibilitaram a estimativa de tensões admissíveis variando entre aproximadamente 100 kPa e 378 kPa, bem como valores de CBR entre 14,1% e 33,6%, indicando condições de suporte classificadas entre boas e excelentes. De modo geral, os resultados mostraram-se compatíveis com as tensões induzidas pelo tráfego do equipamento considerado, da ordem de 122,50 kPa, com exceção de trechos pontuais superficiais que demandam atenção específica (ponto PDL02).

Dessa forma, conclui-se que a metodologia adotada, baseada em ensaios de campo com PDL, análise de estabilidade e correlações empíricas consolidadas, mostrou-se eficiente para subsidiar a definição de critérios de trafegabilidade e segurança geotécnica. Os resultados reforçam a aplicabilidade do método como ferramenta prática e confiável para apoio à tomada de decisão em campo, contribuindo para a segurança operacional e a otimização das atividades em barragens de rejeitos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas (2025). NBR 13028. *Mineração - Elaboração, apresentação de projeto e avaliação de segurança de estruturas para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água*. São Paulo.

Almeida, C.H.C. (2023). *Ensaio com penetrômetro dinâmico leve sísmico (S-DPL) em solo não saturado: execução e interpretação*. In: Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de São Paulo, São Carlos. Disponível em: < https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18132/tde-01122023-111152/publico/DissertAlmeidaCaioHenriquedeCCorrig.pdf >. Acesso em: 26 mar. 2026.

ASTM, American Society for Testing and Materials (2018). D6951/ D6951M. *Standart Test for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in shallow pavement applications.* West Conshohocken.

DER, Departamento de Estradas de Rodagem de Minas Gerais (1984). *Sondagens a Penetrômetro Dinâmico Leve.* Belo Horizonte.

DIN, Deutsches Institut für Normung (2002). DIN 4094-1. *Subsoil – Field investigations – Part 1: Cone penetration tests*. Berlim.

DNIT, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2006). IPR – 719. *Manual de Pavimentação – 3a Edição*. Rio de Janeiro.

Fabrício, J.V.F. (2006).*Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes e Contenções.* In: Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Disponível em: < https://www.dbd.puc-rio.br/pergamum/tesesabertas/0321269_06_pretextual.pdf>. Acesso em: 26 mar. 2026.

Filho, C.E.S. A. (2010). *Correlações para obtenção de parâmetros geotécnicos de argilas compressíveis com utilização do Penetrômetro Dinâmico Leve*. In: Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto. Disponível em: <https://www.repositorio.ufop.br/server/api/core/bitstreams/c03cc2c0-6cde-4f78-9fb2 603558251f34/content>. Acesso em: 26 mar. 2026.

ISO, International Organization for Standardization (2006). ISO 22475-2. *Geotechnical investigation and testing – Sampling methods and groundwater measurements*. Geneva.

Kleyn, E. G. (1975). The Use of the Dynamic Cone Penetrometer (DCP). Transvaal Roads Department, Pretoria, Report L2/75. (In Afrikaans)

Livneh. M.; Ishai. I. (1987) Pavement and material evaluation by a dynamic cone penetrometer. *Transportation Research Record*, n. 1136.

Morgenstern, N. R.; Price, V. E. (1965) The Analysis of Stability of General Slip Surfaces. Géotechnique. London, v.15. p:79.

Spencer, E. E. (1967) A Method of the Analysis of the Stability of Em-Embankments Assuming Parallel Interslide forces. Géotechnique. London, 1967. V.17. p, 11-26.

Sanglerat, G. (1972). *The Penetrometer and soil exploratio*n. First ed., Elsevier Cientific, Amsterdam, The Netherlands, v. 1.

Scala, A. J. (1956) *Simple methods of flexible pavement design using cone penetrometers*. *New Zealand Engineering*.

Trasport Research Laboratory (1993) *Overseas road note 31: a guide to the structural design of bitumen-surfaced roads in tropical and sub-tropical countries*. London.

U. S. Army Corps of Engineers (1994) Pavement design for roads, streets, wals, and open storage areas. Washington, DC.

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/COBRAMSEG2026.1/12

Aplicação prática do GISTM na Mineração Através de Projetos de Descaracterização de Barragens

Lorraine Elizabeth Candido
Engenheira Especialista em Gestão de Projetos, Vale, Belo Horizonte, Brasil, lorraine.candido@vale.com

Arthur Demuner
Engenheiro de Projetos Pleno, Vale, Belo Horizonte, Brasil, arthur.demuner@vale.com

Carlos Sampaio
Engenheiro de Planejamento Senior, Progen S.A. , Belo Horizonte, Brasil, carlos.sampaio@progen.com.br

Tharley Lima
Engenheiro de Projetos Senior, Vale, Belo Horizonte, Brasil, tharley.lima@vale.com

RESUMO: Foi provocada pelo Programa das Nações Unidas para o Meio Ambiente (PNUMA), Princípios para o Investimento Responsável (PRI) e Conselho Internacional de Mineração e Metais (ICMM), criando um padrão global para a indústria, GISTM, após a tragédia ocorrida em 2019 na mineração, com a necessidade de estabelecer uma gestão segura das estruturas que armazenam rejeito com zero tolerância a fatalidade humana e em prol de evitar danos ao meio ambiente.
Em 2020, o Conselho de Administração da Vale aprovou uma nova política de Segurança de Barragens e Estrutura Geotécnica de Mineração, considerando o GISTM como uma de suas referências. Política implementada desde 2023 em todas as Estruturas de Armazenamento de Rejeito (EAR's). Esse artigo visa apresentar a análise de aplicabilidade e a ferramenta utilizada para atendimento do padrão para projetos de Descaracterização de Estruturas existentes, em fase de desenvolvimento, correlacionando a implementação na fase de projeto e as aplicações já existentes para as estruturas operacionais.

PALAVRAS-CHAVE: GISTM, descaracterização, armazenamento, rejeitos, ferramenta.

ABSTRACT: It was prompted by the United Nations Environment Programme (UNEP), the Principles for Responsible Investment (PRI), and the International Council on Mining and Metals (ICMM), resulting in the creation of a global industry standard, GISTM, following the mining tragedy in 2019. This initiative aimed to establish safe management of tailings storage structures with zero tolerance for human fatalities and to prevent environmental damage.
In 2020, Vale's Board of Directors approved a new policy for the Safety of Mining Dams and Geotechnical Structures, considering GISTM as one of its references. This policy has been implemented since 2023 across all Tailings Structure Facility (TSFs). This article aims to present the applicability analysis and the tool used to comply with the standard for projects involving the decharacterization of existing structures in the development phase, correlating its implementation during the design stage with existing applications for operational structures.

KEYWORDS: GISTM, decharacterization, tailings structure facility, tool.

1 INTRODUÇÃO

A necessidade de uma gestão segura das estruturas de armazenamento de rejeitos se tornou pauta central da engenharia após os desastres ocorridos em Minas Gerais, principalmente o rompimento da Barragem B1 localizada no Município de Brumadinho no ano de 2019. Em resposta a tragédia, foi lançado em 2020 o GISTM, Global Industry Standard on Tailings Management, como uma resposta direta para o estabelecimento de um padrão global rigoroso para a gestão de rejeitos, com foco em segurança, transparência e responsabilidade socioambiental, visando evitar qualquer dano em Meio Ambiente e tolerância zero para

fatalidades humanas. O padrão, desenvolvido pelo Programa das Nações Unidas para o Meio Ambiente (PNUMA), Princípios para o Investimento Responsável (PRI) e Conselho Internacional de Mineração e Metais (ICMM), envolve as principais áreas de todo o ciclo de vida das Estruturas de Armazenamento de Rejeitos (EARs), sendo aplicável inclusive para o desenvolvimento de projetos. O Documento traz 6 tópicos subdivididos em 15 princípios que, por sua vez, dividem-se em 77 requisitos auditáveis.

De forma paralela à criação do GISTM, com o foco em segurança e no atendimento à resolução 95/2022 da Agência Nacional de Mineração (ANM), a Vale iniciou em 2019 o programa de descaracterização de suas estruturas alteadas a montante. Para as estruturas que outrora foram operacionais, foi implementado uma série de ações visando estabelecer um sistema robusto para identificar, controlar e tratar eventuais riscos, garantindo que todas as práticas estejam alinhadas aos mais altos padrões de segurança e sustentabilidade, atendendo ao GISTM. Diante disso, viu-se a necessidade da implementação do padrão global para os projetos em desenvolvimento de Descaracterização dessas Barragens de Rejeito, garantindo que os requisitos estejam em atendimento em todo o ciclo de vida das EARs.

Nesse contexto, esse artigo visa apresentar a aplicação do GISTM para projetos de Descaracterização em fase de desenvolvimento de Engenharia. O estudo descreve a implementação de uma ferramenta digital para avaliação da conformidade com os requisitos do padrão, bem como apresentar os resultados obtidos na análise de um portfólio de projetos. Este controle teve um caráter interno e orientativo, destinado a apoiar a Área de Descaracterização no uso do GISTM como guia de boas práticas durante o desenvolvimento de projetos. Não altera, não substitui e não possui correlação direta com os processos formais de Governança e Compliance da Vale, nem com a divulgação oficial de conformidade ao GISTM, conduzida pelas instâncias corporativas competentes.

Com isso, estudo contribui principalmente para preencher uma lacuna na literatura oferencendo uma visão prática de aplicação do GISTM em projetos de Descaracterização integrando governança, sustentabilidade e segurança.

2 METODOLOGIA

2.1 GISTM em Estruturas de Armazenamento de Rejeito Operacionais

O *Global Industry Standard on Tailings Management* (GISTM) promove elementos de transformação cultural e valorização da geotecnia de barragens, considerando os seguintes pilares:

- Comunidades afetadas;
- Base integrada de conhecimento;
- Resposta de emergência e recuperação a longo prazo;
- Projeto, construção, operação e monitoramento;
- Divulgação pública e acesso à informação;
- Gestão e governança.

Em prol desses pilares, para as estruturas existentes, foi implementado pela Vale, o programa que estabelece um sistema robusto para identificar, controlar e tratar eventuais riscos. Esse programa foi constituído por uma autoavaliação e verificação por empresa externa (*GAP Assessment*) com base nos protocolos de conformidade, pela criação de planos de ação para fechamento de *GAPs* e pela contratação de uma consultoria técnica especializada para análise da metodologia de implementação, para preparação de auditoria formal GISTM e para acompanhamento da conformidade através dos planos de ação em andamento.

Com a execução dos itens mencionados, a Vale entregou a implementação do GISTM nas suas Estruturas de Armazenamento de Rejeitos operacionais e paralisadas em 5 de agosto de 2023, com a continuidade de conformidade e conclusão de todos os planos de ação até 5 de agosto de 2025.

2.2 GISTM em Projetos de Descaracterização de Barragens

O *Global Industry Standard on Tailings Management* (GISTM) é aplicável para todas as fases do ciclo de vida de uma Estrutura de Armazenamento de Rejeito, inclusive a fase de desenvolvimento do projeto.

Em complementação a todo o processo de atendimento do GISTM nas EARs operacionais e paralisadas na Vale, identificou-se a necessidade de implementação de um acompanhamento personalizado para os

projetos de Descaracterização de Barragens. Em análise ao padrão global, observou-se que nem todos os requisitos auditáveis, teriam sua total aplicabilidade para a fase de desenvolvimento de engenharia dos projetos, uma vez que os demais requisitos já foram atendidos com a implementação do GISTM nas Estruturas de Armazenamento de Rejeitos operacionais, finalizadas em 5 de agosto de 2025.

Considerando a necessidade de verificar quais requisitos eram aplicáveis para a fase de desenvolvimento de projeto foi realizada uma análise detalhada dos projetos considerando todos os requisitos do padrão e realizando o entendimento da aplicabilidade destes para os projetos de Descaracterização de Barragens.

Foi analisado o projeto de Descaracterização das Barragens Forquilha I e II. Este projeto encontrava-se na fase de desenvolvimento de FEL 3 (projeto básico), com um escopo que incluía a manutenção do rejeito na estrutura após seu descomissionamento. A análise dos requisitos foi executada por uma equipe multidisciplinar composta por técnico-geotécnicos, especialistas em governança de projetos e governança corporativa responsável pelo acompanhamento do GISTM nas estruturas operacionais.

Dos 15 princípios e 77 requisitos do Padrão Global, para a fase de desenvolvimento de projetos de descaracterização observou-se que 8 princípios e 34 requisitos são aplicáveis para esta fase. Os princípios analisados e considerados foram: Principio 1 (requisitos 1.1, 1.3 e 1.4); Principio 2 (requisitos 2.1, 2.2, 2.3 e 2.4); Principio 3 (requisitos 3.1, 3.2, 3.3 e 3.4); Principio 4 (requisitos 4.1, 4.1, 4.3, 4.4, 4.5 e 4.6); Principio 5 (requisitos 5.1, 5.2, 5.3, 5.6, 5.7); Principio 6 (requisitos 6.2, 6.3, 6.5 e 6.6); Principio 10 (requisitos 10.1); e Principio 11(requisitos 11.1, 11.2, 11.3, 11.4 e 11.5). Esses itens estão distribuídos nas disciplinas principais de Meio Ambiente, Engenharia, Relações Institucionais e Riscos Corporativos (RI/RC), Implantação (obras) e Governança.

O atendimento desses requisitos nos projetos de descaracterização proporcionou também o cumprimento de normativos internacionais e da Vale, cobrindo itens das resoluções 68 e 95 da ANM e também alinhamento às práticas ESG (acrônimo para o termo em inglês *Environmental, Social and Governance*).

Diante do exposto, foi proposta a criação e implementação de uma ferramenta desenvolvida para o atendimento e correlação da implementação na fase de projeto e as aplicações já existentes para as estruturas operacionais, gerando informações de aderências e atendimento ao padrão global. Para a criação da ferramenta foi considerado o fluxo abaixo, conforme Figura 01:



Figura 01: Fluxo utilizado para desenvolvimento e implantação de uma ferramenta digital para implantação do GISTM em projetos de Descaracterização.

3 RESULTADOS

3.1 Portifolio de Projetos

Para início de todo o processo, foi realizada a análise da carteira, classificando o tipo de estrutura dos projetos em desenvolvimento. Em um portfólio de 87 projetos, observou -se 25 projetos em desenvolvimento caracterizados como Estruturas de Armazenamento de Rejeito, conforme apresentado no Gráfico 01:

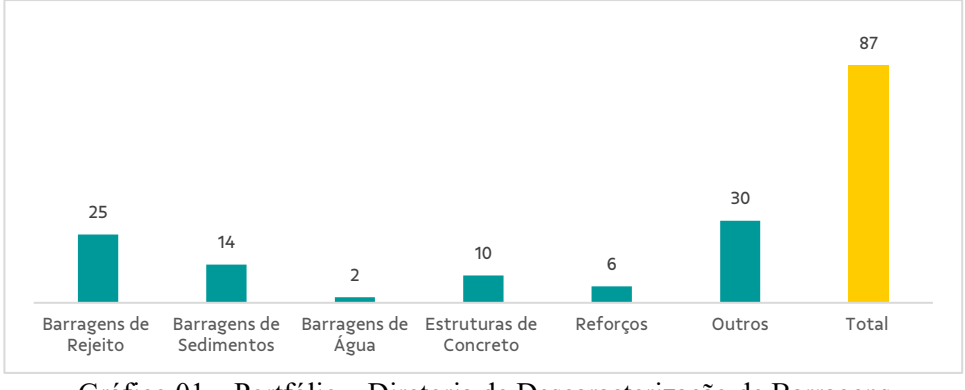


Gráfico 01 – Portfólio – Diretoria de Descaracterização de Barragens

3.2 Ferramenta de Avaliação

Para a realização da análise do atendimento dos projetos aos requisitos considerando suas respectivas fases, foi criada uma ferramenta para verificação do atendimento aos requisitos, levantamento das evidências e mapeamento dos planos de ações.

A ferramenta foi criada no sistema da Vale, com integração ao portfólio de projetos, contendo os seguintes campos, apresentados na Figura 02:

- Questionário GISTM: para definição dos responsáveis, respostas aos requisitos, inserção de evidências e planos de ação;
- Aprovações: item esse gerido pelo líder de projeto que aprova as evidências inseridas de acordo com o requisito e o plano de ação;
- Ações (Figura 4): para acompanhamento das ações cadastradas; e Relatório BI, que gera os indicadores de todo o processo.

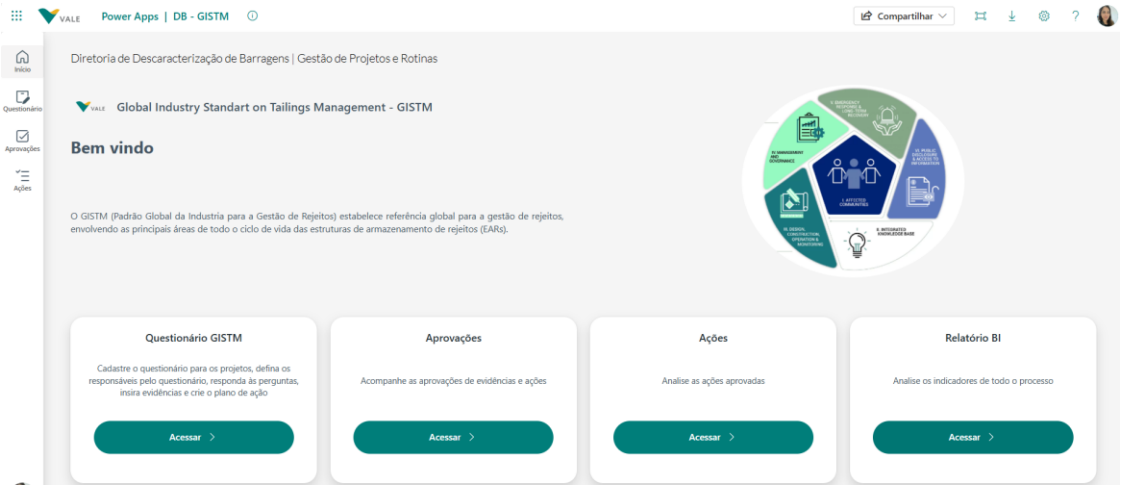


Figura 02 – Ferramenta – Power Apps – GISTM

Para a criação do Questionário GISTM, foram realizadas perguntas de suporte aos requisitos, de forma a facilitar o entendimento da aplicabilidade e definição da evidência necessária. Essas perguntas foram desenvolvidas junto a um time de especialistas da Vale. As respostas dos requisitos podem ser classificadas com os seguintes status: atende, atende parcialmente (quando ainda há evidência complementar ao requisito) e não atende (quando o requisito não será atendido e não haverá a criação de plano de ação). A Figura 03 exemplifica o questionário.

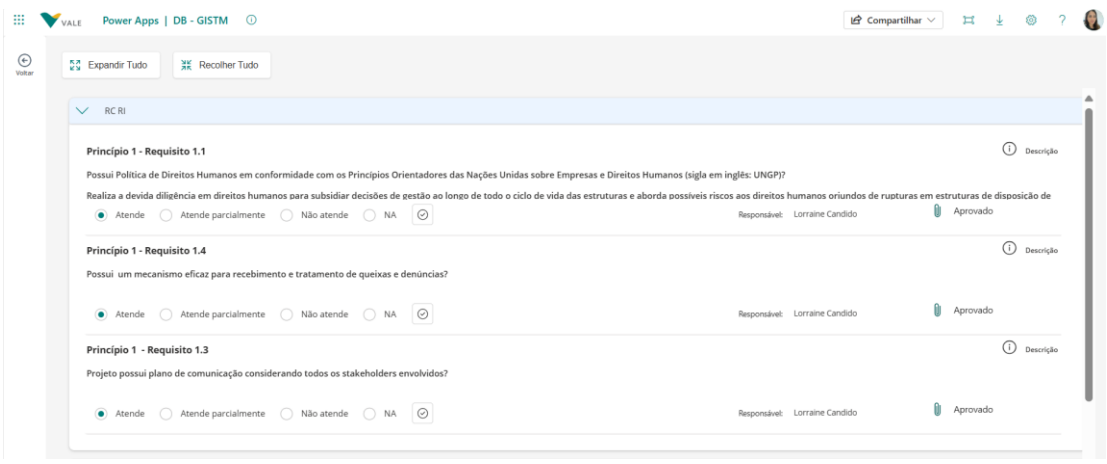


Figura 03 – Questionário GISTM

O time de Gestão de Projetos é responsável pelo campo de aprovações. Neste campo, é possível aprovar a evidência incluída de cada requisito, trazendo a garantia de que o arquivo inserido está condizente para o atendimento do item em análise. Além disso, o campo permite que o Gestor aprove o plano de ação, garantindo celeridade aos prazos considerados, de acordo com a fase de projeto, conforme exemplificação na Figura 04.

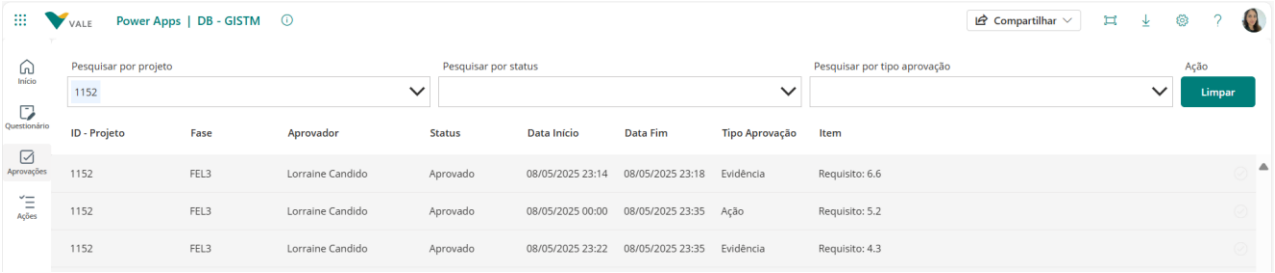


Figura 04 – Aprovações Requisitos e Ações

A ferramenta possui um campo dedicado às ações, permitindo que o projeto acompanhe o status de forma integrada. Conforme é possível observar na Figura 05.

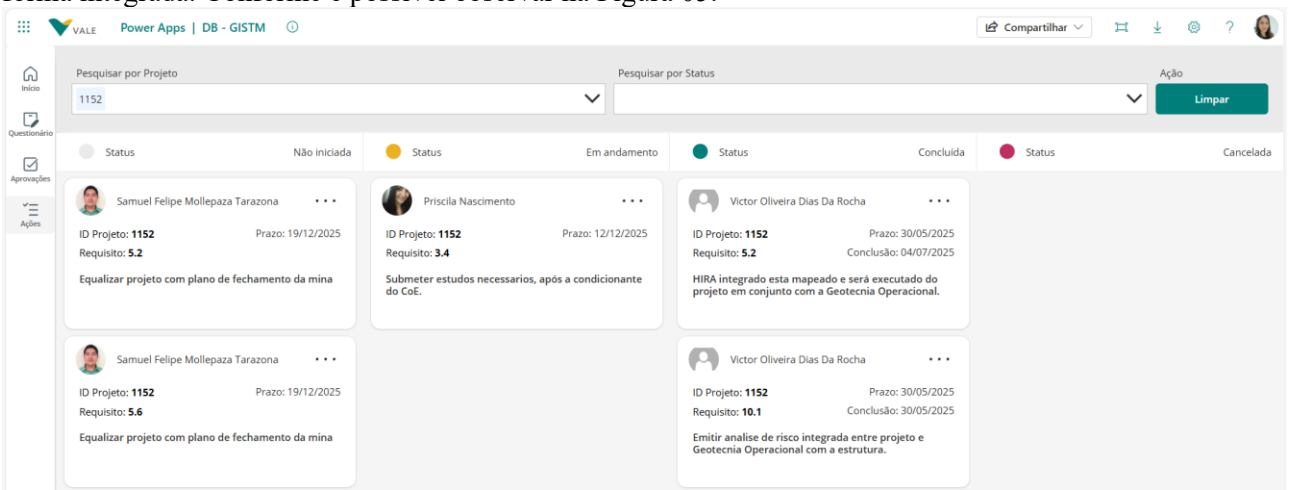


Figura 05 – Acompanhamento Ações

Com todas as informações preenchidas na ferramenta, foi possível gerar o diagnóstico de atendimento dos projetos da Diretoria de Descaracterização em relação ao GISTM.

3.3 Diagnóstico de Projetos

O preenchimento da ferramenta permitiu a análise dos projetos, em sua fase de desenvolvimento, verificando o atendimento aos requisitos. Foram realizados dois diagnósticos: em Fevereiro/2025 o primeiro diagnóstico dos projetos, sem considerar a elaboração de planos de ação, obteve uma aderência de 64%. Dois meses depois, após o levantamento das evidências e criação de planos de ação, foi realizado o segundo diagnóstico, o qual apresentou uma aderência de 94% em atendimento aos requisitos.

As percentagens obtidas nesses diagnósticos foram consideradas satisfatórias quando comparadas ao diagnóstico realizado para as estruturas existentes. Neste diagnóstico, foi obtida uma aderência sem plano de ação de 43% e com plano de ação de 92%. Atualmente, esse processo está com 100% de atendimento desde Agosto de 2025, para as estruturas existentes.

Observou-se que, em um portfólio de 25 projetos aplicáveis, a Diretoria de Descaracterização possui 19 projetos que atendem parcialmente ao padrão e 6 projetos que não atendem ao padrão. Os 19 projetos que atendem parcialmente possuem planos de ação em andamento, para que ao longo das próximas fases, o

atendimento seja realizado. Já os 6 projetos que não atendem ao padrão são aqueles que não realizaram *trade-off* prévio ao projeto básico/detalhado. Esses projetos permanecerão com esses status. Nos Gráficos 02 e 03 são apresentados os requisitos em destaque e os principais GAP´s mapeados.

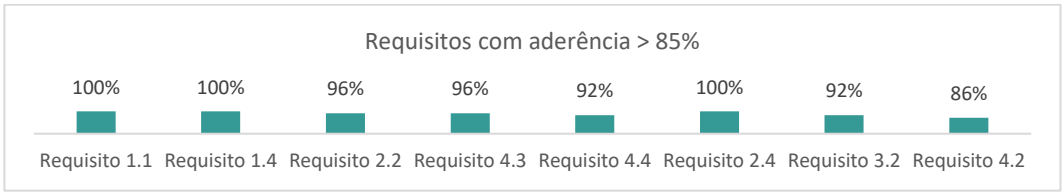


Gráfico 02 – Requisitos em Destaque

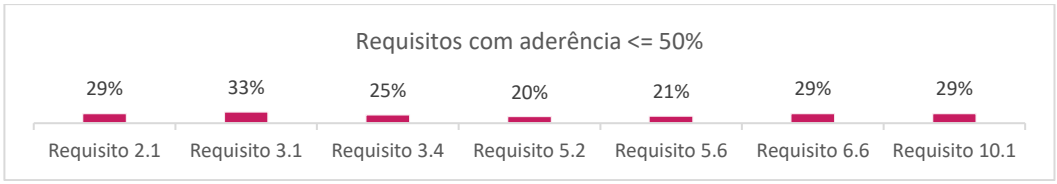


Gráfico 03 – Principais GAP´s

Foram analisadas 816 evidências, geradas 261 ações e interface com 7 áreas diferentes.

3.4 Relatório BI (*Business Intelligence*)

Após o preenchimento da ferramenta e realização dos diagnósticos dos projetos, foi elaborado um relatório BI com as informações de aderência, planos de ações e atendimento de cada requisito, conforme é possível observar nas Figuras 06, 07 e 08.

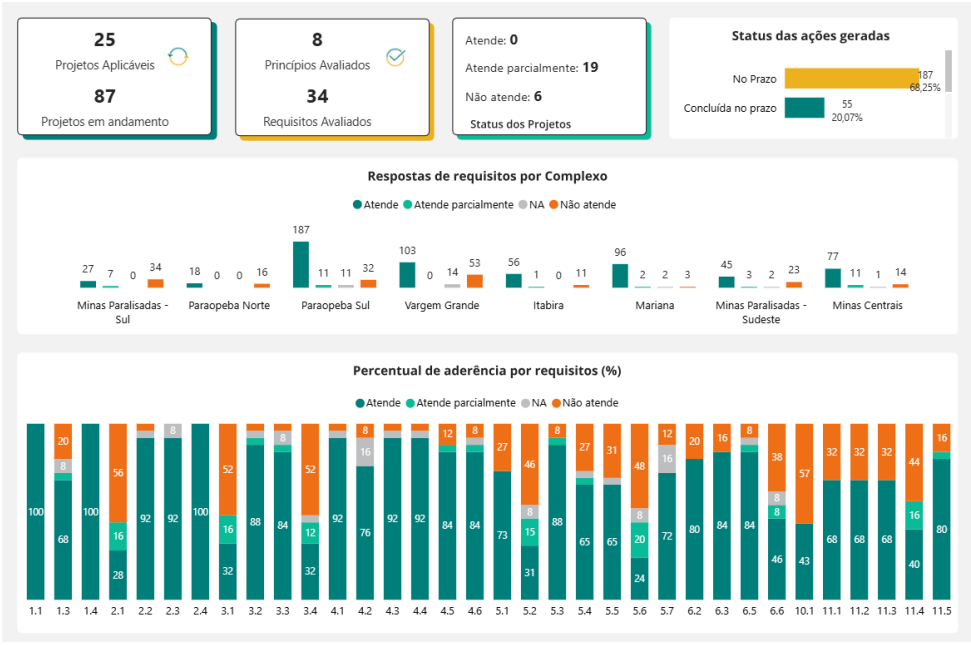
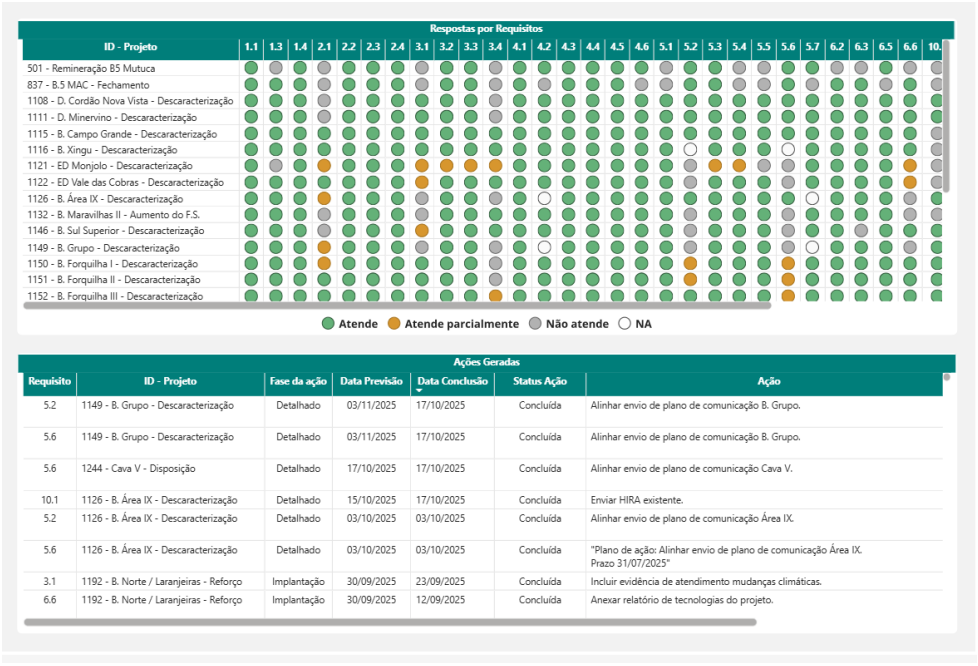


Figura 06 – Relatório BI – Atendimento aos Requisitos



Figura 07 – Relatório BI – Aderência de Requisitos



Requisito	ID - Projeto	Fase da ação	Data Previsão	Data Conclusão	Status Ação	Ação
5.2	1149 - B. Grupo - Descaracterização	Detalhado	03/11/2025	17/10/2025	Concluída	Alinhar envio de plano de comunicação B. Grupo.
5.6	1149 - B. Grupo - Descaracterização	Detalhado	03/11/2025	17/10/2025	Concluída	Alinhar envio de plano de comunicação B. Grupo.
5.6	1244 - Cava V - Disposição	Detalhado	17/10/2025	17/10/2025	Concluída	Alinhar envio de plano de comunicação Cava V.
10.1	1126 - B. Área IX - Descaracterização	Detalhado	15/10/2025	17/10/2025	Concluída	Enviar HIRA existente.
5.2	1126 - B. Área IX - Descaracterização	Detalhado	03/10/2025	03/10/2025	Concluída	Alinhar envio de plano de comunicação Área IX.
5.6	1126 - B. Área IX - Descaracterização	Detalhado	03/10/2025	03/10/2025	Concluída	"Plano de ação: Alinhar envio de plano de comunicação Área IX. Prazo 31/07/2025"
3.1	1192 - B. Norte / Laranjeiras - Reforço	Implantação	30/09/2025	23/09/2025	Concluída	Incluir evidência de atendimento mudanças climáticas.
6.6	1192 - B. Norte / Laranjeiras - Reforço	Implantação	30/09/2025	12/09/2025	Concluída	Anexar relatório de tecnologias do projeto.

Figura 08– Relatório BI – Atendimento por Requisito e Plano de Ação

4 CONCLUSÕES

A implantação do GISTM na fase de desenvolvimento de engenharia dos projetos de Descaracterização de Barragens da Vale representa um avanço significativo na integração entre sustentabilidade, segurança e governança. O trabalho realizado, com mais de 800 itens verificados, 600 evidências arquivadas e o acompanhamento de mais de 250 ações, demonstra o comprometimento com a gestão responsável de riscos e com a transparência dos processos.

A criação da ferramenta de apoio à gestão de projetos não apenas facilitou a integração entre equipes e etapas, como também assegurou o cumprimento dos normativos internacionais e internos da Vale, em consonância com as resoluções da ANM (68 e 95). Essa abordagem integrada reforça o alinhamento com as

práticas ESG, promovendo uma atuação que respeita o meio ambiente, valoriza a segurança das pessoas e fortalece a governança corporativa.

Assim, conclui-se que o trabalho desenvolvido contribui diretamente para a sustentabilidade das operações, a segurança das estruturas e a efetividade na governança dos projetos, consolidando a aderência ao GISTM e aos compromissos da Vale com a gestão responsável de rejeitos. Como próximos passos e trabalhos futuros entende-se como uma oportunidade uma análise comparativa entre ganhos obtidos em performance dos projetos que atendem os requisitos do GISTM quando comparados a projetos que não aplicam o padrão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Global Industry Standard on Tailings Management (2020). Global Industry Standard on Tailings Management. Londres: Global Tailings Review. Disponível em: https://globaltailingsreview.org/wp-content/uploads/2020/08/global-industry-standard-on-tailings-management.pdf.

Agência Nacional de Mineração (2022). Resolução nº 95, de 7 de fevereiro de 2022. Consolida os atos normativos sobre segurança de barragens de mineração. Brasília.

Agência Nacional de Mineração (2022). Resolução nº 98, de 2022. Dispõe sobre procedimentos complementares à Política Nacional de Segurança de Barragens. Brasília.

Vale S.A. (2025). GISTM – Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos. Disponível em: https://saladeimprensa.vale.com/pt/esg/gistm.

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/COBRAMSEG2026.1/13

Aterro Experimental com rejeito underflow visando a descaracterização de diques de mineração

Ricardo Cabette Ramos
Engenheiro Geotécnico, VALE S.A., Belo Horizonte/MG, Brasil, ricardo.cabette@vale.com

Gustavo Henrique Nogueira
Engenheiro Geotécnico, WALM, Belo Horizonte/MG, Brasil, gustavo.nogueira@walmengenharia.com.br

Allisson Fernandes Assunção
Engenheiro Geotécnico, VALE S. A., Belo Horizonte/MG, Brasil, allissonassuncao@hotmail.com

Keitiane Fátima Coimbra
Engenheiro Geotécnico, VALE S.A., Itabira/MG, Brasil, keitiane.coimbra@vale.com

Alessandro Lage de Castro
Engenheiro Geotécnico, VALE S. A., Belo Horizonte/MG, Brasil, alessandro.castro@vale.com

Artur Moreira Morais Mansur Gomes
Engenheiro Geotécnico, WALM, Belo Horizonte/MG, Brasil, artur.gomes@walmengenharia.com.br

RESUMO: O estudo apresenta a concepção, execução e avaliação de um aterro experimental com rejeito underflow, desenvolvido para subsidiar as diretrizes adequadas para execução de uma berma de reforço de um dique de mineração e viabilizar sua futura descaracterização. O objetivo central foi definir parâmetros construtivos e de controle que permitissem o uso seguro do rejeito em obras de reforço, com monitoramento em tempo real para gestão de riscos operacionais. A metodologia envolveu a construção do aterro em camadas, variando a umidade em torno da ótima determinada pelo ensaio Proctor Normal, com controle de densidade e umidade in situ e ensaios laboratoriais conforme normas ABNT/ASTM. Foram utilizados rolo liso (modo não vibratório) e diferentes equipamentos previstos para as obras, além de instrumentação com geofones e piezômetros elétricos para registrar velocidades de vibração e poropressões durante as passadas dos equipamentos e o carregamento do aterro. Os critérios de aceitação basearam-se em limites de velocidade de partícula e incrementos de poropressão com dissipação rápida, complementados por retroanálise de curvas de atenuação distância-fonte e verificação do grau de compactação. Os resultados indicaram predominância da componente vertical das vibrações, com sensores laterais dentro dos limites estabelecidos, e picos de vibração próximos à fonte para o trator de esteiras e combinação de equipamentos, atenuando para valores admissíveis a partir de 2 a 3 metros de distância. Os excessos máximos de poropressão foram de poucos quilopascais, retornando rapidamente aos níveis de base após a interrupção do estímulo, sem evidência de acúmulo progressivo nas condições testadas. Os testes permitiram definir a umidade ideal, o número de passadas e a velocidade de translação do rolo, além de recomendar afastamentos mínimos entre fontes de vibração e regiões sensíveis, e diretrizes para o sequenciamento construtivo. Em conclusão, o programa experimental demonstrou a viabilidade técnica do uso do rejeito underflow com compactação controlada e monitoramento contínuo, habilitando decisões de engenharia para o avanço de obras de reforço, promovendo melhoria da estabilidade local e redução do risco operacional, o que possibilitou a futura descaracterização da estrutura.

PALAVRAS-CHAVE: Aterro experimental; rejeitos; compactação; instrumentação; vibrações.

ABSTRACT: The study presents the conception, execution, and evaluation of an experimental embankment with underflow tailings, developed to support the appropriate guidelines for the execution of a reinforcing berm for a mining dike and to enable its future decharacterization. The main objective was to define

construction and control parameters that would allow the safe use of the tailings in reinforcement works, with real-time monitoring for operational risk management. The methodology involved the construction of the embankment in layers, varying the moisture content around the optimum determined by the Standard Proctor test, with in situ density and moisture control and laboratory tests according to ABNT/ASTM standards. A smooth drum roller (non-vibratory mode) and different equipment planned for the works were used, in addition to instrumentation with geophones and electrical piezometers to record vibration velocities and pore pressures during equipment passes and embankment loading. The acceptance criteria were based on particle velocity limits and pore pressure increments with rapid dissipation, complemented by back-analysis of distance-source attenuation curves and verification of the degree of compaction. The results indicated predominance of the vertical component of vibrations, with lateral sensors within the established limits, and vibration peaks close to the source for the bulldozer and the combination of equipment, attenuating to admissible values from 2 to 3 meters of distance. The maximum excess pore pressures were a few kilopascals, returning rapidly to baseline levels after the interruption of the stimulus, with no evidence of progressive accumulation under the tested conditions. The tests made it possible to define the ideal moisture content, the number of passes, and the roller travel speed, in addition to recommending minimum offsets between vibration sources and sensitive regions, and guidelines for the construction sequence. In conclusion, the experimental program demonstrated the technical feasibility of using underflow tailings with controlled compaction and continuous monitoring, enabling engineering decisions for the advancement of reinforcement works, promoting improvement in local stability and reduction of operational risk, which made possible the future decharacterization of the structure.

KEYWORDS: Experimental embankment; tailings; compaction; instrumentation; vibrations

1 INTRODUÇÃO

A descaracterização de diques de mineração exige soluções de reforço que conciliem segurança geotécnica, controle executivo e viabilidade operacional. Nesse contexto, o uso de rejeito underflow como material de construção pode representar alternativa relevante, desde que seu comportamento seja adequadamente conhecido e que a execução seja acompanhada por instrumentação capaz de identificar respostas indesejáveis durante a obra.

Ensaios em escala real e aterros experimentais instrumentados têm sido empregados justamente para reduzir incertezas de projeto e construção em depósitos de rejeitos, permitindo avaliar deformações, resposta de fundação e comportamento hidráulico sob carregamento controlado (Ortigão et al., 2013). De forma complementar, revisões recentes ressaltam que sistemas de monitoramento integrados, com acompanhamento contínuo de poropressões, deslocamentos e vibrações, constituem elemento importante de gestão de risco em estruturas de rejeitos e em etapas construtivas potencialmente sensíveis (Zare et al., 2024).

O aterro experimental objeto deste trabalho foi concebido a montante do reservatório da estrutura alvo, de modo que sua operação não apresentasse riscos geotécnicos à nenhuma estrutura do complexo de mineração. Sua finalidade foi subsidiar a futura execução de uma berma de reforço a jusante de um dique de mineração, com foco na definição de parâmetros construtivos e limites operacionais. O programa foi estruturado para avaliar compactação, umidade de trabalho, resposta vibratória e geração de poropressões durante a circulação e operação de equipamentos pesados, permitindo reduzir incertezas e aumentar a segurança da futura intervenção.

Os ensaios com máquinas pesadas foram realizados em aterro experimental instrumentado, com geofones, piezômetros elétricos e placa de recalque. O foco principal esteve na atuação do trator de esteiras D6, identificado como a principal fonte de vibração, e na combinação de equipamentos e carregamento durante a construção. Os critérios de referência adotados consideraram limite de vibração de 5 mm/s e incremento de poropressão de 5 kPa em relação às condições iniciais da obra. A partir do aterro experimental, também foram extraídas informações relevantes quanto ao comportamento geomecânico do material após a operação do aterro, o que foi determinante para garantia do comportamento dilatante do reforço quando cisalhado.

Assim, este trabalho apresenta o contexto do estudo, uma breve caracterização do material underflow, a metodologia executiva do aterro experimental e, principalmente, os resultados de instrumentação,

desempenho e critérios de aceitação que embasaram o uso do material em obras de reforço e a futura descaracterização da estrutura.

2 CONTEXTO DO ESTUDO E CONCEPÇÃO DO ATERRO EXPERIMENTAL

O aterro experimental foi concebido para fornecer parâmetros apropriados à execução da berma de reforço a jusante do dique, minimizando incertezas construtivas e permitindo avaliar a resposta do maciço a diferentes equipamentos de obra. O programa foi planejado para representar, em escala controlada, as condições executivas previstas para a futura intervenção, com monitoramento simultâneo de vibrações e poropressões.

A configuração final do aterro atingiu altura máxima de 2,4 m, distribuída em nove camadas, sendo três camadas de regularização da fundação, com 0,2 m cada, e seis camadas de aterro controlado, com 0,3 m cada. A evolução do aterro foi acompanhada ao longo do período de construção, permitindo relacionar os registros instrumentais às diferentes alturas e etapas executivas.

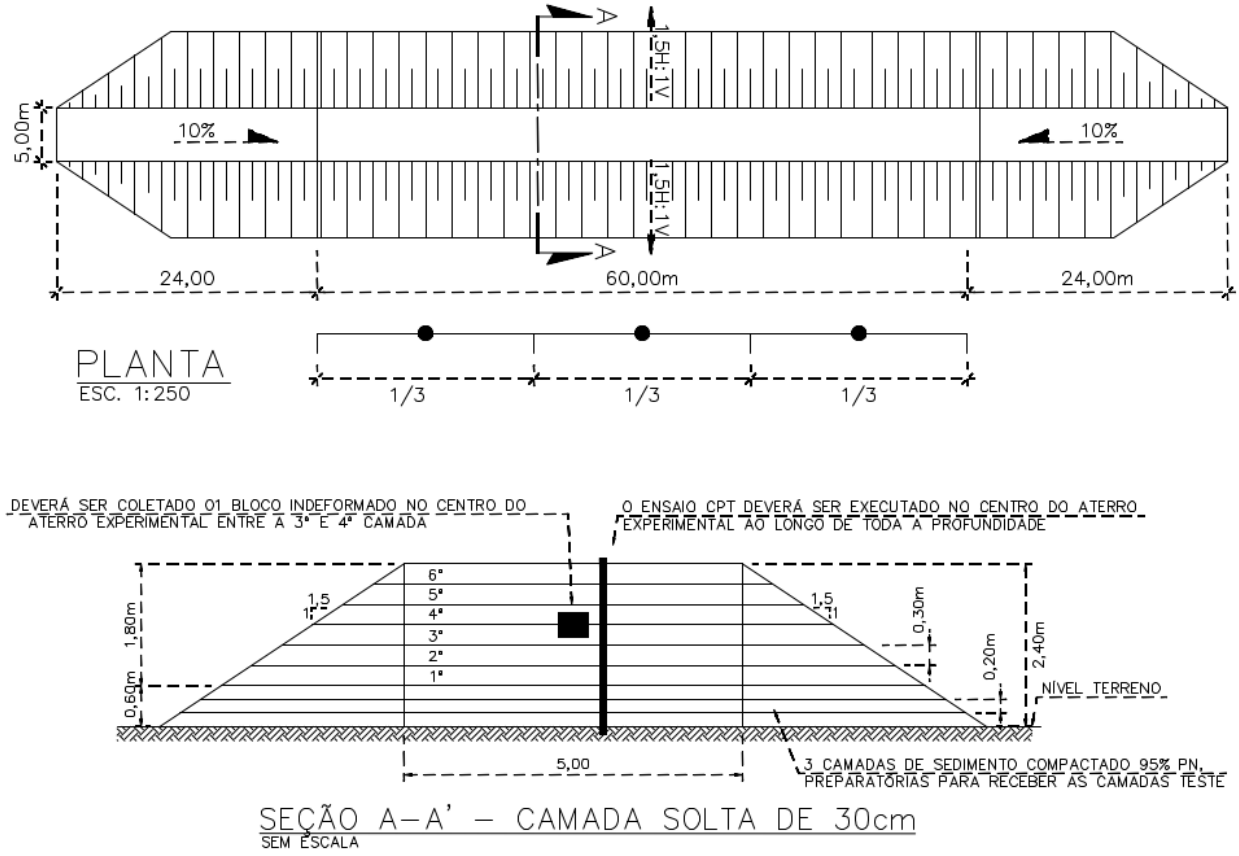


Figura 01. Evolução do aterro experimental ao longo da execução.

Antes do início do aterro experimental propriamente dito, foi executada uma plataforma preparatória para reduzir a influência da diferença de rigidez entre o terreno natural e o aterro compactado. Essa etapa foi importante para tornar mais representativa a avaliação do comportamento do material e dos efeitos induzidos pelos equipamentos.

3 CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL UNDERFLOW

O material de empréstimo utilizado no aterro experimental correspondeu ao rejeito underflow proveniente de pilha localizada a montante do dique. A campanha de caracterização incluiu amostras simples e compostas, com ensaios de granulometria com sedimentação, densidade dos grãos, limites de consistência, teor de umidade, Proctor Normal e compressão triaxial consolidada não drenada com medição de poropressão.

Os resultados indicaram material predominantemente areno-siltoso, sem plasticidade, classificado como areia siltosa, com curvas granulométricas convergentes, sugerindo boa homogeneidade das amostras ensaiadas. A umidade ótima variou entre 10,2% e 12,0%, com média de 11,30%, e o peso específico seco máximo variou entre 20,44 e 21,17 kN/m³, com média de 20,70 kN/m³. A densidade dos grãos apresentou média de 3,35.

4 METODOLOGIA EXECUTIVA DO ATERRO EXPERIMENTAL

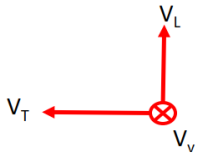
A execução do aterro experimental foi realizada em etapas sucessivas de lançamento, espalhamento, ajuste de umidade e compactação. O material foi disposto em camadas soltas de 30 cm, com variação do teor de umidade em três condições de trabalho: umidade ótima, ótima mais 2% e ótima menos 2%. A espessura das camadas, a umidade e o grau de compactação foram controlados em campo.

A compactação foi executada com rolo liso em modo não vibratório, com velocidade de translação entre 4,0 e 4,5 km/h. A partir da segunda passada eram realizados ensaios de densidade seca e umidade in situ, permitindo calcular o grau de compactação e ajustar o encerramento da compactação em cada camada. A metodologia também contemplou verificação do gradiente de compactação, coleta de amostras e identificação das interfaces entre camadas.

Além do rolo liso, foram avaliados outros equipamentos representativos da futura obra, como trator de esteiras, escavadeira, motoniveladora, trator agrícola e caminhões, tanto em passagens isoladas quanto em condição combinada com carregamento. Essa abordagem foi importante porque o desempenho do aterro não dependia apenas da compactação, mas também da resposta do maciço às fontes de vibração presentes na futura rotina construtiva.

5 INSTRUMENTAÇÃO, DESEMPENHO E CRITÉRIOS DE ACEITAÇÃO

A instrumentação do aterro experimental foi composta por quatro geofones e três piezômetros elétricos automatizados. Os geofones GEO-01A e GEO-01B foram instalados no centro do aterro a profundidades de 0,50 m e 1,46 m, respectivamente, enquanto GEO-02 e GEO-03 foram instalados na borda, a 10 cm de profundidade. Os piezômetros PZ-01, PZ-02 e PZ-03 foram instalados a 5,00 m, 3,00 m e 1,60 m.



Geofone	Número de Série	Data da Instalação	Profundidade de Instalação em Relação à Superfície da Fundação (m)
GEO-01-A	UM16337	09/07/2020	0.50
GEO-01-B	UM16336	09/07/2020	1.46
GEO-02	UM16326	09/07/2020	0.10
GEO-03	UM16327	09/07/2020	0.10

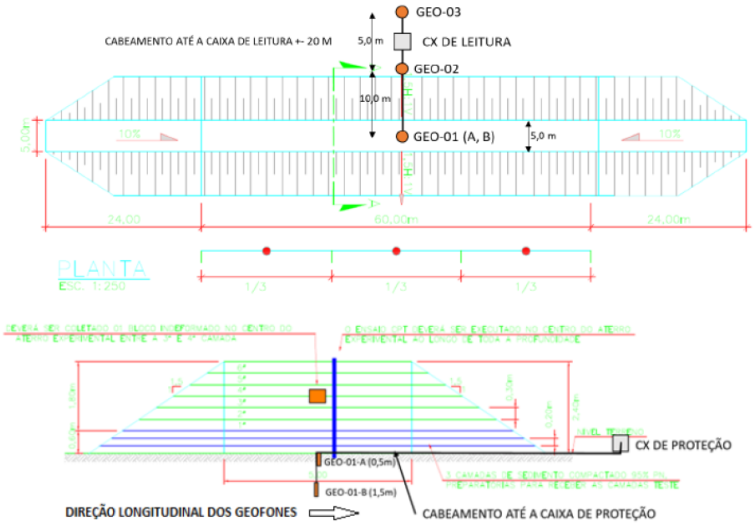


Figura 02. Locação dos geofones no aterro experimental.

PZE	Número de Série	Profundidade de Instalação (m)	Data da Instalação	N.A. (m)
PZ-01	100D1905037	5,00	09/07/2020	1,57
PZ-02	100D1905010	3,00	09/07/2020	1,76
PZ-03	100D1905020	1,60	09/07/2020	1,52

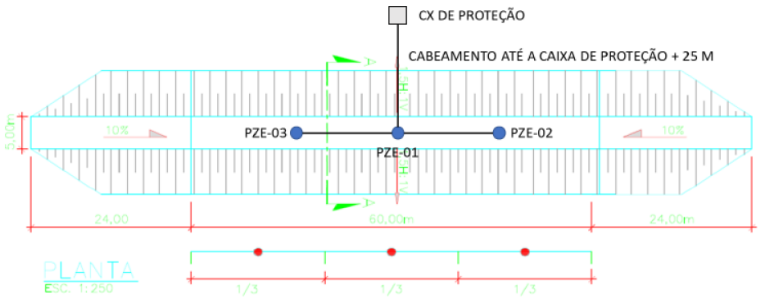


Figura 03. Locação dos piezômetros no aterro experimental.

Os resultados da instrumentação mostraram que a resposta do aterro experimental foi fortemente condicionada pela posição do sensor em relação à fonte de vibração, pelo tipo de equipamento em operação e pela altura progressiva do aterro ao longo da obra. As leituras indicaram predominância sistemática da componente vertical das vibrações em todos os geofones monitorados. Nos geofones laterais de superfície, GEO-02 e GEO-03, as velocidades permaneceram inferiores a 5 mm/s em todas as direções avaliadas, indicando comportamento satisfatório nas regiões periféricas do aterro. Em contrapartida, os maiores registros concentraram-se nos sensores centrais GEO-01A e GEO-01B, instalados em profundidade sob a região de maior solicitação, evidenciando que a zona central do aterro foi a mais sensível à passagem e à combinação de equipamentos. A Figura 4 sintetiza esse comportamento ao relacionar os picos de vibração à evolução da altura do aterro, mostrando que as maiores amplitudes ocorreram nas condições de combinação de equipamentos e carregamento, especialmente nos geofones centrais.

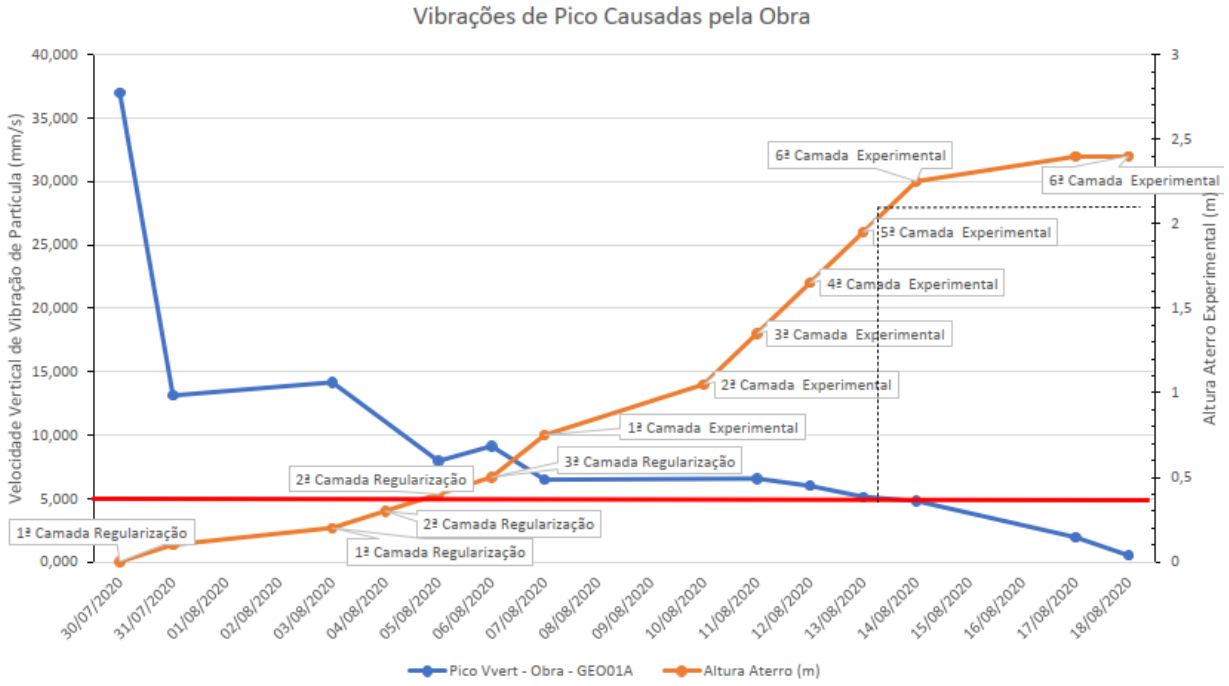


Figura 04. Vibrações de pico da obra em função da altura do aterro experimental.

Entre os equipamentos avaliados, a placa vibratória gerou as maiores amplitudes, com PVS da ordem de 12 mm/s no centro do aterro e menos de 1 mm/s a 15 m da fonte. Entre os equipamentos de obra, o trator de esteiras apresentou PVS da ordem de 9 mm/s no centro e cerca de 3 mm/s a 15 m, enquanto a escavadeira atingiu cerca de 8 mm/s no centro e 2 mm/s a 15 m.

No que se refere à atenuação, os resultados mostraram que a redução para 5 mm/s ocorreu a distâncias relativamente curtas em relação à fonte. Para a condição geral de obra, a atenuação observada ficou da ordem de 2,5 m, enquanto, para o trator de esteiras, a distância equivalente foi próxima de 2,1 m, conforme apresentado na Figura 06. O comportamento medido nos sensores centrais confirma que a combinação entre equipamentos e carregamento representa a condição mais crítica, devendo orientar o estabelecimento de afastamentos mínimos na futura obra

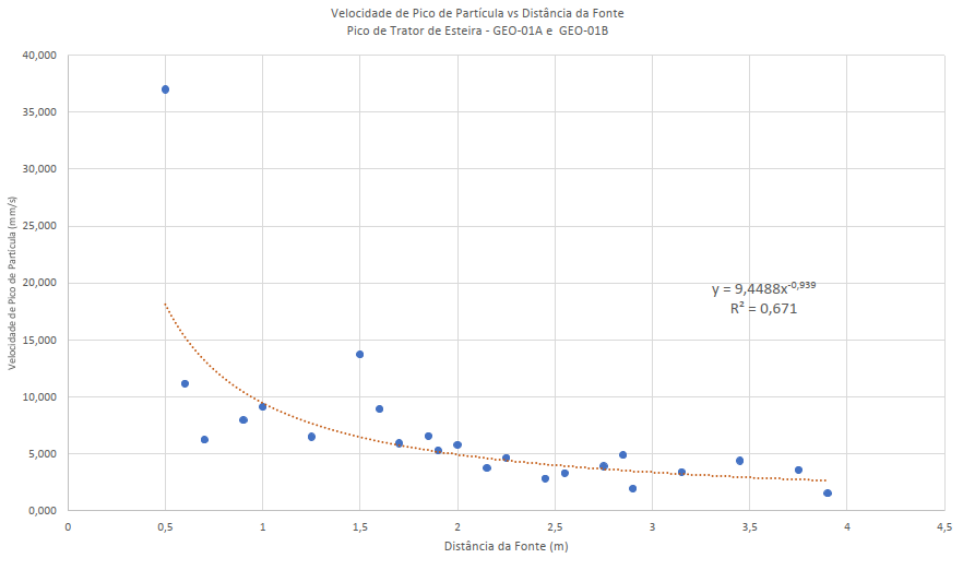


Figura 6. Velocidade de pico de partícula em função da distância da fonte para o trator de esteiras.

No que tange aos piezômetros, estes registraram incrementos de poropressão de baixa magnitude e com dissipação rápida, sem indicação de acúmulo progressivo ao longo das condições testadas. O maior incremento observado foi de aproximadamente 5,26 kPa no piezômetro PZ-02, enquanto PZ-01 e PZ-03 apresentaram variações máximas inferiores, respectivamente da ordem de 3,33 kPa e 2,01 kPa. A resposta temporal mostra que os picos de poropressão coincidem com os eventos de maior vibração e carregamento e retornam rapidamente aos níveis próximos da condição inicial após a interrupção do estímulo, evidenciando comportamento transitório e controlado nas condições avaliadas. A Figura 07 apresenta esta correlação temporal entre o pico de vibrabração induzida e o aumento de poropressão.

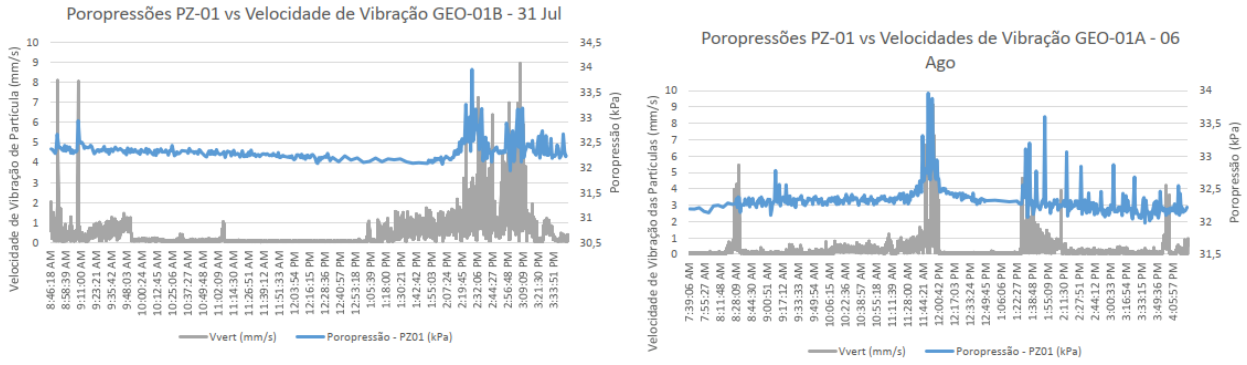


Figura 07. Poropressões medidas em piezômetro e velocidade de vibração associada durante a execução do aterro experimental.

Em conjunto, os resultados mostram que o desempenho do aterro experimental foi satisfatório sob as condições testadas, desde que mantidos o controle executivo e os limites operacionais observados durante o programa. A região central do aterro e as situações de combinação de equipamentos e carregamento configuraram os cenários mais críticos, enquanto as regiões laterais permaneceram dentro dos critérios de aceitação. Assim, a instrumentação não apenas confirmou a viabilidade do uso do rejeito underflow em aterros compactados de reforço, como também forneceu base objetiva para definir afastamentos mínimos, controle de operação e sequenciamento construtivo da futura obra.

Por fim, foram coletadas amostras indeformadas do aterro experimental, para verificação da resistência geomêcanica do material quando cisalhado de maneira não-drenada. Como resultado, obteve-se um comportamento dilatante, o que trouxe ainda maior segurança para operação do reforço da estrutura. Importante destacar que, finalizadas as obras de reforço, as amostras indeformadas da estrutura implantadas corroboraram o comportamento identificado no aterro experimental.

6 CONCLUSÕES

O aterro experimental com rejeito underflow mostrou-se tecnicamente adequado para subsidiar a futura execução de uma berma de reforço associada à descaracterização de dique de mineração. O programa permitiu transformar incertezas executivas em parâmetros objetivos de compactação, umidade, velocidade operacional e controle instrumental, com foco simultâneo em produtividade e segurança.

A caracterização do underflow indicou material areno-siltoso, não plástico, com umidade ótima média próxima de 11,3% e peso específico seco máximo médio de 20,7 kN/m³. Esses resultados, associados ao controle em camadas de 30 cm e à compactação com rolo liso não vibratório, forneceram base consistente para o uso do material em aterros compactados de reforço.

O principal resultado do estudo foi a confirmação, por meio da instrumentação, de que as vibrações se concentraram na componente vertical e se mantiveram dentro dos limites nas regiões laterais do aterro, enquanto as maiores amplitudes ocorreram junto às fontes mais severas, especialmente placa vibratória, trator de esteiras e escavadeira. Os excessos de poropressão foram baixos e dissiparam rapidamente. Em conjunto, esses resultados demonstram que o rejeito underflow pode ser empregado com segurança em obras de reforço,

desde que associado a compactação controlada, monitoramento contínuo e sequenciamento executivo compatível com a resposta do material.

Por fim, a segurança geotécnica foi corroborada pelo comportamento dilatante do material, que foi identificado ainda na etapa do aterro experimental e, posteriormente, confirmado pós finalização da estrutura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ortigão, J.A.R.; Paiva, P.; Fahel, A.; Landi, A.; Souto, R. (2013). Trial Embankment on Gold Mine Tailings. Soils and Rocks, 36(1), 3–19.

Zare, M.; et al. (2024). A Review of Tailings Dam Safety Monitoring Guidelines and Emerging Monitoring Systems. Minerals, 14(6), 551.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7181. Solo – Análise granulométrica.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6508. Solo – Determinação da massa específica dos grãos.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6459 e NBR 7180. Solo – Determinação dos limites de liquidez e plasticidade.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7182. Solo – Ensaio de compactação.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9813. Solo – Determinação da massa específica aparente in situ com cilindro de cravação.

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/COBRAMSEG2026.1/14

Avaliação da aplicabilidade da correlação de Robertson & Cabal (2010) para a definição do peso específico de rejeitos de minério de ferro.

Demetrius Chianello Cancella
Eng. Geotécnico, Walm, Belo Horizonte, Brasil, demetrius.chianello@walmengenharia.com.br

Lucas Almeida Campos
Eng. Geotécnico, Walm, Belo Horizonte, Brasil, lucas.campos@walmengenharia.com.br

Jhon Fredy Tiga Entralgo
Eng. Geotécnico, Walm, Belo Horizonte, Brasil, jhon.entralgo@walmengenharia.com.br

Renata Mattos Sampaio De Araujo Andrade
Eng. Geotécnica, Vale, Belo Horizonte, Brasil, renata.mattos.sampaio@vale.com

Amanda De Sales Marotta Da Silva
Eng. Geóloga, Progen, Belo Horizonte, Brasil, c0720185@vale.com

Ana Luiza Rezende Leal
Gerente de Engenharia, Vale, Belo Horizonte, Brasil, ana.leal@vale.com

RESUMO: A determinação da densidade dos materiais *in situ* é comumente realizada a partir de ensaios de campo e de laboratório. Essas determinações geralmente são obtidas por meio da coleta de amostras em superfície, a partir de blocos indeformados, ou em profundidade, por meio de amostradores acoplados a sondagens. No entanto, a determinação da densidade *in situ* de rejeitos de minério de ferro apresenta significativa dificuldade, tanto pela complexidade de se coletar amostras indeformadas em profundidade quanto pela limitação em reproduzir, em laboratório, as condições de campo que influenciam diretamente a densidade do material. Com o objetivo de auxiliar na determinação desses parâmetros em projetos conceituais, diversos autores propuseram correlações para a definição da densidade *in situ* de solos naturais. Dentre as metodologias, destaca-se a proposta por Robertson & Cabal (2010) para ensaios do tipo CPTu, que correlaciona a densidade relativa dos grãos, a resistência de ponta corrigida (qt) e o atrito lateral (fs). Diante disso, o presente artigo teve como objetivo avaliar a eficiência da determinação do peso específico de rejeitos de minério de ferro a partir da correlação proposta por Robertson & Cabal (2010). Para isso, foram consolidados trinta e seis conjuntos de ensaios de peso específico dos grãos, densidade *in situ* e caracterização granulométrica e mineralógica. Além disso, foram avaliadas faixas de variação da densidade obtidas a partir de ensaios triaxiais e oedométricos em amostras reconstituídas. Os resultados mostraram que os valores obtidos com a formulação de Robertson & Cabal (2010) apresentaram boa convergência entre os valores medidos e aqueles calculados indiretamente a partir dos ensaios CPTu. A correlação proposta fornece uma estimativa ajustada às medições laboratoriais, com a vantagem de oferecer valores contínuos ao longo da profundidade e captar a variabilidade do peso observada nos ensaios, representando assim uma alternativa prática frente às dificuldades de medição direta da densidade de rejeitos em campo.

PALAVRAS-CHAVE: Densidade *in situ*, Rejeitos de minério de ferro, Ensaios CPTu, Robertson & Cabal (2010), Peso específico, Correlação geotécnica.

ABSTRACT: The determination of in situ material density is commonly carried out through field and laboratory tests. These determinations are generally obtained by collecting samples at the surface, using

undisturbed blocks, or at depth through samplers attached to drillings. However, determining the in situ density of iron ore tailings presents significant challenges, both due to the difficulty of collecting undisturbed samples at depth and the limitations in reproducing, in the laboratory, the field conditions that directly influence material density. To support the determination of these parameters in conceptual designs, several authors have proposed correlations for defining the in-situ density of natural soils. Among these methodologies, the approach proposed by Robertson & Cabal (2010) for CPTu tests stands out, correlating the grain relative density, corrected cone resistance (qt), and sleeve friction (fs). Therefore, this study aimed to assess the effectiveness of determining the unit weight of iron ore tailings based on the correlation proposed by Robertson & Cabal (2010). For this purpose, thirty-six sets of tests were compiled, including unit weight of solids, in situ density, and granulometric and mineralogical characterization. Additionally, ranges of density variation obtained from triaxial and oedometer tests on reconstituted samples were evaluated. The results showed that the values obtained using the Robertson & Cabal (2010) formulation exhibited good convergence between measured values and those indirectly calculated from CPTu tests. The proposed correlation provides an estimate that aligns well with laboratory measurements, with the advantage of offering continuous values along depth and capturing the variability in unit weight observed in the tests, thus representing a practical alternative in light of the challenges associated with directly measuring the density of tailings in the field.

KEYWORDS: In situ density, Iron ore tailings, CPTu tests, Robertson & Cabal (2010), Unit weight estimation, Geotechnical correlation.

1 INTRODUÇÃO

A segurança de barragens de rejeitos de mineração consolidou-se como uma das principais preocupações da engenharia geotécnica contemporânea, especialmente após eventos recentes de ruptura que evidenciaram a elevada vulnerabilidade dessas estruturas e suas graves consequências socioambientais (Morgenstern et al., 2016; Robertson et al., 2019; Santamarina et al., 2019). Nesse contexto, tornou-se imprescindível o desenvolvimento e a aplicação de metodologias de investigação capazes de fornecer uma caracterização confiável e contínua dos rejeitos depositados, considerando sua elevada heterogeneidade, anisotropia e histórico de deposição predominantemente hidráulica (Vick, 1990; Blight, 2010).

Entre os parâmetros geotécnicos fundamentais para a avaliação da segurança dessas estruturas, destaca-se a determinação da densidade in situ (ou peso específico), uma vez que esse parâmetro influencia diretamente o estado de tensões efetivas, o comportamento tensão–deformação, o potencial de liquefação estática ou cíclica e, consequentemente, a estabilidade global das barragens de rejeitos (Jefferies & Been, 2015). Em depósitos de rejeitos, variações espaciais de densidade podem ocorrer de forma significativa, associadas a processos de segregação granulométrica, mudanças operacionais ao longo do tempo e diferentes mecanismos de adensamento pós-deposição (Fourie et al., 2001).

A obtenção de amostras representativas para ensaios laboratoriais em rejeitos dispostos por via hidráulica é frequentemente limitada por distúrbios de amostragem, colapsabilidade e dificuldade de preservação da estrutura original do material (Schnaid, 2009; Reid et al., 2021). Diante dessas restrições, métodos de investigação in situ contínuos, em especial o ensaio de piezocone (CPTu), tornaram-se amplamente adotados como padrão na indústria de mineração para a caracterização geotécnica de rejeitos e solos moles associados a barragens (Lunne et al., 1997; Mayne, 2007).

O ensaio CPTu fornece perfis contínuos de resistência de ponta corrigida (qt), atrito lateral (Fs) e poropressão (u), permitindo a estimativa indireta de parâmetros físicos e mecânicos por meio de correlações empíricas. Dentre essas, destacam-se as metodologias propostas por Robertson & Cabal (2010), posteriormente aprimoradas por Robertson (2016; 2022), que relacionam o peso específico do solo ao índice de comportamento do solo (Ic) e aos parâmetros normalizados do CPTu. Tais abordagens são amplamente difundidas na prática geotécnica, sobretudo em projetos envolvendo solos naturais sedimentares.

Entretanto, a aplicação direta dessas correlações a rejeitos de mineração apresenta limitações relevantes. Rejeitos possuem características particulares, como densidade real dos grãos distinta dos solos naturais, distribuição granulométrica frequentemente mal graduada, presença de partículas angulares e mineralogia específica, além de trajetórias de tensões e processos de consolidação não convencionais (Carrera et al., 2011; Bedin et al., 2012). Estudos recentes têm demonstrado que rejeitos classificados como sand-like ou clay-like

segundo critérios baseados no *Ic* podem apresentar respostas mecânicas significativamente diferentes daquelas observadas em solos naturais com classificação equivalente (Reid et al., 2021), o que introduz incertezas adicionais na estimativa de parâmetros como o peso específico.

Nos últimos anos, diversos trabalhos têm se dedicado à reavaliação crítica das correlações baseadas em CPTu quando aplicadas a rejeitos de mineração, buscando ajustes regionais, calibração com dados laboratoriais e integração com métodos complementares, como ensaios sísmicos (SCPTu), ensaios de campo de densidade e técnicas baseadas em aprendizado de máquina. Revisões recentes (por exemplo, Jefferies & Been, 2020; Robertson, 2022; Pineda et al., 2021; Oliveira et al., 2023) apontam que, embora o CPTu continue sendo uma ferramenta robusta para investigação de rejeitos, a estimativa do peso específico permanece associada a incertezas relevantes, especialmente em materiais finos, contractivos e suscetíveis à liquefação.

Diante desse cenário, o presente artigo tem como objetivo analisar e comparar a aplicabilidade de diferentes correlações de estimativa de densidade baseadas em dados de CPTu, com ênfase na metodologia clássica de Robertson & Cabal (2010) e em abordagens mais recentes propostas na literatura entre 2016 e 2024. O estudo é aplicado a rejeitos de minério de ferro com alto teor (50%) dispostos em uma barragem em processo de descaracterização, buscando validar as estimativas obtidas a partir do CPTu por meio de dados laboratoriais provenientes de amostras coletadas em campo. Adicionalmente, pretende-se identificar a metodologia que apresenta maior confiabilidade para fins de análise de estabilidade e avaliação do potencial de liquefação em barragens de rejeitos.

3 METODOLOGIA

A presente pesquisa fundamenta-se na análise comparativa da densidade do solo obtida por meio de diferentes métodos laboratoriais e de campo. O objetivo é correlacionar massas específicas obtidas a partir de diferentes procedimentos.

Em termos de ensaios de laboratório, foram utilizados os ensaios oedométricos e as etapas de adensamento dos ensaios triaxiais drenados e não drenados CIUsat e CIDsat realizados em corpos de prova reconstituídos.

Os ensaios triaxiais foram realizados sob as condições Consolidados Isotropicamente e Drenados (CID) e Consolidados Isotropicamente e Não Drenados (CIU). Após a moldagem dos corpos de prova, procedeu-se à fase de saturação e, subsequentemente, ao adensamento isotrópico sob tensões confinantes pré-determinadas. O cálculo da densidade pós-adensamento foi calculado a partir da variação de volume medida pela bureta (no caso de corpos saturados) ou pela variação de volume total estimada via transdutores de deslocamento.

O ensaio edométrico seguiu as diretrizes da NBR 12007. As amostras foram inseridas em anéis metálicos rígidos e submetidas a estágios crescentes de carga vertical. A densidade para comparação foi extraída ao final do estágio de tensão correspondente às tensões de campo.

O peso específico *in situ* do rejeito foi determinado a partir dos resultados dos ensaios de caracterização do controle tecnológico realizados em 2021, 2022 e 2023. Durante o processo de descaracterização foi realizado ensaios de caracterização e densidade *in situ* a partir dos métodos de frasco de areia e cilindro biselado em 12 pontos selecionados a cada 2,5 metros de escavação.

Por último, foi a avaliado o peso específico do solo *in situ,* usando a proposta de Robertson & Cabal (2010) que correlaciona o peso específico *in situ* com a densidade relativa dos grãos, a resistência de ponta corrigida qt e o atrito lateral *fs*, como mostra a Equação (1):

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = \frac{G_s}{2{,}65}\left[0{,}27 log R_f + 0{,}36 log \frac{q_t}{p_a} + 1{,}236\right] \quad (1)$$

Donde,
Rf= Razão de atrito = (*fs*/*qt*)100%,
γw= Peso específico da água nas mesmas unidades de *γ*,
pa=Pressão atmosférica nas mesmas unidades da resistência real mobilizada, *qt*,
Gs=Gravidade específica dos grãos.

3 RESULTADOS

Com o acesso aos dados necessários para a realização das análises, foi realizada a consolidação dos dados seguidos das avaliações, calibrações e estatísticas para a correlação entre a metodologia proposta por Robertson & Cabal (2010) e os resultados da desnidade *in situ* dos rejeitos estudados.

A Figura 1. reúne todos os resultados dos cálculos separados por amostra, indicando o tipo de ensaio e a variação do peso específico dos grãos, o D50 e conteúdo de hematita de cada amostra.

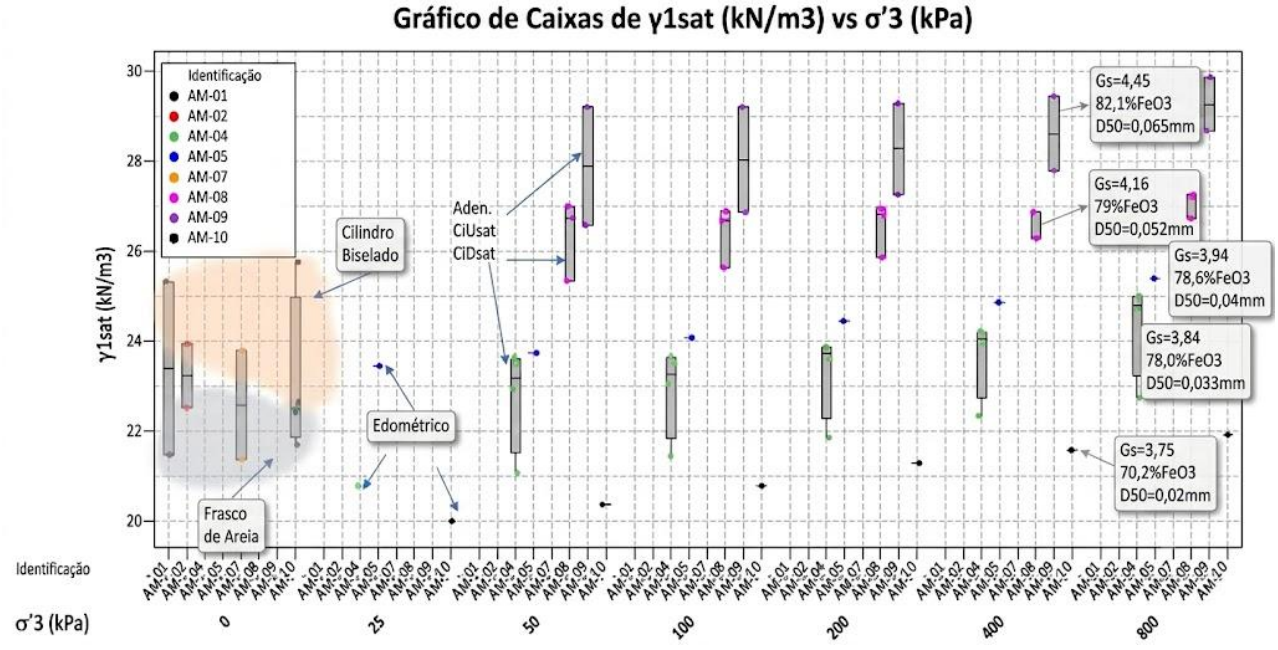


Figura 1. Variação do peso específico saturado do rejeito com a tensão de adensamento para 8 amostras.

Os resultados indicam uma grande variabilidade do peso específico saturado in situ, influenciada pela granulometria e pelo peso específico dos grãos (conteúdo de ferro). O rejeito próximo à crista é composto por material mais grosso, com maior conteúdo de ferro, e, consequentemente, mais pesado. Este rejeito grosso é semelhante à amostra AM-09. O rejeito mais fino e abundante é representado pelas amostras AM-04 e AM-05. A amostra AM-08 representa um solo transicional entre o grosso e o fino.

Para umas condições médias e uma tensão efetiva de 400 kPa (aprox. entre 17 e 24 metros de profundidade) e considerando que a tensão de adensamento final $\sigma'3$ é igual a tensão vertical efetiva pre-falha, $\sigma'v0$, os resultados mostram que podem ser encontrados pesos específicos *in situ* variando entre 22 kN/m³ e 30 kN/m³ com valor médio de 25 kN/m³ com um intervalo de confiança de 95% igual a ± 0,8kN/m3, como mostra a regressão da Figura 2. que exclui os valores medidos *in situ*.

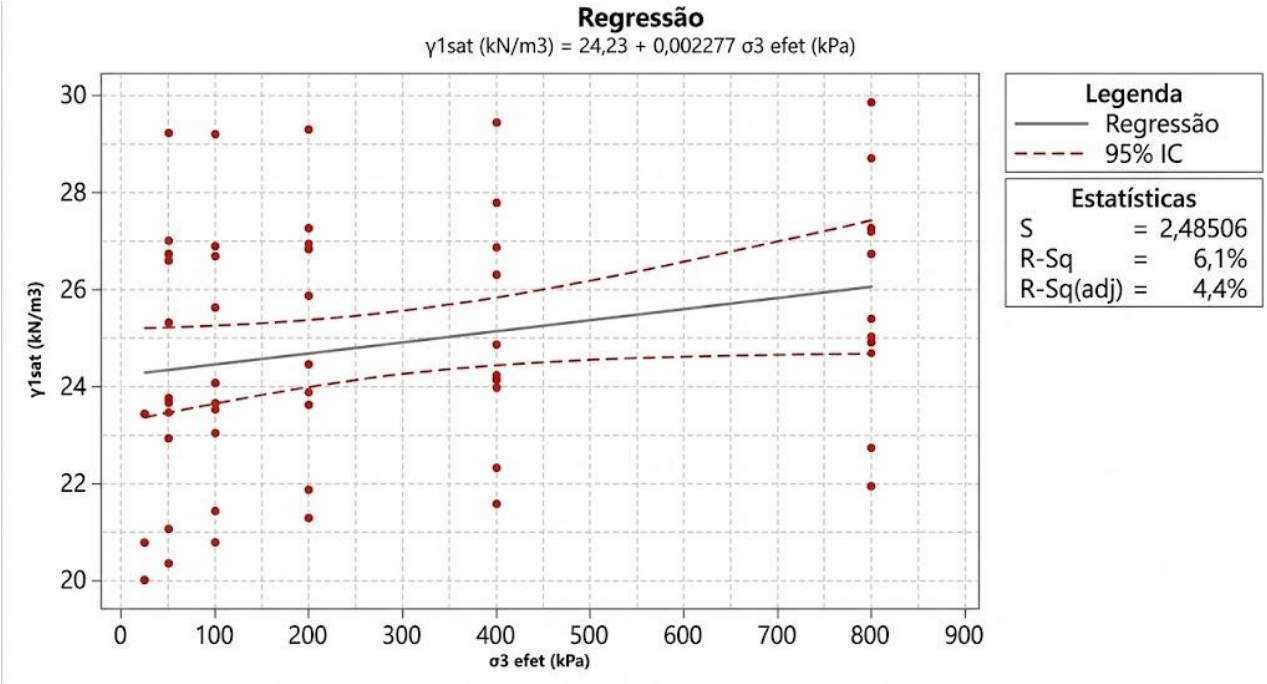


Figura 2. Regressão linear do peso específico variando com a tensão efetiva de adensamento para todas as medições em laboratório.

Finalmente, foi calculado o peso específico do rejeito usando a equação de Robertson & Cabal (2010), adotando um Gs ajustado igual a 4,0 g/cm³, conforme obtido em laboratório**Erro! Fonte de referência não encontrada.**. As estatísticas básicas do peso específico calculado com a equação de Robertson & Cabal (2010) ilustras na figura a seguir foram definidas a partir de 81.732 medições do CPTu. Observa-se que as frequências dos valores calculados apresentam uma distribuição normal com média de 26,7kN/m3 e desvio padrão de 1,82kN/m3.

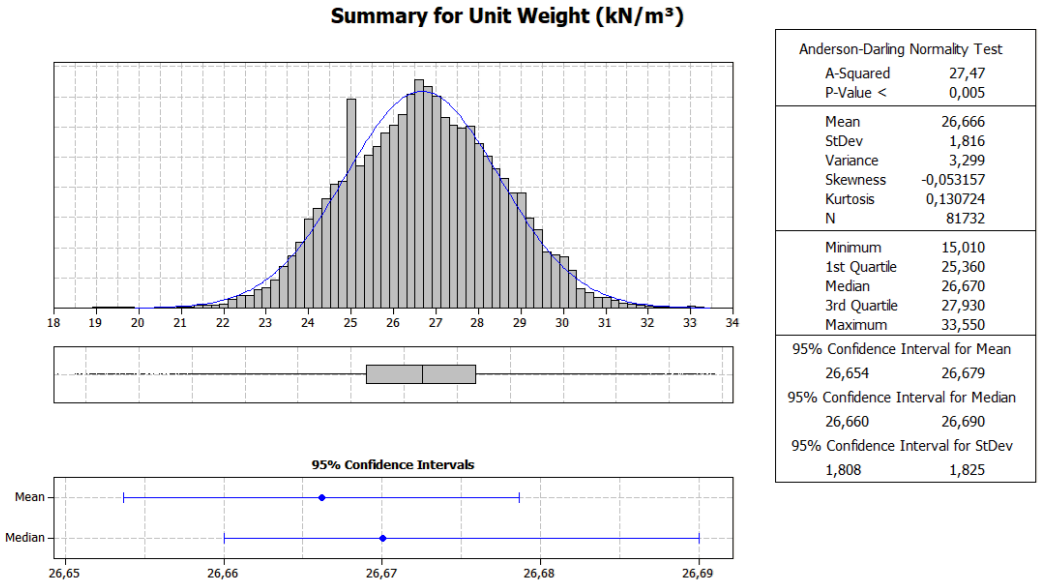


Figura 3. Estatísticas básicas dos valores calculados do peso específico do Rejeito usando a proposta de Robertson & Cabal (2010).

A comparativa entre os valores obtidos com a formulação de Robertson & Cabal (2010) e os valores obtidos dos ensaios de adensamento e triaxiais, mostra uma boa convergência entre os valores medidos e os calculados indiretamente a partir dos ensaios CPTu, como pode ser observado na Figura 4.

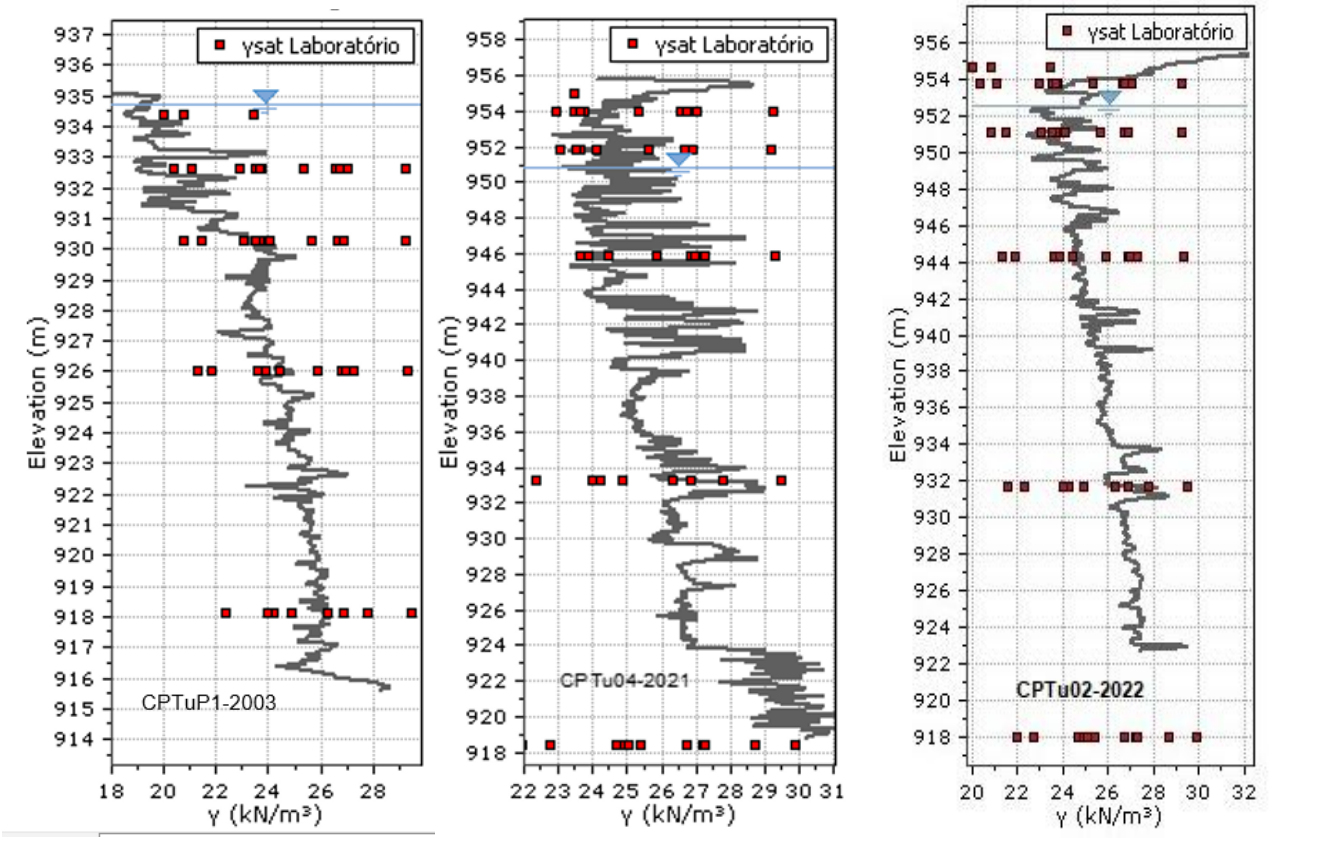


Figura 4. Comparativa para três ensaios CPTu entre peso específico do Rejeito usando a proposta de Robertson & Cabal (2010) e os valores obtidos em laboratório.

A correlação de Robertson & Cabal (2010) fornece uma estimativa ajustada às medições em laboratório, com a vantagem de oferecer valores contínuos ao longo da profundidade e que captam a variabilidade do peso observada nos ensaios de laboratório.

3 CONCLUSÕES

Os presente estudo realizou uma comparação entre resultados obtidos na determinação da densidade dos rejeitos a partir de amostras reconstituidas em laboratório, ensaiadas através de densidade *in situ* e por meio da correlação proposta por Robertson & Cabal (2010) ajustadas para o Gs de 4,0 g/cm³ do rejeito.

Em geral, a correlação de Robertson & Cabal (2010) forneceu uma estimativa ajustada às medições em laboratório e de campo, com a vantagem de oferecer valores contínuos ao longo da profundidade e que captam a variabilidade do peso observada nos ensaios de laboratório.

Entretanto é imprescindível que a caracterização de densidade em rejeitos de minério de ferro não tenha uma abordagem híbrida, ou seja, os ensaios realizados em campo devem ser calibrados e avaliados de forma conjunta ente o CPTu e os ensaios especiais de Laboratório.

Nesse contexto, os ensaios de campo (Frasco e Cilindro) fornecem a realidade física imediata e o controle de deposição. O CPTu oferece a estratigrafia contínua e a resposta em larga escala. Os ensaios especiais em laboratório (Triaxial/Edométrico) irão proporcionar as informações para a definição dos limites de deformabilidade e resistência sob tensões confinantes dos materiais ensaiados *in situ*, permitindo, assim, uma melhor calibração dos dados e avaliações mais precisas sobre as condições atuais e extremas do rejeito.

Ressalta-se que a aplicabilidade das formulações de Robertson & Cabal (2010) para este cenário depende estritamente de uma calibração local. As constantes empíricas globais, desenvolvidas majoritariamente para solos naturais, foram substituídas por coeficientes específicos do rejeito de ferro. calibração foi alcançado por meio da regressão matemática entre os dados dos ensaios de laboratório (triaxiais), perfis contínuos de penetração (CPTu) e ensaios de densidade *in situ*, assegurando que o modelo represente com fidelidade a mecânica e comportamento do material depositado na barragem à montante. Sem essa

calibração, as análises de estabilidade podem operar com margens de segurança ilusórias, subestimando as tensões atuantes e o estado de compacidade real do depósito.

O artigo traz uma comparação entre diferentes abordagens e faixas de valores obtidos por diferentes métodos e, apesar da correlação proposta por Robertson & Cabal (2010) estar dentro da faixa encontrada pelos diferentes métodos, estudos complementares considerando amostras indeformadas de rejeito mostra-se uma abordagem promissora para a estimativa e calibração das densidades obtidas em campo com a equação ajustadas de Robertson & Cabal (2010). A calibração da equação tem potencial para auxiliar na estratificação dos materiais em larga escala e, consequentemente, auxiliar na identificação tridimensional de materiais com comportamentos geotécnicos distintos, auxiliando no entendimento geotécnico e controle de estruturas suscetível à liquefação,

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a WALM Engenharia e VALE S.A. pela disponibilização dos dados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Been, K., & Jefferies, M. (2021). State parameter interpretation in tailings. *ASCE Geo-Congress Proceedings*.

Jefferies, M. G., & Been, K. (2020). Soil Liquefaction: A Critical State Approach. CRC Press.

Robertson, p. K.; Cabal, k. L. Estimating soil properties using CPT - a companion to the guide to CPT design. 1. ed. Signal Hill, CA: Gregg Drilling & Testing, Inc., 2010.

Robertson, p. K. Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system — an update. Canadian Geotechnical Journal, v. 53, n. 12, p. 1910-1927, 2016. Disponível em: Canadian Science Publishing.

Robertson, p. K.; Cabal, K. L. Guide to Cone Penetration Testing. 7. ed. Signal Hill, CA: Gregg Drilling LLC, 2022. Disponível em: CPT-Robertson Publications.

Pineda, J. A., Robertson, P. K., & Shuttle, D. (2021). CPT-based characterization of tailings deposits. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.

Oliveira, L. F. S., Gomes, R. C., & Futai, M. M. (2023). Applicability of CPT-based correlations for tailings dams. Soils and Rocks.

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/COBRAMSEG2026.1/15

Avaliação da Estabilidade de uma Barragem Hipotética em Final de Construção: Análises Determinísticas e Probabilísticas Utilizando a Metodologia FOSM

Tayanne Pimenta Magalhães
Mestranda em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, tayannepm3@gmail.com

André Luís Brasil Cavalcante
Professor Associado, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, albrasilc@gmail.com

RESUMO: A engenharia tradicional considera predominantemente a abordagem determinística para a avaliação da estabilidade de estruturas geotécnicas, existindo um pré-conceito generalizado de exatidão. Entretanto, os parâmetros dos materiais e os carregamentos presentes nas estruturas podem conter incertezas associadas a variabilidades. Tais incertezas estão relacionadas a uma probabilidade de falha da estrutura, que é de extrema importância que seja avaliada. A abordagem probabilística objetiva avaliar a variabilidade de certo indicador de desempenho em função das variabilidades em seus dados de entrada. Dentre os métodos probabilísticos existentes, o Método da Aproximação de Primeira Ordem da Variância (FOSM) se destaca por se tratar de uma avaliação rápida e pelo fato de requerer apenas média e desvio-padrão dos dados de entrada. Além disso, a metodologia permite obter o peso de cada variável de entrada na variância final. Dessa forma, no caso da estabilidade, obtém-se as parcelas de variância causadas por cada um dos parâmetros envolvidos no cálculo do fator de segurança, permitindo estabelecer a importância relativa de cada um dos parâmetros, a fim de conduzir proposições de projeto adequadas. No presente trabalho, foi avaliada a estabilidade dos taludes de montante e jusante de uma barragem hipotética em cenário de final de construção, através de análises determinísticas e probabilísticas utilizando a metodologia FOSM. O estudo realizado mostra o peso de cada variável de entrada na variância final do fator de segurança. Ademais, o presente trabalho mostra que a barragem em estudo pode ser considerada satisfatória quando avaliada pela abordagem determinística, atendendo ao fator de segurança mínimo normativo para final de construção, enquanto apresenta uma probabilidade de falha superior ao recomendado pela literatura quando avaliada pela abordagem probabilística. Essa inconsistência está relacionada à desconsideração das incertezas dos parâmetros geotécnicos nas análises convencionais de estabilidade de taludes, proporcionando um falso senso de segurança quando analisadas isoladamente, o que evidencia a importância da abordagem probabilística aplicada aos problemas de engenharia.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade, Abordagem determinística, Abordagem probabilística, Probabilidade de falha.

ABSTRACT: Traditional engineering predominantly adopts the deterministic approach to evaluating the stability of geotechnical structures, with a widespread assumption of accuracy. However, material parameters and loads acting on the structures may contain uncertainties associated with variability. These uncertainties are associated with the probability of failure of the structure, which is extremely important to be evaluated. The probabilistic approach aims to assess the variability of a specific performance indicator as a function of the variability of its input data. Among the available probabilistic methods, the First-Order Second-Moment Method (FOSM) stands out because it is a quick assessment and only requires the mean and the standard deviation of the input data. In addition, this methodology enables the evaluation of the contribution of each input variable to the final variance. Thus, in the context of stability, the variance components caused by each parameter involved in the calculation of the factor of safety are obtained, allowing the establishment of the relative importance of each parameter in order to guide appropriate design proposals. In the present study, the stability of the upstream and downstream slopes of a hypothetical dam at the end-of-construction scenario was evaluated through deterministic and probabilistic analyses using the FOSM methodology. The study shows the contribution of each input variable to the final variance of the factor of safety. Furthermore, this research

shows that the studied dam can be considered satisfactory when evaluated using the deterministic approach, as it satisfies the minimum regulatory factor of safety for the end-of-construction scenario, although it presents a probability of failure higher than the values reported in the literature when assessed using the probabilistic approach. This inconsistency is associated with the disregard of uncertainties in geotechnical parameters in conventional slope stability analyses, which may lead to a false sense of safety when considered in isolation, thereby emphasizing the importance of the probabilistic approach applied to engineering problems.

KEYWORDS: Stability, Deterministic approach, Probabilistic approach, Probability of failure.

1 INTRODUÇÃO

Na tradicional abordagem determinística aplicada ao cálculo de fatores de segurança de estruturas geotécnicas, os dados de entrada, como parâmetros dos materiais e carregamentos, são assumidos constantes, não sendo considerada a variabilidade existente, induzindo a um falso conceito de exatidão.

Os parâmetros dos materiais e carregamentos podem conter incertezas naturais ou epistêmicas. Incertezas naturais ou implícitas são inerentes aos materiais e carregamentos, enquanto incertezas epistêmicas são decorrentes de erros e imprecisões dos processos de engenharia. A abordagem probabilística objetiva obter a variabilidade do indicador de desempenho em função das variabilidades em seus dados de entrada, estimando a probabilidade de falha da estrutura ou empreendimento, que é de extrema importância que seja avaliada.

2 ANÁLISES DE ESTABILIDADE DETERMINÍSTICAS E PROBABILÍSTICAS

2.1 Análises de Estabilidade pela Abordagem Determinística

Na engenharia tradicional, a abordagem determinística é predominantemente aplicada ao cálculo de indicadores de desempenho, como o fator de segurança. Essa abordagem assume os dados de entrada como valores constantes. Assim, o indicador de desempenho é um valor único, não abarcando a variabilidade de parâmetros e carregamentos. Nas análises de estabilidade determinísticas, o critério de falha é definido por:

$$FS \leq FS_{crit} \tag{1}$$

Onde *FS* é o fator de segurança (indicador de desempenho) e FS_{crit} é o valor crítico/limite do fator de segurança.

Avaliando a estabilidade geotécnica, há ocorrência de falha quando o fator de segurança é inferior a 1 (um). Contudo, nessa abordagem, incertezas comumente são incorporadas em margens de segurança.

2.2 Análises de Estabilidade pela Abordagem Probabilística

Os métodos probabilísticos avaliam a distribuição de probabilidade de uma variável dependente (indicador de desempenho), definida por uma função, com base nas distribuições estatísticas das variáveis independentes de entrada da função. Definida a variabilidade do indicador de desempenho, obtém-se a probabilidade de falha, uma vez definido o valor limite do evento de falha. Para o fator de segurança, tem-se:

$$pf = p(FS \leq 1) \tag{2}$$

Onde *pf* é a probabilidade de falha, *p* refere-se à probabilidade e *FS* é o fator de segurança.

Whitman (1984) delimitou regiões de probabilidade de falha aceitáveis, para diferentes tipos de obra, conforme as consequências de ruptura. Segundo o autor, no caso de barragens, uma probabilidade de falha até a ordem de 10^{-4} pode ser aceitável conforme as consequências de ruptura. Monteiro et al. (2017) citam que Wolff (1996) propôs, no caso de taludes críticos e taludes de barragens, uma probabilidade de ruptura da ordem de 10^{-5} como aceitável. Ademais, Monteiro et al. (2017) mencionam que a British Columbia Hydro (Nielsen et al., 1994) propôs probabilidades de ruptura de 10^{-4} como aceitáveis para barragens. Cabe ressaltar, contudo, que os valores apresentados pela literatura como probabilidades de falha aceitáveis devem ser avaliados de acordo com uma gestão de riscos, considerando as consequências de um evento de falha, como apresentado por Whitman (1984) e, atualmente, por meio de curvas de aceitabilidade do risco, que definem

zonas de riscos aceitáveis, zonas de atenção e intoleráveis, conforme uma política de riscos.

2.2.1 Método da Aproximação de Primeira Ordem da Variância (FOSM)

O Método da Aproximação de Primeira Ordem da Variância (FOSM) é um método probabilístico que decorre da expansão da Série de Taylor da equação da variância de uma variável dependente em função de variáveis independentes, onde a expansão é truncada nos termos de primeira ordem. A sigla FOSM significa *First-Order Second-Moment*, sendo que o método é dito de "primeira ordem" pois considera apenas a primeira derivada da Série de Taylor (linear), enquanto "segundo momento" refere-se à variância, que é o segundo momento estatístico. Pela metodologia FOSM, para *N* variáveis aleatórias não correlacionadas, é possível avaliar a função *F* para os pontos médios das variáveis independentes, bem como avaliar a variância de *F*:

$$\mathrm{E(F)} = \mathrm{F}(\bar{\mathrm{x}}_1, \bar{\mathrm{x}}_2, \dots, \bar{\mathrm{x}}_\mathrm{N}) \tag{3}$$

$$\mathrm{V(F)} = \sum_{\mathrm{i}=1}^{\mathrm{N}} \left(\frac{\partial \mathrm{F}}{\partial \mathrm{x_i}}\right)^2 \times \mathrm{V(x_i)} \tag{4}$$

Onde *E(F)* é a expectância da função *F*, $\bar{x}_i$ é a expectância das variáveis x_i e *V(F)* é a variância da função *F*.

A metodologia consiste em variar separadamente cada parâmetro, verificando a variação no indicador de desempenho. As derivadas constantes da equação (4) podem ser estimadas por aproximação numérica:

$$\frac{\partial \mathrm{F}}{\partial \mathrm{x_i}} = \frac{\mathrm{F}(\bar{\mathrm{x}}_\mathrm{i} + \Delta \mathrm{x_i}) - \mathrm{F}(\bar{\mathrm{x}}_\mathrm{i})}{\Delta \mathrm{x_i}} \tag{5}$$

Onde Δx_i é o incremento considerado na variação de cada variável aleatória independente.

O método requer a variância de cada variável aleatória. Diante de poucos dados amostrais, pode-se recorrer a coeficientes de variação reportados na literatura. O coeficiente de variação tem sido considerado um parâmetro característico da variável estatística, isto é, o desvio-padrão e a média de uma variável podem se alterar, mas a razão entre eles, o coeficiente de variação, é um valor bem mais constante (Assis et al., 2018). Na falta de dados com representatividade estatística, pode-se assumir que a média amostral seja um estimador da média populacional e o desvio-padrão pode ser estimado pelo coeficiente de variação (Assis et al., 2018).

Além de ser uma metodologia rápida, outras vantagens da metodologia FOSM são que ela requer apenas média e desvio-padrão dos dados de entrada, e obtém o peso das variáveis de entrada na variância do indicador de desempenho. Como desvantagens, tem-se que ela não contempla a variabilidade decorrente de possíveis mecanismos de ruptura e não estima a distribuição de probabilidade da variável dependente.

O índice de confiabilidade β indica o número de desvios-padrão que distancia a ruptura do fator de segurança obtido. Conforme Assis et al. (2018), qualquer que seja a distribuição de probabilidade do fator de segurança, a probabilidade de ruptura se relaciona monotonicamente com o índice β, sendo que, quanto maior for β, menor a possibilidade de ruptura, podendo-se admitir que o fator de segurança tem distribuição normal.

2.2.2 Método de Monte Carlo (MMC)

Segundo Assis et al. (2018), o Método de Monte Carlo (MMC) objetiva uma solução numérica aproximada da distribuição de probabilidade do indicador de desempenho, através de amostragens aleatórias de valores das variáveis independentes e sucessivas avaliações da função que define o indicador de desempenho. Conhecidas as distribuições estatísticas das variáveis independentes x_i, as amostragens aleatórias dos valores das variáveis devem ocorrer de forma independente, por meio da geração de números aleatórios uniformemente distribuídos para cada variável aleatória independente x_i e para cada simulação do cálculo da variável dependente *y*. Através da função matemática que rege a variável dependente em função das variáveis independentes, os valores da variável dependente são calculados. Repetindo-se um número (*N*) de simulações, tem-se uma amostra de valores discretos da variável *y*. Assim, pode-se calcular as estatísticas da amostra obtida (média, desvio-padrão, dentre outras), plotar o histograma de frequências dos valores da variável dependente *y*, obter o melhor ajuste de sua distribuição probabilística e calcular a probabilidade de falha.

Considerando uma amostra composta por *N* valores discretos da variável dependente, a média do indicador de desempenho, o desvio-padrão e a probabilidade de falha são definidos por:

$$E(y) = \sum \frac{y_i}{N} \tag{6}$$

$$\sigma_y = \sqrt{\sum \frac{(y_i - E(y))^2}{N}} \tag{7}$$

$$pf = \frac{N_f}{N} \tag{8}$$

Onde y_i são os valores discretos da variável dependente obtidos; *E(y)* é o valor esperado (médio) da variável dependente *y*; *N* é o número de simulações de Monte Carlo; σ_y é o desvio-padrão da variável *y*; N_f é o número de simulações que geraram valores da variável *y* dentro do critério de falha; *pf* é a probabilidade de falha.

Segundo Assis et al. (2018), aumentando-se o número de simulações, tendendo a infinito, as estatísticas amostrais e a forma da distribuição de probabilidade tendem para o valor populacional, isto é, a solução pode ser considerada exata. Portanto, o método tem o potencial de ser exato. Ademais, outras vantagens são que o método contempla a variabilidade das variáveis de entrada simultaneamente, bem como das superfícies de ruptura, além de obter a distribuição de probabilidade da variável dependente. Como desvantagens, há o esforço computacional empregado e o fato de requerer distribuições estatísticas dos dados de entrada.

3 ESTUDO DE CASO

No presente trabalho, foi avaliada a estabilidade dos taludes de montante e jusante de uma barragem hipotética em cenário de final de construção. Foram utilizadas as abordagens determinística e probabilística considerando-se a metodologia FOSM, adotando-se o método de Monte Carlo para validação dos resultados.

Trata-se de uma barragem de seção homogênea, constituída por solo silto-argiloso compactado. A barragem apresenta altura de 100m e largura de crista igual a 12m. O talude de montante apresenta inclinação 1V:3,4H, enquanto os taludes de jusante têm inclinação 1V:3,1H, altura de 20m e largura das bermas de 6m. Como foi avaliado o cenário de final de construção, considerou-se que o maciço apresenta um comportamento não adensado e não drenado. A fundação possui a sequência litológica: solo areno-siltoso, solo argilo-siltoso e maciço rochoso. A seção típica do estudo é apresentada na Figura 1 e os parâmetros adotados encontram-se na Tabela 1. Os parâmetros foram definidos com base em materiais semelhantes reportados por Cruz (1996).

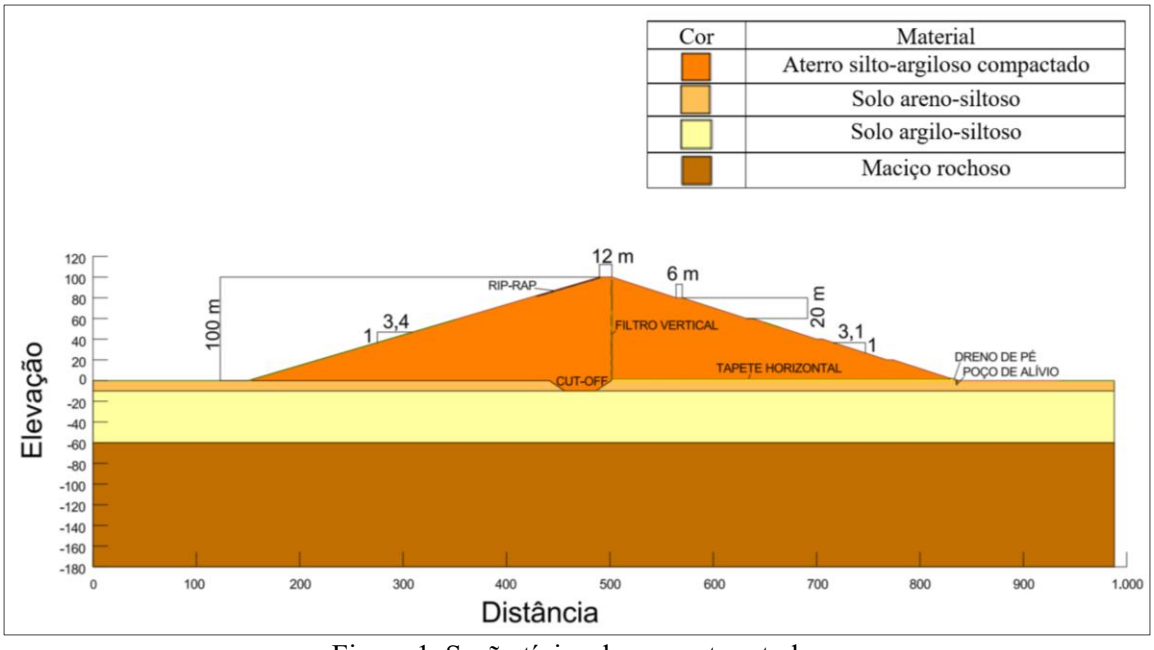


Figura 1. Seção típica do presente estudo.

Tabela 1. Parâmetros adotados para os materiais em estudo.

Material	Parâmetros	
Aterro silto-argiloso compactado (maciço e cut-off)	γ (kN/m³)	20
	Su (kPa)	250
Areia siltosa fina	γ (kN/m³)	19
	c' (kPa)	0
	ϕ' (º)	32
Argila siltosa mole a rija	γ (kN/m³)	20
	c' (kPa)	20
	ϕ' (º)	26
Maciço rochoso	Base rochosa impenetrável	

Para as análises de estabilidade realizadas pelas abordagens determinística e probabilística, foi utilizado o software GeoStudio 2D (SLOPE/W). As análises foram realizadas pelo método de Morgenstern-Price, considerando otimização da posição da superfície crítica.

Nas análises probabilísticas, os parâmetros considerados variáveis aleatórias independentes foram: peso específico e resistência não drenada do maciço; peso específico e ângulo de atrito efetivo do solo areno-siltoso; peso específico, coesão efetiva e ângulo de atrito efetivo do solo argilo-siltoso. Como o solo areno-siltoso é um material caracterizado por coesão efetiva nula (c' = 0), esse parâmetro foi considerado constante, não sendo incluído como variável aleatória. Ademais, o maciço rochoso foi modelado como impenetrável.

Por se tratar de uma barragem hipotética, em que não se dispõe de dados amostrais do maciço e da fundação, foram considerados coeficientes de variação para os parâmetros com base nas referências compiladas por Assis et al. (2018) e apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2. Faixas e valores mais prováveis para os coeficientes de variação das propriedades do presente estudo (adaptado de Assis et al., 2018).

Propriedade	Faixas de CV e valor mais provável (%)	Referências
Peso específico γ	3-7 < 10 5*	Harr (1984); Kulhawy (1992); Uzielli et al. (2007)
Coesão c	20-80 40*	Baecher & Christian (2003)
Resistência não drenada Su	13-40 Triaxial UU → 10-30 Triaxial CU → 20-55 Triaxial CIU → 20-40 25*	Harr (1984); Kulhawy (1992); Lacasse & Nadim (1997); Phoon & Kulhawy(1999); Duncan (2000); Uzielli et al. (2007)
Ângulo de Atrito φ	2-13 5-15 10*	Harr (1984); Kulhawy (1992); Baecher & Christian (2003); Uzielli et al. (2007)

* Coeficientes de variação considerados mais prováveis segundo Assis et al. (2018).

Com base na Tabela 2, considerando os coeficientes de variação mais prováveis para os parâmetros em estudo conforme Assis et al. (2018), adotou-se coeficientes iguais a 5% para o peso específico, 40% para a coesão efetiva, 25% para a resistência não drenada e 10% para o ângulo de atrito efetivo. Assumindo os parâmetros das análises determinísticas como parâmetros médios das análises probabilísticas e com base nos coeficientes de variação adotados, obteve-se os desvios-padrão e as variâncias apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Determinação dos desvios-padrão e das variâncias das propriedades em estudo, para desenvolvimento das análises probabilísticas.

Material	Parâmetros médios		CV (%)	Desvio-padrão (s_i)	Variância [$V(X_i)$]
Aterro silto-argiloso compactado	γ (kN/m³)	20	5	1	1
	Su (kPa)	250	25	62,5	3906,25
Areia siltosa fina	γ (kN/m³)	19	5	0,95	0,9025
	ϕ' (º)	32	10	3,2	10,24
Argila siltosa mole a rija	γ (kN/m³)	20	5	1	1
	c' (kPa)	20	40	8	64
	ϕ' (º)	26	10	2,6	6,76

Para a metodologia FOSM, foi realizada a variação de cada variável aleatória separadamente, tendo sido adotados incrementos de 10% para as variáveis ($\Delta X_i = 0{,}1 \times X_i$). Avaliou-se os fatores de segurança quando realizadas as variações dos parâmetros isoladamente. Aplicada a metodologia, assumindo-se distribuição normal para o fator de segurança, calculou-se as probabilidades de falha dos taludes de montante e jusante.

No método de Monte Carlo, foi avaliada simultaneamente a variabilidade de todos os parâmetros da Tabela 3. Para as variáveis aleatórias, foram adotadas funções de distribuição de probabilidade normais, com exceção à coesão efetiva, para a qual foi considerada função de distribuição de probabilidade log-normal, conforme difundido na literatura para esse parâmetro. Os valores relativos mínimo e máximo representam a variação dos valores em torno da média da distribuição. Para os valores relativos mínimo e máximo, foi considerada, no caso de distribuição normal, uma variação de três desvios-padrão em torno da média, e, no caso de distribuição log-normal, três desvios-padrão da variável no espaço logarítmico, com subsequente transformação para o domínio original, a fim de abranger uma variação que compreende 99,7% dos valores das distribuições. Foram realizadas 10.000, 100.000, 1.000.000 e 10.000.000 de simulações de Monte Carlo.

4 RESULTADOS

Por meio das análises determinísticas realizadas, obteve-se fatores de segurança iguais a 1,31 para o talude de montante e 1,32 para o talude de jusante. Observa-se que os fatores de segurança obtidos pela abordagem determinística atendem ao fator de segurança mínimo especificado pela NBR 13028-2 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2025) para o cenário de final de construção ($FS_{mín}=1{,}3$).

A determinação da variância dos fatores de segurança dos taludes de montante e jusante, através da metodologia FOSM, foi apresentada, respectivamente, na Tabela 4 e na Tabela 5.

Tabela 4. Determinação da variância do fator de segurança do talude de montante pela metodologia FOSM.

Talude de Montante								
Material	Parâmetro	X_i	δX_i	δFS_{ii}	$\delta FS_{ii}/\delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS_{ii}/\delta X_i)^2 \times V[X_i]$	(%)
Maciço	γ(kN/m³)	20	2	-0,12	-0,06	1	0,0036	3,3
	Su (kPa)	250	25	0,13	0,0052	3906,25	0,105625	96,7
Areia siltosa fina	γ(kN/m³)	19	1,9	0	0	0,9025	0	0,0
	ϕ' (º)	32	3,2	0	0	10,24	0	0,0
Argila siltosa mole a rija	γ(kN/m³)	20	2	0	0	1	0	0,0
	c' (kPa)	20	2	0	0	64	0	0,0
	ϕ' (º)	26	2,6	0	0	6,76	0	0,0
					Total	V[FS]	0,109225	100,0

Tabela 5. Determinação da variância do fator de segurança do talude de jusante pela metodologia FOSM.

Talude de Jusante								
Material	Parâmetro	X_i	δX_i	δFS_{ii}	$\delta FS_{ii}/\delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS_{ii}/\delta X_i)^2 \times V[X_i]$	(%)
Maciço	γ(kN/m³)	20	2	-0,12	-0,06	1	0,0036	3,3
	Su (kPa)	250	25	0,13	0,0052	3906,25	0,105625	96,7
Areia siltosa fina	γ(kN/m³)	19	1,9	0	0	0,9025	0	0,0
	ϕ' (º)	32	3,2	0	0	10,24	0	0,0
Argila siltosa mole a rija	γ(kN/m³)	20	2	0	0	1	0	0,0
	c' (kPa)	20	2	0	0	64	0	0,0
	ϕ' (º)	26	2,6	0	0	6,76	0	0,0
					Total	V[FS]	0,109225	100,0

Verifica-se que a variância do fator de segurança, V[FS], bem como as parcelas de variância causadas pela variação de cada parâmetro, foram iguais para os taludes de montante e jusante, tendo em vista que os taludes diferem pouco em inclinação, os materiais avaliados são os mesmos, as superfícies de ruptura e os fatores de segurança obtidos foram semelhantes e os critérios de variação dos parâmetros foram os mesmos.

Destaca-se que a alteração das propriedades da fundação não influenciou a variância dos fatores de segurança. A metodologia FOSM avalia a variabilidade dos parâmetros em torno das superfícies de ruptura obtidas inicialmente com os parâmetros médios, as quais não interceptaram a fundação, tendo ficado restritas ao maciço. Logo, apenas as propriedades do maciço (peso específico e resistência não drenada) contribuíram na variância dos fatores de segurança, sobretudo a resistência não drenada (96,7% de V[FS]), evidenciando o peso do parâmetro na variância dos fatores de segurança. Através da variância, obteve-se os desvios-padrão, os índices de confiabilidade β e as probabilidades de falha pela metodologia FOSM, conforme a Tabela 6.

Tabela 6. Resultados obtidos pela abordagem probabilística, utilizando-se a metodologia FOSM.

Talude	E [FS]	V[FS]	σ [FS]	β	pf
Montante	1,31	0,109225	0,330492	0,937995311	0,17412341
Jusante	1,32	0,109225	0,330492	0,968253224	0,16645896

Os resultados obtidos pelo método de Monte Carlo encontram-se na Tabela 7. Observando-se os valores das estatísticas e a forma de distribuição de probabilidade do fator de segurança com o aumento do número de simulações, verificou-se a convergência dos resultados, aceitando-se os resultados do método de Monte Carlo.

Tabela 7. Resultados obtidos pela abordagem probabilística, utilizando-se o método de Monte Carlo.

Talude	Número de Simulações	E [FS]	σ [FS]	β	pf
Montante	10.000	1,31	0,33255	0,93219	0,1763
	100.000	1,31	0,33045	0,94001	0,17609
	1.000.000	1,31	0,32976	0,94767	0,17377
	10.000.000	1,31	0,32969	0,94412	0,17441
Jusante	10.000	1,32	0,33533	0,96136	0,1698
	100.000	1,32	0,33323	0,96929	0,16834
	1.000.000	1,32	0,33248	0,97536	0,16655
	10.000.000	1,32	0,33288	0,97748	0,16595

Os resultados obtidos pelo método de Monte Carlo foram concordantes com os resultados da metodologia FOSM. Assim, pode-se afirmar que os resultados da metodologia FOSM foram validados pelo método de Monte Carlo, o qual pode ser considerado exato quando os valores das estatísticas e a forma da

distribuição de probabilidade da variável dependente se estabilizam, como verificado nos resultados obtidos.

Conforme os resultados dos métodos FOSM e Monte Carlo, os taludes de montante e jusante apresentam probabilidades de falha de cerca de 17%, correspondendo a uma razão de 1:6. Os resultados obtidos são da ordem de 10^{-1}, sendo superiores à probabilidade de falha da ordem de 10^{-5} aceitável para taludes de barragens por Wolff (1996) e à ordem de 10^{-4} considerada aceitável por Whitman (1984) e Nielsen et al. (1994).

5 CONCLUSÕES

Quando não se tem dados com representatividade estatística, é relevante recorrer a coeficientes de variação reportados na literatura, característicos das propriedades em análise, a fim de possibilitar a realização de análises probabilísticas. As análises probabilísticas associadas às determinísticas podem auxiliar na avaliação dos requisitos de segurança dos taludes de barragens, de maneira a tornar os riscos mais perceptíveis.

A barragem do presente estudo é considerada satisfatória pela abordagem determinística, enquanto as análises probabilísticas resultam em uma probabilidade de falha superior aos limites aceitáveis pela literatura. Essa divergência está relacionada à desconsideração das incertezas dos parâmetros nas análises de estabilidade convencionais, o que evidencia a importância da abordagem probabilística. Destaca-se, contudo, que as probabilidades de falha aceitáveis pela literatura não devem ser referências avaliadas isoladamente, devendo ser interpretadas no contexto da gestão de riscos. O risco contempla as consequências de um evento de falha, portanto, deve-se avaliar conjuntamente a chance de ocorrência de falha e suas consequências potenciais.

Diferentemente do método de Monte Carlo, a metodologia FOSM consiste na variação de cada variável aleatória separadamente e não contempla a variabilidade decorrente de potenciais superfícies de ruptura. Embora tais diferenças possam impactar a estimativa da probabilidade de falha, para a barragem em cenário de final de construção analisada, ambos os métodos apresentaram resultados concordantes. Trata-se de uma estrutura cuja estabilidade é condicionada pela resistência não drenada do maciço, de modo que as superfícies de ruptura são restritas a esse material. Nesse contexto, a variabilidade dos mecanismos de ruptura, bem como as variações simultâneas das variáveis de entrada, consideradas pelo método de Monte Carlo, não resultaram em superfícies mais críticas para o cenário avaliado, mantendo-se a superfície crítica associada aos parâmetros médios, utilizada na metodologia FOSM. Diante do estudo realizado, considera-se que a metodologia FOSM fornece resultados consistentes em situações nas quais a estabilidade da estrutura é condicionada por um material e um parâmetro específicos. Contudo, recomenda-se que sejam realizados estudos futuros para comparativos entre os resultados das duas metodologias em casos de estruturas e cenários caracterizados pela presença de diversos materiais críticos na seção típica, em que variações simultâneas de suas propriedades e/ou variações nas superfícies de ruptura possam afetar de forma significativa a probabilidade de falha.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Assis, A. P., Barbosa, T. J. E., Almeida, M. G. G., & Maia, J. A. C. (2018) *Métodos Estatísticos e Probabilísticos Aplicados a Geotecnia.* Publicação G.AP-AA002/2018, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília / UnB, 288 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2025). 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.

Cruz, P.T. (1996) *100 Barragens Brasileiras: Casos Históricos, Materiais de Construção, Projeto*, 2a ed., Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil, 694 p.

Monteiro, F. F.; Carneiro, A. A.; Matos, Y. M. P.; Alelvan, G. M. (2017) *Análise Probabilística e Determinística da Estabilidade de Taludes em Barragem de Terra do Estado do Ceará*. Disponível em: < https://www.researchgate.net/publication/336856226_Analise_Probabilistica_e_Deterministica_da_Estabilidade_de_Taludes_em_Barragem_de_Terra_do_Estado_do_Ceara >. Acesso em: 01 dez. 2025.

Whitman, R.V. (1984) Evaluating calculated risk in geothechnical engineering. *Journal of Geothecnical Engineering*, ASCE, 110(2), p. 145-189.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/16

Avaliação da Permeabilidade de um Solo Residual a partir de Ensaios de Campo e de Laboratório.

Aryane Silva Carvalho
Engenheira Geotécnica, Pimenta de Ávila Consultoria, Nova Lima - MG, Brasil,
aryane.carvalho@pimentadeavila.com.br

Henrique Teixeira Godoi de Barros
Engenheiro Geotécnico, Pimenta de Ávila Consultoria, Nova Lima - MG, Brasil,
henrique.godoi@pimentadeavila.com.br

Caio Felipe Barbosa Lacerda
Engenheiro Geotécnico, Pimenta de Ávila Consultoria, Nova Lima - MG, Brasil,
caio.lacerda@pimentadeavila.com.br

Guilherme Henrique da Silva Pinto
Engenheiro Geotécnico, Pimenta de Ávila Consultoria, Nova Lima - MG, Brasil,
guilherme.henrique@pimentadeavila.com.br

André de Oliveira Faria
Engenheiro Geotécnico, Pimenta de Ávila Consultoria, Nova Lima - MG, Brasil,
andre.oliveira@pimentadeavila.com.br

RESUMO: A análise do fluxo de água em solos é de fundamental importância para a engenharia geotécnica, uma vez que o movimento da água no interior do maciço gera forças atuantes sobre as partículas sólidas, influenciando diretamente o estado de tensões, a deformabilidade e o comportamento mecânico do solo. Nesse sentido, a correta determinação do coeficiente de permeabilidade torna-se essencial, pois esse parâmetro expressa a facilidade com que a água escoa através dos vazios interconectados do solo e exerce papel decisivo em análises de estabilidade de taludes, recalques e fluxo subterrâneo. Diante desse contexto, o presente artigo tem como objetivo determinar e comparar os valores do coeficiente de permeabilidade de um solo residual a partir de ensaios de campo e de laboratório. A metodologia adotada baseia-se na análise integrada de resultados obtidos por meio de ensaios de permeabilidade à carga variável, ensaio de infiltração *in situ* e ensaios de piezocone (CPTu) com avaliação da dissipação de poropressão. Os resultados indicam boa convergência entre os valores de permeabilidade obtidos pelas diferentes metodologias.

PALAVRAS-CHAVE: coeficiente de permeabilidade, solo residual, ensaios de campo, ensaios de laboratório, desempenho hidráulico.

ABSTRACT: The analysis of water flow in soils is of fundamental importance in geotechnical engineering, since the movement of water within the soil mass generates forces acting on solid particles, directly influencing the stress state, deformability, and mechanical behavior of the soil. In this context, accurate determination of the soil permeability coefficient is essential, as this parameter represents the ease with which water flows through the interconnected voids of the soil and plays a decisive role in slope stability analyses, settlement evaluations, and groundwater flow assessment. Accordingly, this paper aims to determine and compare permeability coefficient values of a residual soil based on field and laboratory tests. The adopted methodology is based on the integrated analysis of results obtained from variable-head permeability tests, in situ infiltration tests and piezocone tests (CPTu) with pore pressure dissipation analysis. The results indicate good agreement among the permeability values obtained using the different methodologies.

KEYWORDS: Permeability coefficient, residual soil, field tests, laboratory tests, hydraulic performance.

1 INTRODUÇÃO

A análise da percolação em solos é um componente central da geotecnia, pois subsidia a estimativa de vazões, a previsão de recalques por adensamento e a avaliação da estabilidade de maciços de terra. Conforme indicado por Maragon (2018), o fluxo de água no interior do maciço induz forças de percolação que interagem com as partículas sólidas, modificando o estado de tensões atuante. Em obras geotécnicas, a compreensão do regime de fluxo é essencial para a maior confiabilidade das análises de estabilidade, orienta o dimensionamento dos elementos de drenagem e previne problemas de ruptura hidráulica dos solos.

A permeabilidade do solo (k) pode ser definida como a maior ou a menor capacidade da água intersticial percolar através dos poros do solo. Tal propriedade é função de fatores intrínsecos ao: i) solo (granulometria, composição mineralógica e forma e rugosidade das partículas sólidas); ii) meio percolante (natureza do fluido, temperatura e regime de escoamento); e iii) estado do solo *in situ* (índice de vazios e grau de saturação).

Darcy (1856) através de observações experimentais verificou, considerando um fluxo laminar em um meio poroso, que a velocidade média do fluxo é proporcional ao gradiente hidráulico (i), de modo que o coeficiente de proporcionalidade dessa relação é chamado de condutividade hidráulica do solo (k). Tal relação pode ser expressa matematicamente segundo a Equação 1, a qual ficou conhecida como Lei de Darcy.

$$Q = k^* i^* A \quad (1)$$

Sendo:
Q: vazão (m^3/s);
A: área do permeâmetro (m^2);
k: condutividade hidráulica ou coeficiente de permeabilidade (m/s);
i: gradiente hidráulico (razão entre a diferença de pressão h e a distância L).

O coeficiente de permeabilidade pode ser obtido por meio de métodos diretos, como ensaios de laboratório (permeâmetros) e ensaios *in situ*, bem como por métodos indiretos, que se baseiam em correlações com resultados de ensaios de adensamento, piezocone e de dissipação de poropressão, além de relações empíricas baseadas na granulometria dos solos.

Dado o referido contexto, o presente artigo tem como objetivo determinar e comparar os valores de coeficiente de permeabilidade de um solo residual de filito obtidos a partir de dados provenientes de diferentes ensaios e metodologias. Como base de dados, foram utilizados cinco ensaios de permeabilidade à carga variável, um ensaio de infiltração *in situ* e um ensaio de piezocone (CPTu) com dez ensaios de dissipação de poropressão.

2 CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL DE ESTUDO

A Figura 1 apresenta os resultados dos ensaios granulométricos realizados em seis amostras do solo residual de filito. Observa-se consistência entre os dados obtidos, evidenciando comportamento semelhante entre as amostras analisadas. Em valores médios, as amostras apresentaram cerca de 45% de argila, 48% de silte e 7% de areia. Dessa forma, verifica-se que o material possui elevado teor de finos, com aproximadamente 93% passante na peneira #200, sendo predominantemente constituído por partículas com diâmetro correspondente à fração silte.

Os resultados também indicaram um coeficiente de não uniformidade médio (Cu) igual a 2,80, calculado a partir da relação entre os diâmetros característicos da curva granulométrica. Esse valor sugere que o material apresenta baixa variabilidade no tamanho das partículas, caracterizando um solo relativamente uniforme ou mal graduado, com distribuição granulométrica concentrada em uma faixa limitada de diâmetros.

Além das curvas granulométricas, a Figura 1 apresenta a carta de plasticidade, na qual estão plotados os valores de índice de plasticidade (IP) e limite de liquidez (LL) obtidos para cada amostra ensaiada. Os resultados indicam valores de limite de liquidez ligeiramente inferiores a 50%, o que caracteriza um solo de plasticidade baixa. A posição dos pontos na carta de plasticidade sugere comportamento típico de solos finos com predominância de silte e argila, que confirma o resultado obtido na análise granulométrica.

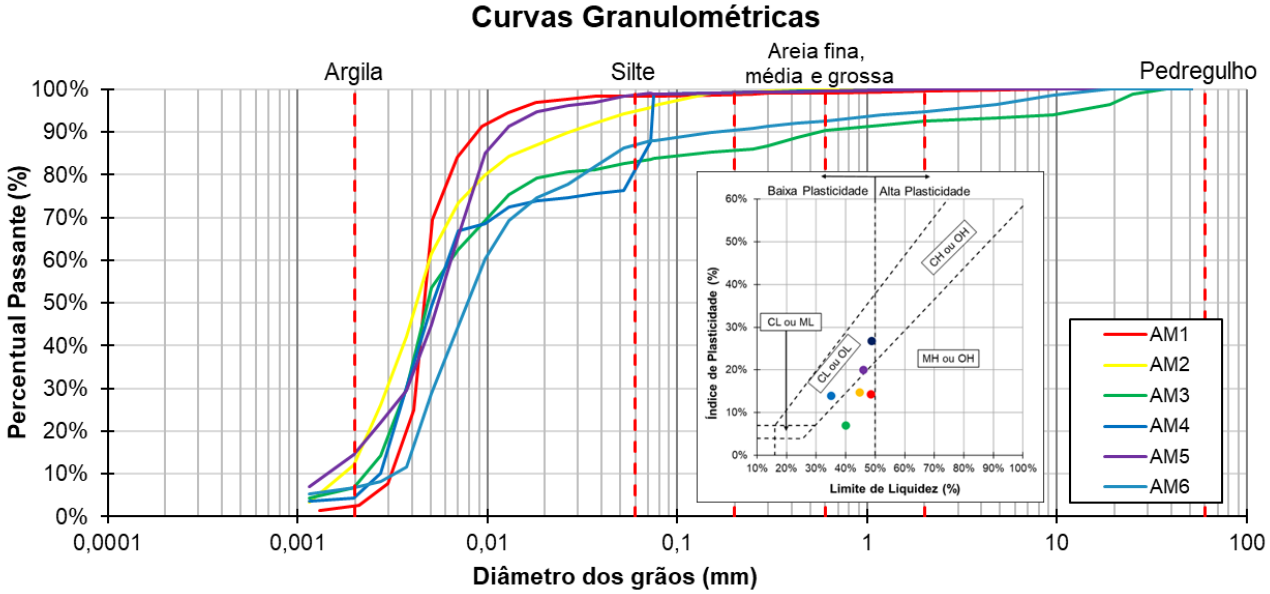


Figura 1 – Curvas granulométricas com os limites de cada granulometria conforme NBR6502 (ABNT, 2022), bem como índice de plasticidade de cada amostra com a classificação segundo ASTM D2487-10.

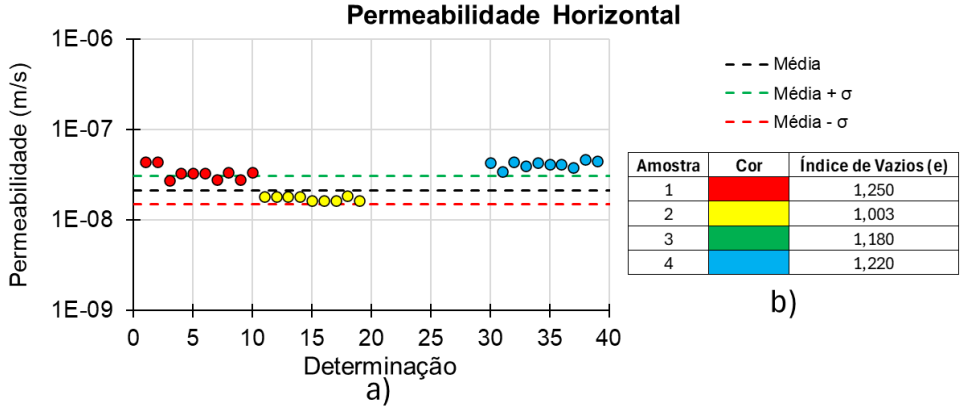
3 ESTIMATIVA POR MÉTODOS DIRETOS

3.1 Ensaios de laboratório

Em laboratório, o coeficiente de permeabilidade pode ser determinado por meio dos ensaios com permeâmetros de carga constante (solos granulares) e de carga variável (solos finos), conforme as normas brasileiras NBR 13.292 (ABNT, 2021) e NBR 14.545 (ABNT, 2021), respectivamente.

No ensaio de permeabilidade à carga constante utiliza-se um permeâmetro de parede rígida, de modo que a carga hidráulica (Δh) é mantida constante e o volume de água que percola pela amostra é medido ao longo de um dado intervalo de tempo (Δt), considerando-se a altura do corpo de prova (L) e a área da seção transversal (A) conhecida, com base na Lei de Darcy (Equação 1). Já no ensaio de permeabilidade à carga variável, o princípio é semelhante, porém utiliza-se uma bureta graduada, na qual o nível da coluna de água varia ao longo do tempo, resultando em uma carga hidráulica variável durante o ensaio.

Considerando o solo residual de filito analisado e a sua caracterização majoritariamente fina (Figura 1), a Figura 2a apresenta os valores do coeficiente de permeabilidade obtidos por meio do ensaio de permeabilidade à carga variável, executado em cinco amostras indeformadas. Verifica-se que os valores determinados se situam predominantemente entre 1×10^{-8} e 1×10^{-7} m/s, com valor médio da ordem de 3×10^{-8} m/s, de modo que na Figura 1b são apresentados os índices de vazios de moldagem de cada amostra. Destaca-se que os valores foram obtidos na condição vertical da amostra (k_v).



Amostra	Cor	Índice de Vazios (e)
1		1,250
2		1,003
3		1,180
4		1,220

Figura 2 – Resultados de permeabilidade vertical por meio de ensaio de permeabilidade à carga variável: a) Valores de k; b) Índices de vazios dos corpos de prova.

3.2 Ensaio de infiltração in situ

O ensaio de permeabilidade em solos por furo de sondagem (ensaio de infiltração) é interpretado sob as hipóteses de escoamento laminar e validade da Lei de Darcy, admitindo fluxo em regime permanente e meio aproximadamente homogêneo e isotrópico. No procedimento, o furo é preenchido com água até a boca do revestimento, mantendo-se o nível d'água constante. Registra-se o volume introduzido em cada intervalo de tempo e constrói-se o gráfico de vazão em função do tempo para identificação da vazão estabilizada, caracterizada por um trecho aproximadamente linear. O coeficiente de permeabilidade (k) é então determinado relacionando a vazão de infiltração estabilizada (Q) à carga hidráulica efetiva aplicada (h) e à geometria do trecho ensaiado, conforme Equação 2 apresentada no boletim 107 (ABGE, 2024).

$$k = \frac{Q}{h} * \frac{1}{C.r} \tag{2}$$

O coeficiente C é adimensional e depende das condições de contorno e da configuração do ensaio, enquanto r corresponde ao raio do furo. O valor de C é obtido graficamente em ábacos, selecionando-se o caso aplicável para meio saturado (abaixo do nível d'água, Cs) ou meio não saturado (acima do nível d'água, Cu), em função das relações geométricas do ensaio. Uma vez definido C, aplica-se a Equação 2 para o cálculo do coeficiente de permeabilidade.

Cabe destacar que, pela geometria do ensaio, em que o comprimento do trecho ensaiado é muito superior ao seu diâmetro, o escoamento de infiltração é predominantemente radial. Assim, o coeficiente de permeabilidade k obtido representa essencialmente a condutividade hidráulica na direção horizontal (k_h). A influência da permeabilidade vertical (k_v), associada ao fluxo pela base, tende a ser secundária no resultado, salvo em ensaios com fluxo restrito ao fundo ou em maciços com anisotropia vertical acentuada.

A partir da metodologia descrita anteriormente, é apresentado na Figura 3 os valores do coeficiente de permeabilidade (k_h) obtidos por meio do ensaio de infiltração realizado em um furo de sondagem no solo residual de filito, considerando meio saturado. Verifica-se que os valores determinados se situam predominantemente entre 1×10^{-7} e 1×10^{-6} m/s, com valor médio da ordem de 7×10^{-7} m/s.

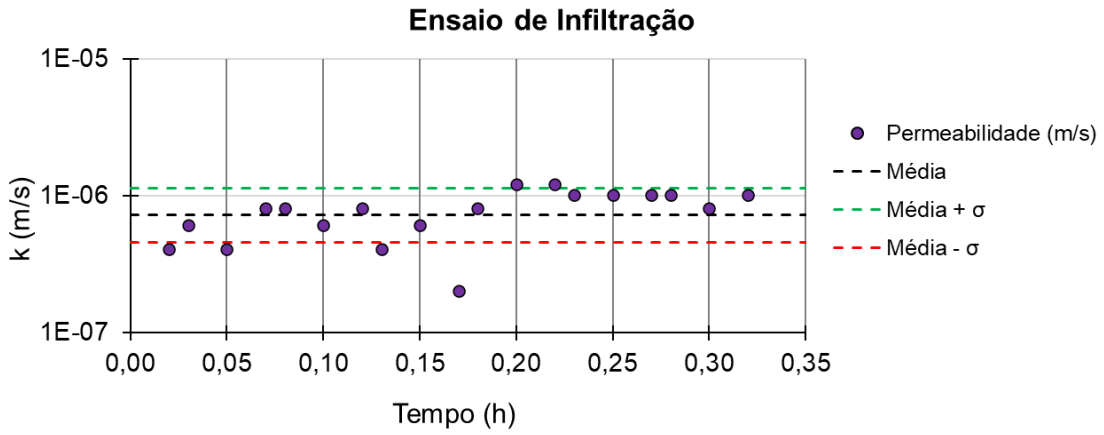


Figura 3 - Resultados de permeabilidade por meio do ensaio de infiltração *in situ*.

4 ESTIMATIVAS POR MÉTODOS INDIRETOS

4.1 Ensaio CPTu

A estimativa dos coeficientes de permeabilidade segundo o Índice Comportamental (I_c) obtido a partir do ensaio CPTu, pode ser realizada segundo as equações propostas por Robertson (2010), as quais são indicadas na Figura 4. O valor de I_c pode ser determinado pela Equação 3.

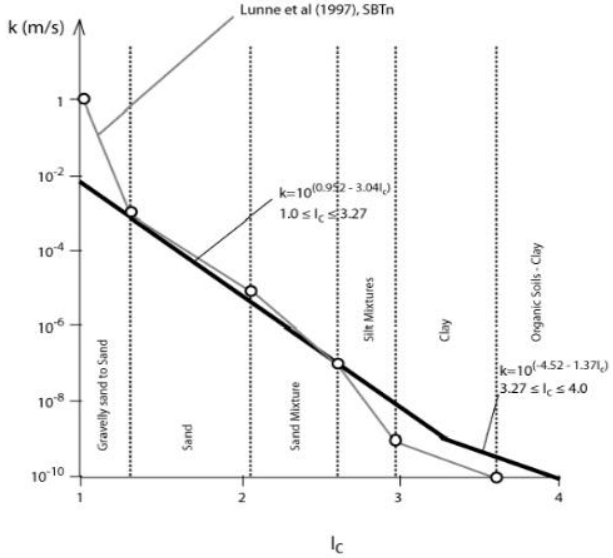


Figura 4 - Estimativa do coeficiente de permeabilidade segundo Robertson (2010).

$$I_C = \sqrt{\left[\left(3{,}47 - \log\left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right)\right)^2 + \left(\log\left(\frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}}\right) + 1{,}22\right)^2\right]} \quad (3)$$

Sendo:
f_s: atrito lateral;
q_t: resistência de ponta corrigida;
σ_{v0}: tensão total vertical; e
σ'_{v0}: tensão vertical efetiva (obtido por $\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$).

Para a estimativa do coeficiente de permeabilidade através dessa metodologia, foi realizado um ensaio de piezocone (CPTu) conforme a NBR 12.069 (ABNT, 2021), considerando a profundidade aproximada de 37,0 m e a região de ocorrência do material de estudo. A Figura 5 apresenta a interpretação do ensaio, incluindo os perfis de resistência de ponta total (q_t), atrito lateral (f_s), resistência de ponta normalizada (Q_t), atrito lateral normalizado (F_r), índice comportamental (I_c) e os coeficientes de permeabilidade estimados ao longo da profundidade.

De modo geral, os resultados indicam boa competência do litotipo, com valores de resistência de ponta variando entre 5.000 e 10.000 kPa. Observam-se ainda valores de I_c predominantemente entre 2,0 e 3,6, os quais resultaram em coeficientes de permeabilidade estimados na faixa de 1×10^{-9} a 1×10^{-7} m/s, com valor médio da ordem de 2×10^{-8} m/s. Destaca-se que os valores de I_c fora do intervalo indicado (2,0 a 3,6) foram desconsiderados no cálculo do k, visto não serem representativos do material em estudo.

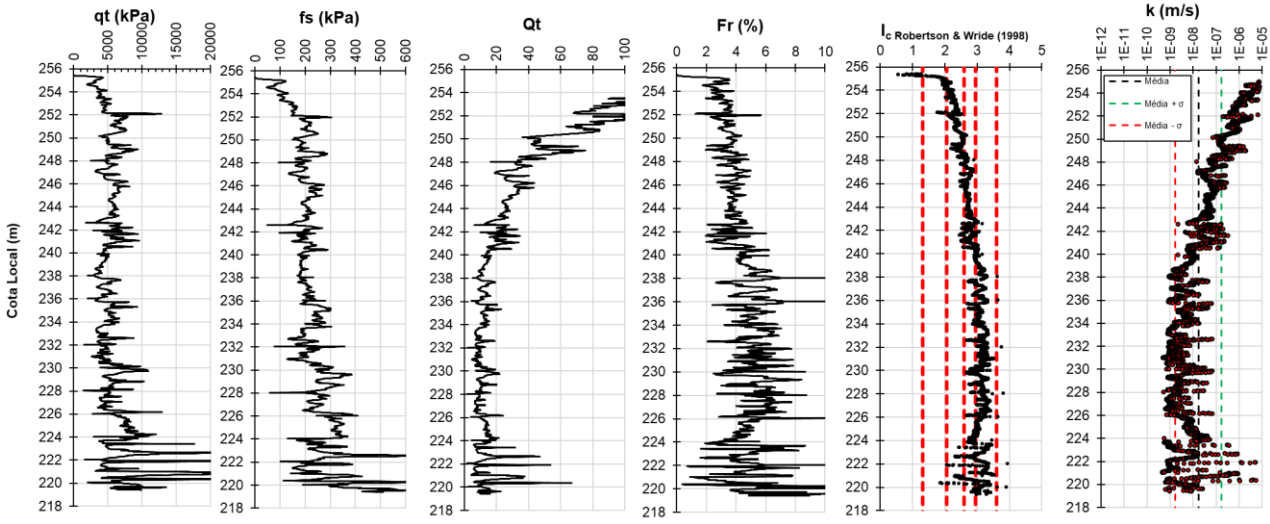


Figura 5 - Resultados do ensaio de CPTu.

4.2 Ensaio de dissipação de poropressão

Os valores da condutividade hidráulica podem também ser aferidos pelos ensaios de dissipação de poropressão, utilizando a correlação proposta por Teh e Houlsby (1991), apresentada na Equação 4.

$$k_h = \frac{c_h \gamma_w}{M} \quad (4)$$

O valor do coeficiente de adensamento horizontal (c_h) pode ser estimado diretamente pelo t_{50} (tempo para dissipação de 50% do excesso de poropressão gerado) conforme apresentado na Equação 5, proposta por Robertson (2010), em que o valor de t_{50} é expresso em minutos. Para estimativa do valor de M, o autor sugere a Equação 6, a qual é função da resistência de ponta normalizada (aplicável para $I_{CRW} > 2{,}20$).

$$c_h = (1{,}67 * 10^{-6}) * 10^{(1-\log t_{50})} \quad (5)$$
$$M = \alpha_m (q_t - \sigma_{vo}) \quad (6)$$

Sendo:

$$\alpha_m = Q_{tn} \text{ se } Q_{tn} \leq 14 \quad (6a)$$
$$\alpha_m = 14 \text{ se } Q_{tn} > 14 \quad (6b)$$

Para a estimativa do coeficiente de permeabilidade (k), foram considerados dez ensaios de dissipação de poropressão realizados em conjunto com o ensaio CPTu descrito no item 4.1 Ensaio CPTu. Os ensaios tiveram início a partir da cota 238,0 m, sendo executados a intervalos regulares de 2,0 m até atingir a cota de 220,0 m.

A Figura 6 apresenta a distribuição de poropressões obtida a partir do ensaio de piezocone, em que u100% é a poropressão associada à condição de equilíbrio após 100% de dissipação da poropressão gerada ao longo do ensaio e u0% representa a condição de poropressão antes do início da dissipação. Além disso, os valores de t_{50} determinados em cada ensaio de dissipação e os coeficientes de permeabilidade calculados também são indicados na Figura 6. Observa-se que os valores estimados de k_h situam-se predominantemente entre 1×10^{-8} e 1×10^{-7} m/s, com valor médio da ordem de 6×10^{-8} m/s.

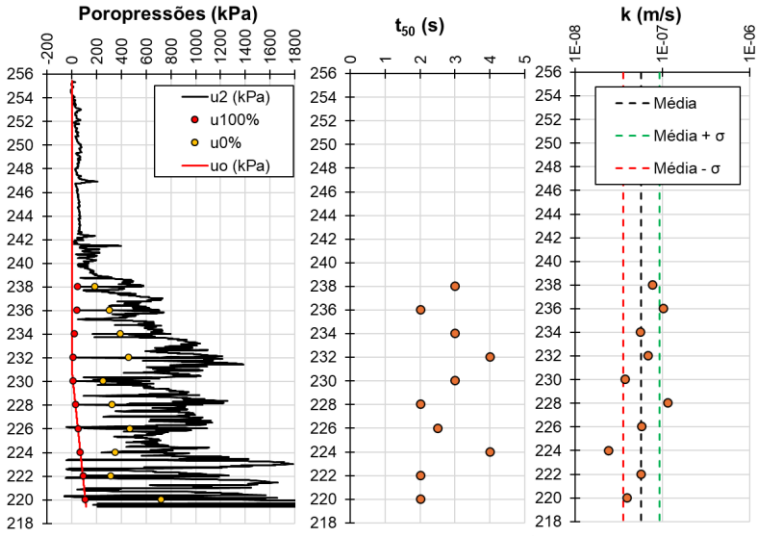


Figura 6 – Resultados do ensaio de dissipação de poropressão.

5 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

A partir dos resultados obtidos, é indicado na Figura 7 o resumo dos coeficientes de permeabilidade obtidos através das metodologias descritas, considerando a comparação com os intervalos típicos propostos por Pinto (2011) e Schinaid (2009) para cada classe de solo. Nesse contexto, foi considerada a condição isotrópica do material ($k_v = k_h$).

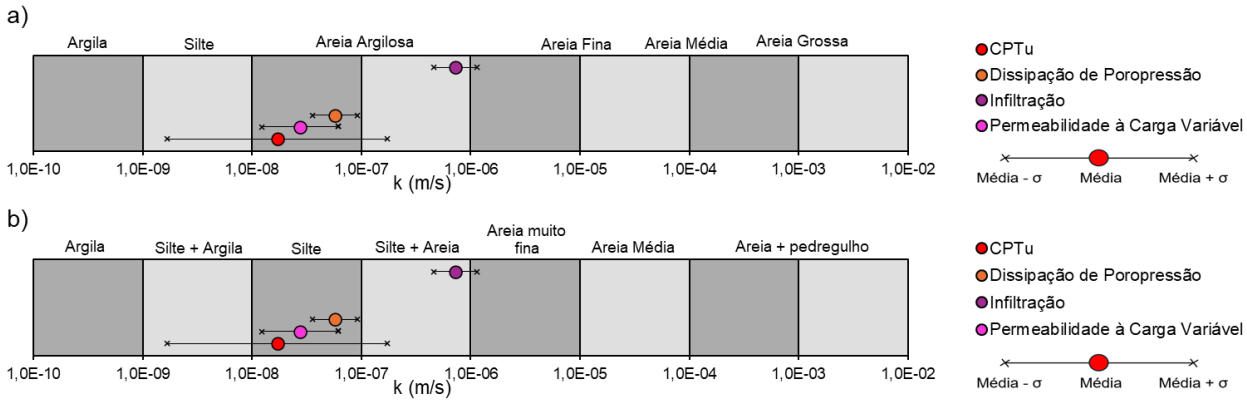


Figura 7 - Resultados dos coeficientes de permeabilidade obtidos e valores típicos segundo: a) Pinto (2011) e b) Schnaid (2009).

Os resultados apresentados na Figura 7 indicam que, considerando as metodologias de CPTu, dissipação de poropressão e ensaios de laboratório, os valores do coeficiente de permeabilidade situam-se no intervalo entre $1{,}0\times10^{-8}$ e $1{,}0\times10^{-7}$ m/s, caracterizando uma areia argilosa, conforme Pinto (2011), e um silte, conforme Schinaid (2009). Tal fato é comprovado a partir das curvas granulométricas que indicam uma alta porcentagem de finos do material.

A maior dispersão dos resultados foi observada nos ensaios de piezocone (CPTu), uma vez que essa metodologia apresenta maior espaço amostral. Adicionalmente, tendo em vista que o material possui faixa de resistência de ponta variando entre 5.000 e 10.000 kPa, a dispersão observada pode estar associada a diferentes graus de intemperismo do solo analisado. Já os ensaios de dissipação se mostraram assertivos se comparados com os ensaios de laboratório (permeabilidade à carga variável).

Quanto aos ensaios de infiltração, nota-se que os valores obtidos se encontram acima das demais referências, com permeabilidade da ordem de $1{,}0\times10^{-6}$ m/s. Tal resultado é coerente com a literatura, uma vez Gómez-Hernández et. al (2018) apontam que métodos de campo tendem a produzir condutividades hidráulicas de uma a duas ordens de grandeza superiores àquelas obtidas em laboratório e em métodos indiretos. Conforme indicado pelos autores, isso se deve a efeitos de escala, fluxo tridimensional, interceptação de heterogeneidades, macroporos e preservação da estrutura natural do solo.

6 CONCLUSÃO

O presente artigo apresentou uma análise comparativa entre diferentes metodologias de estimativa do valor da permeabilidade de um solo residual de filito, considerando ensaios de: i) laboratório (permeabilidade à carga variável); ii) infiltração *in situ*; iii) CPTu; e iv) dissipação de poropressão.

A partir da comparação dos resultados, foi verificado que a estimativa a partir do ensaio CPTu (em função do I_c) apresentou alta dispersão de dados, sugerindo a sua utilização como uma avaliação inicial do parâmetro. Apesar disso, o valor médio obtido encontra-se dentro da ordem de grandeza das demais medições. De forma complementar, a estimativa a partir do ensaio de dissipação se mostrou assertiva quando comparado com a avaliação a partir da medição direta do ensaio de laboratório. Quanto aos ensaios de infiltração, foi verificado que os valores obtidos se encontram acima das demais referências, o que pode ser explicado devido a fatores associados à heterogeneidade do material em campo. Além disso, a anisotropia intrínseca do filito pode ser um dos fatores que contribuem para as divergências observadas entre ensaios de laboratório e de campo.

Em termos de valores, a ordem de grandeza do coeficiente de permeabilidade do solo residual de filito variou em até 100x, a depender das metodologias adotadas. Foi observado maior convergência das metodologias de CPTu, dissipação de poropressão e ensaios de laboratório ($1{,}0\times10^{-8}$ a $1{,}0\times10^{-7}$ m/s), e menor convergência para o ensaio de infiltração (aproximadamente $1{,}0\times10^{-6}$ m/s).

Tendo em vista as observações indicadas no presente estudo, considerando o contexto de desenvolvimento de estudos geotécnicos, recomenda-se a adoção de um intervalo de valores para a caracterização da permeabilidade do material, em detrimento da utilização de apenas um valor específico.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Pimenta de Ávila pelo apoio e incentivo na elaboração deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *ASTM D2487-10: Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System).* West Conshohocken: ASTM International, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14545: Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga variável. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2025.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12069: Solo – Ensaio de penetração de cone in situ (CPT). Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6502: Rochas e Solos. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13292: Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga constante. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL. ABGE 107: 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: ABNT, 2024.

Darcy, H. (1856) – *Les fontaines publiques de la ville de Dijon.*

GODOY, Vanessa A.; ZUQUETTE, Lázaro Valentin; GÓMEZ-HERNÁNDEZ, J. Jaime. Scale effect on hydraulic conductivity and solute transport: Small and large-scale laboratory experiments and field experiments. Engineering Geology, [*s. l.*], v. 243, p. 196-205, 2018. Disponível em: https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2018.06.020.

HAZEN, A. *Some physical properties of sands and gravels, with special reference to their use in filtration.* Annual Report of the Massachusetts State Board of Health, Boston, 1892.

MARAGON, M. Capítulo 1 – Hidráulica dos Solos. Notas de aula – Mecânica dos Solos II. Universidade Federal de Juiz de Fora. 2018.

PINTO, C. S. Curso Básico de Mecânica dos Solos. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

ROBERTSON, P.K. Soil Behaviour Type from the CPT: An Update. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, 2010.

SCHNAID, F. Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

TEH, C. I., & HOULSBY, G. T. *An Analytical Study of the Cone Penetration Test in Clay*. Géotechnique, 1991.

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/COBRAMSEG2026.1/17

Avaliação da propagação de onda em rejeitos de minério de ferro sob o efeito das vibrações em superfície produzidas por atividades de terraplenagem

Jhon Tiga Entralgo
Engenheiro Geotécnico, Walm Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, jhon.entralgo@walmengenharia.com.br

Lucas Almeida Campos
Engenheiro Geotécnico, Walm Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, lucax.civil@live.com

Wanerson Luna Barroso
Engenheiro Geotécnico, Walm Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, wanderson.barroso @walmengenharia.com.br

Demetrius Chianello Cancella
Engenheiro Geotécnico, Walm Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, demetriuschianello@outlook.com

Renata Mattos Sampaio de Araujo Andrade
Engenheira Geotécnica, VALE S.A, Belo Horizonte, Brasil, renata.mattos.sampaio@vale.com

Ana Luiza Resende Leal
Engenheira Geotécnica, VALE S.A , Belo Horizonte, Brasil, ana.leal@vale.com

RESUMO: Em atividades com potencial de geração de vibrações, uma das avaliações fundamentais consiste em analisar o modo de propagação das ondas no meio. As propriedades geotécnicas e físicas do material atravessado influenciam significativamente esse comportamento, podendo resultar em fenômenos de amplificação ou atenuação das vibrações. Na comunidade científica, há inúmeros trabalhos com avaliações do efeito das vibrações geradas por explosivos durante o processo de desmonte em cavas. Entretanto, em função da necessidade de eliminação de barragens de rejeito alteadas a montante (Resolução 13 – ANM) no Brazil, houve a necessidade de estudar o impacto dos equipamentos de terraplanagem durante a remoção de rejeitos, já que os equipamentos podem ter capacidade de geração de vibração e, consequentemente, geração de poropressões. Dessa forma, o presente estudo consistiu na avaliação das vibrações provocadas por equipamentos de terraplanagem durante atividades comuns em escavações de reservatórios de rejeitos de minério de ferro, dispostos hidraulicamente. A partir de ensaios de campo foi possível construir curvas de atenuação de vibrações para as diferentes atividades. Em geral, os resultados mostraram que as atividades apresentaram atenuações significativa ao longo da distância, não sendo identificado valores superiores a 5 mm/s a partir de 20 metros de distância.

PALAVRAS-CHAVE: Barragem, Rejeitos, Liquefação, Vibração.

ABSTRACT: During excavation activities with potential to generate vibrations, one of the fundamental evaluations consists of analyzing the wave propagation mode in the corresponding area. The geotechnical and physical properties of the crossed material significantly influence this behavior, potentially resulting in phenomena of amplification or attenuation of vibrations. In the scientific community, there are numerous studies evaluating the effect of vibrations generated by explosives during the blasting process in pits. However, due to the need to decharacterization upstream-raised tailings dams (Resolution 13 – ANM) in Brazil, it was necessary to study the impact of earthmoving equipment during the removal of tailings, as the equipment can generate vibrations and excess pore water pressures. Thus, the present study consisted of evaluating the vibrations caused by earthmoving equipment during common activities in excavations of hydraulically disposed iron ore tailings dams. Field tests allowed to construct vibration attenuation curves for different activities. In general, the results showed that the activities presented significant attenuation over distance,

presenting values not above 5 mm/s beyond 20 meters. These findings are essential to ensure the safety and efficiency of tailings removal operations, minimizing environmental and structural impacts. In addition, they contribute to the development of safer and more sustainable practices in the mining industry, in line with current regulations.

KEYWORDS: Dam, Tailings, Liquefaction, Vibration.

1 INTRODUÇÃO

A liquefação de materiais siltosos e arenosos de comportamento contrátil pode ser desencadeada por processos estáticos ou dinâmicos. O processo estático está relacionado, principalmente, a carregamentos ou descarregamentos que promovem a redução das tensões efetivas no solo.. Já os processos dinâmicos são aqueles que tem a capacidade de gerar vibrações no meio.

Em atividades na área da engenharia, o efeito das vibrações pode ser avaliado por meio de testes de campo experimentais com o auxílio de sismográfos de engenharia e piezômetros, em superfície e em profundidade.

As pesquisas realizadas ao longo dos anos em relação ao efeito das vibrações e seus impactos em estruturas de rejeito tiveram um foco principal nos impactos de sismos naturais ou nas detonações de explosivos, uma vez que é comum se ter essa atividade em minas, como abordado por Veyera (1985) e Larson-Robl (2016). Entretanto, as ações dinâmicas podem ser bastante distintas, uma vez que o tipo de atividade influência nas características da onda e do meio.

Dada a necessidade de descaracterização de barragens alteadas a montante no Brazil, desde 2019 vem sendo realizados estudos do impacto das vibrações dos equipamentos de terraplanagem durante as atividades de remoção de rejeito, como abordado por Jardim et. al (2020) e Sanchez (2024).

Por isso, o presente estudo teve como objetivo avaliar o efeito da atenuação das vibrações provenientes da operação de máquinas durante atividades comuns de terraplenagem em uma região de reservatório saturado de uma barragem de rejeitos de minério de ferro. As avaliações foram realizadas por meio de sismógrafos de engenharia instalados em uma área de teste.

1 METODOLOGIA

As avaliações foram realizadas em considerando a movimentação de material com uma (1) escavadeira hidráulica, uma (1) motoniveladora e (1) trator de esteira, além do carregamento e trânsito de até quatro (4) caminhões basculantes, sendo avaliadas durante a construção e remoção de pistas experimentais (aterros) com espessura de 60, 120 e 180 centímetros.

Os testes foram conduzidos diretamente na área do reservatório de forma a reproduzir fielmente as características e condições reais do processo de remoção do rejeito, assegurando que os dados obtidos refletissem as situações encontradas durante a execução das obras.

O teste consistiu no monitoramento de uma área do reservatório com nível saturado próximo da superfície, iniciando-se a partir de aproximadamente 2,5 metros de profundidade. Para isso, foram utilizados sete (7) sismógrafos instalados na superfície, posicionados nas distâncias de 15, 20, 30, 40 e 60 metros em relação ao sismógrafo 1 (S01)

A instalação dos sismógrafos foi realizada em linha reta, com o objetivo de verificar a curva de atenuação das vibrações geradas pela fonte (equipamentos), buscando estabelecer correlações e auxiliar na interpretação dos resultados obtidos.". A Figura 1 ilustra o arranjo do local dos testes e a localização dos sensores utilizados.

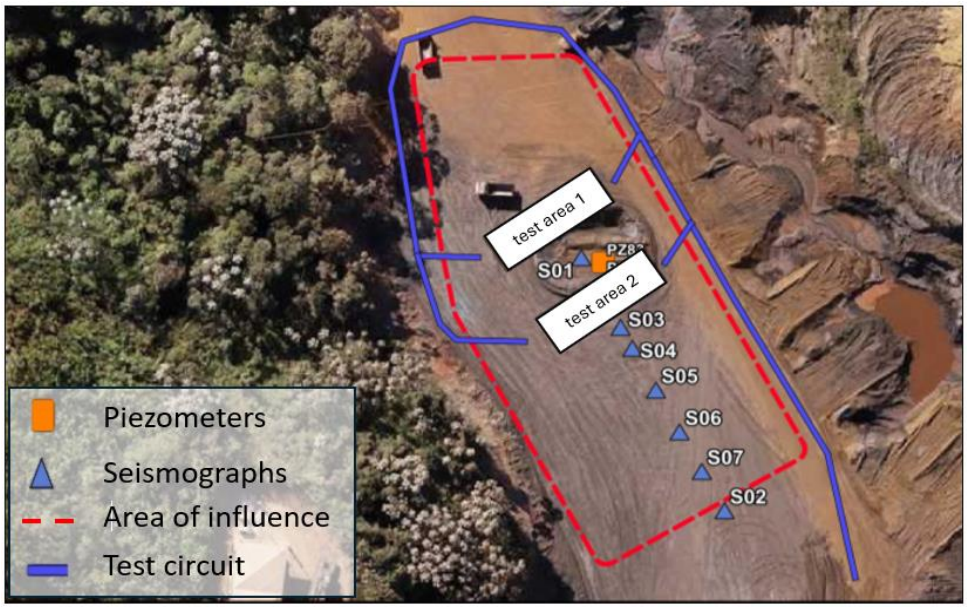


Figura 1 Arranjo dos testes.

Os testes de campo contaram com o uso de sete (7) sismógrafos de engenharia para a aquisição de dados em superfície (modelo Vibracord FX e Vibracord Tellus). Os sensores apresentam 3 eixos ortogonais, representando os eixos transversal, vertical e longitudinal. Esses equipamentos têm a capacidade de registrar dados em dois modos: contínuo (Waveform), que define uma taxa de amostragem, ou discreto (Histogram), que define uma janela de tempo na qual é registrado o maior valor. Nos testes realizado, os sensores funcionaram no modo discreto, que é mais simples e requer menos capacidade de armazenamento de dados, e foram configurados para registrar o maior valor a cada 30 segundos.

O teste experimental utilizou quatro tipos de veículos, sendo até quatro Caminhões Basculantes (Mercedez 4144), uma Escavadeira Hidráulica (CAT 336), um Trator de Esteira (D6T) e uma Motoniveladora (CAT 12M). Na Figura 2 são ilustrados os equipamentos utilizados durante os testes.



Figura 2 Imagem dos veículos utilizados nos testes.

Com base nos resultados obtidos, os dados foram organizados e classificados de acordo com distintas características das s atividades executadas durante os testes. O objetivo foi atribuir características sistemáticas a cada atividade, possibilitando a avaliação e comparação dos resultados por meio de filtros, como tipo de equipamento, tipo de atividade, área de teste, entre outros.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A partir dos ensaios de campo realizados no reservatório, foi possível construir curvas de atenuação de vibrações para diferentes atividades executadas nas atividades de terraplanagem.

Os ensaios de campo foram conduzidos sob uma variedade de condições operacionais (e.g., escavação, golpes de pá, transporte de material, etc.), com o objetivo de capturar a propagação das vibrações em diferentes cenários. A partir dos registros obtidos por sensores posicionados estrategicamente, foram construídas curvas de atenuação que relacionam a distância da fonte geradora (eixo x) aos níveis de vibração registrados (eixo y). Essas curvas permitem quantificar como a energia vibratória se dissipa no meio geotécnico, sendo fundamentais para prever impactos em estruturas críticas e definir protocolos de segurança.

Para cada atividade, os dados coletados formam um conjunto de pares (distância, vibração), que são ajustados a um modelo matemático, ou lei de atenuação.

As leis de atenuação são específicas para cada tipo de evento vibratório e meio de propagação. Por exemplo, a atenuação durante a operação contínua de uma escavadeira não pode ser descrita pela mesma lei aplicada a eventos impulsivos, como golpes da pá. Isso ocorre porque a natureza da fonte (frequência, energia, duração) e as propriedades do solo influenciam diretamente a forma como as ondas se propagam.

Em geral, o campo da geotecnia, é comum a utilização de modelos de ajuste baseados em funções potenciais (Lei de Potência) para representar a atenuação das vibrações. A energia cinética ou mecânica da fonte é convertida em deformação, calor, som e ondas vibratórias, que se propagam através do solo. A vibração não tende ao infinito, como descrito por uma lei de Potência, mesmo no ponto de contato ou extremamente próximo à fonte do impacto. Em vez disso, ela atinge um valor finito, determinado pelas propriedades físicas do sistema, como rigidez, amortecimento e dissipação de energia por absorção e calor.

Para superar essa limitação, este estudo adotou um modelo exponencial, conforme apresentado na equação a seguir. Esse modelo não apenas explica a atenuação das vibrações no solo, mas também permite de forma prática estimar valores de vibração em pontos muito próximos à fonte geradora:

$$y = a*e^{bx} \quad (1)$$

onde:
a é o coeficiente que representa a amplitude estimada das vibrações na fonte (x = 0);
b é a taxa de atenuação no meio.

Para realizar este ajuste entre o modelo exponencial e os dados medidos, foi utilizado o método de Gauss-Newton, um algoritmo iterativo que minimiza erros em modelos não lineares sem exigir transformações nos dados.

Em contraste, a transformação logarítmica (ln y = ln a + bx), embora simplifique o ajuste via Mínimos Quadrados, introduz distorções estatísticas se os dados originais possuírem ruído aditivo, pois penaliza desvios de forma assimétrica. O Gauss-Newton evita esse problema, trabalhando diretamente na escala original dos dados.

Os critérios de avaliação do ajuste incluem os seguintes parâmetros:

I. SQE (Soma dos Quadrados do Erro): Mede o erro absoluto entre os valores observados e previstos.
II. GLE (Graus de Liberdade do Erro): Indica a quantidade de informação disponível para estimar os parâmetros.
III. MSE (Erro Quadrático Médio): Representa a variabilidade dos erros. Normaliza o SQE pelo número de observações (MSE = SQE/n).
IV. S (Desvio-Padrão Residual): Reflete a dispersão média dos dados em torno da curva ajustada (S = √MSE). Valores baixos em relação à faixa das medições indicam alta precisão.

Para avaliar a qualidade do ajuste, foi comparado MSE e S com a variabilidade dos dados. Um erro considerado aceitável deve ser pequeno em relação ao intervalo de variação dos dados.

A Figura 3 apresenta os resultados dos testes, mostrando a relação entre a distância da fonte e a vibração em termos de PVS máximo. Nota-se que, aproximadamente após 30 metros, as vibrações se dissipam para valores inferiores a 5 mm/s, independentemente do tipo de atividade ou da intensidade da vibração na origem. No entanto, dentro da faixa crítica de 30 metros, onde há risco de geração de excesso de poropressão e fenômenos de liquefação, existem o risco constante que as vibrações excedam esse valor, mesmo em atividades rotineiras como a escavação. Se forem excluídas atividades incomuns, como golpes de escavadeira, a distância de referência para vibrações inferiores a 5 mm/s cai para aproximadamente 20 metros.

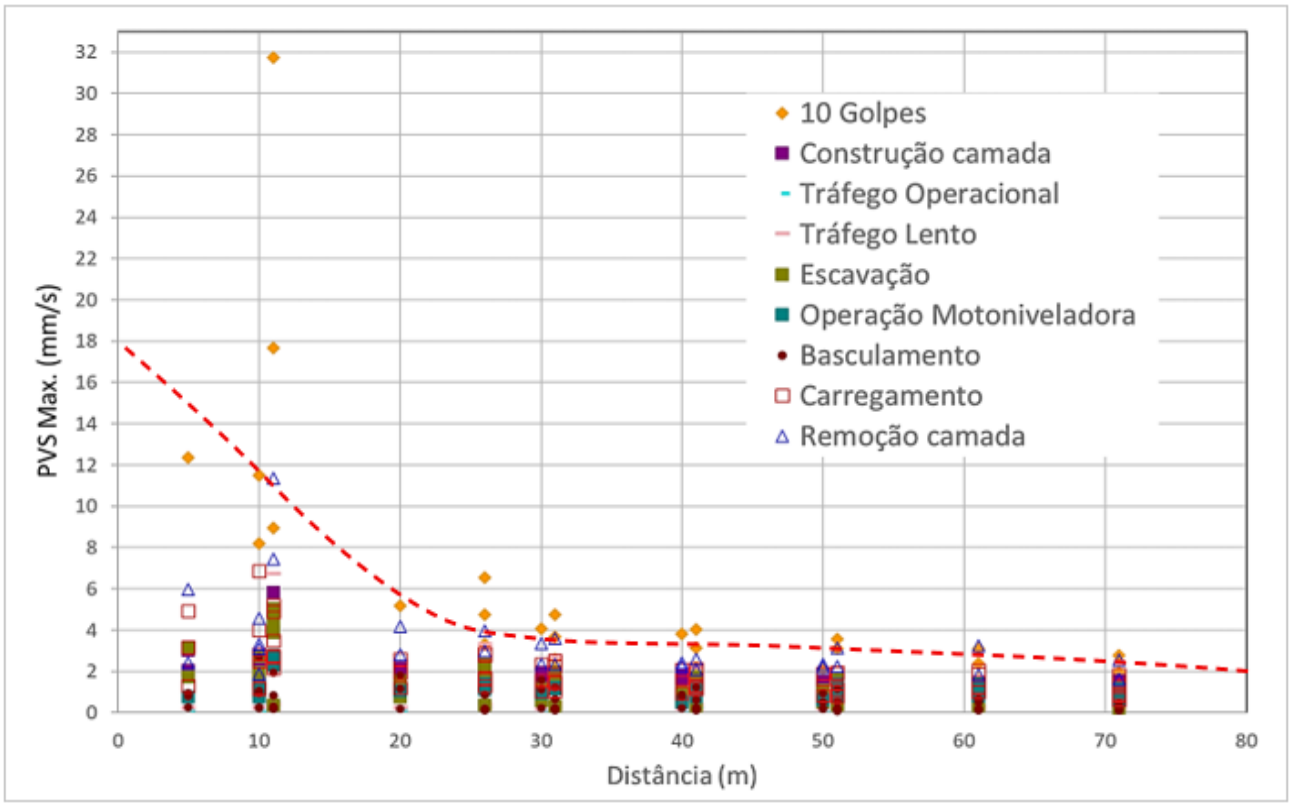


Figura 3 Distância vs. Vibração para todas as atividades.

A partir geração de curvas de atenuação, é possível determinar faixas de variação das vibrações para cada atividade na fonte e numa área determinada. Por exemplo, a atividade "10 Golpes da Pá de Escavadeira", de acordo com o ajuste exponencial dos dados, pode gerar na fonte ou próxima dela, vibrações entre 13,8 mm/s e 32,7 mm/s com 95% de confiança. A Figura 4 ilustra as duas atividades que geraram as maiores vibrações durante a realização do teste. A primeira é referente aos golpes de escavadeira, que é uma atividade atípica, já o segundo gráfico é relativo as atividades de escavação com a escavadeira.

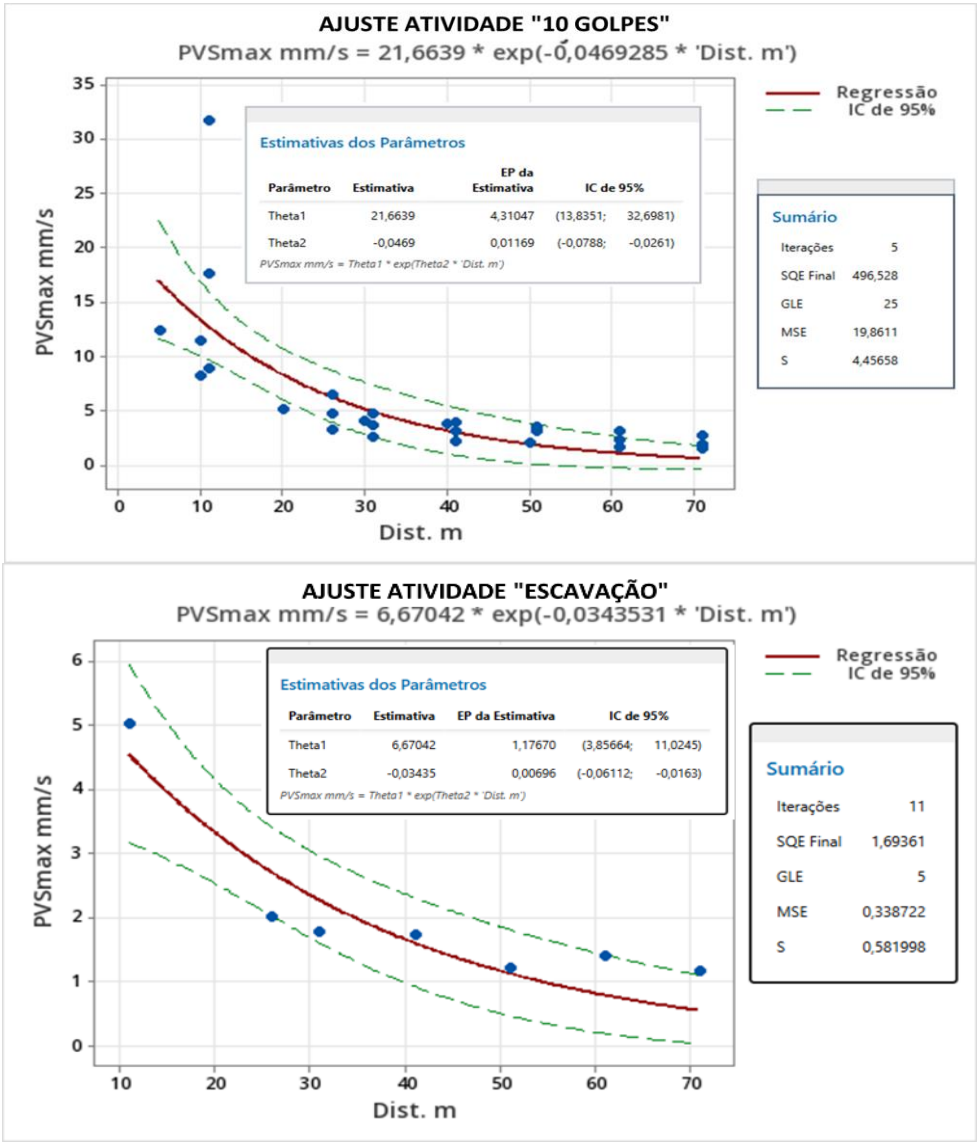


Figura 4 Distância vs. Vibração para todas as atividades.

A Tabela 1 resume os resultados obtidos para cada atividade em pontos muito próximo da fonte, com intervalo de confiança de 95%.

Tabela 1 Ajuste exponencial e Vibrações esperadas próximo da fonte por tipo de atividade

Atividade	a	b	Vibrações na fonte (95%) (mm/s)	S (mm/s)	Faixa dos dados (mm/s)	Erro relativo do ajuste
10 golpes	21,67	-0,05	13,84 a 32,7	4,46	30,26	14,7%
Basculamento	0,95	-0,02	0,62 a 1,35	0,50	2,62	19,1%
Escavação	6,67	-0,03	3,86 a 11,02	0,58	4,78	12,1%
Motoniveladora	3,74	-0,03	2,57 a 5,28	0,24	2,27	10,6%
Construção camada	3,12	-0,02	2,37 a 3,99	0,79	4,62	17,1%
Remoção camada	10,22	-0,04	5,68 a 17,73	0,89	9,70	9,2%
Carregamento	3,61	-0,026	2,95 a 4,36	0,32	6,23	5,1%
Tráfego lento	0,27	-0,004	0,24 a 1,89	0,10	0,44	22,7%
Tráfego operacional	0,32	-0,01	0,28 a 0,37	0,02	0,35	5,7%

Esse tipo de informação permite estabelecer valores de referência para monitoramento e controle operacional. Para cada atividade, pode-se extrapolar as faixas de vibrações na fonte ou em pontos muito próximos a ela mostradas.

Essas estimativas têm aplicações práticas importantes, pois possibilitam a definição de limites de controle para as operações. Se, por exemplo, durante uma escavação forem registradas vibrações significativamente superiores aos valores esperados, isso pode indicar problemas operacionais ou situações atípicas que demandam investigação. Esse monitoramento contribui para a prevenção de falhas e para a segurança da operação, permitindo intervenções rápidas e eficazes, como ajustes na execução da atividade ou mesmo a paralisação temporária das operações, caso necessário.

Os resultados apresentados, portanto, fornecem uma base quantitativa para avaliar e monitorar as vibrações geradas pelas atividades de remoção de rejeitos em Barragem de rejeitos, contribuindo para o gerenciamento seguro e eficiente das operações.

3 CONCLUSÕES

Os testes de vibrações avaliaram onze (11) atividades típicas realizadas durante os trabalhos de remoção de rejeito. Algumas dessas atividades são comuns, como a escavação de rejeito, construção de aterros de acesso e carregamento de caminhões. Outras são atípicas, mas de grande impacto e possíveis de ocorrer por acidente ou desconhecimento, como os golpes com a pá de escavadeira.

A partir dos ensaios de campo foi possível construir curvas de atenuação de vibrações para diferentes atividades executadas no processo de remoção de rejeitos. Foi adotado um modelo de ajuste exponencial dos dados, que não apenas explica a atenuação das vibrações no solo, mas também permite de forma prática estimar valores de vibração em pontos muito próximos à fonte geradora. A partir dessas estimativas, é possível determinar faixas esperadas das vibrações para cada atividade em pontos muito próximos da fonte.

A atividade que gerou os maiores níveis de vibração a 5 metros da fonte foram os golpes da escavadeira, atingindo valores máximos de 32 mm/s. A remoção de camadas de aterro apresentou o seguinte nível importante de vibrações, alcançando até 12 mm/s. O tráfego operacional e lento apresentou os menores níveis de vibração, com valores abaixo de 1 mm/s.

Os dados de atenuação mostraram que, aproximadamente após 30 metros, as vibrações se dissipam para valores inferiores a 5 mm/s, independentemente do tipo de atividade ou da intensidade da vibração na origem avaliadas nos testes. No entanto, dentro da faixa crítica de 30 metros, onde há risco de geração de excesso de poropressão e fenômenos de liquefação, existe o risco constante de que as vibrações excedam esse valor, mesmo em atividades rotineiras como a escavação. Se forem excluídas atividades incomuns, como golpes de escavadeira, a distância de referência para vibrações inferiores a 5 mm/s diminui para aproximadamente 20 metros

Os resultados forneceram uma base quantitativa para avaliar e monitorar as vibrações geradas pelas atividades de remoção de rejeitos, contribuindo para o gerenciamento seguro e eficiente das operações.
Ainda, considera-se que o estudo apresentado contribui para o entendimento do fenômeno analisado e pode ser utilizado para orientar e prever condições seguras de trabalhos de campo em obras com tipos de materiais e equipamentos semelhantes, sempre com instrumentação e monitoramento adequados.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a VALE e a WALM Engenharia pela execução dos testes e disponibilização dos dados para a comunidade científica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Jardim, E.C, et al. (2020) Avaliação de Potencial de Liquefação Cíclica por Vibrações de Obra de Descaracterização de Barragem de Rejeitos. COBRAMSEG, 8p.

Larson-Robl, K. M. (2016). Pore Pressure Measurement Instrumentation. Response To Blasting. Theses and Dissertations-Mining Engineering. University of Kentucky.

Pereira, E. L. (2005).” Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático”. Magister Degree. Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP).

Sachez, F. P. Análise de vibrações, poropressões e potenciais de liquefação Induzidos por ações dinâmicas de equipamentos de construção em rejeitos de mineração (2024). Tesis. Universidade Federal do Parana (UFP), 259.

Veyera, G. E. (1985) “Transient Porewater Pressure Response and Liquefaction" In a Saturated Sand”. Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, Colorado State University.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/18

Avaliação da suscetibilidade a liquefação de rejeitos de minério de ferro baseado em CPTu

Maurício José Azevedo Pinto dos Santos
Professor e Mestre em Geotecnia, IFF, Rio de Janeiro, Brasil, mauriciojaps@hotmail.com

Brooke Ashley de Souza Batista
Engenheira Civil, Centro Universitário La Salle, Niterói, Rio de Janeiro, batistabrooke@live.com

RESUMO: O presente trabalho apresenta uma avaliação da suscetibilidade a liquefação de rejeitos de minério de ferro, depositados em um determinado reservatório de uma barragem, com base nos ensaios de piezocones (CPTu) realizados, e a partir das metodologias indicadas por Olson (2001), Robertson (2010) modificado por Jefferies e Been (2016) e Roberson (2016). A caracterização realizada em amostras desse rejeito mostra um material com porções silto arenosas e silto argilosas. Os resultados quanto a susceptibilidade a liquefação, utilizando as metodologias indicadas, apresentaram boa correlação entre em si, com trechos de comportamento contrátil bastante similares a partir da interpretação dos ensaios de campo.

PALAVRAS-CHAVE: Barragem de Rejeito, Rejeitos de Minério de Ferro, Ensaio de Piezocone, Liquefação.

ABSTRACT: This paper presents an evaluation of the liquefaction susceptibility of iron ore tailings, deposited within a particular dam reservoir, based on piezocone penetration tests (CPTu) performed, and from the methodologies indicated by Olson (2001), Robertson (2010) modified by Jefferies and Been (2016) and Robertson (2016). The soil characterization performed on the samples of these tailings shows a material composed of sandy silt and clayey silt. The liquefaction susceptibility results, obtained using the indicated methodologies, exhibited a strong correlation and showed fairly similar contractive behavior based on the interpretation of the field tests.

KEYWORDS: Tailings Dam, Iron Ore Tailings, Piezocone Penetration Test, Liquefaction.

1 INTRODUÇÃO

O fenômeno da liquefação está associado a perda de resistência abrupta do solo, que ocorre associado a uma variação volumétrica durante o cisalhamento, sendo aspecto extremamente importante em obras ou estruturas que estejam assentadas sobre o material em que possa ter essa ocorrência. Esse fenômeno é provocado pela tendência do solo em se deformar, com redução de volume, durante o cisalhamento, provocando variação das poropressões positivas durante um determinado carregamento.

A liquefação ocorre quando a poropressão atinge valores elevados que se equipara à tensão total aplicada, fazendo com que a tensão efetiva tenda a um valor próximo de zero, levando o material a perder a sua resistência e a se comportar inteiramente como um fluido. Em outras palavras, a liquefação é um comportamento observado em materiais saturados ou próximos a saturação, que apresentam um comportamento de amolecimento durante o cisalhamento não drenado devido à sua tendência contrátil, sendo observado principalmente em areias e siltes arenosos.

No caso de depósitos de rejeitos de minérios, a avaliação quanto a susceptibilidade torna-se particularmente importante em virtude do processo de deposição desses materiais, que, em geral, geram depósitos de materiais com alta saturação e elevados índices de vazios. Esse contexto torna ainda mais relevante no caso de barragens com sistemas de alteamento que se apoiem sobre esse material, que é o caso de barragens com alteamentos por linha de centro ou alteamentos a montante.

2 CONTEXTUALIZAÇÃO TEÓRICA

A avaliação do potencial de liquefação de um determinado material pode ser realizada por meio de metodologias que utilizam resultados de ensaios de campo e laboratório, obtendo as características físicas e condições do material, podendo-se definir o potencial de ocorrência da liquefação.

Na verificação quanto a suscetibilidade a liquefação de um certo material, a sua distribuição granulométrica, obtida nos ensaios de caracterização, pode sinalizar seu potencial de liquefação. Solos bem graduados mostram menor suscetibilidade, visto que apresentam melhor preenchimento dos vazios que resulta numa menor variação volumétrica, e com isso, menores poropressões geradas. Por outro lado, os depósitos de solos com granulometria mais uniforme tendem a ser mais suscetíveis à liquefação e representam a maioria dos casos históricos de ruptura por liquefação.

De acordo com Terzaghi et. al (1996), depósitos de solos não coesivos são suscetíveis à liquefação quando apresentam, basicamente, duas condições associadas importantes. A primeira condição ocorre quando o índice de vazios é alto o suficiente para que o cisalhamento do solo apresente um comportamento contrátil. A segunda condição ocorre quando a permeabilidade desse material é baixa o suficiente para que durante um carregamento, estático ou dinâmico, não ocorra a drenagem do depósito ou que a drenagem seja relativamente muito baixa, gerando excesso de poropressão.

Terzaghi et. al (1996) classifica rejeitos arenosos como altamente suscetíveis a liquefação, mesmo que estes apresentem porcentagem de finos maior que 5% passante na peneira n º 200, e desde que estes finos sejam compostos por materiais de características não plásticas. Com base na análise da granulometria, Tsuchida (1970), apud. Terzaghi et. al (1996), propôs curvas granulométricas para a avaliação do potencial de liquefação, como mostrado na Figura 1.

Além disso, os ensaios de campo têm sido amplamente utilizados para avaliar o potencial de liquefação devido à sua capacidade de avaliar as condições *in situ* do material em grandes profundidades, associado, também a dificuldade de retirada de amostras indeformadas desses materiais a determinadas profundidades. Os métodos como o de Olson (2001) e Robertson (2010) podem ser utilizados para a avaliação do potencial de liquefação a partir dos resultados dos ensaios de piezocone (CPTu) realizados em campo.

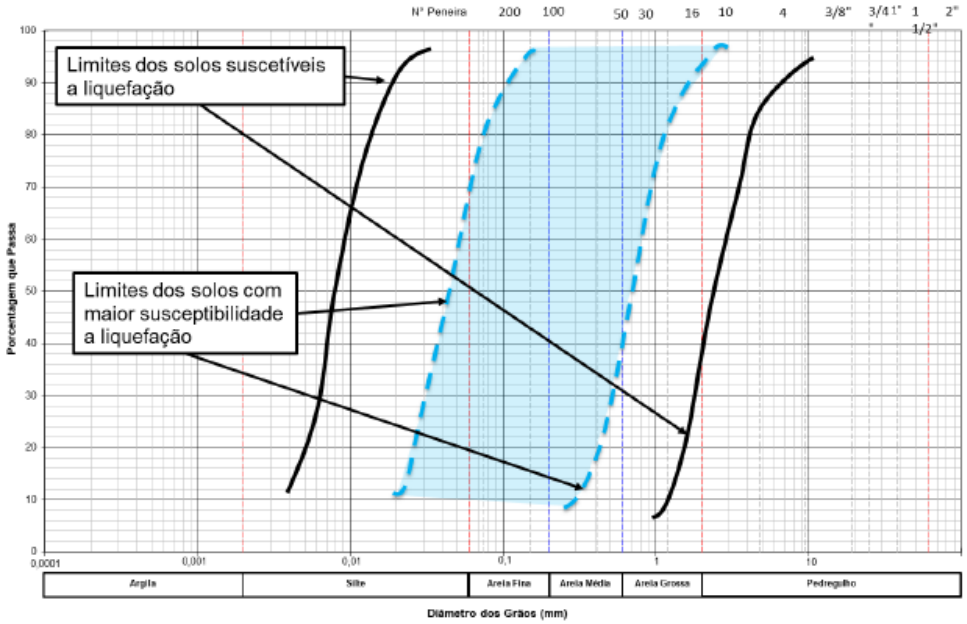


Figura 1 – Avaliacao do Potencial de Liquefacao – Metodo de Tsuchida (1970) apud. Terzaghi *et. al* (1996)

Olson (2001) propôs uma metodologia de análise do potencial de liquefação baseada na retro análise da ruptura de 33 casos cujo modo de falha atribuído foi de liquefação. O comportamento contrátil ou dilatante dos materiais é determinado por meio de correlações entre os parâmetros obtidos nos ensaios de cone (CPT) ou piezocone (CPTu). Olson (2001) propôs a aplicação da envoltória de Fear e Robertson (1995), que está mostrada na equação 1:

$$(\sigma'_{v0})_{ENV} = 1{,}1047.10^{-2}.q_{c1}^{4{,}7863} \quad (1)$$

Onde:
σ'_{v0} = tensão vertical efetiva dada em kPa
q_{c1} = resistência de ponta normalizada pela tensão vertical efetiva, dada em Mpa.

A resistência de ponta corrigida (q_{c1}) pode ser determinada com base na resistência de ponta medida durante a penetração da ponteira cônica (q_c) no ensaio CPT ou CPTU, conforme apresentado na equação 2. O termo C_q corresponde ao fator de correção do nível de tensões proposta por Seed et al. (1983) e está indicado na equação 3. Contudo, esse parâmetro é limitado ao valor de 2, conforme proposto por Olson (2001).

$$q_{c1} = q_c.C_q \quad (2)$$

$$C_q = \frac{1{,}8}{0{,}8+\frac{\sigma'_{v0}}{pa}} \quad (3)$$

A classificação do comportamento do material como contrátil ou dilatante pode ser feita através da comparação do parâmetro q_c, obtido no ensaio de cone, confrontando-se com a envoltória obtida por Fear e Robertson (1995) para o estado de tensões in situ. Quando o valor medido for menor do que o valor de q_{c1} da envoltória, o material é classificado como contrátil, sendo potencialmente susceptível a liquefação. Caso contrário, quando q_{c1} medido for maior que o otido na envoltória, o material é classificado como dilatante, não sendo, portanto, susceptível a liquefação.

Outro modo de se avaliar a susceptibilidade a liquefação é através do parâmetro de estado ψ, que é definido pela diferença entre o índice de vazios do solo in situ e o índice de vazios no estado crítico para uma mesma tensão efetiva média, conforme Equação 4. Jefferies e Been (2016) apresentam uma fronteira correspondente ao valor de ψ = -0,05. Valores superiores a essa fronteira indicam comportamento de

amolecimento e susceptibildiade a liqueção, enquanto valores inferores estão associados à materiais com comportamento dilatante, não susceptível a liquefação.

$$\psi = e_0 - e_{cs} \quad (4)$$

O parâmetro de estado pode ser obtido através de correlações com os dados de ensaios CPTu, como mostrado na Equação 5. Robertson (2010) definiu a correlação para a obtenção do parâmetro de estado (ψ) que faz relação com Qtn,cs (resistência de ponta normalizada corrigida).

$$\psi = 0{,}56 - 0{,}33\log\left(Q_{tn,cs}\right) \quad (5)$$

Ainda, a partir dos ensaios de piezocone, de acordo com a metodologia de Robertson (2016), a qual é baseada na classificação SBT ("*Soil Behaviour Type*") do solo, e é dada em função do seu comportamento mecânico durante a cravação da ponteira cônica. De posse da resistência de ponta normalizada (Q_{tn}) e da razão de atrito (Fr) é possível verificar sua suscetibilidade a liquefação por comparação com a classificação SBT de casos históricos em que ocorreram rupturas por liquefação.

Robertson (2016) propôs um diagrama separando os solos por comportamento contrátil e dilatante utilizando o limite CD = 70, como apresentado na Figura 2. A equação 4 representa o limite CD=70 que indica um contorno para diferenciar solos que são contrativos e dilatantes.

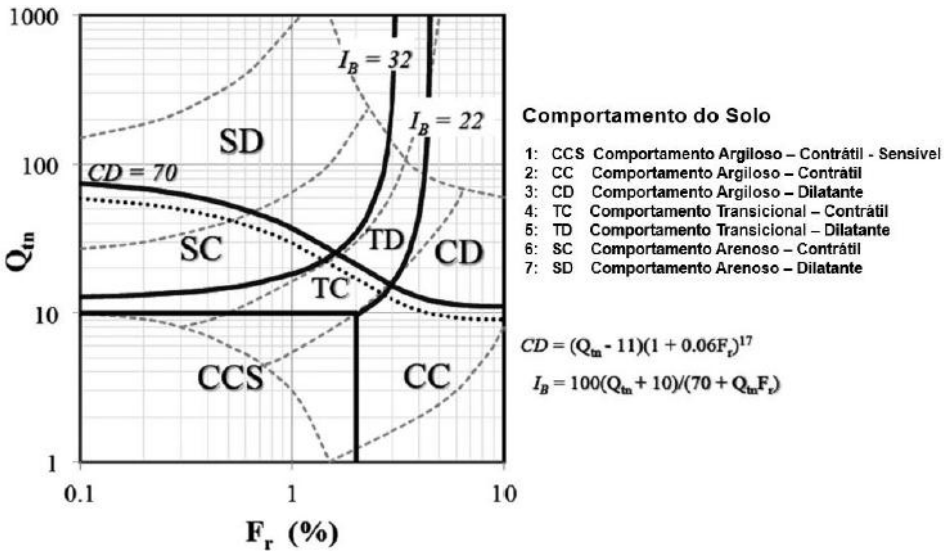


Figura 2 – Atualização do diagrama SBTn baseado em Q_t-F_r
Adaptado de Robertson (2016)

$$CD = 70 = (Q_{tn} - 11)(1 + 0.06 * F_r)^{16} \quad (4)$$

3 SUSCEPTIBILIDADE A LIQUEFAÇÃO

O presente trabalho trata de apresentar abordagens disponíveis na literatura técnica para a avaliação da suscetibilidade a liquefação de rejeitos de minério de ferro, depositados em um determinado reservatório de uma barragem, alteada por linha de centro. As metodologias consideradas inicialmente no presente estudo, com base nos ensaios de piezocones realizados, foram as indicadas por Olson (2001).

Com base em cinco ensaios de piezocone realizados no rejeito, e de acordo com a metodologia proposta por Olson (2001), o material é predominantemente contrátil, como apresentado na Figura 3. As cores indicam os cinco diferentes resultados de resistência de ponta medida durante a execução dos CPTUs ao longo da profundidade. As curvas do gráfico da esquerda da Figura 3 indicam os valores de q_{c1}, em MPa, para CPTUs dentro do reservatório, situados mais afatados da crista, enquanto o gráfico da direita da Figura 3 indicam os resultados obtidos para os ensaios realizados ainda no reservatório mas mais próximos da crista da barragem. Ambos ensaios apresentaram camadas de materiais predominantemente contráteis.

Posteriormente, avaliou-se o comportamento do material com relação a susceptibilidade à liquefação pelas metodologias propostas por Robertson (2010), modificado por Jefferies e Been (2016), e Robertson (2016), que também indicaram que o rejeito é predominantemente contrátil. As Figura 5 e Figura 5 apresentam as avaliações com relação a suscpetibilidade ao longo do perfil ensaiado a partir dos parâmetros de estado calculado propostos por Robertson (2010), modificado por Jefferies e Been (2016), e Robertson (2016), respectivamente.

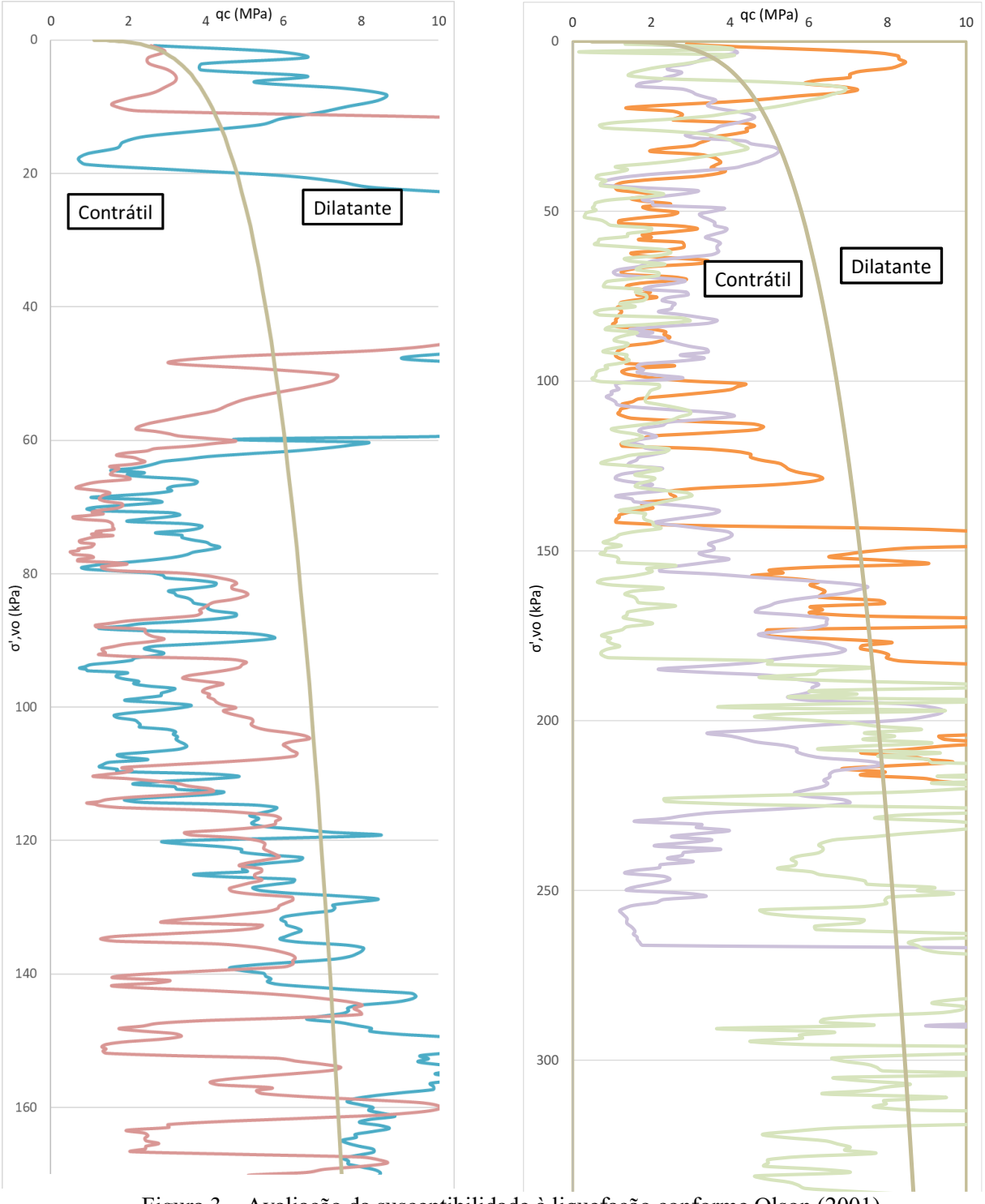


Figura 3 – Avaliação da susceptibilidade à liquefação conforme Olson (2001)

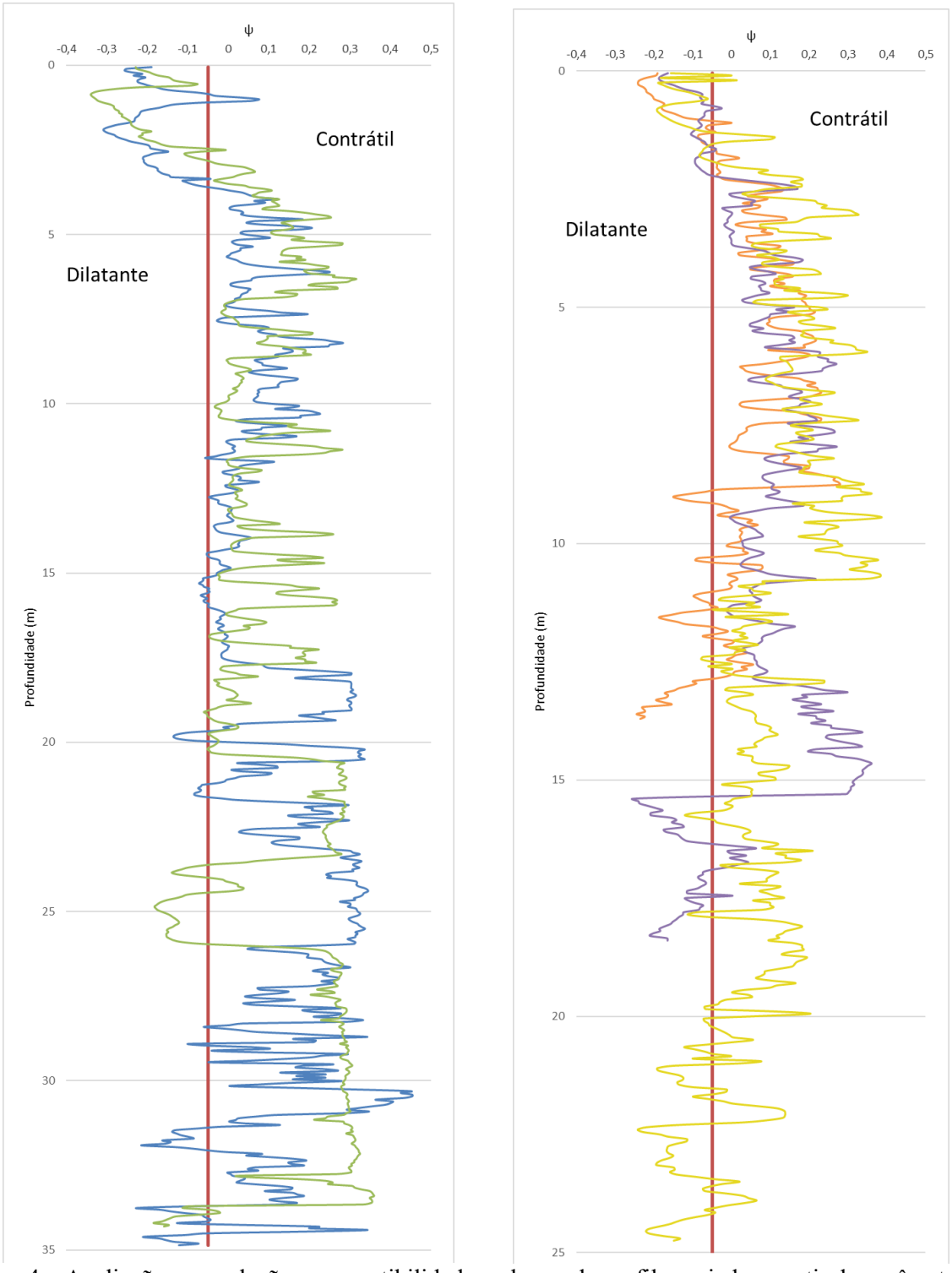


Figura 4 – Avaliação com relação a suscpetibilidade ao longo do perfil ensaiado a partir do parâmetro de estado calculado pelo método de Robertson (2010), modificado por Jefferies e Been (2016).

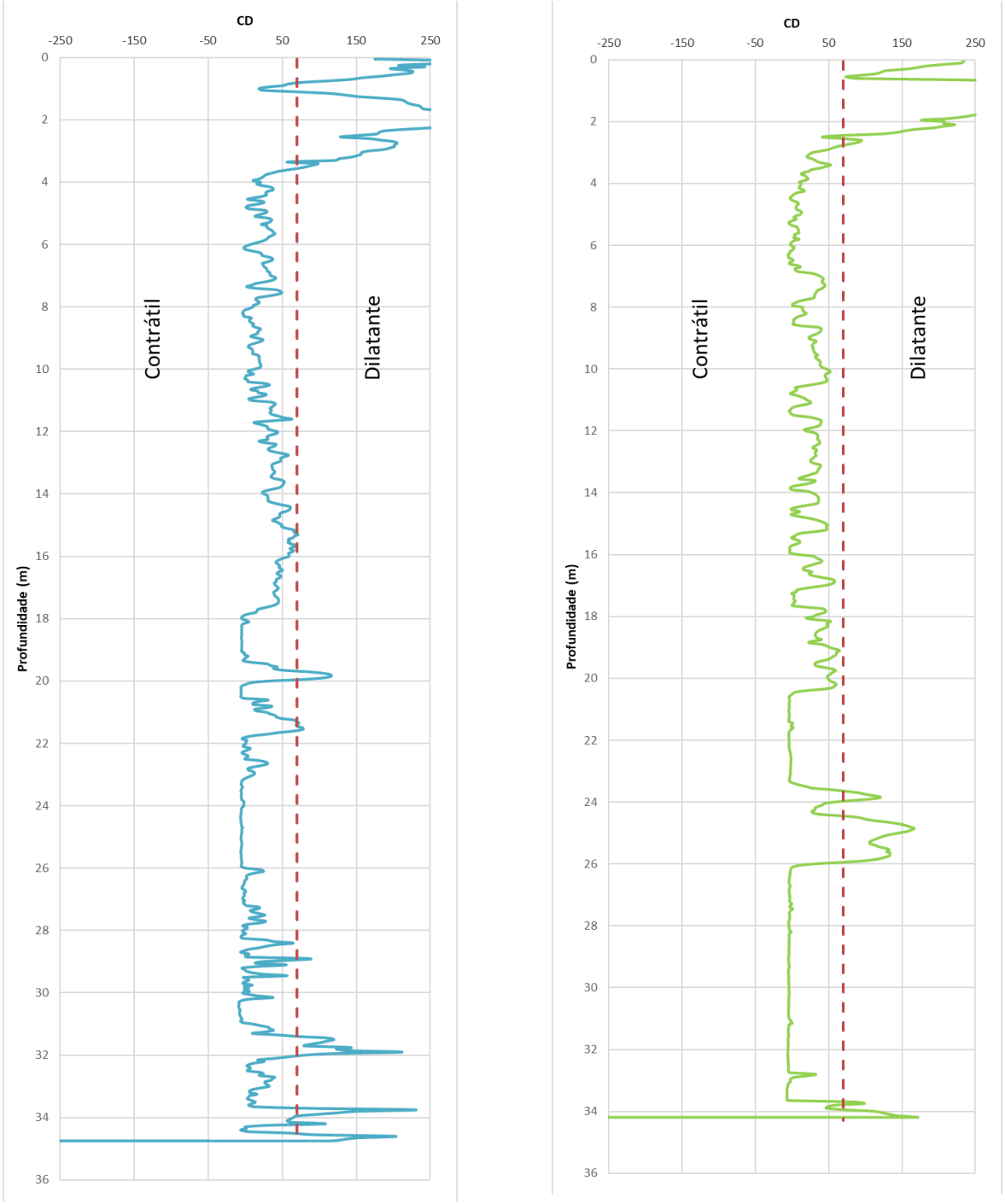


Figura 5 – Avaliação com relação a suscpetibilidade ao longo do perfil ensaiado a partir do parâmetro proposto por Robertson (2016)

4 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objetivo apresentar a avaliação da susceptibilidade a liquefação de rejeitos de minério de ferro, depositados em um determinado reservatório de uma barragem, com base nos ensaios de piezocones (CPTu) realizados.

Os ensaios de caracterização realizados nas amostras coletadas desse rejeito sugerem a avaliação quanto ao potencial de liquefação dada a sua granulometria areno-siltosa. Com base nos ensaios de piezocone realizados no rejeito e a partir das metodologias indicadas por Olson (2001), Robertson (2010) modificado por Jefferies e Been (2016) e Roberston (2016), observa-se comportamento predominantemente contrátil, típico de material potencialmente liquefeito. Além disso, pode-se observar que os resultados quanto a susceptibilidade a liquefação pelas diferentes metodologias, baseadas nos CPTUs, apresentaram boa correlação entre em si, com trechos de comportamento contrátil bastante similares a partir da interpretação dos ensaios de campo, corroborando a indicação quanto ao potencial de liquefação.

Como sugestão para trabalhos futuros, sugere-se a inclusão da avaliação quanto ao potencial de liquefação desse material a partir dos resultados de caracterização granulométrica disponíveis. Além disso, recomenda-se também a apresentação da obtenção da resistência não drenada de pico e a razão de resistência liquefeita por meio de diferentes metodologias técnicas disponíveis, especialmente incluindo o trabalho mais recente sobre o assunto de Robertson (2020).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

FEAR, C.E., and ROBERTSON, P.K. 1995. Estimating the undrained strength of sand: a theoretical framework. Canadian Geotechnical Journal, 32(5), 859-870.

OLSON, S. M. (2001). “Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetrat.

JEFFERIES, M., and K. Been. 2016. *Soil Liquefaction: A Critical State Approach*.

ROBERTSON, P. K. (2010). “Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test”. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 136(6): 842–853.

ROBERTSON, P. K. (2016). “Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system — An update.” Canadian Geotechnical Journal, 53 (12): 1910–1927. https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0044.

ROBERTSON, P. K. (2020). “Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength Using CPT – An Update.”

SEED, H. B and IDRISS, I. M (1983). Ground motions and soil liquefaction during earthquakes, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, Calif., 134.

TERZAGHI, K., PECK, R.B., MESRI, G. (1996) – “Soil Mechanics in Engineering Practice” 3ª Edição, 516. New York, NY.

TSUCHIDA, H. (1970). “Evaluation of liquefaction potential of sandy deposits and measures against liquefaction induced damage.” Proceedings of the annual seminar of the Port and Harbour Research Institute. (3-1)-(3-33)

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/COBRAMSEG2026.1/19

Avaliação da suscetibilidade à mobilização não drenada e dos parâmetros de resistência de um solo aluvionar a partir de ensaios laboratoriais e CPTu

Júlia Caroline Pereira Souza
Engenheira Geotécnica, Tellus Company, Belo Horizonte, Brasil, jsouza@telluscompany.com.br

Danilo Morais Brito Cordeiro dos Santos
Engenheiro Geotécnico, BVP Geotecnia e Hidrotecnia, Belo Horizonte, Brasil, danilo.morais@bvp.eng.br

Isabela Moreira Queiroz
Engenheira Geotécnica, Tellus Company, Belo Horizonte, Brasil, iqueiroz@telluscompany.com.br

RESUMO: A avaliação do comportamento não drenado de solos aluvionares é um aspecto crítico em projetos geotécnicos, sobretudo devido à elevada deformabilidade, aos baixos valores de resistência ao cisalhamento e à suscetibilidade à geração de poropressões desses depósitos. A caracterização adequada desses materiais é fundamental para a interpretação da resistência não drenada e para a avaliação de potenciais mecanismos de instabilidade. Este artigo avalia a suscetibilidade ao comportamento contrátil ou dilatante de um solo aluvionar do Quadrilátero Ferrífero com base em resultados de ensaios triaxiais não drenados e de ensaios do tipo CPTu. A análise do comportamento foi realizada a partir da interpretação dos ensaios CPTu por meio da estimativa do parâmetro de estado (ψ), conforme a metodologia proposta por Robertson (2010), e da avaliação do parâmetro A de Skempton nos ensaios triaxiais, conforme Holtz e Kovacs (2011). Adicionalmente, os parâmetros de resistência não drenada obtidos em campo e em laboratório foram comparados. Os resultados indicam diferenças entre as estimativas de resistência não drenada, com valores mais elevados associados aos ensaios triaxiais, sugerindo menores estimativas de resistência quando derivadas dos ensaios CPTu. Os resultados fornecem subsídios para avaliações preliminares em projetos geotécnicos envolvendo solos aluvionares.

PALAVRAS-CHAVE: Solos Aluvionares, Comportamento Contrátil, Resistência Não Drenada, CPTu, Ensaios Triaxiais Não Drenados.

ABSTRACT: The assessment of the undrained behavior of alluvial soils is a critical aspect of geotechnical design, particularly due to the high deformability, low shear strength, and susceptibility to pore pressure generation commonly associated with these deposits. An adequate characterization of such materials is essential for the interpretation of undrained shear strength and the evaluation of potential instability mechanisms. This paper evaluates the susceptibility to contractive or dilative behavior of an alluvial soil from the Quadrilátero Ferrífero region based on the results of undrained triaxial tests and cone penetration tests with pore pressure measurements (CPTu). The assessment of soil behavior was carried out through the interpretation of CPTu results using the state parameter (ψ), estimated according to the methodology proposed by Robertson (2010), and through the evaluation of Skempton's A parameter obtained from triaxial tests, as presented by Holtz and Kovacs (2011). In addition, undrained shear strength parameters derived from laboratory and field tests were compared. The results indicate differences between the estimated undrained shear strength values, with higher values associated with the triaxial tests, suggesting lower strength estimates when derived from CPTu tests. The results provide support for preliminary assessments in geotechnical projects involving alluvial soils.

KEYWORDS: Alluvial Soils; Contractive Behavior; Undrained Shear Strength; CPTu; Undrained Triaxial Tests.

1 INTRODUÇÃO

Depósitos aluvionares apresentam elevada deformabilidade e resistência ao cisalhamento reduzida, exigindo investigação adequada do comportamento não drenado em projetos geotécnicos (Semerci; Develioglu; Pulat, 2018).

Em razão do elevado teor de umidade natural, da estrutura pouco densa e do comportamento frequentemente contrátil, os depósitos aluvionares podem se mostrar suscetíveis à mobilização de resistência não drenada, associada à geração de poropressões positivas e à redução das tensões efetivas.

Nesse contexto, este artigo avalia a suscetibilidade ao comportamento contrátil ou dilatante de um solo aluvionar do Quadrilátero Ferrífero com base em ensaios triaxiais não drenados e ensaios do tipo CPTu. A interpretação dos ensaios CPTu foi realizada segundo a metodologia proposta por Robertson (2010), por meio da estimativa do parâmetro de estado (ψ) a partir dos parâmetros normalizados do ensaio. Nos ensaios triaxiais, a avaliação do comportamento foi conduzida com base no parâmetro A de Skempton, conforme apresentado por Holtz e Kovacs (2011).

Ademais, o estudo compara os resultados obtidos na determinação da resistência ao cisalhamento não drenada a partir de ensaios de laboratório e de campo, adotando-se a metodologia proposta por Duncan *et al.* (2014), enquanto as estimativas baseadas em ensaios CPTu foram obtidas por meio das correlações propostas por Robertson (2010).

2 ENSAIOS LABORATORIAIS

De forma a caracterizar o material aluvionar estudado, foram coletadas cinco amostras indeformadas em profundidade, posteriormente submetidas a ensaios laboratoriais de caracterização física, incluindo a determinação da umidade natural (UN), da massa específica aparente (MEA), da massa específica real dos grãos (MEG), da distribuição granulométrica por peneiramento (GP) e sedimentação (GS), bem como dos limites de liquidez (LL) e de plasticidade (LP). Adicionalmente, foram realizados ensaios de permeabilidade à carga variável (PCV).

Para a caracterização geotécnica e a avaliação do comportamento mecânico do material, foram executados ensaios de compressão triaxial não drenada com adensamento isotrópico, em amostras saturadas (CIUsat). A relação dos ensaios realizados para cada amostra é apresentada no Quadro 1.

2.1 Ensaios de Caracterização Física

Foram realizados ensaios de granulometria por peneiramento e por sedimentação, com o objetivo de determinar a distribuição granulométrica do material aluvionar. A Tabela 1 apresenta a porcentagem das diferentes frações granulométricas (argila, silte, areia e pedregulho) para cada amostra analisada.

Tabela 1. Resultados da análise granulométrica por frações constituintes

Amostra	Argila (%)	Silte (%)	Areia fina (%)	Areia média (%)	Areia grossa (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)
AM-01	16	23	21	22	8	51	10
AM-02	15	9	13	13	24	50	26
AM-03	3	6	17	32	34	83	8
AM-04	13	8	31	27	7	65	14
AM-05	34	13	23	20	3	46	7

Adicionalmente, foram executados ensaios para a determinação da massa específica real dos grãos, da massa específica aparente, da umidade natural, do limite de liquidez, limite de plasticidade, e por consequência o índice de plasticidade. A Tabela 2 apresenta um resumo dos resultados obtidos para esses parâmetros físicos.

Tabela 2. Resultados dos ensaios de caracterização física

Amostra	MEG (g/cm³)	MEA (g/cm³)	UN (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
AM-01	2,688	2,208	30,6	42	22	20
AM-02	2,953	-	28,6	39	27	12
AM-03	3,270	-	12,4	NL	NP	NP
AM-04	2,946	1,986	21,3	NL	NP	NP
AM-05	2,760	1,817	34,0	43	23	20

Os ensaios de caracterização indicam que o solo aluvionar é predominantemente arenoso, com teores variáveis de finos (silte e argila), apresentando comportamento não plástico a plasticidade média. A umidade natural não apresenta uma tendência única entre as amostras, variando em função da granulometria e da plasticidade, o que reflete a heterogeneidade típica de depósitos aluvionares. Os valores de massa específica real dos grãos (Gs) variam entre 2,69 e 3,27, indicando variações na composição mineralógica.

A atividade das argilas foi calculada conforme proposto por Skempton (1953), como a razão entre o índice de plasticidade (IP) e o teor de partículas menores que 2 μm (A = IP/%argila). Os valores obtidos variaram entre 0,59 e 1,25 nas amostras plásticas, indicando predominância de argilas inativas a normalmente ativas. Observa-se variabilidade ao longo do depósito, coerente com a heterogeneidade granulométrica característica de sedimentos aluvionares.

2.2 Ensaios de Permeabilidade

Os ensaios de permeabilidade à carga variável foram realizados com o objetivo de avaliar a capacidade de drenagem do solo aluvionar. Os valores do coeficiente de permeabilidade (k) obtidos para as amostras ensaiadas são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Resultados dos ensaios de permeabilidade à carga variável

Amostra	k (cm/s)
AM-01	$3{,}40\times10^{-6}$
AM-02	-
AM-03	$1{,}10\times10^{-5}$
AM-04	$1{,}00\times10^{-7}$
AM-05	$2{,}20\times10^{-7}$

Os coeficientes de permeabilidade variam entre $1{,}0\times10^{-7}$ cm/s e $1{,}1\times10^{-5}$ cm/s, sendo menores nas amostras com maior teor de finos e plasticidade e compatíveis, em geral, com materiais de baixa a moderada capacidade de drenagem (Terzaghi *et al*., 1996)

2.3 Ensaios Triaxiais

Das amostras coletadas, cinco foram submetidas a ensaios de compressão triaxial com adensamento isotrópico, sob condição de carregamento não drenado, em corpos de prova saturados. Para cada amostra, foram ensaiados quatro corpos de prova, adensados a tensões de confinamento de 100, 200, 400 e 600 kPa. A Tabela 4 apresenta as amostras com suas respectivas profundidades de coleta, seus índices de vazios inicial (e_0) e a condição de adensamento.

Tabela 4. Profundidade de coleta e índice de vazios inicial (e_0) dos corpos de prova ensaiados

Código Amostra	Profundidade (m)	Índice de vazios inicial			
		100 kPa	200 kPa	400 kPa	600 kPa
AM-01	7,00 - 8,00	0,922	0,984	0,892	0,909
AM-02	7,00 - 8,00	0,821	0,888	0,798	0,412
AM-04	14,00 - 14,70	0,752	0,673	0,750	0,582
AM-05	4,00 - 5,00	0,921	1,108	0,861	1,078
AM-06	8,00 - 9,00	0,911	0,923	0,916	0,912

As curvas de tensão desviadora (Figura 1) e acréscimo de poropressão (Figura 2).

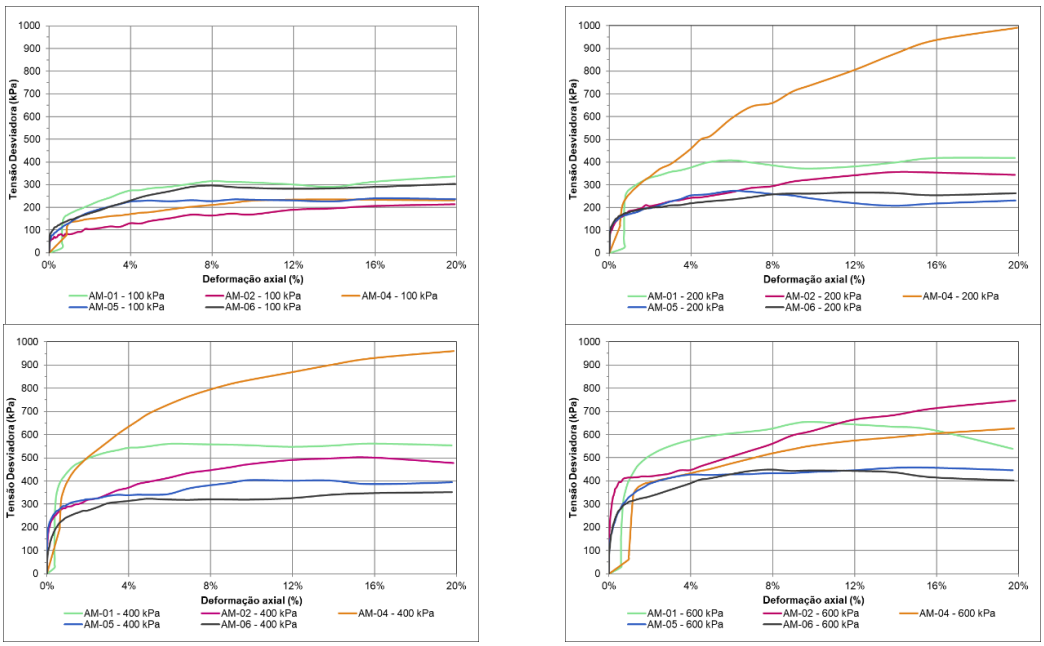


Figura 1. Deformação axial x Tensão desviadora

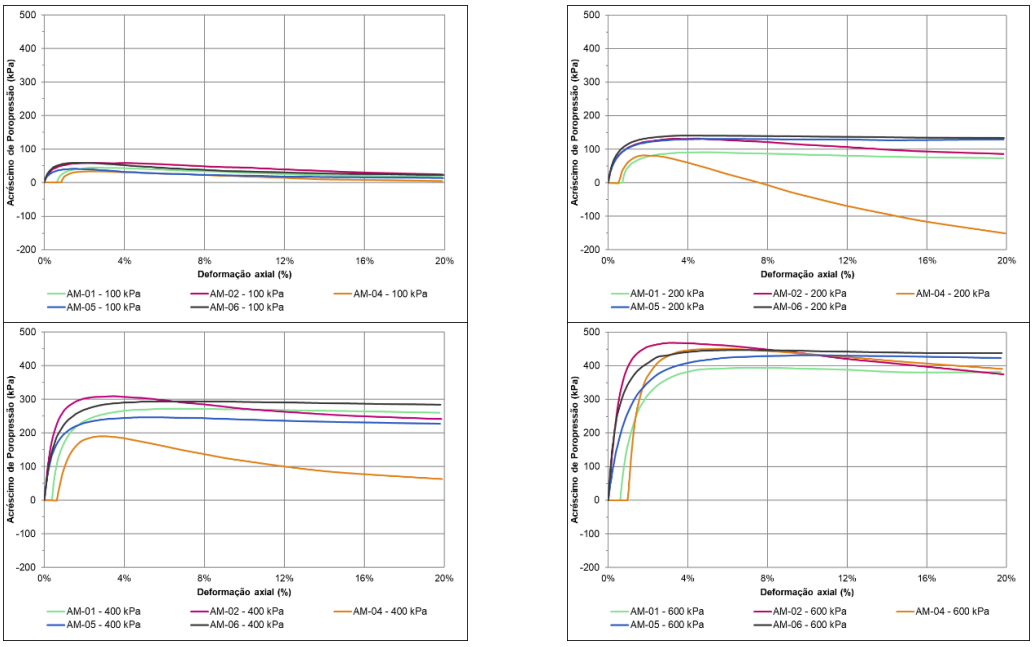


Figura 2. Deformação axial x Acréscimo de poropressãoqy4

Os ensaios triaxiais realizados no sedimento aluvionar apresentaram curvas tensão–deformação caracterizadas por desenvolvimento progressivo de resistência, ausência de ruptura frágil bem definida e tendência à estabilização da resistência em níveis mais elevados de deformação. Destacam-se os corpos de prova da amostra AM-04 adensados a 200 e 400 kPa, que apresentaram ganho de resistência superior em comparação aos demais. A análise do índice de vazios indica que essa amostra se encontra em condição mais compacta, uma vez que seus valores são ligeiramente inferiores aos observados nas outras amostras, de modo geral.

Em relação à poropressão, os resultados evidenciam uma tendência de aumento progressivo ao longo do cisalhamento, seguida de estabilização do acréscimo em grandes deformações. A exceção ocorre, novamente, nos corpos de prova da amostra AM-04 adensados a 200 e 400 kPa, corroborando o comportamento de endurecimento previamente observado.

Para melhor compreensão do comportamento do aluvião durante o cisalhamento, foram avaliados os valores do parâmetro A de Skempton na ruptura, apresentados na Tabela 5. Esse parâmetro representa a razão entre o excesso de poropressão e a variação da tensão desviadora durante a fase de cisalhamento. Observa-se que, para a maioria dos corpos de prova, os valores de A estão entre 0,5 e 1,00. De acordo com Holtz e Kovacs (2011), esse intervalo é típico de solos normalmente adensados, indicando uma tendência ao comportamento contrátil próximo à ruptura.

Tabela 5. Valor do Parâmetro A na ruptura

Código Amostra	100 kPa	200 kPa	400 kPa	600 kPa
AM-01	0,20	0,23	0,48	0,64
AM-02	0,54	0,54	0,86	1,08
AM-04	0,22	0,25	0,33	0,95
AM-05	0,25	0,50	0,72	0,98
AM-06	0,35	0,64	0,92	1,01

A avaliação das trajetórias de tensões efetivas evidencia a tendência de comportamento contrátil do material, conforme ilustrado na Figura 3 (a). A partir dessas trajetórias, foi definida a envoltória de ruptura com base no critério do máximo excesso de poropressão, o qual representa a condição correspondente à menor resistência efetiva mobilizada pelo corpo de prova ao longo do cisalhamento. Com base nessa interpretação, foram determinados para o aluvião um intercepto coesivo efetivo (c') de 7 kPa e ângulo de atrito efetivo (Φ') de 36 °.

Para determinação dos parâmetros de resistência não drenada, foi utilizada a metodologia apresentada por Duncan *et. al* (2014), conforme Equação (1).

$$\frac{Su}{\sigma'_{vo}} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)\cos(\emptyset')}{2\sigma_3} \quad (1)$$

Foram considerados, para a definição de Su, os corpos de prova que apresentaram maior geração de poropressão (Parâmetro A > 0,5). A Figura 3 (b) apresenta a razão entre a resistência não drenada e a tensão de confinamento efetiva. A análise gráfica dos resultados permitiu a definição de uma equação representativa da resistência não drenada, expressa por: $Su = 0{,}27\ \sigma'_{vo} + 36{,}14$ kPa.

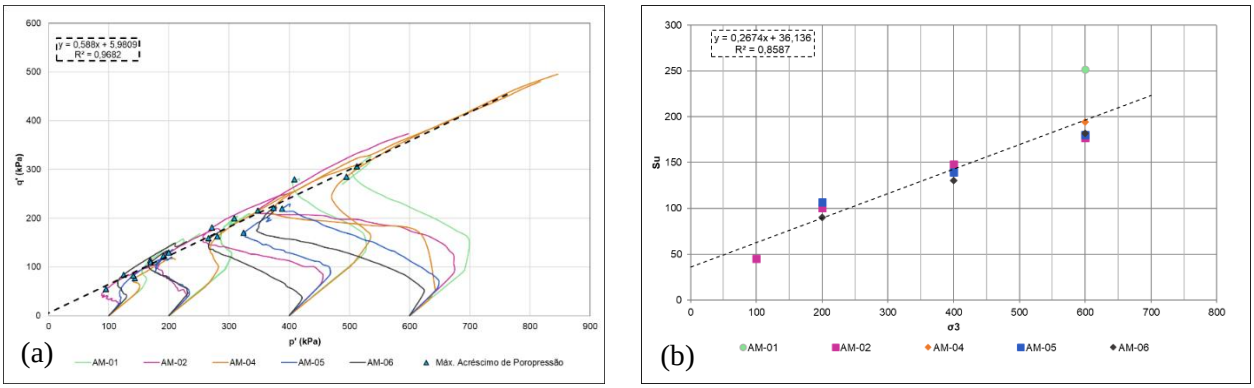


Figura 3. Trajetórias de tensões efeitivas e envoltória de ruptura (a) e Razão de resistência não drenada (b).

3 ENSAIOS CPTu

Foram executados dois ensaios CPTu em sedimentos aluvionares saturados na fundação da barragem, denominados CPTu-01 e CPTu-02, realizados em trechos de extensão limitada.

Os ensaios CPTu permitiram a avaliação do comportamento do material e a estimativa de parâmetros geotécnicos, com ênfase nas condições de drenagem durante a cravação do cone. A análise do parâmetro de poropressão Bq, conforme Schnaid (2009), indica que valores superiores a 0,5 estão associados a condições predominantemente não drenadas, em concordância com Hight *et al*. (1994).

Adicionalmente, o comportamento do aluvião foi avaliado por meio do parâmetro de estado (ψ), proposto por Robertson (2010). Considerando que o valor $\psi = -0{,}05$ representa o limiar entre os comportamentos dilatante e contrátil, esse parâmetro foi utilizado para classificar o comportamento do material ao longo do perfil investigado.

Os perfis de resistência de ponta, atrito lateral, excesso de poropressão, do parâmetro Bq e parâmetro de estado, são apresentados na Figura 4 (a) para o CPTu-01 e na Figura 4 (b) para o CPTu-02.

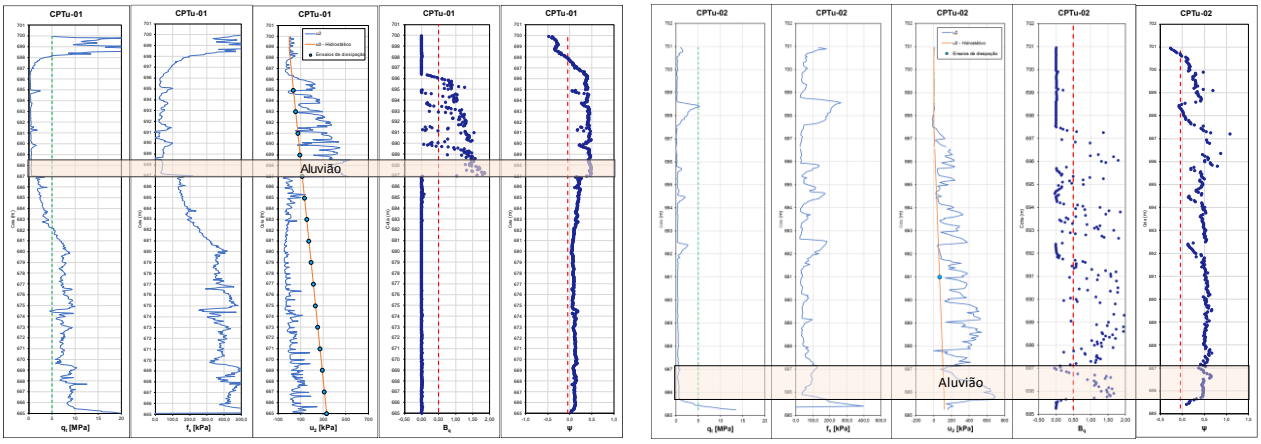


Figura 4. Resultados dos ensaios CPTu-01 (a) e CPTu-02 (b).

O sedimento aluvionar interceptado nos ensaios CPTu-01 e CPTu-02 apresenta baixa resistência de ponta, com valores inferiores a 5 MPa. Além disso, os valores de Bq situam-se majoritariamente acima de 0,5, indicando que a cravação do cone induziu um carregamento em condições não drenadas.

Por fim, o parâmetro de estado permaneceu acima de – 0,05 no trecho de solo aluvionar investigado, corroborando com a tendência de comportamento contrátil do material. Esse resultado é consistente com a resposta do material observada nos parâmetros do CPTu, caracterizada por baixos valores de resistência de ponta, elevada geração de poropressão e valores moderados a baixos de Qtn, típicos de solos finos compressíveis depositados em ambiente aluvionar.

Considerando o comportamento predominantemente não drenado indicado pelos parâmetros do CPTu, a resistência ao cisalhamento não drenada do material foi estimada a partir de correlações baseadas nos resultados do ensaio de piezocone (CPTu). Nesse procedimento, a resistência não drenada (Su) é obtida a partir da resistência de ponta corrigida (qt) e do fator de cone (Nkt), conforme apresentado na Equação (2):

$$s_u = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{N_{KT}} \quad (2)$$

O fator de cone (Nkt) foi estimado a partir da razão de atrito normalizada (Fr), conforme proposto por Robertson (2012), que estabelece correlação direta entre essas variáveis segundo a Equação (3):

$$N_{KT} = 10{,}5 + 7 \log (Fr) \quad (3)$$

A razão de atrito normalizada (Fr) corresponde à relação entre o atrito lateral medido (fs) e a resistência de ponta (qt), expressa em porcentagem. A aplicação dessa correlação possibilita a determinação de Nkt diretamente a partir dos parâmetros obtidos no ensaio CPTu, permitindo, consequentemente, a estimativa de Su conforme a Equação (2).
A resistência ao cisalhamento não drenada foi estimada a partir dos dados de CPTu, utilizando a correlação apresentada na Equação 2. Os valores da razão Su/σ'vo foram submetidos a tratamento estatístico para identificação da distribuição de probabilidade mais adequada, sendo avaliadas as distribuições Normal, Lognormal e Weibull. A distribuição Normal apresentou o melhor ajuste. A partir da distribuição acumulada, determinou-se o percentil 20 da razão de resistência não drenada de pico, correspondente a aproximadamente 0,10 (Figura 5).

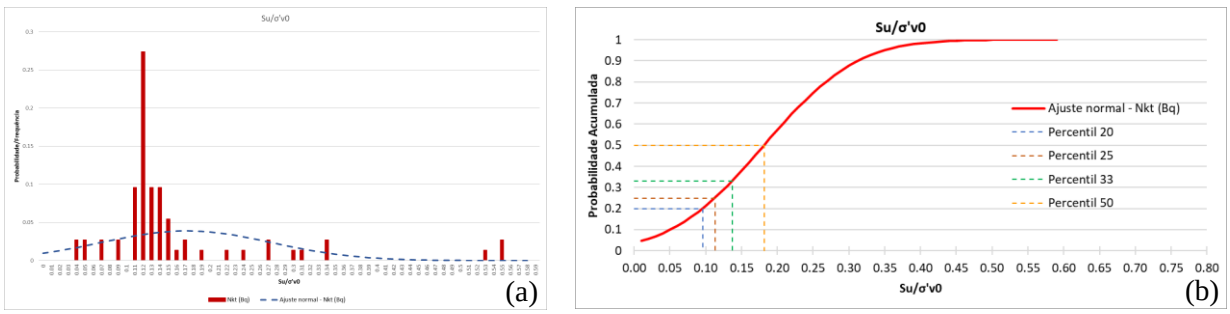


Figura 5. Distribuição normal (a) e Probabilidade acumulada (b)

5 RESULTADOS E CONCLUSÕES

O conjunto de ensaios laboratoriais e de campo indica comportamento predominantemente contrátil do aluvião, coerente com valores elevados de Bq, parâmetro A entre 0,5 e 1,0 e ψ superior a −0,05.

No que se refere à resistência ao cisalhamento não drenada, a comparação entre as estimativas obtidas em laboratório e em campo evidencia diferença significativa. Os ensaios triaxiais resultaram na expressão Su = 0,27σ'$_{vo}$ + 36,14 kPa, enquanto a estimativa baseada no CPTu, considerando o percentil 20 da distribuição estatística, forneceu razão Su/σ'$_{vo}$ = 0,10.

A diferença observada pode estar associada a múltiplos fatores. Ensaios triaxiais realizados em amostras indeformadas tendem a preservar, ainda que parcialmente, a estrutura natural do solo, podendo resultar em valores de resistência distintos daqueles estimados por meio de correlações empíricas baseadas em ensaios de campo. Além disso, a limitada representatividade espacial dos dois ensaios CPTu executados pode não capturar adequadamente a heterogeneidade típica de depósitos aluvionares.

Dessa forma, as diferenças observadas não devem ser interpretadas como inconsistência metodológica, mas como reflexo das distintas naturezas e escalas de investigação dos métodos empregados. Do ponto de vista de projeto, as estimativas do parâmetro de resistência ao cisalhamento não drenada (Su) obtidas a partir do CPTu constituem uma avaliação preliminar desse parâmetro, enquanto os resultados de ensaios laboratoriais fornecem informações complementares para a interpretação do comportamento do material em condição não drenada. De maneira geral, observa-se compatibilidade entre as interpretações derivadas dos ensaios de campo e laboratoriais quanto à susceptibilidade do material à mobilização de resistência em condição não drenada. Nesse contexto, a integração entre resultados laboratoriais e de campo mostrou-se fundamental para uma avaliação mais representativa do comportamento não drenado em depósitos aluvionares heterogêneos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Tellus Company pelo suporte técnico que possibilitaram a elaboração deste estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Duncan, J. M.; Wright, S. G.; Brandon, T. L. *Soil strength and slope stability*. 2. ed. Hoboken: John Wiley & Sons, 2014.

Hight, D. W.; Gens, A.; Symes, M. J. *The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils. Géotechnique,* London, v. 44, n. 2, p. 289–301, 1994.

Holtz, R. D.; Kovacs, W. D.; Sheahan, T. C. *An introduction to geotechnical engineering*. 2. ed. Upper Saddle River: Pearson, 2011.

Robertson, P. K. Estimating in-situ state parameter and friction angle in sandy soils from the CPT. In: *International Symposium On Cone Penetration Testing – CPT'10*, 2., 2010, Huntington Beach. Proceedings… Huntington Beach: CPT'10, 2010.

Schnaid, F. Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

Semerci, A.; Develioglu, I.; Pulat, H. F. Engineering properties of alluvial soils. *Environmental Earth Sciences*, v. 77, 2018.

Skempton, A. W. The colloidal "activity" of clays. *Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zurich, v. 1, p. 57–61, 1953.

Terzaghi, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. *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/COBRAMSEG2026.1/20

Avaliação de Mistura Solo-Bentonita Aplicada como Núcleo de Barragem de Terra

Alisson do Nascimento Lima
Professor do Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Mato Grosso, Cuiabá, Brasil, alisson.lima@ufmt.br

Carina Silvani
Doutora Professora do Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, carinasilvani@gmail.com

Jorge Luiz Beja Filho
Mestrando em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, jorge.luiz@estudante.ufcg.edu.br

Samuel de Lima Lopes
Graduando em Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, lima.lopes@estudante.ufcg.edu.br

Abraham Augusto Barbosa Gadelha
Doutorando em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, abraham.augusto@estudante.ufcg.edu.br

RESUMO: O uso de barragens de terra como reservatórios de água para múltiplas finalidades é uma prática amplamente adotada no Brasil. Nesse contexto, para que essas estruturas em solo compactado sejam eficazes na contenção hídrica, é fundamental minimizar ao máximo a percolação pela fundação e pelo maciço, garantindo maior volume de retenção e estabilidade da obra. Diante disso, a presente pesquisa investigou a influência da utilização do núcleo melhorado granulometricamente, em uma barragem de terra zoneada, na quantidade de água percolada através do maciço. A análise foi realizada com o uso do software SEEP/W, baseado no método dos elementos finitos. O núcleo adotado possui geometria trapezoidal, com base menor fixa de 8 metros e base maior variando entre 20, 45 e 70 metros, e variando o teor de bentonita, como substituição, na mistura com o solo natural, nos teores de 5%, 15% e 25%, e consequentemente na permeabilidade. Também foi considerada a variabilidade das umidades de compactação: 7%, 11% e 15%. Com os resultados de vazão para cada simulação, obteve-se que o teor de bentonita aplicado tem influência direta na redução da percolação, onde quanto maior o teor de bentonita menor será a vazão de percolação, mostrando-se eficiente na otimização do núcleo no que diz respeito ao controle da vazão de percolação.

PALAVRAS-CHAVE: Barragens de terra, Bentonita, Percolação, Modelagem numérica, SEEP/W.

ABSTRACT: The use of earth dams as water reservoirs for multiple purposes is a widely adopted practice in Brazil. In this context, for these compacted soil structures to be effective in water containment, it is essential to minimize seepage through the foundation and the embankment, ensuring greater retention volume and structural stability. This research investigated the influence of using a granulometrically improved core in a zoned earth dam on the amount of water seeping through the embankment. The analysis was performed using the SEEP/W software, based on the finite element method. The core adopted has a trapezoidal geometry, with a fixed crest width of 8 meters and a base width varying between 20, 45, and 70 meters. The bentonite content was varied as a replacement in the mixture with the natural soil at levels of 5%, 15%, and 25%, consequently altering the permeability. The variability of compaction moisture contents was also considered at 7%, 11%, and 15%. Based on the flow rate results for each simulation, it was found that the bentonite content has a direct influence on seepage reduction. Higher bentonite contents resulted in lower seepage flow rates, proving to be efficient in core optimization regarding seepage flow control.

KEYWORDS: Earth dams, Bentonite, Seepage, Numerical modeling, SEEP/W.

1 INTRODUÇÃO

As barragens se consolidaram como infraestruturas estratégicas de elevada relevância econômica, ambiental e social. No que tange à integridade estrutural, a garantia da segurança de uma barragem é condicionada à mitigação de mecanismos críticos de falha. Conforme preconizado por Massad (2010), o projeto e a operação dessas estruturas devem assegurar a estabilidade contra: transbordamento, piping (erosão interna), o fenômeno de areia movediça e instabilidade de taludes devido, por exemplo, ao esvaziamento rápido. Para mitigar os riscos associados aos mecanismos de ruptura previamente descritos e garantir que a estrutura opere dentro dos limites de segurança, o projeto de engenharia deve contemplar soluções que controlem rigorosamente o fluxo interno de água e a estabilidade do maciço.

Nesse sentido, as barragens de terra zoneadas surgem como uma solução estratégica, sendo projetadas para otimizar o uso de materiais locais por meio de um zoneamento do aterro fundamentado na permeabilidade e nas propriedades geomecânicas dos solos disponíveis. Nesse sistema, o núcleo central desempenha a função primordial de controle da linha freática, exigindo propriedades definidas para reduzir a percolação a níveis admissíveis e garantir a integridade da estrutura (Abdel-Kawy *et al*., 2021).

Em cenários onde a jazida local não apresenta solos com coeficientes de permeabilidade (k) satisfatórios para assegurar a estanqueidade, a técnica de melhoramento com a adição de material argiloso se torna uma alternativa tecnicamente viável (Basear *et al*., 2018). A incorporação desse mineral à matriz do solo natural visa, primordialmente, o incremento do teor de finos e a alteração da estrutura porosa. De acordo com Benson *et al*. (1994), a eficácia dessa mistura reside na capacidade de expansão da fração bentonítica dentro dos poros interconectados. Esse fenômeno reduz o diâmetro dos vazios que conduzem o fluxo, governando o comportamento hidráulico da camada e resultando em uma redução do coeficiente de permeabilidade, o que permite o atendimento aos requisitos normativos de segurança hídrica.

A eficácia da bentonita na redução do coeficiente de permeabilidade dos solos tem sido documentada na literatura técnica. Estudos conduzidos por Lukiantchuki (2007), Camargo (2012), Baziar *et al*. (2018) e Lima *et al*. (2026) investigaram o comportamento de misturas solo-bentonita aplicadas como camadas impermeabilizantes de aterros sanitários e núcleos de barragens. Estes resultados experimentais fundamentam a aplicabilidade do material em obras geotécnicas, sugerindo que a adoção de núcleos de barragens de terra compostos por solo-bentonita possa ser uma estratégia eficaz para o controle do fluxo.

O uso da bentonita para o incremento do teor de finos e da plasticidade vem se destacando como uma alternativa técnica ao emprego de aglomerantes químicos tradicionais, como cimento e cal, na otimização da estanqueidade de núcleos de barragens. Além da viabilidade técnica, a disponibilidade do material no cenário regional reforça seu potencial de aplicação. Segundo dados de Cutrim *et al*. (2015) e do Governo da Paraíba (CINEP-PB, 2025), o estado é um protagonista estratégico no setor mineral, apenas em 2014, a Paraíba registrou uma produção de 513.000 toneladas de bentonita, o que representava, à época, cerca de 90% da produção nacional e 5% da demanda mundial.

Nesse contexto, a presente pesquisa avaliou a efetividade de misturas solo-bentonita para realização de núcleos de barragens de terra. O foco do estudo consistiu na análise do controle da percolação e na quantificação da vazão através de simulações numéricas no *software* SEEP/W, visando validar a eficiência hidráulica dessa solução para a engenharia de barragens.

2 METODOLOGIA

2.1 Materiais

Os materiais utilizados nas simulações de fluxo em barragens consistiram em um solo natural (SN), proveniente de uma jazida localizada no município de Campina Grande–PB, e em misturas desse material contendo substituições em volume de 5, 15 e 25% de argila bentonítica (B). A escolha desses teores foi fundamentada nos valores adotados por Baziar *et al.*2018*,* utilizados como referência para a definição das

composições avaliadas neste estudo. Os materiais e misturas solo-bentonita (SB) foram caracterizados por Lima *et al*., (2026), conforme a Tabela 1.

A incorporação de bentonita ao solo natural confere às misturas, apresentadas na Tabela 1, o aumento do índice de plasticidade (IP) através do aumento do teor de finos e do aumento do índice de atividade, como observado por Schmitz *et al*., (2004), Silva (2017) e Costa (2019), sendo um indicador direto da transição de seu comportamento geotécnico. Estas modificações evidenciam a possibilidade da utilização dessas misturas como núcleo argiloso em barragens de terra.

Tabela 1. Propriedades geotécnicas dos solos e misturas solo-bentonita

Parâmetro	Norma Técnica	Solo Natural (SN)	Bentonita (B)	SB5	SB15	SB25
Limite de Liquidez (%)	ASTM D4318/2018b	-	178	22	26	28
Limite de Plasticidade (%)		-	60	18	19	20
Índice de Plasticidade (%)		Não Plástico	118	4	7	8
Índice de Atividade IP/%< 2μm	-	-	3.16	0.29	0.39	0.35
Massa específica dos grãos (g/cm³)	ASTM D5550/2014	2.67	3.08	2.76	2.75	2.75
Pedregulho (4.75 mm < diâmetro < 60 mm) (%)	ASTM D6913/2017	4.16	-	3.96	5.39	4.27
Areia Grossa (2.0 mm < diâmetro < 4.75 mm) (%)		2.58	0.09	2.46	2.06	2.59
Areia Média (0.425 mm < diâmetro < 2.0 mm) (%)		12.10	5.30	11.76	9.95	8.15
Areia Fina (0.075 mm < diâmetro < 0.425 mm) (%)		45.85	36.87	45.40	40.11	39.63
Silte (0.005 mm < diâmetro < 0.075 mm) (%)		21.63	15.29	21.32	22.03	19.48
Argila (diâmetro < 0.005 mm) (%)		13.67	42.46	15.11	20.46	25.87
Diâmetro Médio das Partículas, D_{50} (mm)	-	0.15	0.017	0.14	0.12	0.10
CEC (meq/100 g)	C837 (ASTM 2019)	6.25	103.16	12.5	21.88	34.39
Superfície Específica (m²/g)		48.79	805.08	97.58	170.77	268.36
Classificação SUCS.	D2487 (ASTM, 2018a)	SM	CH	SM	SM	SC

SB5: mistura solo natural bentonita na proporção 95/5; SB15: mistura solo natural bentonita na proporção 85/15; SB5: mistura solo natural bentonita na proporção 75/25

Fonte: adaptado de Lima *et al*. (2026)

Como parâmetros de entrada nas simulações foram usados os coeficientes de permeabilidade (k_{20}), considerando o fluido percolante água obtidos por Lima *et al*. (2026), como apresentados na Tabela 2. Os k_{20} consideram a influência da umidade de compactação e o teor de bentonita presente na composição, sendo assim aplicados como núcleo argiloso. O material referente a parte do maciço (área externa ao núcleo) foi considerado que este era apenas composto pelo solo natural, peso específico 19,5 kN/m³ e coeficiente de permeabilidade de 1,7 x10^{-8} m.s^{-1}.

Tabela 2. Resultados de permeabilidade à água de misturas solo-bentonita

N° do Ensaio	Umidade (%)	Bentonita (%)	Permeabilidade ($m.s^{-1}$)
1	7	5	$1{,}72x10^{-9}$
2	7	25	$1{,}25x10^{-10}$
3	15	5	$6{,}27x10^{-10}$
4	15	25	$3{,}40x10^{-10}$
5	11	15	$4{,}48x10^{-10}$

Fonte: Lima *et al*. (2026)

2.2 Métodos

2.2.1 Barragem Analisada

Para a análise do fluxo e aplicação dos dados de coeficiente de permeabilidade (k20), adotou-se uma seção transversal adaptada por Silvani *et al* (2022) a partir da geometria do maciço do Açude Epitácio Pessoa (Boqueirão), localizado no estado da Paraíba. Visando isolar a influência do núcleo na percolação, a fundação foi modelada sobre um horizonte rochoso impermeável. A geometria do maciço, ilustrada na Figura 1, contempla a instalação de filtros verticais e horizontais compostos por material granular, dimensionados conforme os critérios de filtro de Terzaghi. Para o material drenante, adotou-se uma areia média com coeficiente de permeabilidade da ordem de 10^{-4} m/s. Em conformidade com as práticas executivas de campo, a espessura desses elementos de drenagem foi fixada em 1,5 metros no modelo computacional.

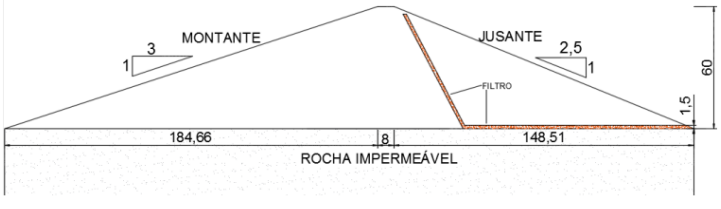


Figura 1. Seção transversal da barragem analisada

Os núcleos trapezoidais utilizados apresentam três tipos de geometria apresentados na Figura 2, com base menor com mesma dimensão da largura do coroamento da barragem (8 metros) e base maior variável em 20 metros, 45 metros e 70 metros.

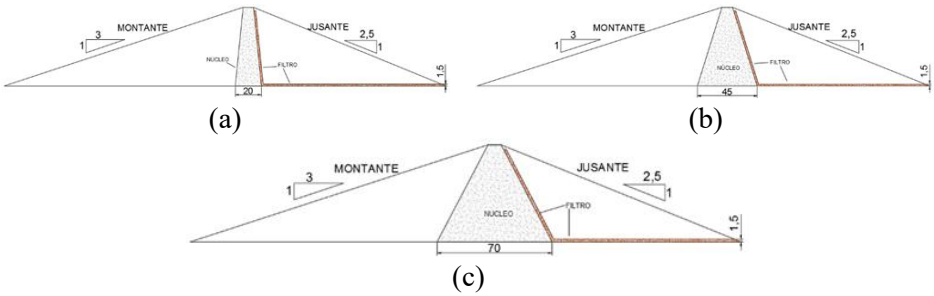


Figura 2. Núcleo com base de (a) 20, (b) 45 e (c) 70 metros.

2.2.2 Análise de Percolação

A fim de mensurar a influência da variação da umidade e do teor de bentonita, como mecanismos da hipótese inicial de redução da percolação, foram obtidos resultados de vazão a jusante para distintos modelos de barragem. A quantificação foi realizada através do Modelo de Elementos Finitos (MEF) utilizando a ferramenta computacional SEEP/W versão estudante da GEOSTUDIO.

As análises foram limitadas pelas condições de contorno inseridas, sendo estas: forma, coeficientes de permeabilidade e nível de água no reservatório. Devido às restrições na versão estudante utilizada, houve

limitações estabelecidas pelo software, tais como a composição do modelo (restrita a três materiais com suas propriedades) e a malha de elementos finitos (limitada a 500 elementos finitos). Devido a isso, foi obtido uma malha com elementos triangulares e quadriláteros de lado 5,1 metros. As vazões foram mensuradas considerando uma seção vertical definida, que distava 3,7 metros da extremidade do talude jusante.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Tabela 3 apresenta os resultados de vazão em m³/dia de todas as simulações numéricas realizadas. Nas seções a seguir são apresentados os gráficos em termos das variáveis independentes consideradas, para facilitação da análise, os dados de vazão (eixo das ordenadas) estão plotados em escala logarítmica.

Tabela 3. Resultados de vazão percolada

BARRAGEM	Base do núcleo (m)	Umidade de Compactação (%)	Teor de Bentonita (%)	Vazão (m³/dia)
Barragem 1	20	7	5	9,85E-06
Barragem 2	20	15	5	4,73E-06
Barragem 3	20	11	15	2,70E-06
Barragem 4	20	15	25	2,17E-06
Barragem 5	20	7	25	8,23E-07
Barragem 6	45	7	5	2,44E-06
Barragem 7	45	15	5	9,24E-07
Barragem 8	45	11	15	6,69E-07
Barragem 9	45	7	25	1,88E-07
Barragem 10	45	15	25	5,10E-07
Barragem 11	70	15	5	1,63E-07
Barragem 12	70	7	5	4,38E-07
Barragem 13	70	11	15	1,18E-07
Barragem 14	70	7	25	3,30E-08
Barragem 15	70	15	25	8,90E-08

3.1 Efeito do Teor de Umidade de Compactação na Percolação

A Figura 3 apresenta a influência da umidade de compactação da mistura para cada um dos tamanhos dos núcleos estudados, considerando diferentes teores de bentonita adicionados. Fica evidente que há uma influência da umidade de compactação para o menor núcleo (Figura 3a), e ainda que o efeito da umidade de compactação se mostrou maior para o menor teor de bentonita (5%). Com exceção da simulação que considera 25% de bentonita em um núcleo de B=20 m, o aumento da umidade de compactação gera diminuição da vazão percolada. Esse resultado pode ser atribuído a incertezas experimentais relacionadas à obtenção do parâmetro de permeabilidade.

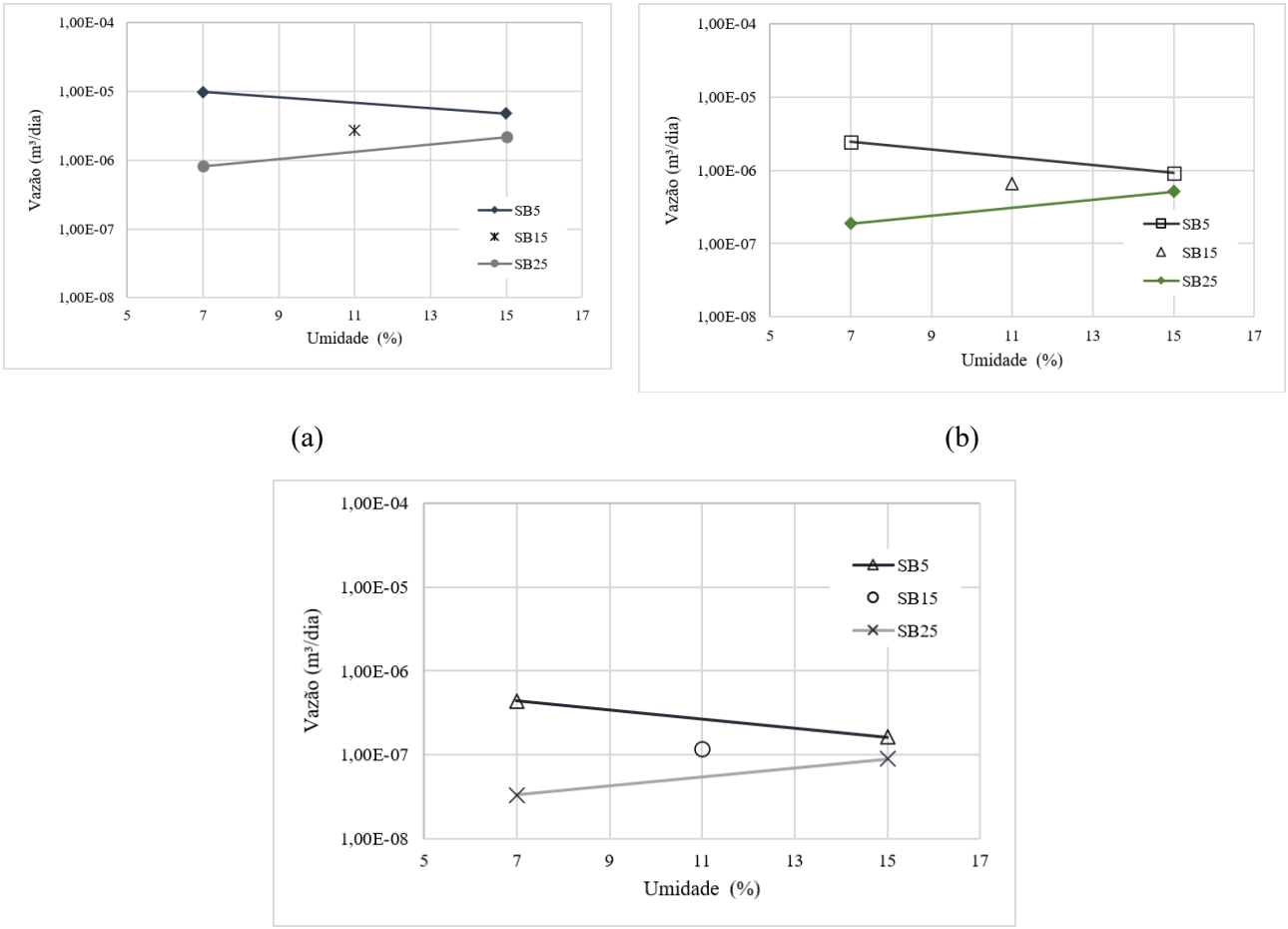


Figura 3. Efeito do teor de umidade de compactação na vazão percolada em tamanhos de núcleo de B=20 m (a) B=45 m (b) e B=70 m (c).

3.2 Efeito da Variação do Teor de Bentonita na Percolação

A Figura 4 apresenta a influência do teor de bentonita na vazão percolada pela barragem. É possível observar que quanto maior o teor de bentonita menor o volume de água percolada, o que demonstra uma influência da bentonita, composto por argilominerais expansivos, responsáveis por preencher os poros e, consequentemente, reduzir o fluxo no solo. Segundo Wang *et al*., (2021) a bentonita diminui a percolação devido às reações expansivas que geram um processo de membrana de hidratação conduzindo a um bloqueio do fluxo da água ao longo do núcleo da barragem. Com isso, quanto maior o teor de bentonita, menor será a vazão de percolação da barragem, especialmente em núcleos de menor tamanho, que mostram maior dependência do material geotécnico presente.

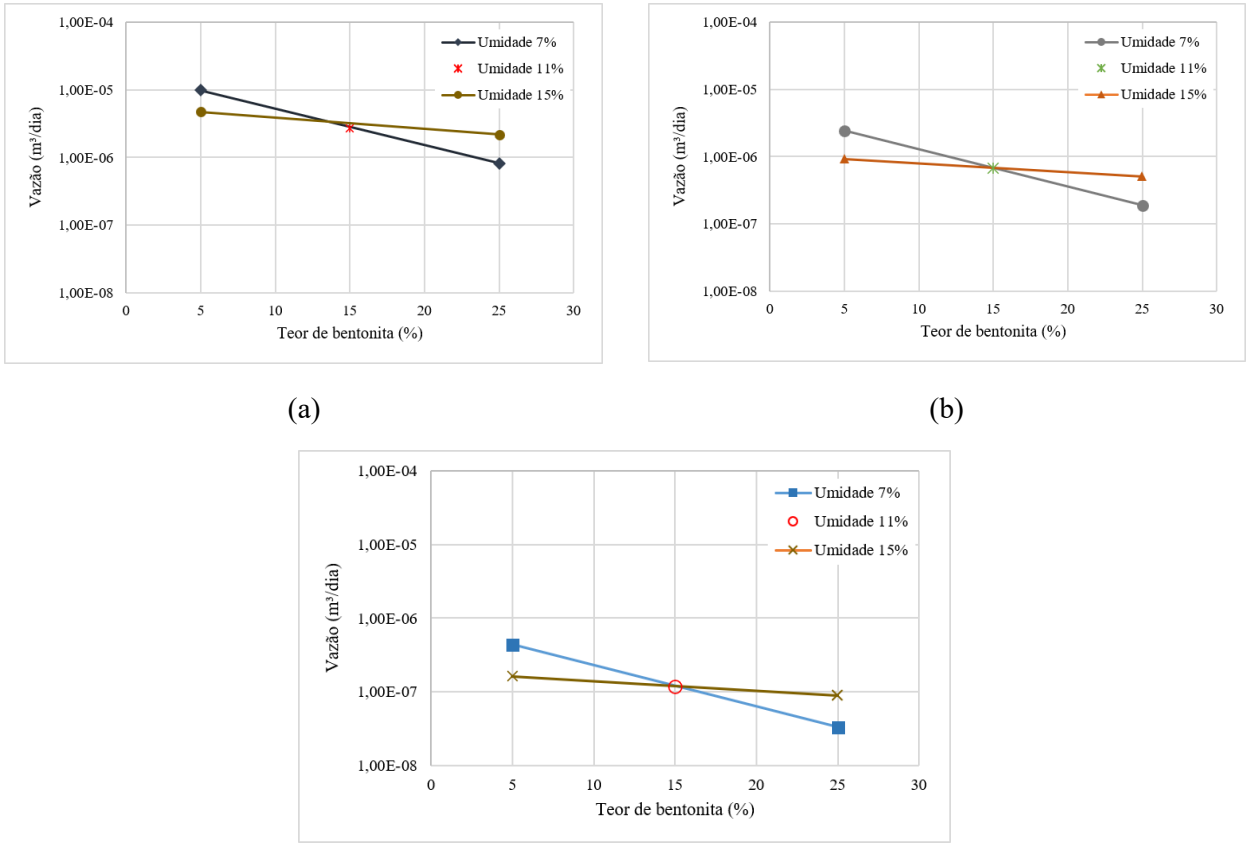
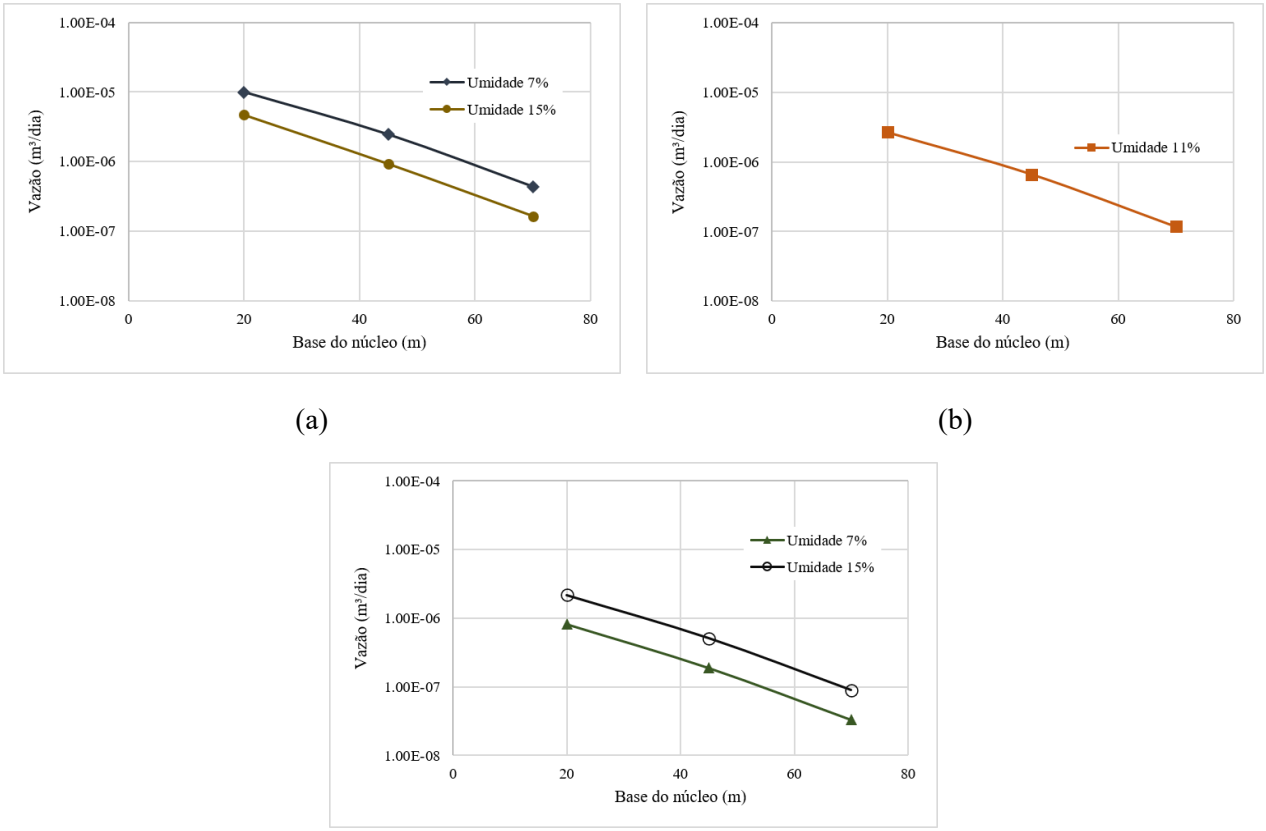


Figura 4. Efeito do teor de bentonita na vazão percolada em tamanhos de núcleo de B=20 m (a) B=45 m (b) e B=70 m (c).

3.3 Efeito do Formato do Núcleo na Percolação

A Figura 5 mostra o efeito do tamanho do núcleo (variação da largura da base maior) na percolação pelo maciço. Os resultados reforçam o que já tinha sido supracitado anteriormente, que núcleos maiores tendem a ter a vazão percolada menor; e que esse efeito é tem maior amplitude quando se observa menores valores de adição de bentonita (5%) e para menores teores de umidade de compactação (7%), como observado na Figura 5a. Ainda este comportamento se estende para os diferentes teores de bentonitas avaliados (Figura 5b e 5c). Este efeito das dimensões do núcleo também foi observado por Abdel-Kawy *et al* (2021).

Logo, é possível inferir que no contexto de grandes núcleos e máximos teores de bentonita, a umidade tem um efeito mínimo. Do ponto de vista econômico, utilizar núcleos de tamanho intermediário (B=45 m), e com teor médio de 15% de bentonita e com umidade superior ou igual 11% obtêm-se a minimização das vazões, utilizando menor quantidade da bentonita como material manufaturado. Ainda, enfatiza-se que as análises foram baseadas em resultados de permeabilidade vertical, logo a recomendação de utilizar teores de mínimos de bentonita (5%) e maiores umidade pode implicar em uma estrutura dispersa e com considerável permeabilidade horizontal, o que poderia comprometer a eficácia da metodologia aqui proposta.



(a) (b)

(c)

Figura 5. Efeito do tamanho do núcleo na vazão percolada para os teores de bentonita de 5% (a) 15% (b) e 25% (c).

4 CONCLUSÕES

A partir das simulações numéricas realizadas para avaliar a influência da geometria do núcleo, do teor de umidade e da adição de bentonita no controle da percolação, é possível elencar as seguintes conclusões:

Observou-se que o incremento do teor de bentonita no núcleo da barragem promove uma redução sistemática da vazão percolada em todos os cenários avaliados. Este comportamento é atribuído à elevada capacidade expansiva da bentonita, que atua na redução da porosidade e, consequentemente, na formação de uma barreira hidráulica mais eficiente.

O aumento da base do núcleo (de 20 m para 70 m) demonstrou ser uma medida eficaz para a dissipação da energia do fluxo, reduzindo a vazão percolada em todas as análises realizadas, independentemente da composição da mistura.

A pesquisa valida diferentes estratégias para a mitigação da percolação em barragens de terra, oferecendo soluções técnicas que variam entre ajustes geométricos e estabilização mineralógica. No entanto são necessário estudos mais amplos a respeito da permeabilidade horizontal e variação volumétrica das misturas.

AGRADECIMENTOS

Ao apoio financeiro da FAPESQ-PB, CAPES e CNPQ ao grupo de pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abdel-Kawy, A. O., Aboulatta, N. M., & El-Molla, D. A. (2021) *Effects of core characteristics on seepage through earth dams.* Water Practice and Technology, 16(4), p. 1248–1264. Disponível em: <https://doi.org/10.2166/wpt.2021.053>.

Baziar, M. H., Saeidaskari, J., & Alibolandi, M. (2018) *Effects of Nanoclay on the Treatment of Core Material in Earth Dams*. Journal of Materials in Civil Engineering, 30, 04018250. Disponível em: <https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002415>.

Benson, C. H., Zhai, H., Wang, X. (1994) *Estimating hydraulic conductivity of compacted clay liners. Journal of Geotechnical Engineering.* v. 120, n. 2, p. 366-387.

Camargo, K. R. (2012) *Avaliação da condutividade hidráulica e da resistência ao cisalhamento de mistura solo-bentonita: estudo de um aterro sanitário localizado em Rio Grande*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos / USP. São Carlos, SP.

CINEP – Fundação de Apoio à Pesquisa do Estado da Paraíba. (2025) *A Paraíba é responsável por mais de 90% da produção nacional de bentonita*. Disponível em: <https://www.cinep.pb.gov.br/portal/?page_id=296>. Acesso em: 28 abr. 2025.

Costa, W. W. M. L. (2019) *Estudo da permeabilidade em solos utilizados em camada de base de aterro sanitário no semiárido paraibano*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental, UFCG. Campina Grande, PB.

Cutrim, A. A., Martin-Cortés, G. R., Valenzuela-Díaz, F. R. (2015) *Bentonitas da Paraíba. 1ª.ed.* Interciência. Rio de Janeiro, RJ.

Lima, A.N., Silva, T.F., Silva, D.L.M. *et al*. (2026) *Soil-contaminant interaction in silty sand-bentonite liners percolated by landfill leachate.* Int. J. Environ. Sci. Technol. 23, 77. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s13762-025-06952-x>.

Lukiantchuki, J. A. (2007) I*nfluência do teor de bentonita na condutividade hidráulica e na resistência ao cisalhamento de um solo arenoso utilizado como barreira impermeabilizante*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos / USP. São Carlos, SP.

Massad, F. (2010) *Obras de terra: curso básico de geotecnia*. *2. ed. com exercícios resolvidos*. Oficina de Textos. 216 p. São Paulo, SP.

Morandini, T. L. C. (2009) *Condutividade hidráulica e compatibilidade em combinações de solo tropical e bentonita para uso em barreiras*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Geotecnia, UFOP. Ouro Preto, MG.

Pinto, C. S. (2006) *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas. 3ª ed*. Oficina de Textos. São Paulo, SP.

Roushangar, K. Houshyar, Y. Andalib, G. (2021) *Evaluation of Influencing Factors in Outflow Control and Self-healing Property of Clay Core (case study: Vanyar dam-Iran)*. Advance Researches in Civil Engineering, v. 3, n. 2, p. 55-71.

Schmitz, R. M., Schroeder, C., Charlier, R. (2004) *Chemo-mechanical interactions in clay: a correlation between clay mineralogy and Atterberg limits.* Applied Clay Science, v. 26, n. 1- 4 SPEC. ISS, p. 351–358.

Silva, T. F. (2017) *Estudo de mistura de solos para impermeabilização eficiente de camada de base de aterros sanitários.* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental, UFCG. Campina Grande, PB.

Silva, T. F. *et al*. (2022) *Comportamento geotécnico de liners de aterros sanitários pelo incremento de bentonita.* In: XX COBRAMSEG, Campinas, SP.

Silvani, C., Lima, A. N., Benetti, M. (2022) *Otimização da Impermeabilidade do Núcleo de uma Barragem de Terra com Base na Razão h/Liv*. In: XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2022, Campinas. Anais do XX COBRAMSEG. Rio de Janeiro: ABMS.

Wang, D. W. *et al*. (2021) *Effect of sand grain size and boundary condition on the swelling behavior of bentonite–sand mixtures*. Acta Geotechnica, v. 16, n. 9, p. 2759-2773.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/21

Avaliação de Soluções para Tratamento de Fundação em Barragens: Comparação entre Jet Grouting e Remoção/Substituição de Solos Moles

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

Luana Aparecida Silva
Engenheira Geotecnica, TPF Engenharia, Curvelo, Brasil, luana.aparecida@tpfe.com.br

Geovana Almeida
Engenheira, TPF Engenharia, Recife, Brasil, geovana.almeida@tpfe.com.br

RESUMO: O tratamento adequado da fundação é um dos fatores mais relevantes para garantir a segurança e o desempenho estrutural de barragens, especialmente em locais onde ocorrem solos de baixa resistência e elevada variabilidade geotécnica. Entre as soluções comumente empregadas destacam-se a escavação e substituição de solos fracos e as técnicas de melhoramento *in situ*, como o *jet grouting*. Cada alternativa apresenta vantagens e limitações relacionadas ao controle executivo, à capacidade de suporte, ao comportamento hidráulico e aos custos de implantação. Este trabalho apresenta uma análise comparativa entre essas duas soluções de tratamento de fundação, considerando aspectos geotécnicos, construtivos e de desempenho estrutural. A avaliação levou em conta fatores como espessura dos estratos compressíveis, condições hidrogeológicas, variabilidade do subsolo e restrições operacionais da área de implantação da barragem. Os resultados indicam que, em cenários caracterizados por solos moles localizados abaixo das estruturas, elevada heterogeneidade geotécnica e presença de fluxo subterrâneo, a substituição de solo pode apresentar limitações técnicas e econômicas significativas. Nesses casos, o *jet grouting* se mostra uma alternativa mais eficiente, pois permite o tratamento em profundidade, reduz a permeabilidade do maciço e aumenta a rigidez da fundação, contribuindo para o controle de recalques e para a melhoria da estabilidade global da estrutura. Conclui-se que a adoção do *jet grouting* proporciona maior confiabilidade ao tratamento da fundação, garantindo melhores condições de segurança geotécnica e desempenho hidráulico ao longo da vida útil da barragem.

PALAVRAS-CHAVE: Tratamento de Fundação; Barragens; Jet Grouting; Solos Moles; Melhoramento de Solo; Segurança Geotécnica.

ABSTRACT: The proper treatment of foundations is one of the most relevant factors for ensuring the safety and structural performance of dams, especially in locations where low-strength soils and high geotechnical variability occur. Among the solutions commonly adopted are excavation and replacement of weak soils and *in situ* ground improvement techniques, such as jet grouting. Each alternative presents advantages and limitations related to construction control, bearing capacity, hydraulic behavior, and implementation costs.
This study presents a comparative analysis between these two foundation treatment solutions, considering geotechnical, construction, and structural performance aspects. The evaluation considered factors such as the thickness of compressible strata, hydrogeological conditions, subsurface variability, and operational constraints in the dam construction area. The results indicate that, in scenarios characterized by soft soils located beneath the structures, high geotechnical heterogeneity, and the presence of groundwater flow, soil replacement may present significant technical and economic limitations. In such cases, jet grouting proves to be a more efficient alternative, as it allows deep ground treatment, reduces the permeability of the soil mass,

and increases foundation stiffness, contributing to settlement control and improving the global stability of the structure. It is concluded that the adoption of jet grouting provides greater reliability in foundation treatment, ensuring improved geotechnical safety conditions and hydraulic performance throughout the service life of the dam.

KEYWORDS: Foundation Treatment; Dams; Jet Grouting; Soft Soils; Ground Improvement; Geotechnical Safety.

1 INTRODUÇÃO

A segurança e o desempenho estrutural de barragens estão diretamente relacionados às condições geotécnicas da fundação. A presença de solos de baixa resistência, elevada compressibilidade ou comportamento hidrogeológico complexo pode comprometer a estabilidade da estrutura, exigindo a adoção de técnicas adequadas de tratamento da fundação para garantir condições satisfatórias de suporte, controle de recalques e segurança ao longo da vida útil da barragem (TERZAGHI; PECK; MESRI, 1996; ICOLD, 2013). Em estrutras de mineração, a escolha do método de melhoramento do solo deve considerar não apenas as propriedades geotécnicas dos materiais presentes no subsolo, mas também fatores construtivos, econômicos e operacionais associados à implantação da obra.

Entre as alternativas frequentemente utilizadas para o tratamento de fundações sobre solos de baixa competencia destacam-se a escavação e substituição do material inadequado e as técnicas de melhoramento in situ, como o *jet grouting*. A escavação e substituição consiste na remoção dos solos de baixa resistência e sua substituição por materiais compactados com propriedades geotécnicas controladas, permitindo maior previsibilidade do comportamento mecânico da fundação. Entretanto, quando os estratos compressíveis apresentam grande espessura ou estão associados a condições hidrogeológicas desfavoráveis, essa solução pode se tornar tecnicamente complexa e economicamente onerosa (DUNCAN; WRIGHT; BRANDON, 2014).

Nesse contexto, o *jet grouting* tem sido amplamente empregado como técnica de melhoramento de solos em obras geotécnicas e de infraestrutura. O método consiste na injeção de calda de cimento sob alta pressão no interior do solo, promovendo a desagregação da estrutura natural do material e sua mistura com a calda cimentícia, formando colunas de solo-cimento com maior resistência, rigidez e menor permeabilidade (BRUCE; GALLAVRESI, 1981; CROCE; MODONI, 2007). Essa técnica apresenta vantagens importantes em cenários caracterizados por elevada variabilidade geotécnica, presença de solos moles intercalados com camadas mais rígidas ou necessidade de tratamento em maiores profundidades.

Além do aumento da resistência do maciço, o *jet grouting* contribui para a redução da permeabilidade da fundação e para o controle de recalques diferenciais, aspectos fundamentais para o desempenho hidráulico e estrutural de barragens (FANG; DANIELS, 2006). Dessa forma, a seleção da técnica de tratamento mais adequada deve resultar de uma avaliação integrada das condições geológicas, geotécnicas e operacionais da área de implantação da estrutura.

Diante desse contexto, este trabalho apresenta uma análise comparativa entre a solução de escavação e substituição de solos fracos e o tratamento por *jet grouting* aplicado à fundação de barragens implantadas sobre fundação contendo solo mole na região de Minas Gerais. A avaliação considera aspectos relacionados ao comportamento geotécnico, à viabilidade construtiva e ao desempenho estrutural da fundação, com o objetivo de identificar a alternativa que proporcione maior segurança, eficiência hidráulica e estabilidade global ao empreendimento.

2 METODOLOGIA

2.1 Parâmetros de resistência

Para a análise da barragem nos diferentes cenários, foram adotados os parâmetros de resistência apresentados no Quadro 1. Ressalta-se que os valores utilizados nas análises foram obtidos a partir de dados disponíveis na literatura técnica especializada e de estudos envolvendo materiais com características geológico-geotécnicas semelhantes às litologias presentes na área de estudo. Os parâmetros geotécnicos da

fundação e *jet grouting* foram adotados com base nos valores apresentados por Carvalho (2023) e Weaver & Bruce (2007), respectivamente e complementados por referências técnicas em empreendimentos similares.

No cenário de tratamento por *jet grouting*, considerou-se a melhoria das propriedades geomecânicas da fundação decorrente da execução de colunas de solo-cimento, obtidas pela injeção de calda cimentícia sob alta pressão. A calda é tipicamente composta por cimento, água e aditivos, podendo incluir bentonita e outros materiais, sendo injetada de forma a promover a mistura e o tratamento do solo in situ. Essa técnica proporciona aumento da resistência ao cisalhamento, incremento da rigidez e redução da permeabilidade dos materiais tratados, contribuindo para o aumento da estabilidade global da estrutura.

Quadro 1- Parametros de resitencia dos materais

Material	Cor	Peso específico (kN/m3)	coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)	Vertical Stress Ratio	Minimum Shear Strength (kPa)
Aterro argiloso		18	15	30		
Aterro		21	0	36		
Sedimento reservatório ND		15			0.2	10
Enrocamento		21	0	38		
Solo residual		20	12	27		
Saprolito		21	54	40		
Xisto		23	infinite Strength			
Jet grouting		20	450	30		
Sedimento argiloso mole ND		18	-	-	0.215	10

2.2 Análise de Estabilidade

A metodologia adotada neste estudo baseia-se na avaliação comparativa do comportamento geotécnico da fundação de uma barragem submetida a duas alternativas de tratamento: (i) escavação e substituição de solos de baixa resistência e (ii) melhoramento do solo por meio da técnica de *jet grouting*. Para essa análise, foi realizada modelagem numérica de estabilidade de taludes utilizando o software Slide2, desenvolvido pela Rocscience, amplamente empregado em estudos de estabilidade em engenharia geotécnica.

As análises de estabilidade foram conduzidas de forma determinística, empregando os métodos de equilíbrio limite de Morgenstern-Price (1965), Spencer (1967) e Sarma (1973), considerando superfícies de ruptura circulares e não circulares otimizadas. Esses métodos permitem a determinação do fator de segurança a partir do equilíbrio de forças e momentos atuantes no maciço, considerando também as forças de interação entre as fatias durante o processo de cálculo, incluindo componentes normais e cisalhantes. Para a representação do comportamento resistente dos materiais, foi adotado o critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

Foram consideradas análises em condições drenadas e não drenadas, de modo a contemplar diferentes cenários de saturação da fundação. Como referência normativa nacional, foram adotadas as diretrizes estabelecidas pelas normas ABNT NBR 13029/2024 e ABNT NBR 13028/2025, que apresentam recomendações para a realização de análises de estabilidade e para a adoção de valores mínimos de fator de segurança. Em especial, o item 3.5.9 da ABNT NBR 13029/2024 e o item 5.6.5.2 da ABNT NBR 13028/2025 tratam dos critérios de verificação da estabilidade geotécnica em estruturas dessa natureza.

Inicialmente, foi desenvolvido um modelo geotécnico representativo da seção transversal da fundação da barragem, com base nas informações obtidas a partir de investigações geológico-geotécnicas, incluindo sondagens, ensaios laboratoriais e interpretação estratigráfica do subsolo. O modelo considerou a caracterização dos diferentes horizontes de solo presentes na fundação, bem como a definição das condições geométricas da estrutura e das condições hidráulicas relevantes para as análises. Para a alternativa de melhoramento por *jet grouting*, o modelo incorporou a presença de colunas de solo-cimento formadas pela mistura do solo in situ com calda de cimento sob alta pressão. A representação do material tratado foi realizada

por meio da atribuição de parâmetros geotécnicos equivalentes, capazes de refletir o aumento da resistência e da rigidez do maciço, além da redução da permeabilidade da fundação decorrente do processo de melhoramento.

As análises de estabilidade serão executadas utilizando os métodos de equilíbrio limite disponíveis no software, permitindo a identificação das superfícies potenciais de ruptura e a determinação do fator de segurança global para cada cenário analisado. A comparação entre as duas alternativas de tratamento considerou, principalmente, os fatores de segurança obtidos, bem como a influência de cada técnica na melhoria das condições geotécnicas da fundação.

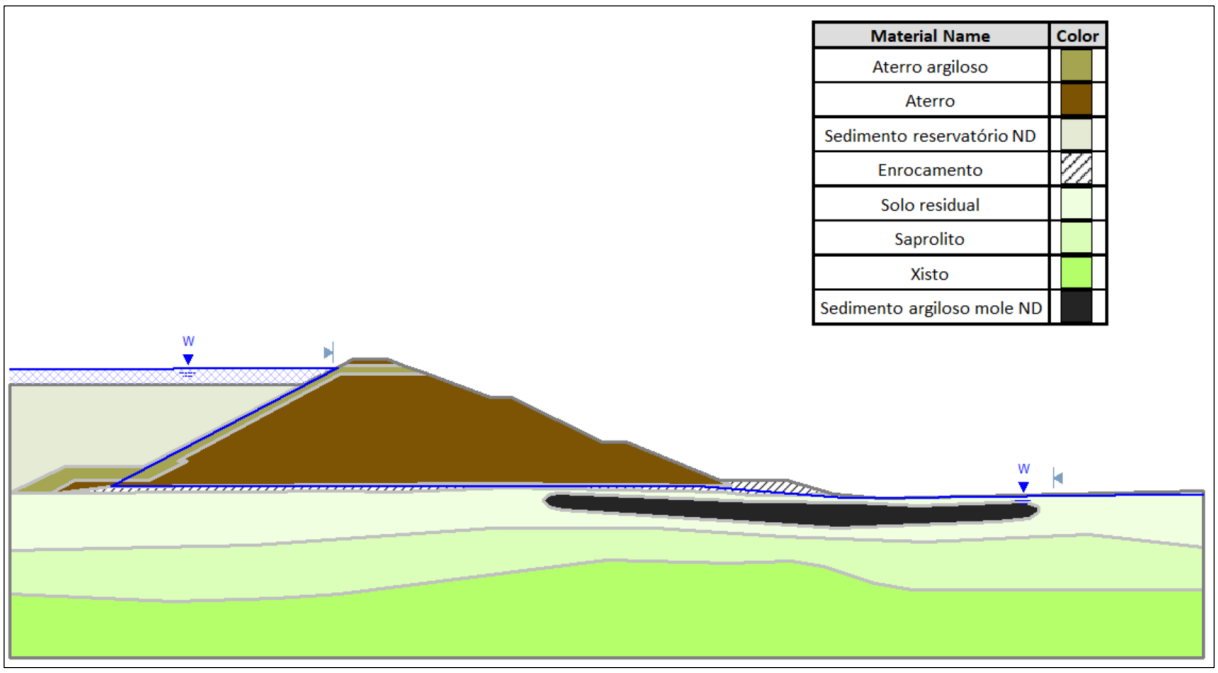
A partir da análise comparativa dos resultados, será possível avaliar o desempenho das soluções de tratamento de fundação, fornecendo subsídios técnicos para a seleção da alternativa mais adequada sob os aspectos de segurança estrutural, controle de deformações e viabilidade construtiva.

2.1.1 Seção de Análise

É apresentada a seção transversal representativa da barragem na Figura 1, adotada como base para a realização das análises de estabilidade da estrutura. As análises foram conduzidas a partrir do metodo de busca de Particle Swarm Search, que apresenta multiplas superficies críticas, a partir da cunha que apresenta menor fator de se gurança.

A partir dessa seção, serão avaliados os diferentes cenários propostos, considerando as condições de avaliações das soluções, sendo elas subsitiuição do solo mole por um material de mellhor competencia e a aplicação do Jet Grouting. As análises têm como objetivo verificar a estabilidade global da barragem, por meio da identificação das superfícies potenciais de ruptura e da determinação dos respectivos fatores de segurança, permitindo avaliar o desempenho geotécnico da estrutura nas condições analisadas.

Figura 1-Seção transversal da barragem analisada



3 RESULTADOS

A análise comparativa das alternativas de tratamento de fundação indicou que a solução baseada na escavação e substituição dos solos de baixa resistência apresenta limitações técnicas significativas para a área

em estudo. Verificou-se que a remoção integral dos materiais moles não é tecnicamente viável, em razão da ocorrência desses depósitos em profundidade e da inviabilidade construtiva associada a escavações extensas em condições de baixa estabilidade. Nessas circunstâncias, a execução de escavações profundas pode comprometer a segurança das obras durante a implantação, além de aumentar os riscos operacionais e geotécnicos.

Como consequência, parte dos materiais compressíveis permaneceria na fundação, mantendo zonas de menor rigidez e resistência sob a estrutura. Essa condição resulta em fatores de segurança inferiores aos desejáveis para estruturas de barragem, especialmente em cenários críticos de saturação e carregamento, além de favorecer a ocorrência de recalques diferenciais e deformações ao longo do tempo. Adicionalmente, a substituição parcial dos solos apresenta limitações quanto ao controle do fluxo percolante pela fundação, podendo aumentar a suscetibilidade a mecanismos de erosão interna e *piping*.

Por outro lado, a alternativa de tratamento por *jet grouting* apresentou desempenho superior nas análises realizadas. A técnica permite o tratamento em profundidade por meio da execução de colunas de solo-cimento, promovendo melhoria substancial das propriedades geomecânicas da fundação, com aumento da resistência ao cisalhamento, incremento da rigidez e redução da permeabilidade do maciço tratado.

Do ponto de vista da estabilidade global, os resultados demonstraram que o tratamento por *jet grouting* proporciona fatores de segurança compatíveis com os critérios normativos aplicáveis a estruturas de barragem, atendendo às premissas de projeto e segurança geotécnica. Além disso, a técnica contribui para: (i) o controle das deformações da fundação; (ii) a redução dos recalques diferenciais; (iii) o aumento da estabilidade global da estrutura; e (iv) o controle do fluxo percolante, reduzindo o potencial de desenvolvimento de mecanismos de piping.

Dessa forma, os resultados obtidos indicam que o tratamento por jet grouting constitui a alternativa mais adequada para o empreendimento, apresentando maior robustez e confiabilidade no atendimento aos requisitos de estabilidade, segurança geotécnica e desempenho hidráulico da fundação ao longo da vida útil da barragem.

Figura 2 – Análise da condição inicial da barragem

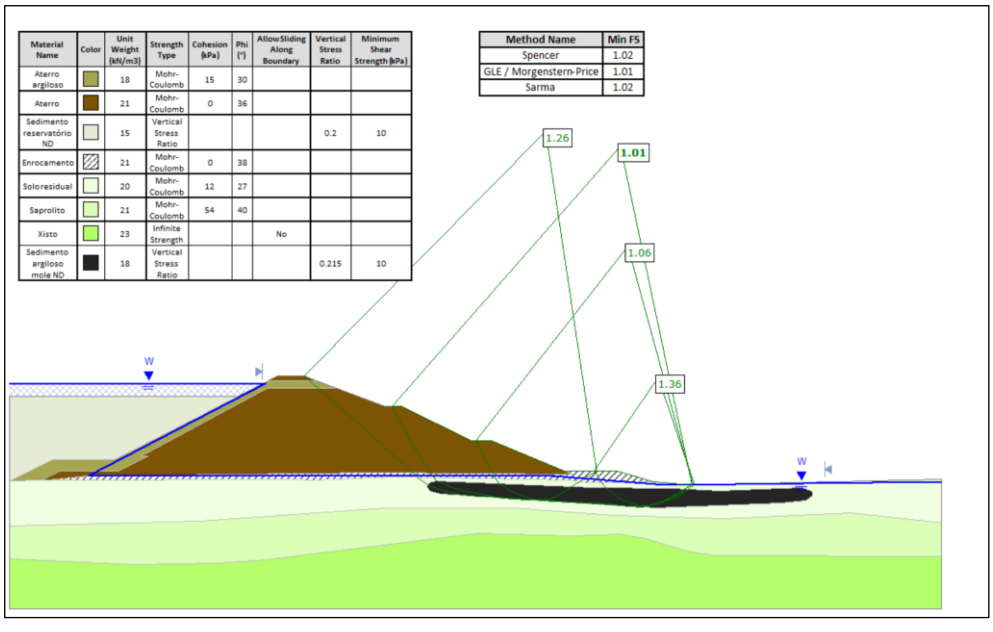


Figura 3 – Análise da substituição do material da baixa competência

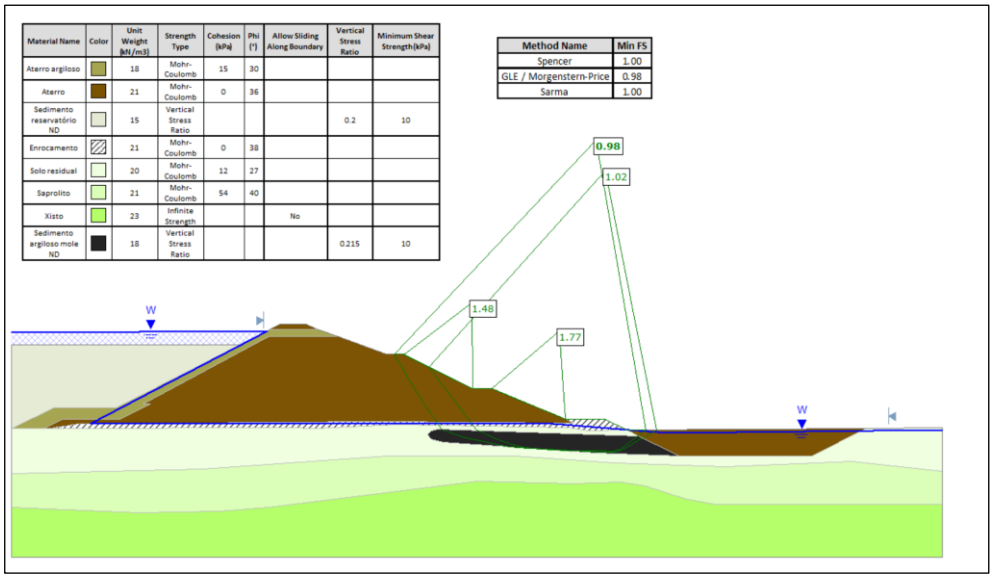
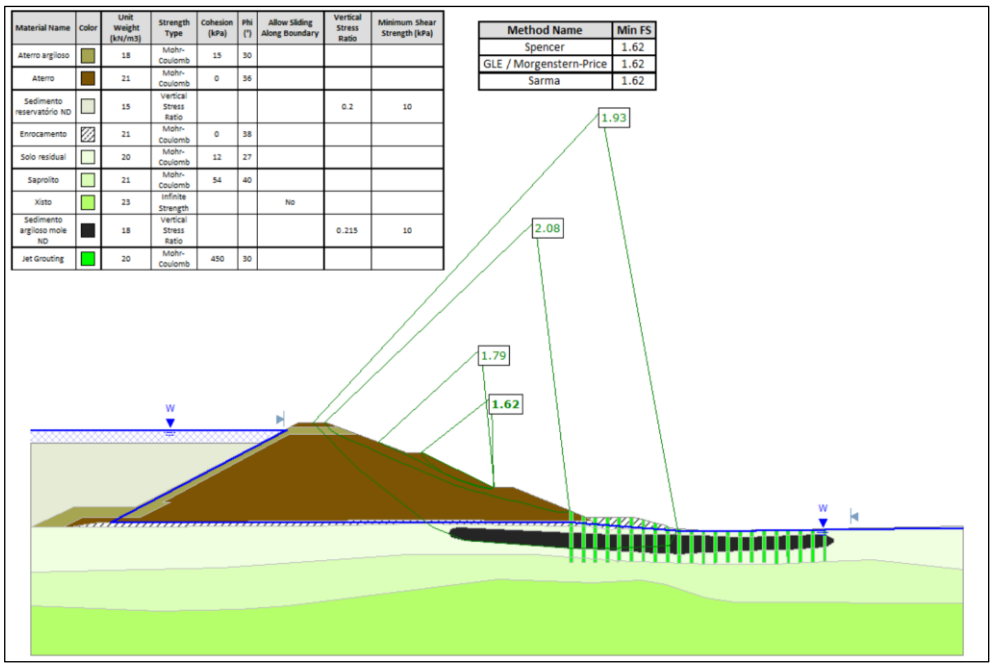


Figura 4 -Análise da aplicação de *Jet Grouting*



4 CONCLUSÕES

A partir da análise comparativa das alternativas de tratamento de fundação, verificou-se que a solução baseada na escavação e substituição de materiais moles não se mostra tecnicamente viável para o presente estudo de caso. Tal limitação decorre da impossibilidade de remoção integral dos materiais de baixa competência ao longo de toda a fundação. Ainda que a substituição seja viável em trechos localizados, os resultados indicam que, mesmo nessas condições, não são atendidos os fatores de segurança mínimos exigidos em norma. Dessa forma, parte dos solos de baixa resistência

permanece subjacente ao maciço da estrutura, resultando na manutenção de zonas com menor rigidez e resistência, o que compromete o desempenho geotécnico da fundação e a estabilidade global da estrutura.

Sob o ponto de vista da estabilidade, os resultados obtidos demonstram que a alternativa de tratamento por *jet grouting* apresenta desempenho significativamente superior, com fatores de segurança mais elevados e compatíveis com os critérios normativos aplicáveis a estruturas de barragem. Na análise realizada, o fator de segurança mínimo obtido foi de 1,62, valor superior ao limite mínimo exigido. Adicionalmente, a técnica de *jet grouting* mostrou-se particularmente adequada para o contexto geotécnico avaliado, caracterizado por elevada heterogeneidade dos materiais e presença de solos moles em profundidade, promovendo melhoria das propriedades mecânicas do maciço de fundação e maior confiabilidade no comportamento da estrutura ao longo de sua vida útil.

AGRADECIMENTOS

À TPF Engenharia, pelo apoio financeiro e fornecimento de materiais, sem os quais este trabalho não teria sido possível.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BRUCE, D. A.; GALLAVRESI, F. The use of jet grouting in underground construction. Underground Space, v. 5, n. 3, p. 197-208, 1981.

CROCE, P.; MODONI, G. Design of jet grouting for geotechnical applications. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Ground Improvement, London, v. 11, p. 13-22, 2007.

DUNCAN, J. M.; WRIGHT, S. G.; BRANDON, T. L. Soil strength and slope stability. 2. ed. Hoboken: Wiley, 2014.

FANG, H. Y.; DANIELS, J. L. Introductory geotechnical engineering: an environmental perspective. London: Taylor & Francis, 2006.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. Dam foundations and geotechnical engineering. Bulletin 164. Paris, 2013.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. Soil mechanics in engineering practice. 3. ed. New York: John Wiley & Sons, 1996.

CARVALHO, Gabriel Vidal de; SILVA, Guilherme de Almeida; MARTINS, Gustavo Rodrigues; SANTOS, Maycon Diego Souza; SOARES, Vitor Diniz. *Estabilidade de taludes por retroanálise: um estudo de caso no município de Nova Lima - Minas Gerais*. 2023. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2023.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/22

Avaliação do potencial de liquefação dinâmica de uma barragem de rejeitos considerando modelos constitutivos para carregamentos cíclicos

Freddy Robles
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, ingfreddyrobles@gmail.com

Celso Salvador
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, celsosalvador0513@gmail.com

Celso Romanel
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, celso.romanel@gmail.com

RESUMO: A liquefação dinâmica representa um dos principais riscos à estabilidade de barragens de rejeitos, especialmente em contexto de carregamentos cíclicos induzidos por eventos sísmicos ou vibrações operacionais. Este trabalho tem como objetivo avaliar o potencial de início de liquefação dinâmica em uma barragem de rejeitos por meio da aplicação de modelos constitutivos elastoplásticos para representar o comportamento não linear de solos sob carregamento cíclico. A metodologia envolve a implementação de simulações numéricas baseadas em diferentes modelos constitutivos, complementadas por dados experimentais obtidos de ensaios de laboratório. Os resultados indicam que a escolha do modelo influencia significativamente a previsão da resposta dinâmica da estrutura, o que é essencial para identificar condições críticas de instabilidade. A utilização de modelos cíclicos avançados contribui para uma avaliação mais realista do potencial de início de liquefação, fornecendo subsídios importantes para o projeto e a gestão mais segura de barragens de rejeitos.

PALAVRAS-CHAVE: Modelos constitutivos cíclicos, modelagem numérica, deslocamentos permanentes, comportamento dinâmico de solos.

ABSTRACT: Dynamic liquefaction represents one of the main risks to the stability of tailings dams, especially in the context of cyclic loading induced by seismic events or operational vibrations. This work aims to evaluate the potential for liquefaction in a tailings dam through the application of constitutive models to represent the non-linear behavior of soils under cyclic loading. The methodology involves the implementation of numerical simulations based on different constitutive models, complemented by experimental data obtained from laboratory tests. The results indicate that the choice of model significantly influences the prediction of the dynamic response of the structure, which is essential to identify critical instability conditions. The use of advanced cyclic models contributes to a more realistic assessment of the potential for dynamic liquefaction, providing important support for the design and safer management of tailings dams.

KEYWORDS: Cyclic constitutive models, numerical modeling, permanent displacements, dynamic soil behavior.

1 INTRODUÇÃO

A avaliação do comportamento cíclico de solos granulares é um aspecto central na engenharia geotécnica, sobretudo em análises de estabilidade de estruturas submetidas a carregamentos cíclicos. Fenômenos como a liquefação dinâmica podem comprometer significativamente a segurança de barragens de rejeitos e outras obras de infraestrutura, necessitando-se de modelos constitutivos capazes de representar de forma realista a resposta dos materiais sob carregamento cíclico.

Entre os modelos elastoplásticos desenvolvidos com base na teoria do estado crítico, destacam-se os modelos PM4Sand e PM4Silt. O primeiro foi desenvolvido para simular o comportamento cíclico de areias / areias siltosas de baixa plasticidade, enquanto o segundo se destina a análises envolvendo siltes e argilas de baixa plasticidade. Ambos incorporam parâmetros de estado e correlações empíricas que permitem reproduzir

a evolução da poropressão e do estado de deformação em condição não drenada. Uma calibração adequada desses modelos, a partir de ensaios de laboratório e dados de campo, é fundamental para garantir a confiabilidade das análises numéricas.

Neste estudo, apresenta-se o procedimento de calibração do modelo PM4Sand com base em ensaios cíclicos não drenados realizados na areia de Ottawa e calibração do modelo PM4Silt desenvolvido por Boulanger e Wijewickreme (2019) em siltes de baixa plasticidade. Procedimentos de calibração semelhantes foram utilizados para obtenção dos parâmetros de diversos rejeitos da barragem de Otopara, no Peru, para simulação do comportamento sísmico por meio do programa computacional Plaxis 2D. A estrutura foi submetida a três acelerogramas de projeto, com o objetivo de determinar deslocamentos permanentes, acelerações espectrais, distribuição de excessos de poropressão e identificação de eventuais zonas de liquefação dinâmica.

O presente trabalho busca contribuir para o avanço da modelagem numérica em geotecnia, fornecendo subsídios para análises sísmicas e na compreensão do comportamento cíclico de solos.

2 MODELOS CONSTITUTIVOS PARA COMPORTAMENTO CÍCLICO

2.1 Modelo constitutivo PM4Sand

O modelo constitutivo PM4Sand é um modelo elastoplástico para comportamento cíclico de areias, no estado 2D de deformação plana, desenvolvido por Boulanger e Ziotopoulou (Boulanger e Ziotopoulou, 2015, 2017, 2022, 2023), com base no modelo constitutivo de superfície limite proposto por Dafalias e Manzari (2004). O modelo utiliza o índice de estado relativo ξ_R (Konrad, 1988), conforme Eq. (1).

$$\xi_R = D_{R,cs} - D_R \tag{1}$$

onde D_R é a densidade relativa aparente atual, $D_{R,cs}$ é a densidade relativa no estado crítico para a tensão efetiva média atual p Eq. (2).

$$D_{R,cs} = \frac{R}{Q - \ln\left(100\frac{p}{p_A}\right)} \tag{2}$$

onde p_A é a pressão atmosférica, enquanto Q e R são parâmetros de Bolton (Bolton, 1986), com valores de 10 e 1 respectivamente, para uma areia quartzosa.

2.1.1 Principais parâmetros do modelo

A densidade relativa aparente D_R, pode ser estimada com o uso de correlações de ensaios de penetração SPT ou CPT. Boulanger e Ziotopoulou (2017) sugeriram uma correlação entre $(N_1)_{60}$ e D_R conforme Eq. (3) para ensaios SPT, onde o coeficiente $C_d \cong 46$ (Idriss e Boulanger, 2003) e $(N_1)_{60}$ representa o número de golpes corrigido para tensão vertical efetiva de 1 atmosfera e 60% de energia de cravação.

$$D_R = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{C_d}} \tag{3}$$

O coeficiente G_0 do módulo de cisalhamento controla a magnitude das deformações elásticas de cisalhamento sob deformações muito pequenas. Boulanger e Ziotopoulou (2017) propuseram a correlação da Eq. (4) baseada em dados de ensaios SPT.

$$G_0 = 167\sqrt{(N_1)_{60} + 2{,}5} \tag{4}$$

A taxa de contração h_{po} define a resistência cíclica do solo no início da liquefação. Este parâmetro pode ser ajustado em relação a resultados de ensaios de cisalhamento cíclico não drenado CDSS, com auxílio do módulo SoilTest do programa Plaxis 2D mediante um processo iterativo, variando o valor de h_{po}, até atingir o critério de início da liquefação, estabelecido ou em função do parâmetro de poropressão r_u, ou da deformação cisalhante cíclica ou simultaneamente em relação a ambos os critérios.

2.1.2 Calibração do parâmetro h_{po} no modelo PM4Sand

Nesta seção serão apresentados duas metodologias para calibração do parâmetro h_{po} considerando resultados de ensaios CDSS não drenados em areia de Ottawa (Parra, 2016) para diferentes valores de densidade relativa, tensão efetiva vertical σ'_{vc} e razão de tensão cíclica (CSR), conforme Tab. 1. A metodologia de Calibração 1 (MC1) consiste em, para determinada densidade relativa D_R e tensão efetiva vertical σ'_{vc}, estimar G_o em função de $(N_1)_{60}$ de acordo com a Eq. (4), e então variar de forma iterativa o valor do parâmetro h_{po} para ajustar o início de liquefação considerando, geralmente, o critério de deformação cisalhante cíclica γ = 3% (amplitude simples) sob 15 ciclos uniformes de tensão (N_C).

Alternativamente, considerou-se a Calibração 2 (MC2), em função da resposta de areias em termos do duplo critério de início de liquefação em função do parâmetro de poropressão r_u = 0,95 e da deformação cisalhante cíclica γ = 3%, em amplitude simples. Nesta metodologia, o valor inicial de h_{po} foi determinado primeiramente pela metodologia MC1, recalibrando seu valor por meio de um processo iterativo envolvendo variação simultânea de D_R (geralmente redução) e de h_{po} (geralmente aumento) até atingir o marcador de início de liquefação γ = 3% e parâmetro de poropressão r_u = 0,95. Por vezes, especialmente em corpos de prova muito densos, o valor de D_R deve ser aumentado e o parâmetro h_{po} reduzido.

Tabela 1. Resultados de ensaios CDSS na areia de Ottawa – (Parra, 2016).

CSR	ρ(kg/m^3)	σ'_{vc} (kPa)	D_R (%)	N_C (γ=1%)	N_C (γ=3%)	N_C (γ=5%)
0,107	1550	51,5	37	2,25	3,25	4,75
0,087	1576	50,2	46	2,25	12,75	13,75
0,080	1553	52,0	39	2,25	25,75	26,75
0,221	1658	49,0	73	2,25	3,75	13,75
0,180	1646	49,1	69	2,25	5,75	26,75
0,086	1553	102,2	39	2,25	33,75	34,75
0,174	1673	101,9	77	2,25	5,25	23,75
0,087	1581	401,0	48	2,25	34,25	35,25
0,171	1721	401,0	91	2,25	14,25	22,25

ρ indica massa específica do solo.

A Fig. 1 mostra ajustes com as metodologias MC1 e MC2 considerando os resultados de ensaio de cisalhamento cíclico não drenado (CDSS) na areia de Ottawa na condição fofa (D_R = 39%), submetida à tensão efetiva vertical $\sigma'_{vc} = 100\ kPa$ e razão de tensão cíclica CSR = 0,086. Como pode ser observado, a calibração com o método MC2 produziu um melhor ajuste em relação aos resultados experimentais.

Quando resultados de ensaios de laboratório não forem disponíveis, uma curva da razão de resistência cíclica publicada na literatura (p. ex. Boulanger e Idriss, 2014) para areia limpa pode ser usada, na condição de referência, ou seja, magnitude M_w = 7,5 e tensão vertical efetiva de 1 atm.

Na literatura há discussão sobre uso de resultados de ensaios de laboratório ou, alternativamente, de curvas empíricas CRR baseadas em resultados de ensaios de campo (SPT, CPT, velocidade de onda S). Youd el al. (2001) argumentam que o estado de tensão in situ geralmente não pode ser reestabelecido em laboratório, e as técnicas de amostragem usuais introduzem muita perturbação na estrutura de areias para produzir resultados confiáveis, com a resistência cíclica de areias determinada em laboratório resultando geralmente menor do que a CRR de campo. Yoshimi et al. (1984) reportam que a resistência cíclica de corpos de prova reconstituídos representa somente 30% a 60% do valor em corpos de prova congelados (supostamente intactos) do solo em campo.

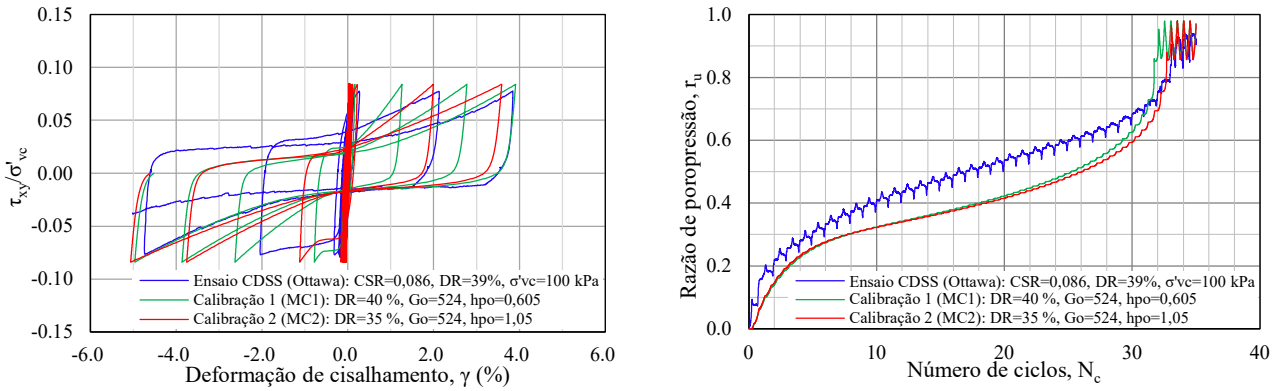


Figura 1. Resultados com as calibrações MC1 e MC2 na areia de Ottawa para σ'_{vc} = 100 kPa, D_R=39%, CSR=0,086, N_c=34,75.

2.2 Modelo constitutivo PM4Silt

É um modelo elastoplástico formulado com a teoria do estado crítico para representar o comportamento cíclico de siltes e argilas de baixa plasticidade, desenvolvido por Boulanger e Ziotopoulou (2018). Adota o parâmetro de estado ξ (Been e Jefferies., 1985), para distinguir entre estados fofos e densos em relação à linha do estado crítico (CSL – *Critical State Line*) conforme Eq. (5).

$$\xi = e - e_{cs} \tag{5}$$

onde e representa o índice de vazios atual, e_{cs} é o índice de vazios no estado crítico para uma tensão efetiva média atual p_{cs}. No modelo PM4Silt, a resistência não drenada no estado crítico S_u é fornecida como um dado de entrada e pode ser informada de duas maneiras: (i) atribuindo explicitamente o valor S_u; (ii) fornecendo a razão de resistência não drenada:

$$S_{u,ratio} = \frac{S_u}{\sigma'_{vc}} \tag{6}$$

onde σ'_{vc} é a tensão vertical efetiva de adensamento, geralmente considerada igual à tensão vertical efetiva inicial.

Os parâmetros primários são a resistência não drenada, o coeficiente G_o do módulo de cisalhamento e parâmetro da taxa de contração h_{po}. Os demais parâmetros secundários do modelo são geralmente definidos por valores padrão.

2.2.1 Calibração do parâmetro h_{po} no modelo PM4Silt

A estimativa deste parâmetro também requer um procedimento iterativo, variando o valor de h_{po} até que seja possível ajustar a curva de resistência cíclica (CRR) em relação ao número de ciclos uniformes de tensão necessários para atingir uma deformação de cisalhamento de 3% (amplitude simples) sob condição não drenada. O ajuste pode ser feito considerando os resultados de ensaios cíclicos de cisalhamento em laboratório CDSS, com auxílio do módulo SoilTest do programa Plaxis 2D.

3 MODELAGEM NUMÉRICA DE UMA BARRAGEM DE REJEITOS

3.1 Geometria e propriedades dos materais

A Fig. 2 apresenta a geometria da seção transversal considerada na análise numérica bidimensional pelo método dos elementos finitos com o programa Plaxis 2D. As propriedades dos materiais foram avaliadas

mediante ensaios de campo e de laboratório. A Tab. 2 apresenta os parâmetros dos modelos elastoplásticos HSM e HSM Small para execução de análises iniciais na condição estática. As Tab. 3 e 4 listam os valores dos parâmetros dos modelos PM4Sand (para rejeitos caracterizados como SM) e PM4Silt (rejeitos ML), obtidos em processos de calibração anteriormente descritos, a partir de ensaios CDSS e também pela conversão de resultados de ensaios triaxiais cíclicos CTX em CDSS de acordo com o procedimento recomendado por Capellaro et al. (2017),

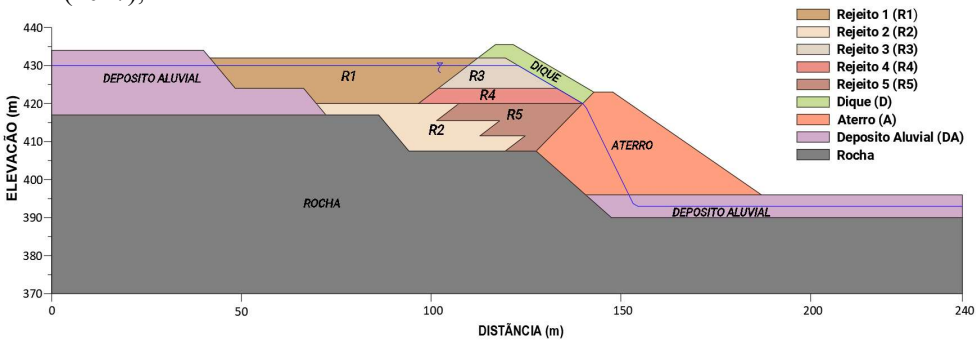


Figura 2. Seção transversal para análise do comportamento sísmico da barragem de rejeitos de Otapara (Peru).

Tabela 2. Propriedades dos materiais para os modelos HSM e HSM Small em análises estáticas

Material	SUCS	D_R (%)	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)	m (-)	c' (kPa)	ϕ' (°)	G_o^{ref} (kPa)	$\gamma_{0,7}$ (-)
R1	SM	36	21600	21600	64800	0,5	0	32,5	84480	0,000164
R2	ML	-	15000	15000	45000	0,5	15	26,0	-	-
R3	SM	39	23400	23400	70200	0,5	0	33,0	86520	0,000161
R4	SM	52	31200	31200	93600	0,5	0	34,5	95360	0,000148
R5	SM	51	30600	30600	91800	0,5	0	35,0	94680	0,000149
D	SM	80	30000	30000	90000	0,5	5	35,0	-	-
A	GM	-	60000	60000	180000	0,5	10	37,0	-	-
DA	GM	-	45000	45000	135000	0,5	5	37,0	-	-

Tabela 3. Propriedades dos materiais para modelo PM4Sand em análises dinâmicas

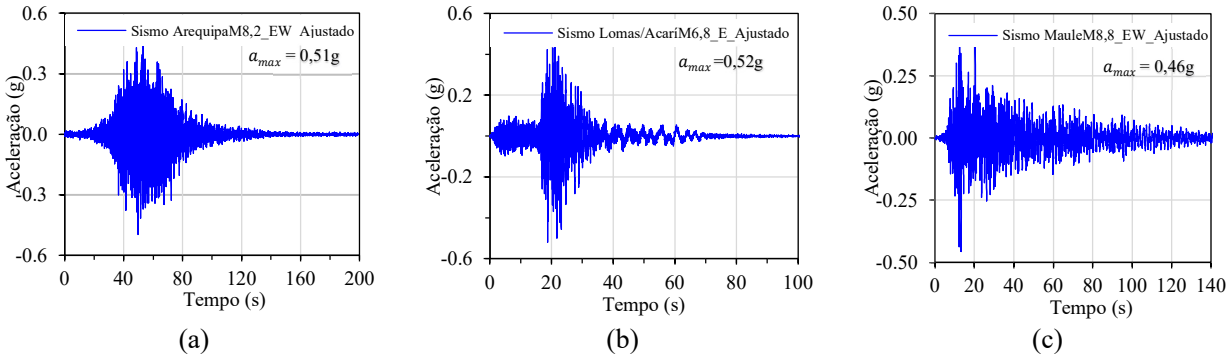
Material	SUCS	D_R (-)	G_O (-)	h_{po} (-)
R1	SM	0,40	524	0,27
R3	SM	0,40	524	0,20
R4	SM	0,60	729	0,11
R5	SM	0,65	574	0,90
D	SM	0,80	944	1,00

Tabela 4. Propriedades do material R2 para o modelo PM4Silt em análises dinâmicas

Material	SUCS	γ_t (kN/ m^3)	γ_{sat}(kN/m^3)	$S_{u,ratio}$(-)	G_o (-)	h_{po}(-)
R2	ML	19	20	0,3	400	6,8

3.2 Registros de aceleração sísmica

No presente estudo foram utilizados os acelerogramas artificiais gerados com os terremotos (*seed motions*) de Arequipa (2001), com magnitude de momento $M_w = 8{,}2$, Lomas/Acarí (2018), com $M_w = 6{,}8$, e Maule (2010) com $M_w = 8{,}8$, que apresentam características similares aos resultados obtidos do estudo local de ameaça sísmica probabilística. Os registros finais foram tratados para correção da linha base e aplicação de filtro passa-banda do tipo Butterworth utilizando o software Seismo Signal.



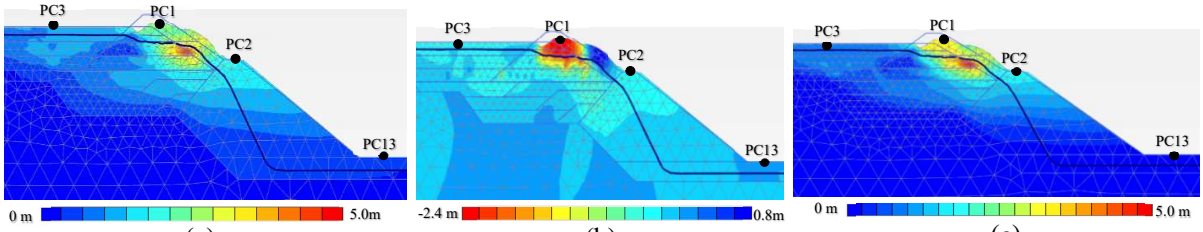
(a) (b) (c)

Figura 3. Acelerogramas artificiais gerados pelo método de ajuste espectral considerando os terremotos de (a) Arequipa, (b) Lomas/Acarí e (c) Maule.

4 RESPOSTAS SÍSMICAS DA BARRAGEM DE REJEITOS OTOPARA (PERU)

4.1 Deslocamentos permanentes

A história dos deslocamentos totais, verticais e horizontais nos pontos de controle PC1, PC2, PC3 e PC13 estão apresentado na Fig. 4 para o terremoto de Arequipa, enquanto a Tab. 5 lista os deslocamentos permanentes induzidos pelos três terremotos analisados.



(a) (b) (c)

Figura 4. Deslocamentos permanentes induzidos pelo terremoto artificial de Arequipa: (a) horizontais; (b) verticais; (c) totais.

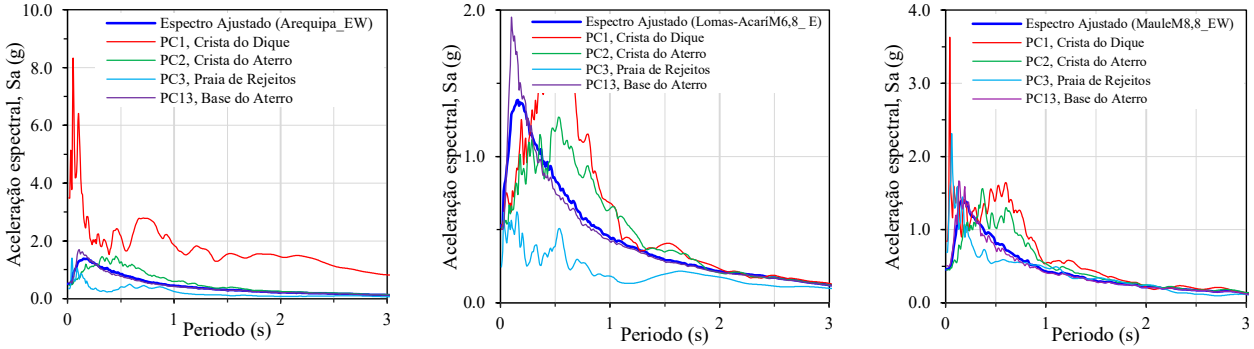
Tabela 5. Deslocamentos permanentes induzidos pelos três terremotos analisados.

Pontos de control	Deslocamento (m)	Sismos Arequipa EW	Lomas/Acarí E	Maule EW
PC1 (Crista do dique)	|u|	3,38	1,48	3,61
	u_x	2,41	0,47	2,51
	u_y	-2,36	-1,40	-2,60
PC2 (Crista do aterro)	|u|	1,67	0,76	1,16
	u_x	1,65	0,75	1,15
	u_y	-0,24	-0,11	-0,13
PC3 (Praia de rejeitos)	|u|	0,86	0,25	0,16
	u_x	0,84	-0,24	0,15
	u_y	-0,22	0,04	-0,04
PC13 (Crista do dique)	|u|	0,02	0,06	0,02
	u_x	0,02	0,06	0,02
	u_y	0,00	0,00	0,00

onde |u|: deslocamento total; u_x: deslocamento horizontal; u_y: deslocamento vertical.

4.2 Espectros de resposta da aceleração horizonal

Os resultados da análise numérica dos espectros de resposta nos pontos de controle PC1, PC2, PC3 e PC13 estão apresentados nas Fig. 5 para os terrmotos de Arequipa, Lomas/Acarí e Maule.

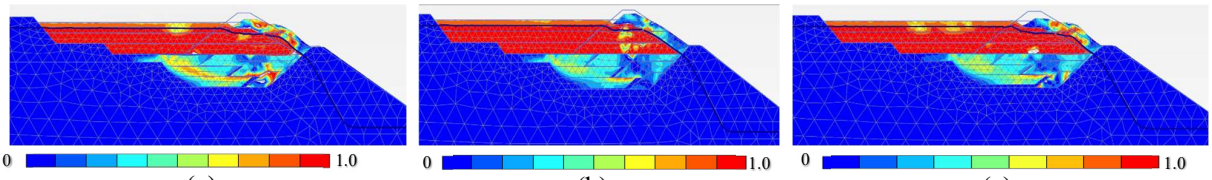


(a) (b) (c)

Figura 5. Acelerações espectrais nos pontos de controle PC1, PC2, PC3 e PC13 para os terremotos atifiais de (a) Arequipa (b) Lomas/Acarí (c) Maule.

4.3 Distribuição do parâmetro de poropressão

A Fig. 6 apresenta mapas da distribuição do parâmetro de poropressão r_u no instante final dos terremotos de Arequipa, Lomas/Acarí e Maule.



(a) (b) (c)

Figura 6. Distribuição do parâmetro de poropressão para os terremotos de (a) Arequipa (b) Lomas/Acarí e (c) Maule.

5 CONCLUSÕES

Mediante uma calibração prévia dos resultados dos ensaios CDSS na areia de Ottawa, foi possível verificar que o modelo PM4Sand representa adequadamente o comportamento cíclico não drenado de solos arenosos, replicando as trajetórias de tensão e excessos de poropressão observadas em ensaios de cisalhamento cíclico em laboratório CDSS.

Dos resultados da calibração do parâmetro h_{po} para o modelo PM4Sand foram obtidos valores inferiores a 1, para materiais de rejeitos SM. O valor de h_{po} também decresce com o aumento da razão de tensão cíclica (CSR), fato verificado tanto na calibração com os métodos MC1 ou MC2. De modo geral a calibração com o método MC2 produz um melhor ajuste em relação aos dados experimentais considerando o número de ciclos e a razão de poropressão. A calibração do parâmetro h_{po} no módelo PM4Silt é um processo iterativo que necessita da definição da resistência não drenada e do coeficiente do módulo de cisalhamento. Geralmente pode ser assumido no início das iterações que $h_{po} > 1$.

Com relação ao comportamento sísmico da barragem de rejeitos de Otapara, localizada em região de atividade sísmica no Peru, foi utilizado o modelo constitutivo PM4Sand para os rejeitos R1, R3, R4, R5, D e o modelo constitutivo PM4Silt para o rejeito R2. Os deslocamentos permanentes máximos na crista da barragem forem de 2,6 m, induzidos pelo terremoto de Maule, e 2,36 m causados pelo terremoto de Arequipa.

Verificou-se que os rejeitos R1, R4 e R5 apresentaram início de liquefação de acordo com o critério de deformação cisalhante cíclica de 3% em amplitude simples.

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

Been, K., Jefferies M.G. (1985) A State Parameter for Sands. Géotechnique 35, n°2, 99-112.

Bolton, M.D. (1986) The Strength and Dilatancy of Sands. Géotechnique 36, n°1, 65-78.

Boulanger, R. W., Idriss, I.M. (2014) *CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures*. Report UCD/CGM-14/01, Center for Geotechnical Modeling, University of California, Davis, CA, 137pp.

Boulanger, R.W., Wijewickreme, D (2019) *Calibration of a constitutive model for the cyclic loading responses of Fraser River Delta silt*. Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions, Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (ICEGE 2019), p. 121.

Boulanger, R. W. e Ziotopoulou, K. (2015). *PM4Sand (version 3): a sand plasticity model for earthquake engineering applications*. Report UCD/CGM-15/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, 113p.

Boulanger, R. W. e Ziotopoulou, K. (2017). *PM4Sand (version 3.1): a sand plasticity model for earthquake engineering applications*. Report UCD/CGM-17/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, 114p.

Boulanger, R. W., Ziotopoulou, K. (2018) *PM4Silt (version 1): A silt plasticity model for earthquake engineering applications*. Report No. UCD/CGM-18/01, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA, 108 pp.

Boulanger, R.W. e Ziotopoulou, K. (2022). *PM4Sand (version 3.2): a sand plasticity model for earthquake engineering applications*. Report UCD/CGM-17/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, 117p.

Boulanger, R. W.e Ziotopoulou, K. (2023). *PM4Sand (version 3.3): a sand plasticity model for earthquake engineering applications*. Report UCD/CGM-23/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, 122p.

Dafalias, Y.F., Manzari, M.T. (2004) *Simple Plasticity Sand Model Accounting for Fabric Change Effects*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE,130(6), 622-634.

Cappellaro, C., Cubrinovski, M., Chiaro, G., Stringer, M.E., Bray, J.D., Riemer, M. F. (2017) *Undrained Cyclic Direct Simple Shear Testing of Christchurch Sandy Soils*. 20th NZGS Geotechnical Symposium, Wellington, New Zealand, New Zealand Geotechnical Society, pp. 1-8.

Idriss, I. M., Boulanger, R. W. (2003) *Relating Kα and Kα to SPT blow count and to CPT tip resistance for use in evaluating liquefaction potential*. Proceeding of the 2003 Dam Safety Conference, ASDSO, September 7-10, Minneapolis, MN.

Parra, A.M. (2016) *Ottawa F-65 Sand Charaterization*. PhD thesis. University of California Davis.

Yoshimi, Y.; Tokimatsu, K.; Kaneko, O. e Makihara, Y. (1984). *Undrained cyclic shear strength of a dense Niigata sand*. Soils and Foundations, v. 24, p. 131-145. 10.3208/sandf1972.24.4_131

Youd, T. L.; Idriss, I. M.; Andrus, R D.; Arango, I.; Castro, G.; Christian, J. T.; Dobry, R.; Finn, W. D. L.; Harder, L. F. Jr.; Hynes, M. E.; Ishihara, K.; Koester, J. P.; Liao, S. S. C.; Marcuson, W. F.; Martin, G. R.; Mitchell, J. K.; Moriwaki, Y.; Power, M. S.; Robertson, P. K; Seed, R. B. e Stokoe, K H. (2001). *Liquefaction resistance of soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental, v. 127, n.10, pp. 817-833.

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/COBRAMSEG2026.1/23

Avaliação dos Gradientes Hidráulicos e da Segurança Hidráulica em Barragens de Terra sob Diferentes Tratamentos de Fundação

Amanda Fetzer Visintin
Mestre em Engenharia Civil, Solution-IPD, Curitiba, Brasil, amanda.visintin@solution-ipd.com

Beatriz Wos Prates
Engenheira Civil, Solution-IPD, Curitiba, Brasil, beatrizwos@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

Vítor Pereira Faro
Doutor em Engenharia Civil, Solution IPD, Curitiba, Brasil, vpfaro@ufpr.br

RESUMO: A segurança hidráulica de barragens de terra está vinculada à distribuição dos gradientes hidráulicos na fundação e ao potencial de instabilidade associado à redução das tensões efetivas, como a liquefação hidráulica na região de saída do fluxo. Este estudo compara a eficiência de diferentes tratamentos de fundação na redução desses gradientes por meio de modelagem numérica bidimensional de fluxo permanente pelo método dos elementos finitos, no software Slide2. Foi considerada uma barragem homogênea de 40 m de altura, apoiada sobre fundação estratificada, sob quatro cenários: sem tratamento, tapete impermeável a montante, cut-off central com 75% de interceptação da camada permeável e cut-off central com interceptação total. Para cada cenário, variou-se a permeabilidade da camada superior da fundação entre 10^{-3}, 10^{-4} e 10^{-5} m/s. Os resultados mostraram que a permeabilidade da fundação exerce influência secundária no comportamento global, enquanto a geometria e o tipo de tratamento governam a redistribuição dos gradientes. Entre as alternativas avaliadas, o cut-off total apresentou o melhor desempenho, com maior redução dos gradientes hidráulicos e aumento do fator de segurança em relação ao gradiente crítico, configurando a solução mais eficiente para o controle da percolação.

PALAVRAS-CHAVE: Barragens de terra; percolação; gradiente hidráulico; liquefação hidráulica; modelagem numérica.

ABSTRACT: The hydraulic safety of earth dams is directly related to the distribution of hydraulic gradients within the foundation and to the risk of instability phenomena associated with reduced effective stresses, such as hydraulic liquefaction in the seepage exit zone. This study compares the efficiency of different foundation treatment solutions in reducing hydraulic gradients through two-dimensional finite element modeling of steady-state seepage using Slide2 software. A 40 m high homogeneous dam founded on a stratified foundation was analyzed under four scenarios: (i) untreated condition; (ii) upstream impermeable blanket; (iii) central cut-off wall with a depth corresponding to 75% of the permeable layer thickness; and (iv) central cut-off wall fully penetrating the permeable layer. In all scenarios, the permeability of the upper foundation layer was varied as 10^{-3}, 10^{-4}, and 10^{-5} m/s. The results were evaluated based on the flow net, equipotential distribution, and maximum hydraulic gradient at the exit region, and the factor of safety relative to the critical gradient associated with hydraulic liquefaction was calculated. The results indicate that, within the analyzed range, foundation permeability has a secondary influence on gradient redistribution, whereas the behavior is governed primarily by geometry and by the type of treatment adopted. Among the evaluated solutions, the full-depth cut-off showed the highest efficiency in reducing hydraulic gradients and increasing the factor of safety, representing a limiting condition for seepage control.

KEYWORDS: Earth dams; seepage; hydraulic gradient; hydraulic heave; numerical modeling.

1 INTRODUÇÃO

Barragens de terra e enrocamento são amplamente empregadas em obras hidráulicas pela disponibilidade de materiais naturais e pela viabilidade econômica (GAIOTO, 2003). Entretanto, a segurança dessas estruturas está sujeita a diferentes mecanismos de instabilidade, como galgamento, instabilidade de taludes, erosão interna, piping, surgência, levantamento hidráulico e liquefação hidráulica. Em barragens de terra, os mecanismos associados à percolação no maciço e na fundação apresentam relevância particular, estando relacionados a parcela significativa dos registros de rupturas e acidentes (FOSTER; FELL; SPANNAGLE, 2000).

Para o controle da percolação na fundação, podem ser adotados tratamentos destinados à redução dos gradientes hidráulicos e à restrição do fluxo de água, como trincheiras de vedação (cut-offs), cortinas de injeção e tapetes impermeáveis a montante (ANA, 2016; GAIOTO, 2003; ICOLD, 2011). Embora estudos recentes tenham avaliado o desempenho dessas soluções por modelagem numérica, especialmente no Brasil (CALAÇA, 2025; DOMINGOS, 2025), ainda são limitadas as análises sistemáticas que consideram a variação da permeabilidade da fundação. Nesse contexto, este trabalho avalia, por meio de modelagem bidimensional em regime permanente pelo método dos elementos finitos, a influência de diferentes tratamentos de fundação na redução dos gradientes hidráulicos associados à liquefação hidráulica por fluxo ascendente.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A análise de fluxo é fundamental para a determinação da linha freática e da distribuição de poropressões, elementos que influenciam a estabilidade dos taludes e a ocorrência de mecanismos de ruptura, como erosão interna, piping e liquefação (TERZAGHI; PECK; MESRI, 1996).

Em meios porosos saturados, a percolação é governada pelo diferencial de carga hidráulica, sendo classicamente representada por redes de fluxo compostas por linhas de corrente e equipotenciais (CASAGRANDE, 1937; HARR, 1962). O gradiente hidráulico, que corresponde à variação dessa carga por unidade de comprimento, traduz a força de percolação atuante na massa de solo ao longo do escoamento (HARR, 1962). Na análise de barragens de terra, a distribuição desses gradientes permite identificar as regiões de maior solicitação hidráulica, tipicamente concentradas no pé de jusante, onde convergem as linhas de percolação do maciço e da fundação.

Tradicionalmente, a análise de fluxo em barragens de terra baseava-se em métodos analíticos e redes de fluxo, porém com limitações para geometrias complexas e fundações heterogêneas. Com o avanço computacional, o método dos elementos finitos passou a ser amplamente utilizado por permitir simulações mais realistas, incluindo anisotropia e variações do nível do reservatório. (ZIENKIEWICZ et al., 2005).

A liquefação hidráulica, frequentemente associada à condição de areia movediça, ocorre quando o fluxo ascendente da água reduz as tensões efetivas do solo a valores nulos ou próximos de zero (TERZAGHI; PECK; MESRI, 1996). Essa perda de resistência decorre da eliminação do confinamento efetivo entre as partículas, inviabilizando a transmissão de esforços intergranulares. No cenário de barragens de terra, onde esse fluxo verticalizado costuma se concentrar nas zonas de saída a jusante, a segurança contra a liquefação hidráulica pode ser avaliada de maneira prática pela comparação entre o gradiente hidráulico crítico e o gradiente atuante.

3 METODOLOGIA

3.1 Ferramenta Numérica e Tipo de Análise

A análise de percolação foi realizada por meio do programa Slide-2, desenvolvido pela RocScience. Foi adotada análise bidimensional em regime permanente (steady-state), utilizando o método dos elementos finitos (Finite Element Analysis – FEA). A formulação considera escoamento saturado governado pela equação de Laplace para meios porosos. O modelo foi considerado bidimensional (condição de plane strain), isotrópico (kx = ky) e com linha freática livre, determinada automaticamente pelo solver do programa.

3.2 Geometria do Modelo

Foi modelada uma barragem de terra homogênea com altura total de 40 m, nível máximo normal (NMN) na cota 37 m e borda livre de 3 m. O talude de montante e o de jusante foram adotados com inclinação 2H:1V, e a largura de crista considerada foi de 6 m, a confirmar em etapa posterior de detalhamento. A fundação foi representada por duas camadas horizontais, sendo a superior permeável, com 20 m de espessura, sobre uma camada inferior de menor permeabilidade, caracterizada por baixa condutividade hidráulica. Para reduzir efeitos de borda e permitir uma melhor representação do campo de fluxo, o domínio lateral foi estendido com comprimento adicional equivalente ao da barragem, tanto a montante quanto a jusante.

3.3 Propriedades Hidráulicas

Foram adotados coeficientes de permeabilidade de $k = 1 \times 10^{-7}$ m/s para o maciço da barragem e $k = 1 \times 10^{-8}$ m/s para a fundação inferior. Para a fundação superior, considerada variável nas análises, foram avaliados os valores de $k = 1 \times 10^{-3}$ m/s, 1×10^{-4} m/s e 1×10^{-5} m/s. O maciço foi modelado como homogêneo, assim como os elementos de tratamento (cut-off e tapete impermeável), que foram adotados com permeabilidade igual a $k = 1 \times 10^{-7}$ m/s.

3.4 Condições de Contorno e Discretização Numérica

Foram adotadas como condições de contorno carga hidráulica total correspondente à cota de 37 m a montante e drenagem total a jusante, com pressão neutra nula na superfície de saída. A linha freática foi determinada automaticamente pelo solver. O domínio foi discretizado em uma malha homogênea de elementos finitos, com cerca de 2.500 nós e elementos quadrilaterais de quatro nós, com tamanho médio de aproximadamente 0,5 m, após verificações preliminares indicarem maior estabilidade dos resultados em relação a malhas mais grosseiras. A malha foi mantida constante em todas as simulações para garantir a comparabilidade dos cenários. A Figura 1 apresenta as condições de contorno e a discretização da malha adotada.

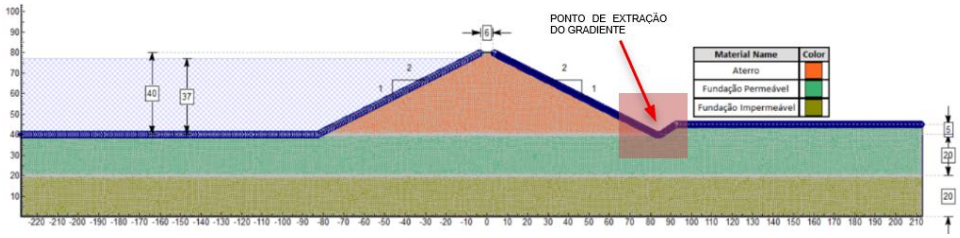


Figura 1. Condições de contorno e discretização da malha

3.5 Cenários Avaliados

A Figura 2 a Figura 5 apresenta a seção tipo adotado para cada caso estudado.

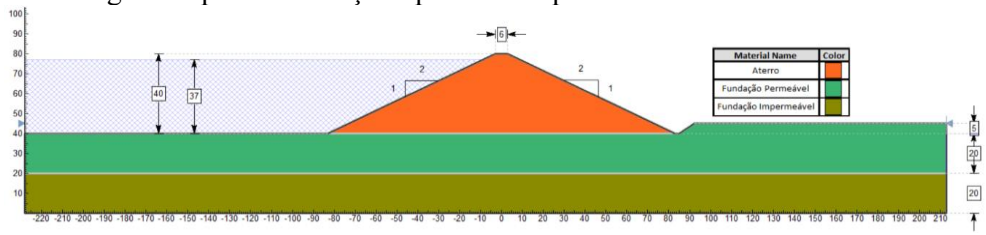


Figura 2. Geometria da barragem sem tratamento (Caso 1)

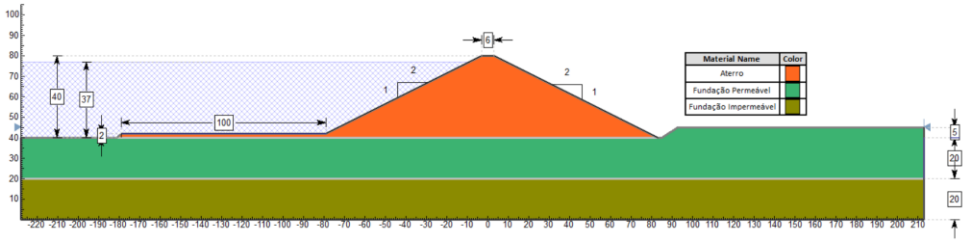


Figura 3. Geometria da barragem com tapete impermeável de montante (Caso 2)

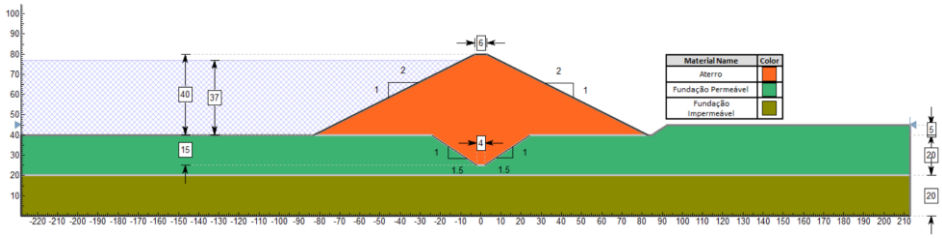


Figura 4. Geometria da barragem com cut-off parcial (75%) posicionada no eixo da estrutura

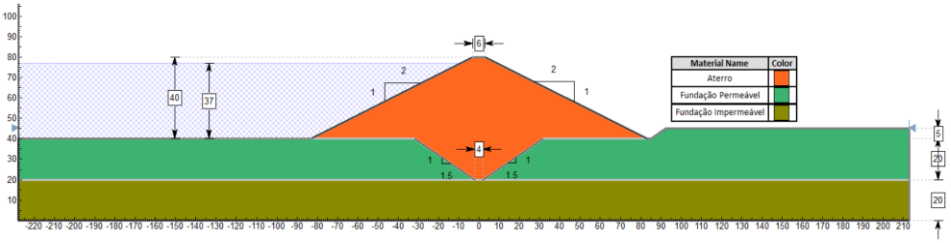


Figura 5. Geometria da barragem com cut-off total (100%) posicionada no eixo da estrutura

Os cenários analisados, assim como as principais características físicas, podem ser observados no Tabela 1.

Tabela 1 - Descrição de cenários avaliados

Referência	Solução 1	Solução 2	Solução 3
Barragem Sem Tratamento	**Tapete Impermeável de Montante**	**Cut-Off parcial (75%) posicionada no eixo da estrutura**	**Cut-Off total (100%) posicionada a montante do eixo da estrutura**
Modelo base sem qualquer intervenção na fundação;	Comprimento de 30 m e espessura de 2 m;	Profundidade de 15 m, base de 4 m e inclinação da escavação de 1,5H:1V;	Profundidade de 20 m, base de 4 m e inclinação da escavação de 1,5H:1V;

3.6 Critério de Avaliação

O parâmetro adotado para avaliação da estabilidade hidráulica foi o gradiente hidráulico vertical máximo na saída da fundação, associado ao fluxo ascendente. O gradiente crítico foi estimado por:

$$i_{crítico} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (1)$$

Onde:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

E adotando peso específico saturado do solo da fundação igual a $\gamma_{sat} = 20\ kN/m^3$ e $\gamma_w = 10\ kN/m^3$, obtem-se um $i_{crítico}$ de 1,0.

O fator de segurança contra liquefação hidráulica foi definido como a relação entre o gradiente crítico e o gradiente máximo.

Para comparar as diferentes soluções de tratamento de fundação, os resultados das análises numéricas foram sintetizados em gráficos de barras representando os fatores de segurança associados ao gradiente hidráulico em cada cenário. Foram consideradas quatro configurações: condição sem tratamento, tapete impermeável a montante, cut-off parcial (1) e cut-off total (2). Para cada configuração, analisaram-se três valores de permeabilidade da camada superior da fundação (k = $1{,}0\times10^{-3}$, $1{,}0\times10^{-4}$ e $1{,}0\times10^{-5}$ m/s), mantendo-se constantes as demais propriedades hidráulicas do modelo.

A utilização de gráficos de barras permitiu visualizar simultaneamente o desempenho relativo de cada solução de tratamento e sua sensibilidade à variação da permeabilidade da fundação, bem como quantificar o ganho de segurança em relação à condição sem tratamento.

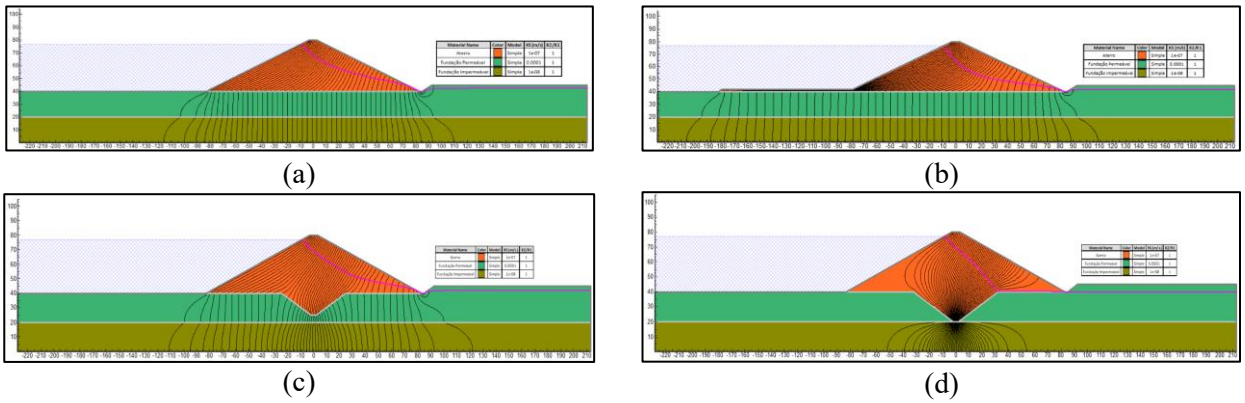
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Análise qualitativa do regime de fluxo

Inicialmente, analisou-se o regime de fluxo obtido nas simulações numéricas por meio da interpretação das redes de fluxo e das linhas equipotenciais geradas para cada cenário considerado. Nas Figuras 6 e 7 são apresentadas a distribuição das equipotenciais para a condição sem tratamento e para as soluções de controle analisadas, tapete impermeável a montante, cut-off parcial (1) e cut-off total (2) posicionado no eixo da barragem, considerando diferentes valores de permeabilidade da camada superior da fundação. A análise dessas redes permite avaliar qualitativamente as alterações no percurso de percolação, no comprimento do caminho hidráulico e na distribuição das perdas de carga ao longo da fundação.

Material Name	Color	Model	KS (m/s)	K2 /K1
Aterro		Simple	1e-07	1
Fundação Permeável		Simple	0.0001	1
Fundação Impermeável		Simple	1e-08	1

Figura 6. Legenda dos valores de permeabilidade adotados



(a) (b) (c) (d)

Figura 7. Rede de fluxo e linhas equipotenciais da barragem para k = $1{,}0\times10^{-4}$ m/s : (a) sem tratamento; (b) tapete impermeável; (c) Cut-off parcial (1) no eixo; (d) Cut-off total (2) no eixo

A análise das redes de fluxo indica que, no cut-off total (2), as linhas equipotenciais se concentram na trincheira, evidenciando dissipação de carga localizada e redução quase completa do fluxo na fundação. No tapete impermeável, as equipotenciais se distribuem a montante, refletindo dissipação mais uniforme ao longo do percurso de percolação. O cut-off parcial (1) apresenta comportamento intermediário, com concentração incipiente na trincheira e manutenção de fluxo na fundação.

4.2 Gradientes hidráulicos máximos

A partir da interpretação qualitativa do regime de fluxo apresentada anteriormente, procedeu-se à análise quantitativa dos gradientes hidráulicos máximos obtidos nas simulações numéricas. Essa etapa teve como objetivo avaliar comparativamente o desempenho das diferentes soluções de tratamento de fundação em termos de controle da percolação e redução dos gradientes hidráulicos críticos na região do pé de jusante da barragem. Os resultados obtidos são apresentados por meio de representações gráficas e tabelas comparativas, permitindo avaliar simultaneamente a influência da permeabilidade da fundação e a eficiência relativa das diferentes soluções de tratamento. A Tabela 2 apresenta os gradientes hidráulicos máximos e os fatores de segurança correspondentes para todos os cenários analisados, enquanto a Figura 9, Figura 10 e Figura 11 ilustram a distribuição espacial dos gradientes hidráulicos obtidos nas simulações, com destaque para a região do pé de jusante, onde se concentram as condições potencialmente mais críticas para ocorrência de liquefação hidráulica.

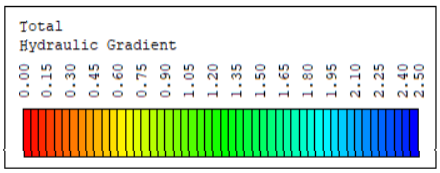


Figura 8. Legenda de referência para valores de gradiente hidráulico

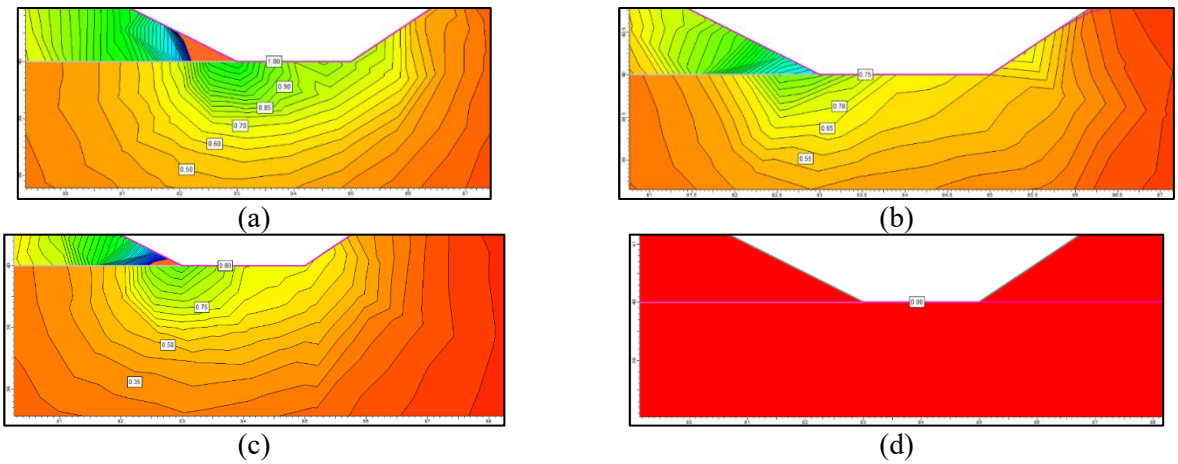


Figura 9. Gradientes hidráulicos totais para k = 1,0×10⁻³ m/s: (a) sem tratamento; (b) tapete impermeável; (c) Cut-off parcial (1) no eixo; (d) Cut-off total (2) no eixo

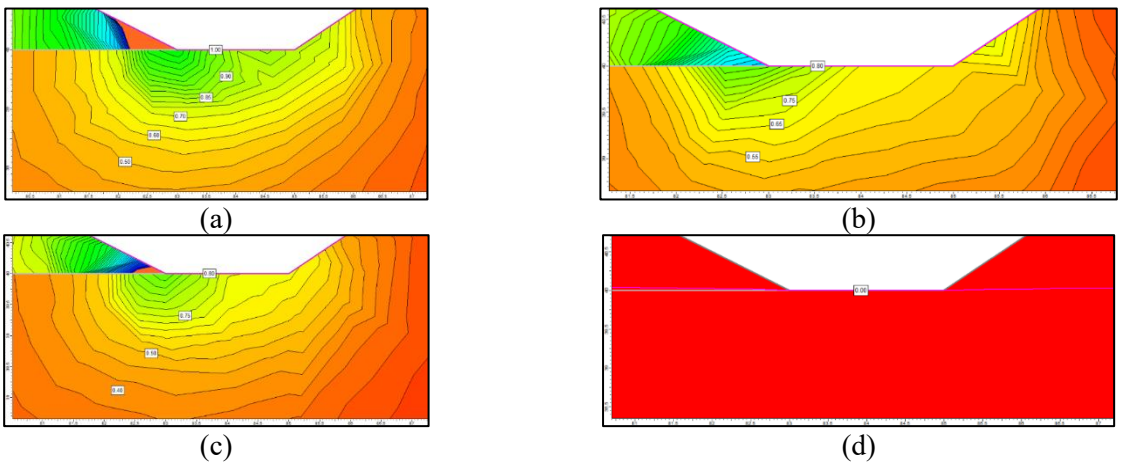


Figura 10. Gradientes hidráulicos totais para k = 1,0×10⁻⁴ m/s: (a) sem tratamento; (b) tapete impermeável; (c) Cut-off parcial (1) no eixo; (d) Cut-off total (2) no eixo

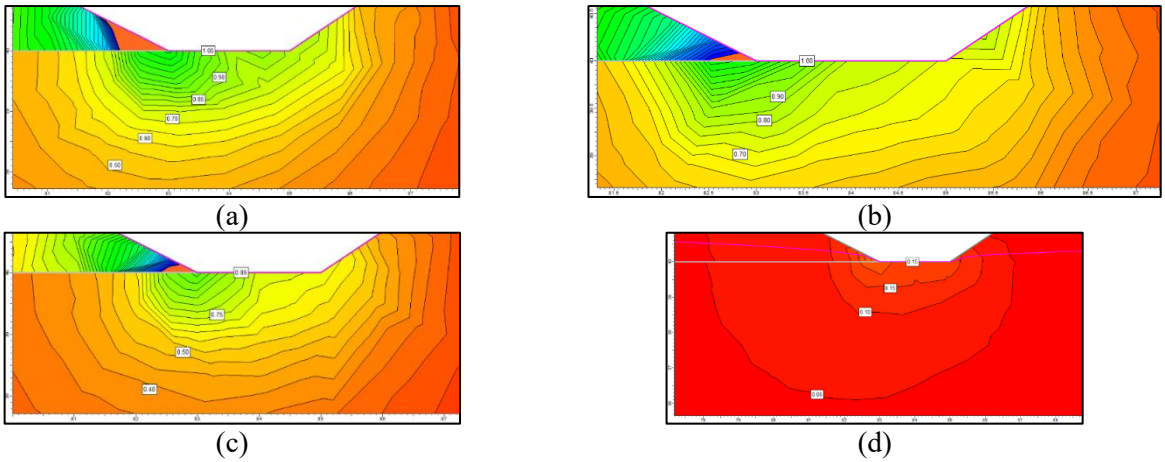


Figura 11. Gradientes hidráulicos totais para k = 1,0×10^{-5} m/s: (a) sem tratamento; (b) tapete impermeável; (c) Cut-off parcial (1) no eixo; (d) Cut-off total (2) no eixo

Tabela 2. Gradientes hidráulicos máximos e fatores de segurança de diferentes cenários analisados

Caso	k da fundação (m/s)	Gradiente máximo (i_{max})	Gradiente crítico ($i_{crít}$)	Fator de Segurança (FS)
Sem Tratamento	1×10^{-3}	1,000	1,000	1,00
	1×10^{-4}	1,000	1,000	1,00
	1×10^{-5}	1,000	1,000	1,00
Tapete	1×10^{-3}	0,750	1,000	1,33
	1×10^{-4}	0,800	1,000	1,25
	1×10^{-5}	1,000	1,000	1,00
Cut-off Parcial (1)	1×10^{-3}	0,800	1,000	1,25
	1×10^{-4}	0,800	1,000	1,25
	1×10^{-5}	0,850	1,000	1,18
Cut-off Total (2)	1×10^{-3}	0,000	1,000	>10 (1)
	1×10^{-4}	0,000	1,000	>10 (1)
	1×10^{-5}	0,150	1,000	6,67

(1) Gradientes desprezíveis no ponto analisado devido à redistribuição do fluxo no domínio

Os resultados evidenciam diferenças expressivas no desempenho hidráulico das soluções de tratamento analisadas. Na condição sem tratamento, o gradiente hidráulico máximo permanece unitário (i_{max} = 1,00) para todas as permeabilidades, com fator de segurança igual a 1,00, caracterizando uma condição crítica de estabilidade hidráulica. Nesse cenário, a resposta do sistema é controlada predominantemente pelas condições geométricas e de contorno, sem ganho de segurança associado à variação de k.

O tapete impermeável apresenta desempenho limitado e fortemente dependente da permeabilidade da fundação. Observa-se incremento do fator de segurança apenas para a maior permeabilidade analisada, com FS = 1,33 para k = 1×10^{-3} m/s, sua eficiência decresce progressivamente com a redução de k, aproximando-se da condição sem tratamento e atingindo FS = 1,00 para k = 1×10^{-5} m/s. Esse comportamento indica que sua atuação está associada ao alongamento do percurso de percolação, mecanismo mais eficiente em meios mais permeáveis e menos relevante em solos de baixa permeabilidade.

O cut-off parcial (1) apresenta redução consistente dos gradientes hidráulicos em todos os cenários, com i_{max} entre 0,75 e 0,80 e FS variando de 1,18 a 1,25. Embora ainda permita percolação através da fundação, sua função como barreira ao fluxo se mostra mais eficiente e menos sensível às variações de permeabilidade quando comparada ao tapete impermeável.

O cut-off total (2) registra o melhor desempenho global. Para k = 1×10^{-3} e 1×10^{-4} m/s, os gradientes tornam-se desprezíveis, resultando em FS superiores a 10. Ressalta-se, entretanto, que esses valores representam a condição local avaliada e decorrem da redistribuição das linhas de fluxo promovida pela

interceptação completa da camada permeável, não devendo ser interpretados como ausência de fluxo ou de gradientes em toda a fundação. Para $k = 1\times10^{-5}$ m/s, ainda se observa elevado nível de segurança, com i_{max} = 0,15 e FS = 6,67. Esses resultados indicam interceptação mais efetiva das linhas de fluxo e concentração da dissipação de carga na região do corte, reduzindo de forma expressiva os gradientes na região de saída da fundação.

Em síntese, o desempenho das medidas de tratamento é governado por seu mecanismo de atuação: o tapete impermeável reduz a percolação por aumento do comprimento do caminho de fluxo, enquanto os cut-offs restringem diretamente o escoamento. Entre as alternativas avaliadas, o cut-off total se destaca como a solução mais eficiente para o controle hidráulico da fundação.

5 CONCLUSÃO

Conclui-se que o desempenho das soluções de tratamento depende do mecanismo de atuação e da permeabilidade da fundação. O tapete impermeável apresenta eficiência limitada e dependente de k, enquanto o cut-off parcial (1) promove melhoria consistente, ainda com percolação. O cut-off total (2) apresenta o melhor desempenho, com redução significativa dos gradientes e elevados fatores de segurança. Entretanto, esses resultados estão associados às hipóteses adotadas na modelagem, sendo esperadas alterações em função da discretização da malha, da anisotropia hidráulica, da posição do cut-off e das propriedades hidráulicas dos materiais de tratamento.

Assim, soluções que interceptam diretamente as linhas de fluxo mostram-se mais eficazes para o controle de percolação, sendo o cut-off total a alternativa mais robusta para garantir a estabilidade hidráulica da fundação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional de Águas – ANA (2016) *Diretrizes para elaboração de projetos de barragens*. Agência Nacional de Águas, Brasília, DF, Brasil, 160 p.

Calaça, J. P. S. (2025) *Análise do comportamento da percolação em barragens de terra utilizando modelagem numérica*. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, Brasil.

Casagrande, A. (1937) Seepage through dams. *Journal of the New England Water Works Association*, Boston, v. 51, n. 2, p. 131–172.

Domingos, G. (2025) *Análise da aplicação de geomembrana em barragens de terra como solução para controle de percolação*. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, Brasil.

Duncan, J. M., Wright, S. G., Brandon, T. L. (2014) *Soil strength and slope stability*. 2nd ed., John Wiley & Sons, Hoboken, NJ, USA, 317 p.

Foster, M. A., Fell, R., Spannagle, M. (2000) The statistics of embankment dam failures. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 37, n. 5, p. 1000–1024.

Gaioto, N. (2003) *Introdução ao projeto de barragens de terra e de enrocamento*. EESC-USP, São Carlos, SP, Brasil, 126 p.

Harr, M. E. (1962) *Groundwater and seepage*. McGraw-Hill, New York, NY, USA, 315 p.

International Commission on Large Dams – ICOLD (2011) *Small dams: design, surveillance and rehabilitation*. Bulletin 157, Paris, France.

Terzaghi, K., Peck, R. B., Mesri, G. (1996) *Soil mechanics in engineering practice*. 3rd ed., John Wiley & Sons, New York, NY, USA, 549 p.

Youd, T. L. et al. (2001) Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998

Zienkiewicz, O. C. et al. (2005) *The finite element method: its basis and fundamentals*. 6th ed., Elsevier Butterworth-Heinemann, Oxford, UK, 631 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/24

Avaliação Experimental de Vibrações em Barragens de Rejeito: Subsídios para Controle Geotécnico e Construtivo de Obras de Reforço

Letícia Capanema Ribeiro
Engenheira Civil, VALE, Belo Horizonte, Brasil, leticia.ribeiro@vale.com

Sheyla Carla Rodrigues
Engenheira Civil, BVP Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, sheyla.rodrigues@bvp.eng.br

Rayala Lisboa Masensini
Engenheira Civil, BVP Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, rayala.lisboa@bvp.eng.br

Wesley Durval Soares de Carvalho
Engenheiro Civil, Msc.,VALE, Belo Horizonte, Brasil, wesley.soares.carvalho@vale.com

Paulo César da Silva Júnior
Engenheiro Civil, Msc.,PROGEN, Belo Horizonte, Brasil, C0691354@vale.com

RESUMO: A realização de testes de vibração antes de intervenções em barragens de rejeito alteadas a montante é uma medida preventiva essencial para garantir a estabilidade geotécnica e a segurança operacional durante todas as etapas construtivas. Vibrações geradas por equipamentos podem elevar a poropressão nos rejeitos, comprometendo a estabilidade do maciço e aumentando o risco de liquefação ou deformações não previstas em projeto. Este estudo analisa os efeitos dessas vibrações durante a construção de um reforço em enrocamento, com foco na velocidade de partícula e em curvas de atenuação associadas a diferentes distâncias, que permitem estabelecer parâmetros técnicos de controle. O objetivo é definir níveis de vibração admissíveis e regras operacionais que evitem a geração de poropressões significativas. A metodologia incluiu testes em pista experimental, simulando condições reais de obra, utilizando equipamentos convencionais de terraplenagem, como caminhões basculantes, escavadeiras e tratores de esteiras. O monitoramento foi realizado por meio de 30 instrumentos distintos. Os resultados esperados envolvem a definição de limites de vibração, distanciamentos mínimos entre equipamentos e frentes de trabalho, e a delimitação de zonas de influência. Esses parâmetros apoiarão o planejamento e a logística de tráfego de máquinas, compatibilizando segurança e produtividade, além de subsidiar decisões técnicas e planejamento.

PALAVRAS-CHAVE: Vibração, barragem de rejeito, monitoramento, estabilidade geotécnica.

ABSTRACT: The execution of vibration tests prior to interventions on upstream-raised tailings dams is an essential preventive measure to ensure geotechnical stability and operational safety throughout all construction stages. Vibrations generated by equipment can increase pore pressure within the tailings, compromising the stability of the structure and raising the risk of liquefaction or deformations not anticipated in the design.
This study analyzes the effects of these vibrations during the construction of a rockfill reinforcement, focusing on particle velocity and on attenuation curves associated with different distances, which allow the establishment of technical control parameters. The objective is to define admissible vibration levels and operational rules that prevent the generation of significant pore pressures.
The methodology included tests on an experimental track, simulating real construction conditions and using conventional earthmoving equipment such as dump trucks, excavators, and bulldozers. Monitoring was carried out using 30 different instruments. The expected results involve defining vibration limits, minimum distances between equipment and work fronts, and delineating influence zones. These parameters will support planning and logistics for machinery traffic, ensuring both safety and productivity, in addition to supporting technical decisions and project planning.

KEYWORDS: Vibration, tailings dam, Monitoring, Geotechnical stability.

1 INTRODUÇÃO

Barragens de rejeito alteadas a montante apresentam elevada vulnerabilidade geotécnica devido à presença de materiais finos, saturados e de baixa resistência, que exibem comportamento frágil e forte suscetibilidade a variações de poropressão. Essas características aumentam o risco de liquefação e instabilidade, tornando as intervenções próximas ao maciço especialmente sensíveis às vibrações geradas por equipamentos pesados. A operação de máquinas pode induzir tensões dinâmicas capazes de elevar temporariamente a poropressão em rejeitos saturados, potencialmente comprometendo a estabilidade global da barragem, causando deformações indesejadas e, em cenários críticos, favorecendo a liquefação.
Nesse contexto, testes de vibração prévios à execução de obras de reforço são essenciais para avaliar a resposta dinâmica do maciço e estabelecer limites operacionais seguros. A análise de parâmetros como velocidade de partícula, curvas de atenuação e zonas de influência permite definir condições de operação compatíveis com a segurança geotécnica. O presente estudo avalia os efeitos das vibrações induzidas por equipamentos típicos de terraplenagem por meio de testes controlados em pista experimental, integrando o monitoramento de vibração e poropressão. Os resultados visam definir limites admissíveis de vibração e distanciamentos seguros, fornecendo subsídios para o controle geotécnico, o planejamento construtivo e seguro da obra.

2 OBJETIVO

O objetivo do teste foi avaliar os efeitos das vibrações induzidas pela operação de equipamentos típicos de obras de reforço em uma barragem de rejeito alteada a montante, por meio de testes controlados em pista experimental, a fim de subsidiar critérios técnicos seguros para a execução das atividades construtivas. Os objetivos específicos incluíram quantificar os níveis de vibração gerados por equipamentos de terraplenagem, tanto operando isoladamente quanto em combinação; avaliar a propagação das vibrações no maciço por meio da determinação da velocidade de partícula (PPV) e da elaboração de curvas de atenuação; comparar os níveis registrados com os limites de atenção e alerta definidos na carta de risco; verificar a resposta de poropressão em fundações de baixa resistência submetidas a carregamentos dinâmicos; estabelecer limites máximos admissíveis de vibração compatíveis com a segurança geotécnica; definir distanciamentos seguros entre equipamentos e frentes de trabalho para diferentes cenários operacionais; e fornecer subsídios para o controle de vibrações, o monitoramento geotécnico e o planejamento da construtibilidade durante a execução da obra.

3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A área estudada corresponde a uma barragem de rejeito alteada a montante, onde está em planejamento a execução de obras em enrocamento que envolvem o tráfego de equipamentos de terraplenagem próximos ao maciço. Devido aos riscos associados às vibrações geradas por essas atividades, foi implantada uma pista experimental para avaliar o comportamento dinâmico da fundação e a resposta vibratória do maciço.
A pista foi instalada em uma região onde os equipamentos atuam diretamente sobre materiais de fundação de baixa resistência, condição crítica para avaliar a transmissão de cargas dinâmicas. Essa configuração permitiu investigar a propagação de vibrações e seus efeitos tanto nos materiais subjacentes quanto no maciço adjacente. O local apresenta rejeitos granulares nas camadas superficiais e materiais de fundação pouco competentes, o que reforça a importância de estudar possíveis impactos nas poropressões e na estabilidade, mesmo sem carregamento direto sobre o maciço. A área conta com instrumentação geotécnica permanente, complementada por instrumentos temporários instalados especificamente para os testes, permitindo uma avaliação integrada das vibrações, poropressões e propagação das ondas geradas pelos equipamentos.

4 METODOGOLOGIA

A metodologia consistiu na avaliação das vibrações geradas por equipamentos previstos para as obras de reforço, priorizando um cenário geotécnico crítico: a atuação direta sobre materiais de fundação de baixa resistência. Para isso, implantou-se uma pista experimental a jusante do maciço, permitindo o tráfego

controlado de máquinas diretamente sobre a fundação, condição representativa para analisar a transmissão de carregamentos dinâmicos.
O arranjo experimental possibilitou avaliar tanto a resposta vibratória da fundação quanto a propagação das vibrações em direção ao maciço de rejeito, por meio de instrumentação posicionada a montante. Assim, foi possível analisar efeitos vibratórios e hidromecânicos sem tráfego direto sobre o maciço.
Foram utilizados equipamentos típicos de terraplenagem, caminhões basculantes (carregados e vazios), escavadeiras, tratores de esteira, carregadeiras e motoniveladoras, operando com velocidades controladas para reproduzir condições reais de obra. Os testes incluíram operações isoladas, combinações simultâneas e múltiplas passagens para avaliar repetitividade e superposição de vibrações.
O monitoramento geotécnico integrou 30 instrumentos permanentes e provisórios, incluindo piezômetros automatizados, piezômetros de corda vibrante, sismógrafos triaxiais e sensores de microssísmica. Todos foram sincronizados para correlacionar vibração e poropressão. As leituras foram contínuas antes, durante e após as passagens.
O acompanhamento técnico em campo garantiu controle operacional, qualidade dos registros e validação dos procedimentos, assegurando representatividade dos resultados para subsidiar o projeto e as etapas construtivas.

5 ANÁLISE DOS DADOS

5.1 Análise das Vibrações na Fundação

A análise das vibrações na fundação foi conduzida com base na avaliação da resposta dinâmica do terraço coluvionar, considerado um material de menor resistência mecânica e, portanto, mais sensível à transmissão de carregamentos dinâmicos. Os registros de velocidade de partícula obtidos nessa condição permitiram avaliar a propagação das vibrações induzidas pelos equipamentos diretamente para a fundação. As figuras a seguir apresentam os resultados das leituras dos geofones para diferentes distâncias.

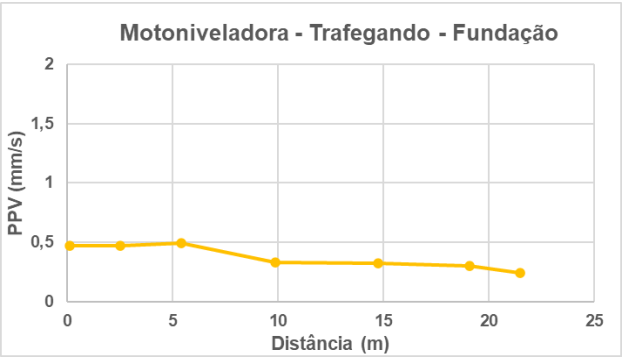


Figura 1. Curva de Atenuação – Motoniveladora – Trafegando

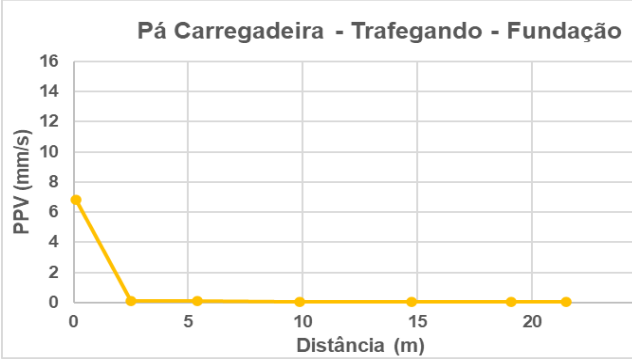


Figura 2. Curva de Atenuação – Pá Carregadeira – Trafegando

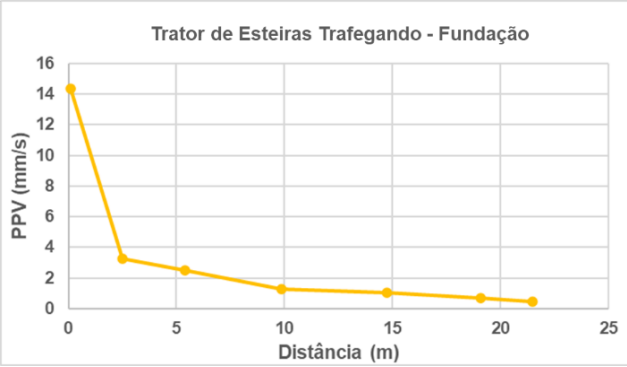


Figura 3. Curva de Atenuação – Trator de Esteiras – Trafegando

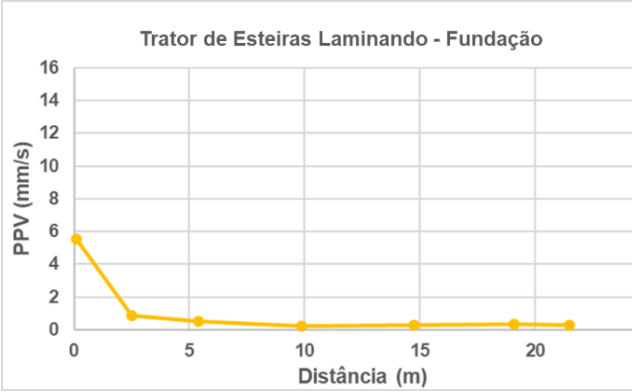


Figura 4. Curva de Atenuação – Trator de Esteiras – Laminando

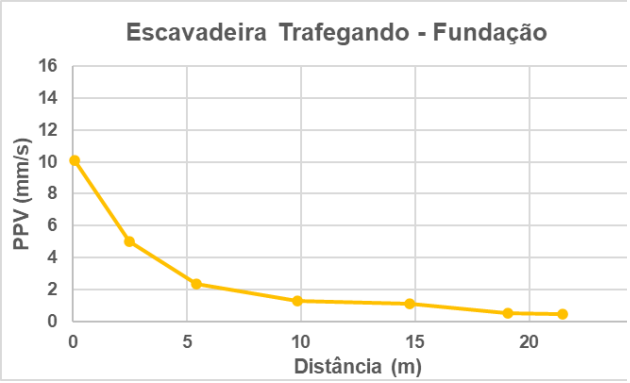


Figura 5. Curva de Atenuação – Escavadeira – Trafegando

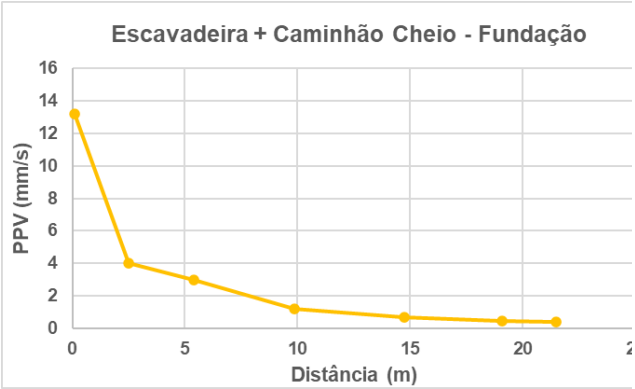


Figura 6. Curva de Atenuação – Escavadeira + Caminhão Cheio – Trafegando

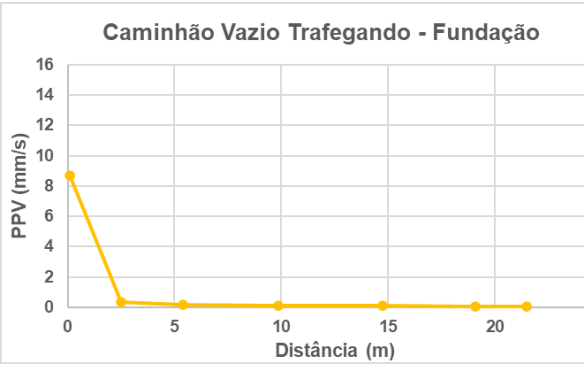


Figura 7. Curva de Atenuação – Caminhão – Trafegando

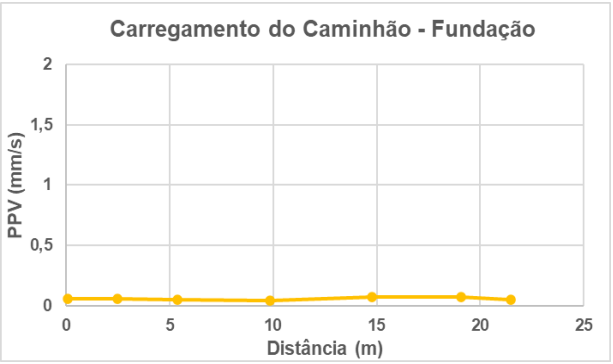


Figura 8. Curva de Atenuação – Carregamento do Caminhão

Com base na análise das curvas apresentadas, foram destacadas aquelas com maiores amplitudes, representativas dos equipamentos críticos que requerem maior atenção durante a operação conjunta. Observa-se, conforme a figura abaixo, que a aproximadamente 10 m de distância o PPV é da ordem de 1,6 mm/s, indicando atenuação significativa em relação ao valor registrado no geofone central à pista, da ordem de 14 mm/s. As curvas de atenuação evidenciam a redução progressiva da intensidade das vibrações com o aumento da distância à fonte, mesmo em condição crítica de atuação direta sobre os materiais de fundação. Assim, para situações de operação simultânea de escavadeira, caminhão carregado e trator de esteiras, recomenda-se que o limite operacional seja de 20 m visto que a essa distância há uma atenuação significativa.

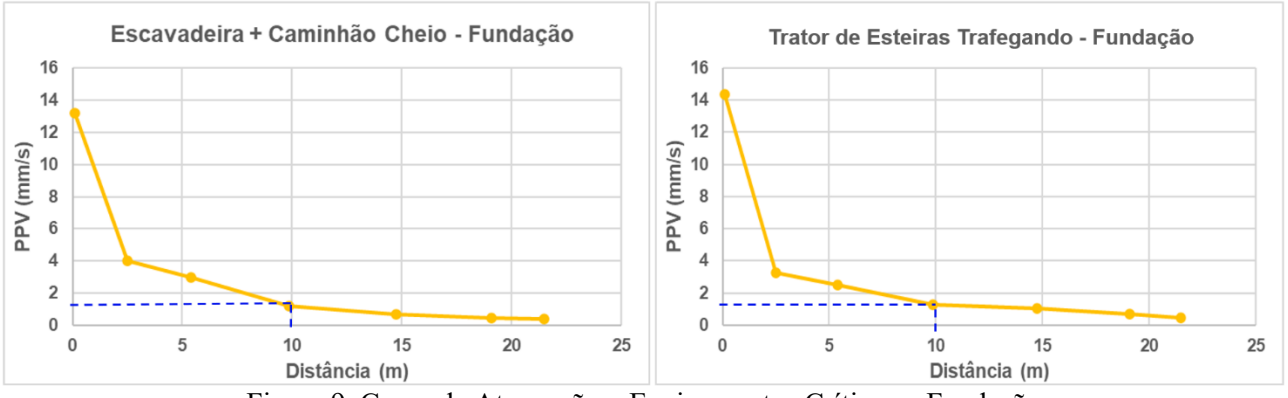


Figura 9. Curva de Atenuação – Equipamentos Críticos – Fundação

A análise integrada entre os registros de vibração e os dados de poropressão indicou que as variações observadas permaneceram dentro da faixa de comportamento natural do sistema, sem correlação direta com os eventos vibratórios induzidos. Dessa forma, os resultados apresentados pelas figuras a seguir, indicam que os níveis de vibração gerados durante o teste não foram suficientes para provocar incrementos significativos de poropressão na fundação (>2kPa).

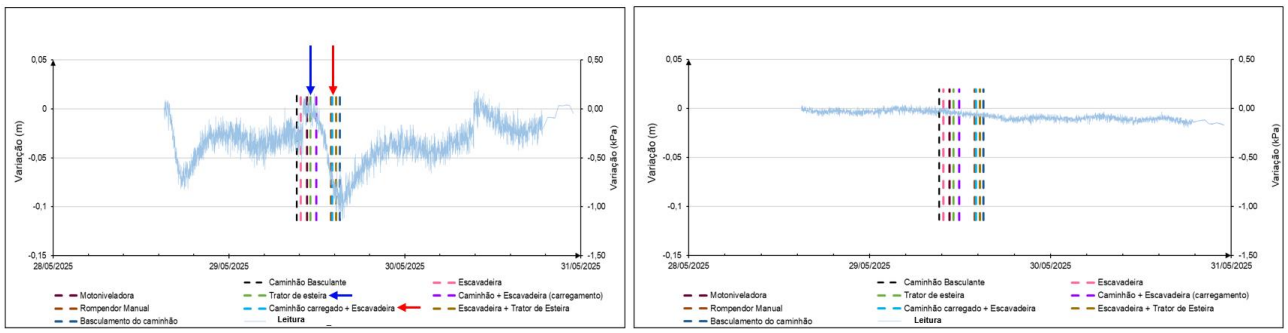


Figura 10. Piezômetro Existente e Permanente Próximos à Pista (1) Teste e distante a pista teste (2)

5.2 Avaliação das Vibrações no Rejeito

A avaliação das vibrações no maciço de rejeito foi realizada com base nos registros obtidos pelos geofones instalados a montante da pista de testes, sendo analisada a resposta vibratória do rejeito em função da propagação das ondas geradas pela operação dos equipamentos sobre a fundação. Dessa forma, os resultados apresentados referem-se exclusivamente à resposta do maciço às vibrações propagadas, não havendo solicitação dinâmica direta por tráfego de equipamentos nessa região. As figuras a seguir apresentam as curvas de atenuação da velocidade de partícula (PPV) obtidas para o rejeito, considerando a operação de equipamentos isolados e de combinações representativas das condições de obra.

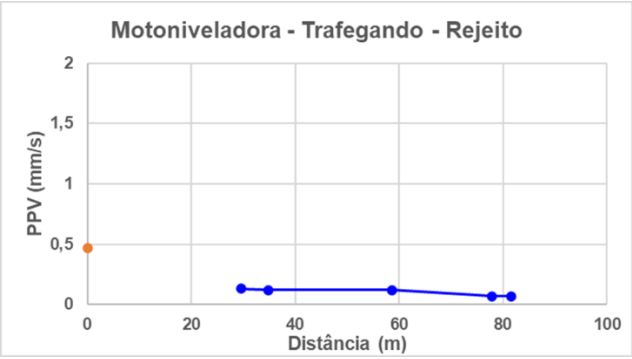


Figura 11. Curva de Atenuação – Motoniveladora – Trafegando

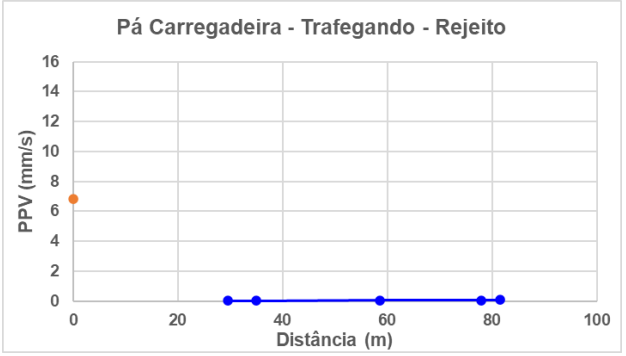


Figura **12**. Curva de Atenuação – Pá Carregadeira – Trafegando

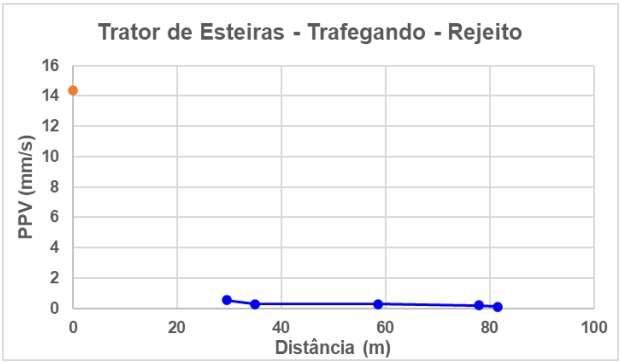


Figura 13. Curva de Atenuação – Trator de Esteiras – Trafegando

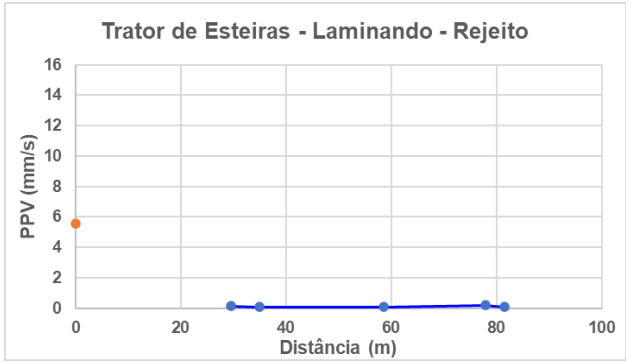


Figura 14. Curva de Atenuação – Trator de Esteiras – Laminando

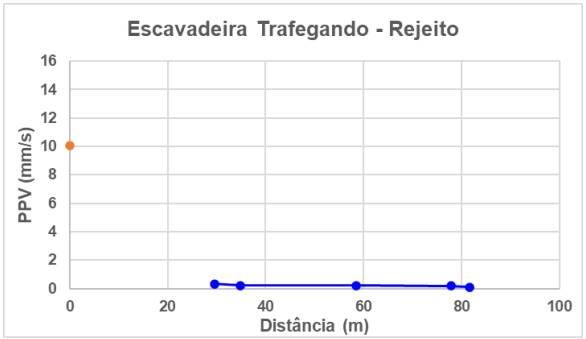


Figura 15. Curva de Atenuação – Escavadeira – Trafegando

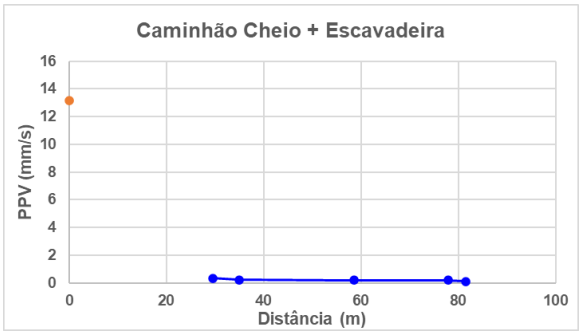


Figura 16. Curva de Atenuação – Escavadeira + Caminhão Cheio – Trafegando

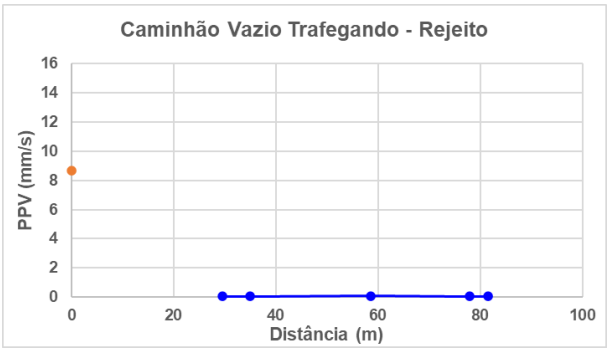


Figura 17. Curva de Atenuação – Caminhão – Trafegando

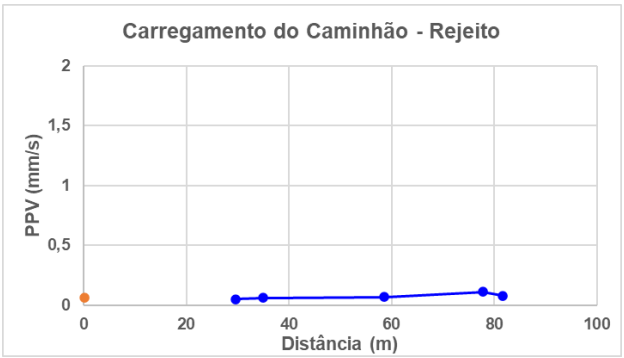


Figura 18. Curva de Atenuação – Carregamento do Caminhão

As curvas de atenuação da velocidade de partícula obtidas para o rejeito demonstram comportamento típico de dissipação de energia, com redução progressiva dos níveis de vibração à medida que se aumenta o afastamento em relação à fonte vibratória localizada na pista de ensaio.
Com base na avaliação das curvas de atenuação, foram destacadas aquelas associadas aos maiores níveis de vibração, correspondentes aos cenários operacionais considerados críticos. Conforme ilustrado na Figura 19, observa-se que, a aproximadamente 30 m da fonte vibratória, o PPV é da ordem de 0,5 mm/s, evidenciando atenuação expressiva em relação ao valor registrado no geofone central à pista, da ordem de 14 mm/s.

A análise comparativa entre os diferentes cenários indica que, embora a atuação simultânea dos equipamentos resulte em incrementos pontuais nos níveis de vibração, o comportamento de atenuação no rejeito mantém-se consistente. Assim, para os cenários analisados, recomenda-se um limite operacional mínimo de 30 m, valor definido de forma conservadora em função da ausência de registros em distâncias menores, uma vez que o

sismógrafo mais próximo se encontra instalado a cerca de 30 m da pista, imediatamente acima do dique de partida.

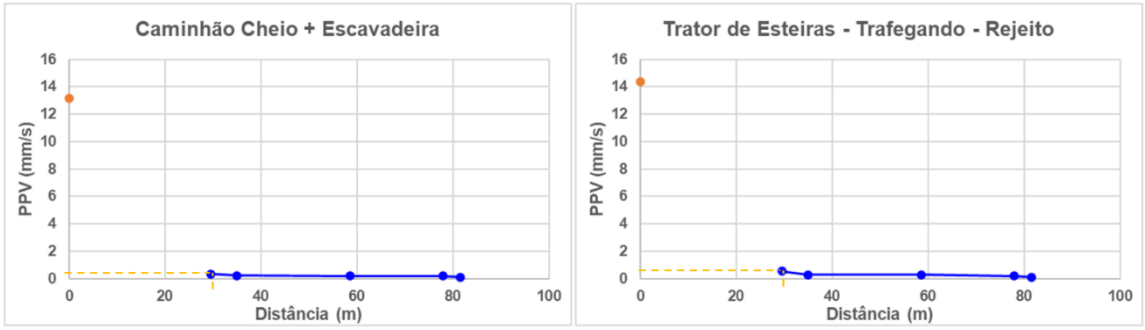


Figura 19. Curva de Atenuação – Equipamentos Críticos – Rejeito

A análise dos registros de poropressão obtidos a partir dos piezômetros instalados no rejeito indicou comportamento estável ao longo da execução dos testes. As séries temporais apresentaram pequenas variações, sem correlação direta com os eventos vibratórios induzidos, permanecendo dentro da faixa de flutuação natural do sistema. Não foram observados incrementos progressivos ou respostas abruptas que pudessem ser associados à propagação das vibrações provenientes da operação dos equipamentos.

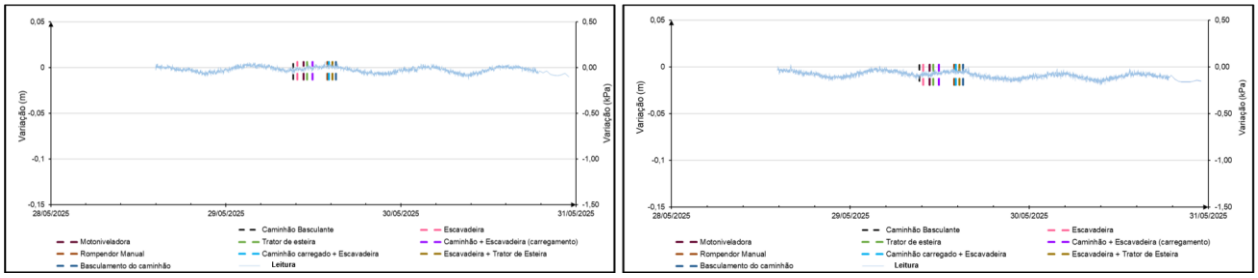


Figura 20. Piezômetros Existentes e Permanentes Próximos à Pista Teste

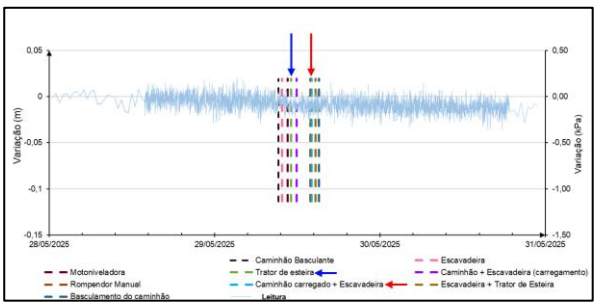


Figura 21. Piezômetro Existente e Permanente Distantes à Pista Teste

A avaliação integrada entre os registros de vibração e poropressão no rejeito indica que os níveis de vibração propagados durante os ensaios não foram suficientes para mobilizar respostas hidromecânicas adversas no maciço, considerando as condições analisadas.

6. RESULTADOS

Os resultados dos testes de vibração indicaram comportamento de atenuação semelhante da velocidade de partícula (PPV) na fundação e no maciço de rejeito, com redução progressiva dos níveis de vibração à medida que se aumenta o afastamento em relação à fonte vibratória localizada na pista de ensaio. Ressalta-se que, enquanto a fundação foi diretamente solicitada pela operação dos equipamentos, a resposta do maciço de rejeito reflete exclusivamente a propagação das vibrações geradas.

Em algumas simulações específicas, associadas a determinadas combinações operacionais e menores distâncias em relação às fontes vibratórias, foram registrados valores elevados de PPV, atingindo ou se aproximando dos limites definidos nas TARPs de monitoramento. Esses resultados evidenciam a sensibilidade do sistema à proximidade entre equipamentos e frentes de trabalho, especialmente em cenários de operação simultânea.

A partir da análise das curvas de atenuação, foi possível estabelecer distanciamentos mínimos seguros capazes de manter os níveis de vibração abaixo dos limites de atenção e alerta das TARPs, mitigando o risco de acionamento desses critérios durante a execução das obras.

Os registros de poropressão, obtidos a partir dos piezômetros instalados na fundação e no rejeito, não indicaram geração expressiva de poropressão associada aos eventos vibratórios. As variações observadas permaneceram dentro da faixa de flutuação natural do sistema, sem correlação direta com as passagens dos equipamentos, inclusive nos cenários envolvendo operações combinadas.

Os resultados obtidos permitiram a definição de limites máximos admissíveis de vibração e de distanciamentos mínimos seguros entre equipamentos e frentes de trabalho, fornecendo subsídios técnicos para o controle de vibrações e o planejamento da construtibilidade durante a execução das obras.

7. CONCLUSÕES

Os testes de vibração permitiram avaliar, de forma controlada, a resposta dinâmica da fundação e do rejeito frente à operação de equipamentos típicos de obras de reforço. A excitação dinâmica ocorreu diretamente sobre os materiais de fundação, enquanto a resposta do maciço de rejeito foi avaliada por meio do monitoramento da propagação das vibrações geradas.

A metodologia aplicada mostrou-se eficaz para a definição de limites operacionais seguros e de distanciamentos mínimos entre equipamentos e frentes de trabalho, contribuindo para o controle de vibrações, o planejamento da construtibilidade e a mitigação de riscos durante a fase construtiva. A análise das curvas de atenuação permitiu estabelecer critérios conservadores, especialmente nos cenários envolvendo a operação simultânea de equipamentos.

A comparação entre os níveis de vibração medidos e os limites estabelecidos nas TARPs de monitoramento evidenciou a adequação dos critérios operacionais adotados para a obra, permitindo validar os parâmetros definidos a partir dos testes como ferramenta de controle preventivo. Os resultados obtidos fornecem subsídios técnicos consistentes para o gerenciamento das vibrações durante a execução das obras de reforço, contribuindo para a segurança operacional e geotécnica da estrutura avaliada.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a todos os profissionais que contribuíram para a viabilização dos testes experimentais, destacando a parceria estabelecida entre a Vale e a BVP Engenharia. O trabalho conjunto das equipes envolvidas foi essencial para a execução das atividades e para a qualidade dos resultados obtidos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Albino, J. L.; Souza, T. A. T.; Machado, L. S. Evaluation of the geotechnical behavior of mining tailings through CPTU tests in the soil improvement process for the decharacterization of upstream heightened dams. *Cone Penetration Testing 2022*. Taylor & Francis, 2022.

Sousa, G. M., Ferreira, S. A., & Gomes, R. C. (2022). *Methodology for Automated Monitoring of Induced Vibrations in Tailings Dams Built Upstream*. Ouro Preto, MG, Brazil.

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/COBRAMSEG2026.1/25

Avaliação Preliminar do Potencial de *Piping* em Barragem de Mineração

Ronaldo Vilela Wanderley Neto, M.Sc.
Engenheiro Geotécnico, JF Brasil Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, ronaldo.vilela@jfbr.com.br

Laís Brenda Lopes Rezende, M.Sc.
Engenheira Geotécnica, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Brasil, lais.brenda@ufv.br

Caroline Rodrigues Araújo Reis
Engenheira Geotécnica, JF Brasil Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, caroline.reis@jfbr.com.br

Eduarda Almeida Oliveira
Engenheira Geotécnica, JF Brasil Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, eduarda.oliveira@jfbr.com.br

RESUMO: A segurança de barragens de mineração é diretamente influenciada pelo controle do fluxo d'água através do maciço e de suas fundações. Entre os mecanismos de instabilidade por percolação, o *piping* — erosão interna progressiva — destaca-se como uma das principais causas de ruptura de barragens. O presente estudo propõe uma metodologia para avaliação preliminar desse potencial, constituída por análises numéricas de percolação bidimensionais em cenário crítico (N.A. Máx. *Maximorum*) e por análises de ensaios laboratoriais de caracterização dos materiais. Os gradientes hidráulicos simulados são comparados aos gradientes críticos (i_{crit}) dos materiais do modelo geológico-geotécnico da estrutura, investigando-se o potencial de iniciação do fenômeno. Verificam-se os critérios de filtragem e autofiltragem entre filtro, maciço e fundação por análise combinatória de critérios granulométricos e determina-se o Fator de Segurança (FS) contra *piping* no pé da estrutura. A metodologia é demonstrada em barragem hipotética com dados de solos de Minas Gerais e constitui ferramenta complementar ao engenheiro geotécnico, utilizando-se de informações comumente disponíveis no ramo da mineração. Ressalta-se que, pelas características intrínsecas ao fenômeno do *piping*, o procedimento descrito não substitui a necessidade da avaliação através de inspeções de campo e dos dados de monitoramento.

PALAVRAS-CHAVE: *Piping*, Barragem de Mineração, Erosão Interna, Percolação, Gradiente Hidráulico Crítico.

ABSTRACT: Mining dam safety is directly influenced by the control of water flow through the embankment and its foundations. Among seepage-related instability mechanisms, piping — progressive internal erosion — stands out as a leading cause of dam failure. This study proposes a methodology for the preliminary assessment of piping potential, integrating two-dimensional numerical seepage analyses under a critical scenario (Maximum *Maximorum* water level) and laboratory characterization tests. Simulated hydraulic gradients are compared with the critical hydraulic gradients (i_{crit}) of the materials of the geological-geotechnical model to investigate the initiation potential. Filtering and self-filtering criteria between the filter, embankment fill, and uppermost foundation layer are verified through a combinatorial grain-size analysis and the Factor of Safety (FS) against piping at the downstream toe is determined. The methodology is demonstrated on a hypothetical dam using data from soils in Minas Gerais, Brazil, and constitutes a complementary tool for geotechnical engineers, using data commonly available in the mining industry. It should be noted that, due to the intrinsic characteristics of the piping phenomenon, the procedure described does not replace the need for assessment through field inspections and monitoring data.

KEYWORDS: Piping, Mining Dam, Internal Erosion, Seepage, Critical Hydraulic Gradient.

1 INTRODUÇÃO

A segurança de barragens de mineração constitui uma das principais preocupações da engenharia geotécnica, especialmente no contexto brasileiro, no qual eventos de grande repercussão evidenciaram a gravidade dos riscos envolvidos. Entre os mecanismos de falha associados à percolação, o *piping* — erosão interna progressiva — figura como uma das causas mais recorrentes de rupturas de barragens em todo o mundo (Foster *et al*., 2000; ICOLD, 2017).

O *piping* é um processo que se desenvolve de forma gradual e frequentemente imperceptível, no qual as partículas de solo são transportadas pela água que percola o maciço ou a fundação, podendo formar canais internos contínuos entre o reservatório e a face de jusante da estrutura. Terzaghi e Peck (1962) descrevem o fenômeno como um processo de erosão que ocorre quando a água em movimento no interior do solo transporta partículas, formando um caminho preferencial que, se não controlado, pode resultar na falha da estrutura. Segundo Fell *et al*. (2005), para que o *piping* culmine em ruptura, é necessário que ocorra uma sequência de eventos: (i) iniciação da erosão interna, por mecanismos como erosão regressiva (quando o gradiente hidráulico supera o valor crítico), sufusão ou erosão por fluxo concentrado; (ii) continuação do processo, que pode ser bloqueada pela presença de filtros e transições bem dimensionados; (iii) progressão da erosão; e (iv) colapso estrutural. Fell e Fry (2007) destacam que a erosão interna por sufusão e por fluxo concentrado ao longo de interfaces são mecanismos frequentemente subestimados em análises preliminares, reforçando a importância de avaliação combinatória dos materiais presentes no modelo. Dessa forma, a avaliação do potencial de *piping* deve abranger tanto o risco de início do processo quanto a capacidade dos materiais de conter sua progressão. O gradiente hidráulico crítico (i_{crit}) é o parâmetro fundamental para a avaliação do início do *piping* por erosão regressiva. Cruz (1996) define o gradiente crítico como aquele no qual a carga hidráulica anula a tensão efetiva do solo, tornando nulas as forças intergranulares. Sua expressão clássica é:

$$i_{crit} = \gamma_{sub} / \gamma_w \tag{1}$$

na qual γ_{sub} é o peso específico submerso do solo e γ_w é o peso específico da água. O valor de i_{crit} é da ordem de 1,0 para a maioria dos solos, variando conforme as características físicas de cada material. Cabe observar que o i_{crit} também pode ser determinado indiretamente a partir de outros parâmetros de caracterização física dos solos, como o índice de vazios (e) de amostras indeformadas e a massa específica dos grãos (G_s).

Para a avaliação do potencial de continuidade do fenômeno, os critérios de filtragem e autofiltragem assumem papel central. O critério de Terzaghi (1922 apud Terzaghi e Peck, 1962) estabelece condições granulométricas entre o material de base e o filtro que, quando atendidas, garantem a retenção das partículas finas sem comprometer o fluxo. A autofiltragem (*self-filtering*) refere-se à capacidade de um solo atuar como filtro para si próprio, condição determinada pela uniformidade e graduação de sua curva granulométrica.

Neste contexto, o presente trabalho propõe e demonstra uma metodologia para avaliação preliminar do potencial de *piping* em barragens de mineração, integrando análises numéricas de percolação e ensaios laboratoriais de caracterização física dos materiais. Ressalta-se que tal avaliação é de caráter essencialmente preliminar, em parte pela natureza intrínseca do *piping* como um "fenômeno dos extremos", no sentido de que as condições que o desencadeiam podem não ser totalmente identificáveis por modelos determinísticos simplificados. As inspeções regulares de campo continuam sendo a verificação mais importante para identificação precoce do fenômeno — evidências superficiais como surgências, afloramentos turbulentos e subsidências localizadas são, com frequência, os primeiros indicadores de erosão interna em desenvolvimento (ICOLD, 2017; Foster *et al*., 2000) — em conjunto com a análise técnica dos registros de instrumentação. A metodologia aqui proposta constitui, portanto, uma ferramenta complementar ao repertório do engenheiro geotécnico, fornecendo uma perspectiva quantitativa e expedita, compatível com os dados tipicamente disponíveis no setor de mineração.

2 OBJETO DE ESTUDO E MATERIAIS

O estudo de caso consiste em uma barragem de mineração hipotética, cujo modelo geológico-geotécnico de sua seção central está apresentado na Figura 1. A adoção de uma estrutura hipotética preserva a generalidade metodológica e viabiliza a demonstração dos procedimentos propostos com dados laboratoriais reais de solos de Minas Gerais.

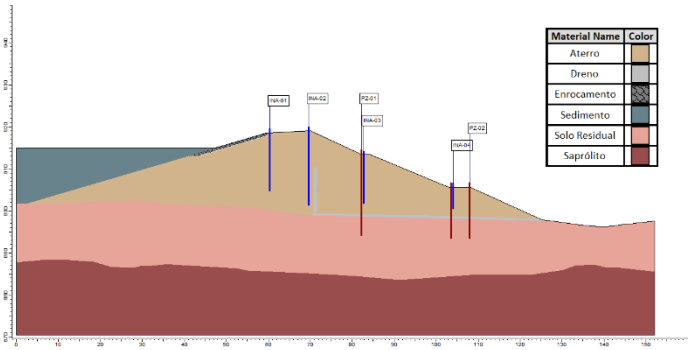


Figura 1 - Modelo geológico-geotécnico da seção central da barragem hipotética.

O modelo geológico-geotécnico contempla as seguintes unidades: (i) Aterro, correspondente ao maciço de solo compactado da barragem; (ii) Solo Residual, constituindo a camada superficial de fundação; (iii) Saprolito, litotipo subjacente; (iv) Drenagem Interna, composta por areia bem graduada; e (v) Enrocamento, no pé do talude de jusante. Adicionalmente, são considerados sedimentos acumulados no fundo do reservatório.

Os materiais avaliados quanto ao potencial de *piping* são o Aterro e o Solo Residual, por representarem, respectivamente, os litotipos do maciço e da camada de fundação mais suscetível ao fenômeno de *piping*. Para a avaliação dos critérios de filtragem, inclui-se também a Areia do sistema de drenagem. As curvas granulométricas dos materiais são apresentadas na Figura 2, obtidas por ensaios de granulometria por sedimentação e peneiramento (ABNT NBR 7181, 2017). Os parâmetros característicos são sumarizados na Tabela 1.

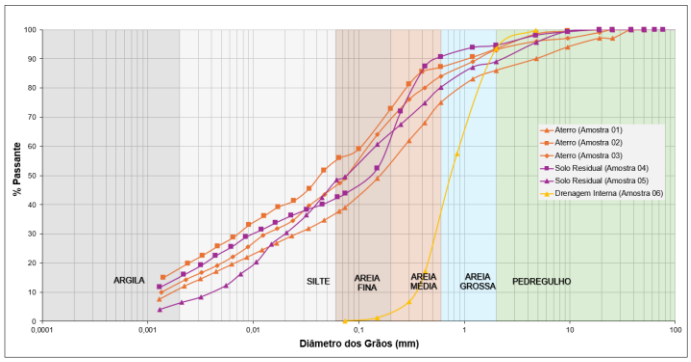


Figura 2 - Curvas granulométricas dos materiais analisados.

Tabela 1 - Parâmetros granulométricos dos materiais analisados.

Material	Amostra	d_{15} (mm)	d_{85} (mm)	d_{50} (mm)	γ_{sub} (kN/m³)	i_{crit}
Aterro	Amostra 01	0,0034	1,7333	0,1615	10,20	1,04
	Amostra 02	0,0014	0,3860	0,0433	10,30	1,05

Material	Amostra	d_{15} (mm)	d_{85} (mm)	d_{50} (mm)	γ_{sub} (kN/m³)	i_{crit}
Solo Residual	Amostra 03	0,0026	0,7200	0,0791	10,32	1,05
	Amostra 04	0,0020	0,3982	0,1199	11,58	1,18
	Amostra 05	0,0069	1,0174	0,0774	10,99	1,12
Areia (Dreno)	Amostra 06	0,3999	1,7321	0,7723	-	-

Os gradientes hidráulicos críticos foram calculados a partir do peso específico submerso dos solos (γ_{sub}) e, para as análises, considerou-se a média dos gradientes hidráulicos para cada um dos materiais, obtendo-se i_{crit} = 1,05 para o Aterro e i_{crit} = 1,15 para o Solo Residual.

3 METODOLOGIA

A metodologia proposta estrutura-se em três etapas complementares: (i) análise do potencial de início do *piping*, por meio da comparação entre gradientes hidráulicos simulados e críticos; (ii) análise do potencial de continuidade do fenômeno, por meio dos critérios de filtragem e autofiltragem; e (iii) verificação do Fator de Segurança (FS) contra *piping* no pé da estrutura.

Para tal, após a definição do modelo geológico-geotécnico, o primeiro passo da metodologia é a definição das permeabilidades dos materiais do modelo, a partir de ensaios de laboratório e/ou de campo. Em uma barragem real com instrumentação instalada, esse processo pode ser complementado por calibração das análises de percolação com ajuste das permeabilidades às leituras dos piezômetros e medidores de nível d'água, aprimorando a representatividade do modelo. A partir das permeabilidades definidas, realiza-se a análise de percolação em cenário crítico — N.A. Máximo *Maximorum* —, extraindo-se os gradientes hidráulicos resultantes em diferentes regiões da seção. Esses gradientes são comparados aos gradientes hidráulicos críticos (i_{crit}) calculados para os materiais pertinentes a partir dos dados de caracterização física. Prossegue-se com a verificação dos critérios de filtragem e autofiltragem entre os materiais constituintes do maciço, do sistema de drenagem e da fundação superficial, avaliando o potencial de contenção da erosão interna caso esta venha a se iniciar. Conclui-se com o cálculo do FS contra o fenômeno de *piping* na região do pé do barramento, a partir dos gradientes hidráulicos totais simulados e dos i_{crit} dos materiais. O fluxograma da Figura 3 sintetiza as etapas da metodologia.

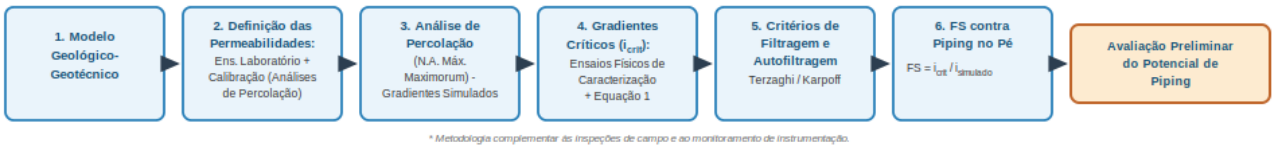


Figura 3 - Fluxograma da metodologia de avaliação preliminar do potencial de piping.

3.1 Calibração do Modelo

As análises de percolação foram conduzidas em regime permanente, em estado plano de fluxo bidimensional, utilizando o software *Slide2* (Rocscience). Empregou-se o Método dos Elementos Finitos (MEF) com elementos triangulares de seis nós, com refinamento de malha nas regiões de interface entre materiais de permeabilidade contrastante e nas proximidades do sistema de drenagem. Os materiais foram modelados como homogêneos e isotrópicos, com exceção feita à condutividade hidráulica do aterro compactado que foi definida com um coeficiente de anisotropia de 0,3. No presente estudo, por se tratar de uma barragem hipotética, os coeficientes de permeabilidade (k) adotados foram definidos com base em ensaios

laboratoriais dos materiais constituintes. Condições de contorno hidráulicas foram aplicadas nos bordos do modelo hipotético, de modo a representar uma carga hidráulica a montante igual à elevação arbitrada da soleira do extravasor da estrutura (El. 915,00 m) e, a jusante, igual à El. 895,00 m.

Em uma estrutura real com instrumentação instalada, esses parâmetros poderiam ser refinados por algum processo de calibração — ajustando-se os valores de k de modo que a linha de saturação do modelo reflita as leituras dos medidores de nível d'água referentes a um dia específico do período seco do último ciclo hidrológico anterior à análise. Nesta condição, utilizar-se-ia condições de contorno hidráulicas a montante baseadas também em leituras de instrumentação (régua limnimétrica) deste dia específico, por exemplo —, conferindo maior representatividade ao modelo.

As condutividades hidráulicas definidas para os materiais são apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2 - Coeficientes de permeabilidade e razões k_1/k_2 utilizados no modelo numérico.

Material	**k (m/s)**	**k_1 / k_2**
Aterro	5×10^{-6}	0,3
Solo Residual	1×10^{-6}	1
Saprolito	1×10^{-7}	1
Drenagem Interna (Areia)	5×10^{-3}	1
Enrocamento	1×10^{-1}	1
Sedimento	1×10^{-5}	1

3.2 Análises de Percolação — Gradientes Hidráulicos Simulados no Modelo Numérico e Comparação com Gradientes Hidráulicos Calculados para os Materiais

Após a definição das permeabilidades dos materiais presentes no modelo, analisa-se um cenário considerado extremo em termos de percolação. No caso aqui estudado, considerou-se que tal cenário corresponderia ao modelo com a carga a montante da barragem na elevação do nível d'água máximo *maximorum* (El. 915,80 m). Os gradientes hidráulicos horizontais (i_x), verticais (i_y) e totais (i_{total}) simulados são, então, extraídos ao longo da seção de análise, para o Aterro e o Solo Residual. O gradiente hidráulico crítico (i_{crit}) de cada material foi calculado pela Equação 1, a partir do peso específico submerso (γ_{sub}), e está apresentado na Tabela 1. Os valores de gradiente hidráulico simulados foram, então, comparados aos gradientes hidráulicos críticos calculados.

3.4 Cálculo e Verificação dos Critérios de Filtragem e Autofiltragem

Para a avaliação do potencial de continuidade do *piping* caso este venha a se iniciar, verificaram-se os critérios de filtragem e autofiltragem dos materiais constituintes do modelo. A análise foi realizada pela combinatória entre todas as amostras disponíveis de Aterro, Solo Residual e Drenagem Interna (Areia). Cada par foi avaliado pelo critério clássico de Terzaghi (1922 apud Terzaghi e Peck, 1962):

$$D_{15}(filtro) \,/\, d_{85}(\text{base}) \leq 4 \text{ a } 5 \qquad \text{(retenção de partículas)} \qquad (2)$$

$$D_{15}(filtro) \,/\, d_{15}(\text{base}) \geq 4 \qquad \text{(permeabilidade do filtro)} \qquad (3)$$

O critério de Karpoff (1955 apud Moffat, 2002) foi aplicado de forma complementar, verificando-se a condição D_{50}(filtro) / d_{50}(base) ≤ 25. A autofiltragem de cada material foi avaliada adotando-se o próprio material simultaneamente como filtro e como base.

3.5 Cálculo do Fator de Segurança contra Piping no Pé da Barragem

O Fator de Segurança (FS) contra o início do *piping* por erosão regressiva é calculado pela razão:

$$FS = i_{crit} / i_{simulado} \quad (4)$$

na qual $i_{simulado}$ corresponde ao maior gradiente hidráulico total obtido nas análises de percolação na região do pé da estrutura e/ou na face de jusante. Fell *et al*. (2005) recomendam FS mínimo de 3, sendo preferível FS > 5.

4 RESULTADOS

4.1 Análise do Potencial de Iniciação do Processo: Comparação entre Gradientes Críticos e Simulados

Os gradientes hidráulicos obtidos para o cenário de N.A. máximo *maximorum* indicam que, para a grande maioria dos pontos analisados, os gradientes permanecem inferiores aos gradientes críticos dos respectivos materiais. A Figura 4 apresenta os gradientes i_x, i_y e i_{total} ao longo da seção de análise, com indicação dos gradientes críticos de cada material.

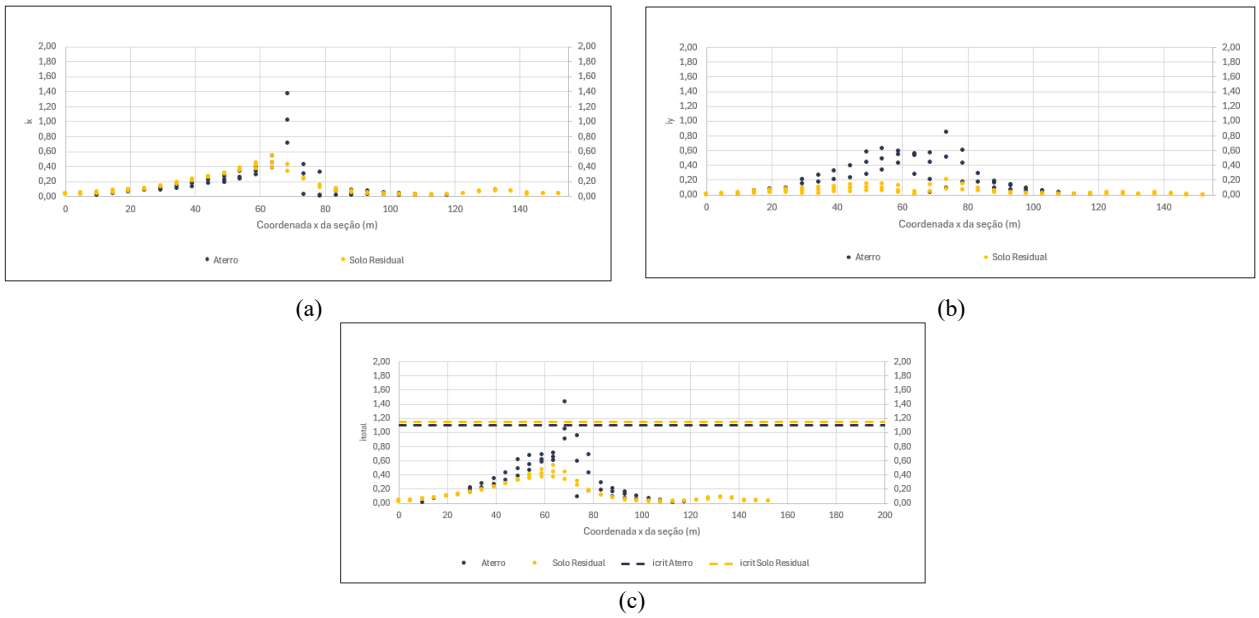


Figura 4 - Gradientes hidráulicos simulados. (a) Gradiente hidráulico horizontal ix; (b) Gradiente hidráulico vertical iy; (c) Gradiente hidráulico total itotal e gradientes hidráulicos críticos calculados para os materiais.

Identificou-se um ponto isolado no Aterro, imediatamente adjacente à interface com a Drenagem Interna, no qual o gradiente local simulado supera o gradiente crítico. Essa ocorrência poderia ser interpretada como um indício de potencial para a iniciação do *piping* e, portanto, justifica-se a análise do potencial para continuação do fenômeno. Em todos os casos, os autores recomendam que sejam verificados os critérios de filtragem.

Salienta-se, entretanto, que tal gradiente hidráulico simulado também pode ser entendido como artefato numérico, consequência da descontinuidade artificial de permeabilidade na interface entre dois materiais cujos coeficientes de permeabilidade diferem em algumas ordens de grandeza (Tabela 2). Na prática, a transição granulométrica entre maciço e filtro ocorre ao longo de uma zona com gradiente distribuído, que o MEF com elementos homogêneos não representa fielmente.

4.2 Critérios de Filtragem e Autofiltragem

A análise combinatória das 36 duplas de amostras, verificadas pelos critérios de Terzaghi ($D_{15}/d_{85} \leq 5$) e Karpoff ($D_{50}/d_{50} \leq 25$), é apresentada na Tabela 3 e na Tabela 4, respectivamente. Legenda: At. = Aterro; S.R. = Solo Residual; D.N. = Drenagem Interna (Areia).

Tabela 3 - Critério de Terzaghi — razão $D_{15}/d85$.

Filtro / Base	01 (At.)	02 (At.)	03 (At.)	04 (S.R.)	05 (S.R.)	06 (D.N.)
01 (At.)	0,0020	0,0088	0,0047	0,0085	0,0033	0,0020
02 (At.)	0,0008	0,0037	0,0020	0,0036	0,0014	0,0008
03 (At.)	0,0015	0,0067	0,0036	0,0065	0,0025	0,0015
04 (S.R.)	0,0011	0,0052	0,0028	0,0050	0,0020	0,0011
05 (S.R.)	0,0040	0,0179	0,0096	0,0174	0,0068	0,0040
06 (D.N.)	0,2307	1,0358	0,5554	1,0042	0,3930	0,2309

Tabela 4 - Critério de Karpoff — razão D_{50}/d_{50}.

Filtro / Base	01 (At.)	02 (At.)	03 (At.)	04 (S.R.)	05 (S.R.)	06 (D.N.)
01 (At.)	1,0000	3,7350	2,0430	1,3480	2,0860	0,2090
02 (At.)	0,2680	1,0000	0,5470	0,3610	0,5590	0,0560
03 (At.)	0,4890	1,8280	1,0000	0,6600	1,0210	0,1020
04 (S.R.)	0,7420	2,7710	1,5160	1,0000	1,5480	0,1550
05 (S.R.)	0,4790	1,7900	0,9790	0,6460	1,0000	0,1000
06 (D.N.)	4,7810	17,86	9,7670	6,4430	9,9740	1,0000

Todos os 36 pares atenderam ao critério de retenção de Terzaghi ($D_{15}/d_{85} \leq 5$), com valores variando de 0,001 a 1,036. Da mesma forma, todos os pares atenderam ao critério de Karpoff ($D_{50}/d_{50} \leq 25$), com valores entre 0,056 e 17,855. Em conjunto, os resultados indicam que, caso o processo de erosão interna se iniciasse, os materiais presentes no modelo geológico-geotécnico apresentam condições granulométricas favoráveis à contenção da progressão do *piping*.

4.3 Fator de Segurança Contra Piping no Pé da Barragem

Na região do pé da estrutura, os gradientes hidráulicos totais são baixos, resultando em FSs amplamente satisfatórios, conforme apresentado na Tabela 5.

Tabela 5 - Fatores de Segurança contra piping obtidos para os materiais analisados.

Material	$i_{simulado}$	i_{crit}	FS
Aterro	0,031	1,10	35,18
Solo Residual	0,123 [1]	1,15	9,35

[1] Valor extraído na região do pé de taludes de jusante, junto à camada superficial de fundação.

Os FSs obtidos (35,18 para o Aterro e 9,35 para o Solo Residual) superam amplamente o limiar de 3 (preferencialmente, 5) recomendado por Fell *et al*. (2005).

5 CONCLUSÃO

O presente trabalho apresentou uma metodologia para avaliação preliminar do potencial de *piping* em barragens de mineração, estruturada em três frentes complementares: análise do potencial de iniciação do fenômeno pela comparação entre gradientes hidráulicos simulados e críticos, avaliação dos critérios de filtragem e autofiltragem de Terzaghi e Karpoff, e cálculo do FS contra *piping* no pé da estrutura.

A aplicação ao estudo de caso hipotético demonstrou que a metodologia pode ser executada com dados tipicamente disponíveis na prática da engenharia geotécnica de mineração: ensaios de granulometria, ensaios físicos de caracterização e leituras de instrumentação de campo para calibração do modelo numérico. Os resultados indicaram FSs contra piping no pé da estrutura amplamente satisfatórios, superando o limiar de 5 recomendado pela literatura. A verificação dos critérios de filtragem e autofiltragem confirmou a adequação granulométrica das interfaces presentes no modelo, sugerindo baixo potencial de progressão do fenômeno.

Reitera-se o caráter preliminar e complementar da metodologia proposta. Por se tratar de um "fenômeno dos extremos" (Fell *et al*., 2005; ICOLD, 2017), o *piping* é melhor identificado por inspeções regulares de campo e por análise dos registros de instrumentação, que permanecem as verificações mais importantes, sendo insubstituíveis. A metodologia aqui descrita é, portanto, uma ferramenta analítica expedita que fornece ao engenheiro geotécnico uma perspectiva quantitativa sistemática, integrável às práticas correntes de monitoramento e gestão de segurança de barragens.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017). NBR 7181: *Solo — Análise Granulométrica.* Rio de Janeiro.

Cruz, P. T. (1996). *100 Barragens Brasileiras: Casos Históricos, Materiais de Construção e Projeto.* Oficina de Textos, São Paulo.

Fell, R., MacGregor, P., Stapledon, D., Bell, G. (2005). *Geotechnical Engineering of Dams.* Taylor & Francis, London.

Fell, R., Fry, J. J. (Eds.) (2007). *Internal Erosion of Dams and Their Foundations.* Taylor & Francis, London.

Foster, M., Fell, R., Spannagle, M. (2000). The statistics of embankment dam failures and accidents. *Canadian Geotechnical Journal,* 37(5), 1000–1024.

ICOLD — International Commission on Large Dams (2017). *Bulletin 164: Internal Erosion of Existing Dams, Levees and Dikes, and their Foundations.* Paris.

Karpoff, K. P. (1955). The use of laboratory tests to develop design criteria for protective filters. *Proceedings of ASTM,* 55, 1183–1198. Apud Moffat, R. (2002). *A Laboratory Study of Particle Migration in Cohesionless Soils.* MASc Thesis, University of British Columbia.

Terzaghi, K., Peck, R. B. (1962). *Mecânica dos Solos na Prática da Engenharia.* Editora Ao Livro Técnico, 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/COBRAMSEG2026.1/26

Avaliação Técnica de um Caminhão Sobre Esteiras na Descaracterização de Barragens com Rejeito Saturado

Adriana Pereira
Engenheira Sênior, Vale, Belo Horizonte, Brasil, adriana.pereira2@vale.com

Luana Araújo
Engenheira Master, Vale, Belo Horizonte, Brasil, luana.araujo@vale.com

Kênia de Oliveira
Instrutora de Capacitação Técnica, Vale, Belo Horizonte, Brasil, kenia.mara@vale.com

RESUMO: A descaracterização de barragens construídas a montante enfrenta desafios operacionais, especialmente relacionados à trafegabilidade de equipamentos em rejeito saturado. Este estudo apresenta os resultados dos testes de campo com um caminhão sobre esteiras, realizados em uma mina de Minas Gerais. O equipamento foi avaliado em dois cenários: (i) operação tripulada em rejeito não compactado e (ii) operação tripulada e não tripulada em pista experimental com solo compactado. Os testes analisaram trafegabilidade, produtividade, disponibilidade física e tempo de manobra. O caminhão demonstrou capacidade de trafegar em materiais com até 44% de umidade sobre base compactada, superando os limites dos caminhões convencionais (até 15%). A operação não tripulada apresentou melhor desempenho, com maior agilidade e antecipação de comandos, embora ainda exija melhorias em segurança. Apesar do bom desempenho técnico, a baixa produtividade e o alto custo por metro cúbico removido comprometem sua aplicação em larga escala. Conclui-se que o caminhão sobre esteiras é viável apenas para operações específicas, como retomada pós-chuva e transporte em zonas críticas. Sua adoção como solução principal requer suporte técnico nacional, capacitação de equipes e análise econômica detalhada.

PALAVRAS-CHAVE: Descaracterização de barragens; rejeito saturado; trafegabilidade.

ABSTRACT: The decommissioning of upstream tailings presents significant operational challenges, particularly regarding equipment mobility over saturated tailings. This study reports the results of field tests conducted with a rubber-tracked truck at a mine site in Minas Gerais, Brazil. The equipment was evaluated under two scenarios: (i) manned operation over uncompacted tailings and (ii) manned and unmanned operation on a compacted test track. The tests assessed indicators such as mobility, productivity, physical availability, and maneuvering time. The tracked truck demonstrated the ability to operate on materials with up to 44% moisture content over compacted subgrade, significantly outperforming conventional trucks, which are limited to 15%. The unmanned operation showed better performance, with increased maneuverability and command responsiveness, although safety and remote cockpit integration still require improvements. Despite its technical capabilities, the equipment's low productivity and high cost per cubic meter removed limit its feasibility for large-scale operations. It is concluded that the tracked truck is technically suitable for specific tasks, such as post-rain recovery, sump cleaning, and transport in high-risk areas. However, its adoption as a primary solution requires national technical support, workforce training, and a detailed cost-benefit analysis.

KEYWORDS: Dam decharacterization; saturated tailings; mobility.

1 INTRODUÇÃO

A descaracterização de barragens de rejeitos de minério de ferro impõe desafios significativos, especialmente quanto à trafegabilidade de equipamentos sobre materiais saturados, com baixa capacidade de suporte e elevada umidade. Para viabilizar a remoção de material nessas condições, recorre-se com frequência à execução de aterros de conquista, com consequente aumento de custo, prazo e interferências operacionais. Como alternativa, caminhões sobre esteiras de borracha, que possuem baixa pressão de contato com a superfície de tráfego, tornam-se uma opção para atividades de apoio em frentes de descaracterização.

Com o objetivo de validar parâmetros operacionais e limites de emprego de um caminhão sobre esteiras em ambientes representativos de obras de descaracterização, foram conduzidos testes de campo em uma mina localizada em Barão de Cocais (MG). O plano contemplou duas etapas de até 100 h cada: a primeira, tripulada, em área de cava, com apoio à disposição de rejeitos e execução de drenos; e a segunda em pista experimental preparada para avaliar trafegabilidade em diferentes condições de umidade e espessura de camada, alternando operação tripulada e não tripulada. A coleta sistemática de dados diários buscou monitorar trafegabilidade, estabilidade, comportamento estrutural e eficiência operacional em solo saturado e de baixa capacidade de suporte.

Este artigo busca contextualizar e discutir o desempenho do caminhão sobre esteiras em solos com alta umidade e baixa capacidade de suporte, apresentando implicações práticas para planejamento de acesso, gestão do risco de atolamento, configuração de camadas de apoio e integração de modos tripulado e não tripulado, com vistas a ampliar janelas operacionais em ambientes críticos.

2 METODOLOGIA

2.1 Características do Equipamento

A Tabela 1 apresenta as características técnicas do caminhão sobre esteiras utilizado nos testes de campo.

Tabela 1. Características Técnicas do Caminhão sobre Esteiras

Categoria	Descrição
Ambiente de Trabalho	Regiões úmidas, bosques, campos e canteiro de obras
Superfície de Trabalho	Lama seca / molhada e neve
Comprimento Total	8.141 mm
Largura	2.980 mm
Altura	2.869 mm
Distância do Solo	502 mm
Peso Operacional	18.397kg
Carga Útil	15.195kg
Velocidade Máxima	13km/h
Motor	300Hp Tier 4
Sistema de Tração	Hidrostático - Esteira de Borracha
Pressão Média no Solo Carregado	0,5 kg/cm²
Inclinação de Trabalho Máxima - Longitudinal	31°
Inclinação de Trabalho Máxima - Lateral	22°

2.2 Fluxograma de Testes

Conforme sintetizado na Figura 1, a metodologia do estudo foi estruturada em um fluxo sequencial que inicia com a definição do procedimento operacional específico, acordado previamente para padronizar variáveis, critérios de medição e formas de registro. Em seguida, estabeleceu-se uma rotina de coleta de dados pela equipe de campo para as Etapas 01 e 02, contemplando indicadores de desempenho operacional (tempos

de carregamento, deslocamento carregado e vazio, manobras, ciclos por hora e produtividade) e as condições de trafegabilidade (teor de umidade do material, condição de suporte/compactação da base e espessura das camadas). Em ambas as fases, a distância média de transporte (DMT) de referência foi estabelecida conforme critérios contratuais, a fim de permitir comparações diretas com equipamentos da frota em operação.

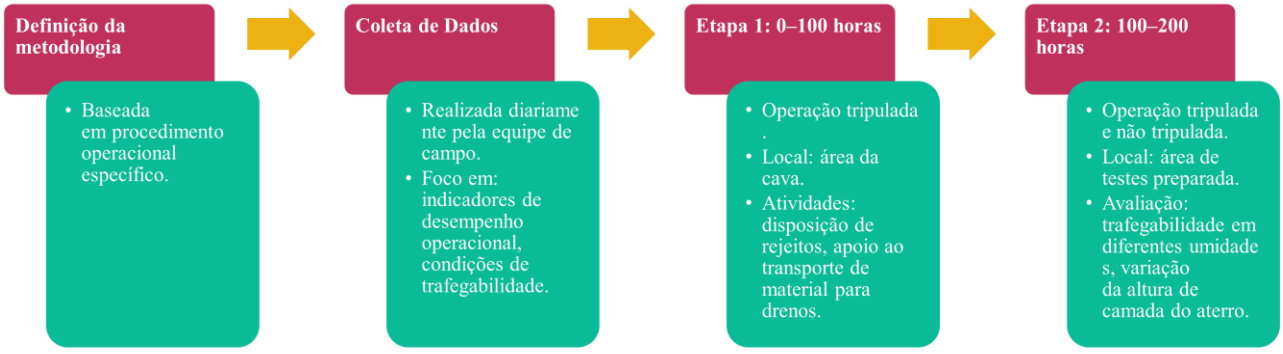


Figura 1. Etapas da Metodologia Adotada

2.3 Coleta de Dados

A coleta foi diária, realizada pela equipe de campo, usando formulários de apontamento operacional, checklists e relatórios de turno previstos nos anexos dos documentos-base. Para cada turno/ensaio registraram-se: (i) condições ambientais (chuva, temperatura, incidência de água livre); (ii) umidade do rejeito (ensaiada/estimada conforme procedimento local); (iii) condição de base e espessura de camada; (iv) tempos de carregamento, deslocamento (carregado e vazio) e manobra; (v) ciclos/hora e volume transportado; (vi) ocorrências (atolamentos, reboques, alarmes); (vii) paradas e suas causas para cálculo de DF.

Os dados foram consolidados por fase e normalizados para o DMT de referência, permitindo comparação direta entre as condições ensaiadas e com os benchmarks da frota atual. Para cada combinação de condição de base × faixa de umidade × modo de operação, calcularam-se médias e dispersões (p.ex., desvio-padrão) de produtividade, ciclos/h, tempos médios e DF. Registros com interrupções extraordinárias (p. ex., paradas por causas alheias ao equipamento, bloqueios de via, incidentes externos) foram marcados e analisados em separado para não enviesar as métricas de desempenho intrínseco. Os limiares de trafegabilidade foram estabelecidos como a maior faixa de umidade em que o caminhão sobre esteiras completou ciclos sucessivos sem ocorrência de atolamento e com aderência/manobra dentro dos padrões de segurança.

2.4 Testes em Campo – Etapas 01 e 02

A Etapa 1 foi executada em ambiente operacional real, com operação tripulada na área da cava, e teve como foco o apoio direto à disposição de rejeitos e ao transporte de material para execução de drenos. Nessa fase, o caminhão sobre esteiras trafegou sobre rejeito sem controle de compactação, reproduzindo as restrições típicas de frentes de descaracterização: elevada umidade, baixa capacidade de suporte e variabilidade espacial do terreno. O método permitiu observar, em escala operacional, a trafegabilidade, a aderência e a estabilidade em manobras em setores onde caminhões rodoviários usualmente não trafegam, além de mapear o risco de atolamento em diferentes condições de umidade natural. Sempre que necessário, procedeu-se a umectação pontual para explorar limites operacionais de trafegabilidade, mantendo os registros diários de tempos de ciclo (carregado e vazio), tempos de manobra, ciclos por hora, volumes transportados e ocorrências. Por se tratar de cenário real, a fase esteve sujeita a interferências operacionais (formação de filas, tráfego cruzado e janelas de espera), as quais foram registradas para posterior tratamento analítico a fim de não enviesar as métricas de desempenho do equipamento.



Figura 2. Área dos Testes Fase 1

A Etapa 2 foi conduzida em pista de testes preparada, com base previamente compactada e aplicação de camadas de rejeito com espessura ajustável (até 90 cm), de modo a modular de forma controlada as variáveis críticas. Alternaram-se operação tripulada e não tripulada (controle remoto em linha de visada), mantendo-se o protocolo de registro de dados da Etapa 1 para garantir comparabilidade. O teor de umidade foi elevado progressivamente mediante umectação por meio do uso de caminhão-pipa, e os percursos de deslocamento, pontos de manobra e DMT de referência foram padronizados para isolar o efeito da rigidez de apoio e da espessura de camada nos resultados de trafegabilidade, aderência e produtividade. A operação remota foi avaliada quanto à resposta aos comandos, eventuais latências e requisitos de segurança, registrando-se as condições em que o posicionamento à distância trouxe ganhos de precisão em manobras e redução de exposição do operador.



Figura 3. Área dos Testes Fase 2

2.5 Indicadores de Desempenho

Os indicadores de desempenho contemplaram:

- Trafegabilidade: capacidade de deslocamento sem atolar dentro de uma faixa de umidade e condição de base definida, incluindo aderência em aceleração/frenagem e capacidade de giro/manobra.
- Produtividade (m³/h): obtida a partir de ciclos por hora, tempo de manobra, velocidade média (carregado e vazio), capacidade útil e fator de carga; os valores foram normalizados para o DMT de referência.
- Disponibilidade física (DF, %): tempo disponível/tempo total programado, computando-se paradas para ajustes, manutenções e intervenções corretivas.
- Segurança operacional: registros de eventos de risco e conformidade com procedimentos.

- Manutenibilidade: tempo e recursos necessários para intervenções, ajustes e troca de componentes.

As métricas do caminhão sobre esteiras foram comparadas a equipamentos de referência da frota (caminhões rodoviários e articulados) operando com DMT e premissas contratuais equivalentes. Esses comparativos foram limitados às métricas objetivas (m³/h, tempo de manobra, ciclos/h) e às condições de contorno documentadas, evitando extrapolações fora do escopo dos testes.

3 RESULTADOS

Os resultados obtidos ao longo das duas etapas de ensaio demonstram que o desempenho do caminhão sobre esteiras é condicionado pela capacidade de suporte da base e pelo teor de umidade do material. Na Etapa 1, realizada em ambiente operacional real sobre rejeito sem controle de compactação, observou-se que a trafegabilidade se manteve estável até valores próximos de 25% de teor de umidade. Acima desse valor, houve registro de episódios de atolamento e perda de tração, o que caracterizou o limiar operacional para a condição se manteve preparada. Na Etapa 2, conduzida em pista de testes com base previamente compactada e camada de rejeito ajustada até 90cm, o equipamento preservou aderência e capacidade de manobra em teores de umidade próximos de 44%.

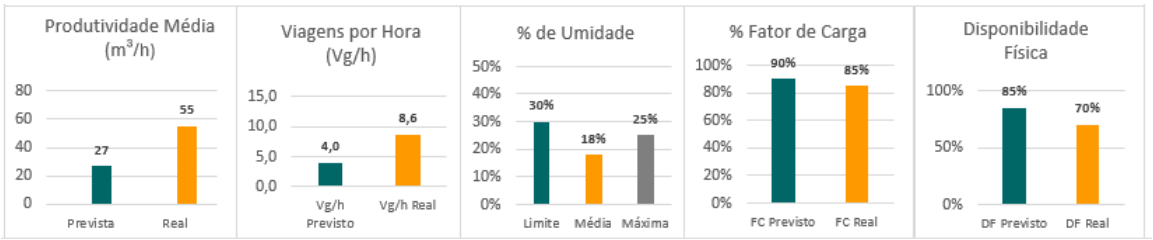


Figura 4. Resultados da Etapa 1 (não tripulado)

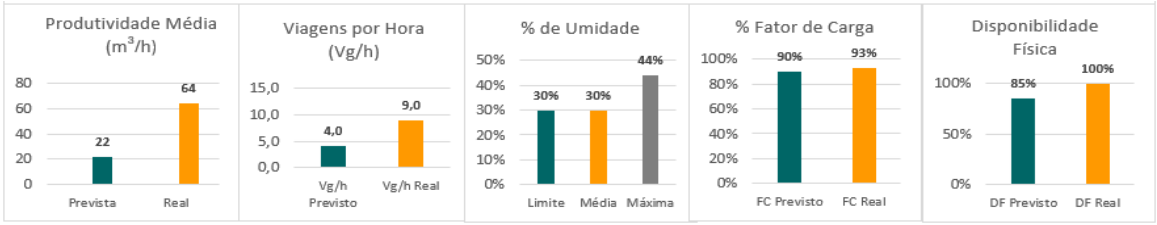


Figura 5. Resultados da Etapa 2 (tripulado)

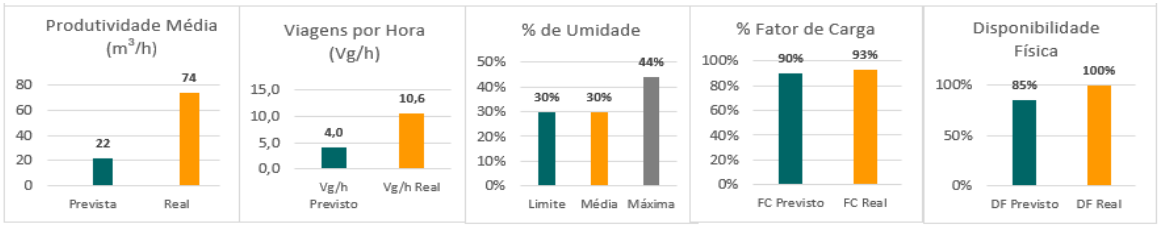


Figura 6. Resultados da Etapa 2 (não tripulado)

A comparação direta entre as etapas evidencia que a melhoria da capacidade de suporte da pista amplia a janela de operação para maiores teores de umidade e reduz a suscetibilidade ao atolamento. Em termos comparativos com a frota convencional, os registros de campo indicam que caminhões rodoviários não tripulados usualmente encontram limite de trafegabilidade em torno de 15% de teor de umidade, enquanto caminhões articulados operam até cerca de 23%. Dessa forma, o caminhão sobre esteiras expandiu os limites de operação em relação ao teor de umidade, tanto na condição de base não compactada quanto na condição

com base compactada, confirmando o efeito da baixa pressão de contato do sistema de esteiras na redução de tensões transmitidas à pista de tráfego.

O desempenho operacional refletiu a mesma sensibilidade às condições de contorno. Em cenário de testes com interferências minimizadas e frentes segregadas, foram observadas produtividades elevadas, situadas de 55 a 74 m³/h, sustentadas por tempos de manobra curtos e boa repetibilidade de ciclos. Quando os resultados são transpostos para a realidade operacional com formação de filas, interações entre equipamentos e redução de velocidade média, a produtividade consolidada cai para valores próximos de 30,6 m³/h, mantendo o percurso de referência. Essas perdas estão associadas ao aumento do tempo de ciclo em função de esperas, cruzamentos e necessidade de reposicionamentos. A análise de séries operacionais apontou produtividade média de 24 m³/h. Ainda que a capacidade de carga do caminhão sobre esteiras seja inferior à dos caminhões rodoviários e articulados, o tempo de manobra reduzido e a possibilidade de manter deslocamentos em vias de menor preparo contribuíram para elevar o número de ciclos por hora. Foram registrados tempos médios de manobra próximos de 45 segundos e velocidades médias próximas de 10 km/h na combinação carregado e vazio, resultando em aproximadamente 3,6 ciclos por hora nos ensaios controlados.

A disponibilidade física medida na fase inicial de operação atingiu 70%. Esse valor foi impactado por intervenções decorrentes de um deslocamento de esteira e pela necessidade de desenvolver e validar procedimento seguro de manutenção para um equipamento com características distintas da frota atual. À medida que os procedimentos foram consolidados e as equipes ganharam familiaridade, observou-se redução do tempo de intervenção, embora a amostragem de horas ainda não permita afirmar que o indicador esteja estabilizado. Devido ao fato de o equipamento ser importado, é necessário criar um estoque estratégico de componentes e capacitação específica, o que influencia diretamente o tempo de retorno após falhas.

Tabela 2. Comparação entre Caminhões da Frota

Atividade	Unidade	Caminhão Basculante 6x4	Caminhão sobre Esteiras - Fase 1	Caminhão sobre Esteiras - Fase 2
DMT	km	0,70	0,70	0,35
Velocidade Ida	km/h	10	10	10
Velocidade Volta	km/h	10	10	10
Tempo Rodagem	min	8,4	8,4	4,2
Capacidade CB	t	25,0	15,0	15,0
Densidade in-situ Rejeito	t/m³	2,0	2,0	2,0
Utilização EQ	%	90,0	90,0	90,0
Capacidade	m³	11	7	7
Produtividade de Carga	m³/h	100	100	100
Tempo Manobra	min	1	1	1
Tempo Espera	min	3	3	3
Carga	min	7	3	3
Tempo Descarga	min	2	1	1
Tempo Ciclo	min	22,2	17,5	13,3
Ciclos/hora	unid.	2,7	3,4	4,5
Produtividade	m³/h	30,5	23,2	30,6

A avaliação da operação remota trouxe resultados consistentes quanto à resposta do equipamento aos comandos e à precisão de posicionamento para carregamento e descarga. Em pista preparada, a alternância entre modo tripulado e não tripulado mostrou ganhos de fluidez nas manobras, principalmente pela possibilidade de o operador escolher pontos de observação que reduzem os efeitos de pontos cegos característicos de máquinas sobre esteiras. Não foram registradas falhas relevantes de comunicação durante os ciclos monitorados. Ainda assim, a ausência de alguns recursos de segurança foi registrada como requisito a ser atendido para adoção ampla em frentes operacionais, com destaque para a partida remota integrada a cockpit, em casos de operação não tripulada, e soluções de monitoramento que permitam alertas em tempo real de risco de tombamento lateral em terrenos com ressaltos e facões. Em condições saturadas, o comportamento em curvas mostrou-se favorável, com deslizamento controlado das esteiras. Em material mais

seco houve incremento da resistência ao giro, o que demandou condução mais progressiva para evitar esforço excessivo.

A análise integrada das 2 etapas confirma que o ganho de desempenho do caminhão sobre esteiras está associado à conformação da base e ao controle da umidade do material de apoio. Quando o rejeito é lançado sobre base compactada e a espessura de camada é mantida dentro do intervalo ensaiado, a janela de trafegabilidade aumenta de modo expressivo e a variabilidade do tempo de ciclo diminui. Quando a operação ocorre sobre rejeito sem controle de compactação, o risco de atolamento se torna o fator limitante. A convergência entre esses achados e as medições consolidadas no business case reforça a leitura de que o equipamento é tecnicamente apto a operar em áreas críticas de alta saturação e baixa capacidade de suporte, mas apresenta produtividade média inferior às opções convencionais quando submetido ao conjunto completo de restrições operacionais e sazonais.

4 CONCLUSÃO

Com base nos testes operacionais realizados, pode-se concluir que o equipamento apresentou um bom desempenho operacional em áreas com baixa capacidade de suporte e elevada umidade, proporcionando viabilidade de operação em condições em que caminhões rodoviários convencionais não trafegam.

Para aplicação como equipamento de produção, faz-se necessária a realização de uma análise de viabilidade econômica da operação em escala. Isso se deve ao fato de que seu custo de aquisição é significativamente superior ao de caminhões convencionais. Embora o equipamento proporcione vantagens operacionais, como a redução da necessidade de execução de aterros de conquista, sua menor produtividade compromete a produção líquida final, o que pode inviabilizar economicamente sua utilização.

O motor a combustão, homologado na norma de emissões Tier 4 (EPA), representa um avanço tecnológico em relação às normas atualmente vigentes no Brasil. No entanto, essa característica impõe desafios adicionais à operação e manutenção, tendo em vista a necessidade de suporte técnico especializado, e a obrigatoriedade de procedimentos específicos para intervenções no sistema de pós-tratamento de gases.

Em relação ao aspecto de manutenção, ressalta-se a importância da capacitação técnica da equipe local, visando a execução adequada das manutenções preventivas e corretivas, sendo necessário a formação de um estoque estratégico de peças de reposição, com foco na mitigação de riscos relacionados à indisponibilidade prolongada.

Por fim, conclui-se que a sua aplicação nas atividades de descaracterização de barragens mostrou-se limitada a serviços auxiliares e de apoio, não contemplando diretamente as operações de remoção de rejeito. Em função de seu alto custo de investimento, além da necessidade de estruturação de recursos adicionais para assegurar sua performance e eficiência, recomenda-se análise de viabilidade abrangente antes de considerar o uso desse tipo de equipamento em cenários semelhantes aos testados no escopo desse estudo.

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/COBRAMSEG2026.1/27

CÁLCULO DO ÍNDICE DE SEGURANÇA DA BARRAGEM PRINCIPAL DO COMPLEXO OITICICA NO RIO GRANDE DO NORTE, BRASIL

Iego Angelim Freire Agra
Eng. Civil, Quanta Consultoria, Fortaleza, Brasil, iegoagraa@gmail.com

Antônio Italcy de Oliveira Júnior
Eng. Civil Geotécnico, Quanta Consultoria, Fortaleza, Brasil, antonioitalcy@hotmail.com

Sandy Oliveira da Silva
Eng. Civil, Quanta Consultoria, Fortaleza, Brasil, sandyoliveiraugp@gmail.com

Jorge Mateus Aires Feitosa
Eng. Civil, Quanta Consultoria, Fortaleza, Brasil, mateusaires15@hotmai.com

Rui Santigo de Sousa
Eng. de Fortificação e Construção, Quanta Consultoria, Fortaleza, Brasil,
rui.santiago@quantaconsultoria.com

RESUMO: Este trabalho apresenta a aplicação da metodologia estabelecida pela Resolução nº 241 do Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH) como ferramenta para a classificação de segurança da Barragem Oiticica, localizada no Rio Grande do Norte. Utilizando como fonte de dados o projeto executivo, inspeções in loco e demais documentações oficiais do empreendimento. O barramento principal do Complexo Oiticica consiste em uma estrutura construída em concreto compactado a rolo com altura máxima acima da fundação de 45,88 m, cota do coroamento 119,80 m, comprimento do coroamento 1.768,10 m, largura do coroamento 7 m e inclinação do paramento de jusante 0,8(H):1(V). O estudo detalha a análise dos critérios que compõem a Categoria de Risco (CRI) e o Dano Potencial Associado (DPA) da estrutura, conforme estabelecido pela resolução nº 241 da CNRH. Após a classificação, os resultados obtidos foram confrontados com trabalhos semelhantes para barragens construídas em CCR. e revelaram que a classificação da Barragem se enquadra na Categoria de Risco Médio, com 42 pontos, e Dano Potencial Associado Alto. A análise demonstra que a resolução é um instrumento detalhado que permite uma avaliação multifatorial, distinguindo a probabilidade de ocorrência de falha (risco) de suas potenciais consequências (dano).

PALAVRAS-CHAVE: Segurança de Barragens, Resolução nº 241 CNRH, Categoria de Risco, Dano Potencial Associado, Concreto Compactado a Rolo.

ABSTRACT: This study presents the application of the methodology established by Resolution No. 241 of the National Council of Water Resources (CNRH) as a tool for the safety classification of the Oiticica Dam, located in the state of Rio Grande do Norte, Brazil. The analysis was based on data obtained from the executive design, in situ inspections, and other official documents related to the project. The main dam of the Oiticica Complex consists of a roller-compacted concrete (RCC) structure with a maximum height above the foundation of 45.88 m, crest elevation of 119.80 m, crest length of 1,768.10 m, crest width of 7 m, and a downstream slope of 0.8(H):1(V). The study presents a detailed evaluation of the criteria used to determine the Risk Category (CRI) and the Associated Potential Damage (DPA) of the structure, according to the provisions established in CNRH Resolution No. 241. After classification, the results were compared with similar studies involving RCC dams. The findings indicate that the Oiticica Dam is classified as Medium Risk Category, with a score of 42 points, and High Associated Potential Damage. The analysis demonstrates that

the resolution constitutes a comprehensive assessment instrument that enables a multifactorial evaluation, distinguishing the probability of failure occurrence (risk) from its potential consequences (damage).

KEYWORDS: Dam Safety, CNRH Resolution No. 143, Risk Category, Associated Potential Damage, Roller-Compacted Concrete.

1 INTRODUÇÃO

No cenário das infraestruturas hídricas de grande porte, a manutenção de níveis rigorosos de segurança constitui um requisito indispensável para a viabilidade operacional das estruturas e para a proteção das populações a jusante. No Brasil, a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), instituída pela Lei Federal nº 14.066 de 2020, estabelece que a responsabilidade pela integridade dessas obras recai sobre o empreendedor, exigindo a adoção de instrumentos de gestão capazes de identificar precocemente vulnerabilidades estruturais e operacionais.

A classificação de Segurança de Barragens no país fundamenta-se no binômio Risco e Dano. Conforme destacado por Fontenelle (2007), a avaliação de riscos, especialmente em barragens localizadas na região Nordeste, deve considerar a vulnerabilidade intrínseca da estrutura em consonância com as ameaças associadas ao seu entorno socioeconômico. Nesse contexto, a segurança não deve ser compreendida como um valor absoluto, mas como o resultado da interação entre a qualidade técnico-construtiva da obra e as consequências potenciais de uma eventual ruptura.

O ordenamento jurídico brasileiro, por meio da Resolução nº 241 do Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH), operacionalizada pela Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA) através da Resolução nº 95/2021, estabelece critérios objetivos para o enquadramento das barragens. Essa normativa segmenta a Categoria de Risco (CRI) em três eixos principais: características técnicas, estado de conservação e gestão da segurança, distinguindo-a do Dano Potencial Associado (DPA), que se concentra nas consequências humanas, sociais, econômicas e ambientais decorrentes de uma falha estrutural. Aguiar et al. (2015) ressalta que, em barramentos de grande porte, as características técnicas tendem a elevar a pontuação base da CRI, reforçando a necessidade de excelência no estado de conservação para a manutenção de níveis aceitáveis de segurança. Em estruturas executadas com Concreto Compactado a Rolo (CCR), a estabilidade do índice de segurança encontra-se diretamente relacionada ao controle de subpressões e à eficiência do sistema de drenagem interna (AGUIAR et al., 2015).

Inserida nesse contexto normativo e técnico, a Barragem Oiticica, localizada no leito do rio Piranhas-Açu, no estado do Rio Grande do Norte, representa um dos principais eixos para a segurança hídrica e o controle de cheias na região do Vale do Açu. Seu Barramento Principal 0,8(H):1(V), executado em concreto compactado a rolo (CCR), apresenta altura máxima de 45,88 m e capacidade de armazenamento aproximada de 742.632.840 m³, além de integrar o sistema de recepção das águas do Projeto de Integração do Rio São Francisco (PISF). Em função dessas características, a estrutura enquadra-se na classificação de Dano Potencial Associado (DPA**)** Alto, o que impõe a realização de avaliações técnicas detalhadas e contínuas.

Diante desse cenário, o presente artigo tem como objetivo detalhar o processo de classificação da Barragem Principal de Oiticica sob a ótica da Resolução nº 241 do CNRH. A análise fundamenta-se em dados do projeto executivo e em informações obtidas a partir de inspeções de campo, buscando consolidar o perfil de segurança da estrutura e fornecer subsídios técnicos para a gestão de riscos no complexo hídrico.

2 METODOLOGIA

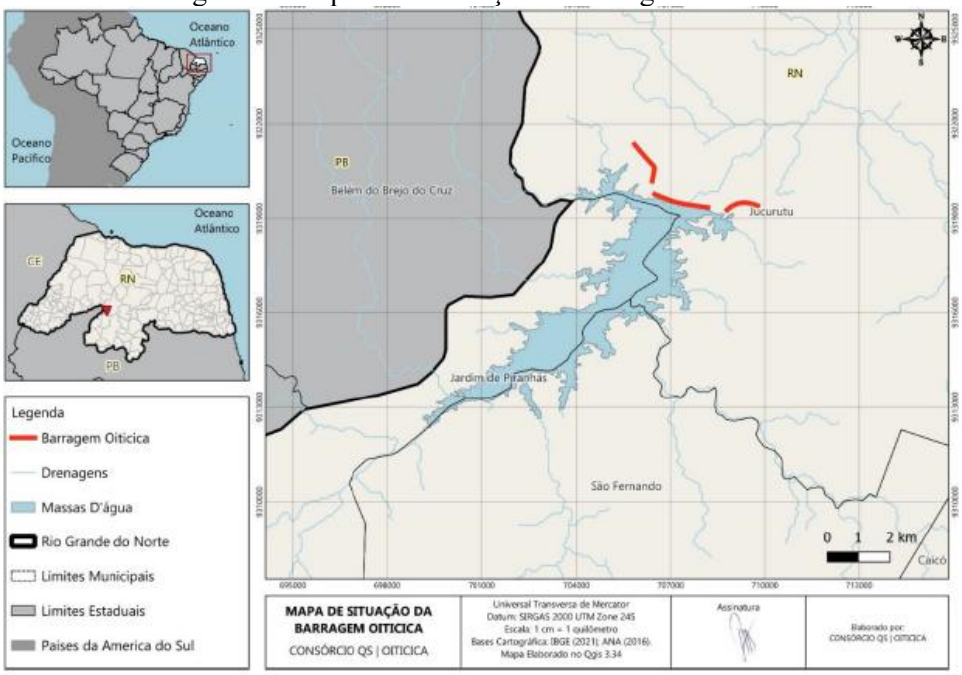
2.1 Caracterização da Área de Estudo

A Barragem Oiticica situa-se no rio Piranhas-Açu, no município de Jucurutu, no estado do Rio Grande do Norte, apresentando coordenadas geográficas aproximadas de latitude 6°09'13,88"S e longitude 37°07'26,26"O, conforme ilustrado na Figura 1. A montante da Barragem localiza-se o complexo Coremas–

Mãe d'Água, a cerca de 200 km de distância, enquanto a jusante encontra-se a Barragem Armando Ribeiro Gonçalves, aproximadamente 63 km a jusante da estrutura.

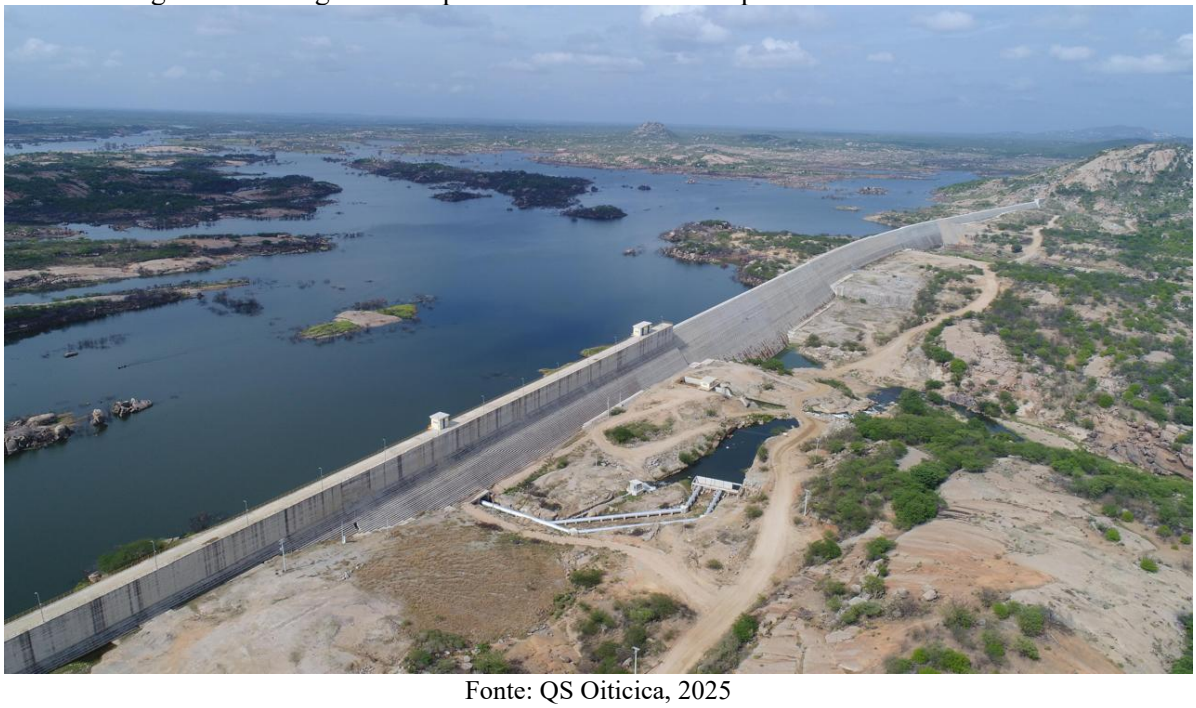
A Barragem principal de Oiticica (Figura 2) é um barramento do tipo gravidade em CCR, com volume total de concreto de 345.228 m³. Possui altura máxima acima da fundação de 45,88 m e coroamento na cota 119,80 m com largura de 7,00 m. O sistema extravaso é composto por um vertedouro central de soleira livre (tipo Creager) com comprimento de 758,68 m, dimensionado para cheias decamilenares.

Figura 1 - Mapa da localização da Barragem Oiticica



Fonte: QS Oiticica, 2024

Figura 2 - Barragem Principal e Vertedouro do Complexo Oiticica – Vista Geral



Fonte: QS Oiticica, 2025

2.2 Dados Gerais da Barragem Oiticica

A Tabela 1 apresenta os dados gerais da barragem principal de Oiticica, objeto do presente estudo.

Tabela 1- Características e descrições da Barragem Principal

Característica	Descrição
Tipo	CCR
Altura máxima acima da fundação	45,88 m
Cota do coroamento	119,80 m
Comprimento do coroamento	1768,10 m
Largura do coroamento	7 m
Inclinação do talude de montante	Vertical
Inclinação do talude de jusante	0,8(h):1(v)

2.3 Aplicação da Resolução nº 241 do CNRH como método de Classificação de Categoria de Risco (CRI)

A classificação das estruturas seguiu os critérios estabelecidos na Resolução nº 241/2024 do (CNRH), adotando-se o método de pontuação acumulada previsto no normativo. A Categoria de Risco da Infraestrutura (CRI) foi determinada a partir da soma das pontuações atribuídas aos grupos de critérios definidos pela resolução, conforme descrito a seguir.

A avaliação contemplou três grupos principais: Características Técnicas (CT), Estado de Conservação (EC) e Plano de Segurança (PS). As Características Técnicas foram analisadas com base em informações nominais de projeto e parâmetros construtivos da estrutura. O Estado de Conservação considerou a identificação de anomalias estruturais, operacionais e a confiabilidade dos sistemas de instrumentação e monitoramento. O Plano de Segurança avaliou a existência, a conformidade e o grau de atualização do Plano de Segurança da Barragem (PSB) e do Plano de Ação de Emergência (PAE).

A pontuação final da CRI foi obtida pela soma das pontuações atribuídas a cada grupo de critérios. O enquadramento da barragem nas classes de Risco Baixo, Médio ou Alto foi realizado conforme as faixas de classificação apresentadas na Tabela 2. Ressalta-se que, conforme a resolução, a atribuição da pontuação máxima ao critério Estado de Conservação (EC = 6) implica automaticamente a classificação da estrutura como Risco Alto, independentemente do valor total da CRI, em função da relevância desse critério para a segurança estrutural.

Tabela 2 - Faixa de classificação quanto à Categoria de Risco

	Categoria de Risco	CRI
Faixa de Classificação	Alto	≥ 60 ou EC* = 8
	Médio	35 < CRI < 60
	Baixo	≤ 35

Fonte: Resolução CNRH nº 241, de 10 de setembro de 2024

2.4 Avaliação do Dano Potencial Associado (DPA)

A avaliação do Dano Potencial Associado (DPA) foi realizada conforme os critérios estabelecidos na Resolução CNRH nº 241/2024, com base na análise de cenários de ruptura e das respectivas manchas de inundação a jusante. A metodologia considerou os impactos potenciais sobre a população, o meio ambiente e as infraestruturas existentes.

A classificação do DPA foi obtida por meio de uma matriz de pontuação que contempla quatro componentes: volume do reservatório, potencial de perda de vidas humanas, impacto ambiental e impacto socioeconômico. A pontuação final resultou da soma dos valores atribuídos a cada componente, permitindo o enquadramento do dano potencial nas classes Baixo, Médio ou Alto, conforme as faixas definidas pela resolução (Tabela 3).

Tabela 3 - Classificação do DPA

	Dano Potencial Associado	DPA
Faixa de Classificação	Alto	≥ 16
	Médio	10 < DPA < 16
	Baixo	≤ 10

Fonte: Resolução CNRH nº 241, de 10 de setembro de 2024

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Síntese da Categoria de Risco (CRI)

A pontuação consolidada para o barramento principal de Oiticica foi de 42 pontos, enquadrando-o em Risco médio. A Tabela 4 apresenta o detalhamento da pontuação da Categoria de Risco da Infraestrutura (CRI) atribuída ao barramento principal do Reservatório de Oiticica, obtida a partir da aplicação dos critérios estabelecidos na Resolução nº 241/2024 do CNRH. A avaliação considerou os grupos de critérios Características Técnicas (CT), Estado de Conservação (EC) e Plano de Segurança (PS), cujas pontuações foram somadas para a determinação do risco global da estrutura.

Tabela 4 - Detalhamento da Pontuação de Risco (CRI)

Grupo de Critérios	Pontuação	Justificativa Principal
Características Técnicas (CT)	15	Altura > 30 m; Volume > 50 hm³; Vertedouro para cheia decamilenar.
Estado de Conservação (EC)	6	Estrutura concluída em 2025; ausência de anomalias críticas no CCR.
Plano de Segurança (PS)	21	PSB e PAE implementados; instrumentação automatizada completa.
Total Acumulado	**42**	**Classificação: Risco Médio**

Fonte: QS Oiticica, 2023.

O grupo Características Técnicas (CT) obteve pontuação de 15 pontos, refletindo principalmente os parâmetros geométricos e hidráulicos do barramento. Destacam-se a altura superior a 30 m, o volume do reservatório superior a 50 hm³ e a concepção do vertedouro dimensionado para o atendimento de cheia com período de retorno deca milenar, fatores que, conforme a resolução, contribuem significativamente para o incremento do risco associado à estrutura.

No que se refere ao Estado de Conservação (EC), foi atribuída pontuação de 6 pontos, compatível com a condição atual do barramento, cuja construção foi concluída em 2025. As inspeções e registros disponíveis indicam a ausência de anomalias críticas no maciço em Concreto Compactado a Rolo (CCR), bem como o adequado desempenho estrutural e funcional dos elementos constituintes, justificando a pontuação intermediária observada.

O grupo Plano de Segurança (PS) apresentou pontuação de 21 pontos, associada à existência e implementação do Plano de Segurança da Barragem (PSB) e do Plano de Ação de Emergência (PAE), ambos em conformidade com as exigências normativas. Adicionalmente, a presença de sistema de instrumentação automatizado e plenamente operacional contribuiu para a redução do risco associado à gestão da segurança da estrutura.

A soma das pontuações dos três grupos resultou em um total acumulado de 42 pontos, enquadrando o barramento principal de Oiticica na classe de Risco Médio (Tabela 2), conforme os intervalos de classificação definidos pela Resolução nº 241/2024 do CNRH. Esse resultado indica que, embora a estrutura apresente

características técnicas relevantes do ponto de vista de risco potencial, suas condições de conservação e os mecanismos de segurança implementados contribuem para a mitigação dos riscos associados à sua operação.

3.2 Análise do Dano Potencial Associado (DPA)

A metodologia adotada considerou, de forma integrada, os impactos potenciais sobre a população, as infraestruturas existentes e o meio ambiente na área a jusante do barramento, conforme matriz apresentada no Quadro 1. O Dano Potencial Associado (DPA) foi de 28, classificado como alto a partir da aplicação dos critérios estabelecidos na Resolução nº 241/2024 do CNRH (Tabela 3).

Quadro 1 - Matriz de Classificação quanto ao DPA

Volume Total do Reservatório (s)	**Potencial de perdas de vidas humanas (t)**	**Impacto ambiental (u)**	**Impacto socioeconômico (v)**
PEQUENO = 5hm³ (1)	**INEXISTENTE**: Não existem pessoas permanentes ou temporárias na área a jusante. **(0)**	**SIGNIFICATIVO**: Área não representa interesse ambiental ou está descaracterizada. **(3)**	**INEXISTENTE**: Não existem instalações ou serviços de navegação na área afetada. **(0)**
MÉDIO 5 a 75hm³ (2)	**POUCO FREQUENTE**: Não há ocupação permanente, mas existe estrada vicinal de uso local. **(4)**	**MUITO SIGNIFICATIVO**: Área apresenta interesse ambiental relevante ou protegida por lei. **(5)**	**BAIXO**: Pequena concentração de instalações residenciais, comerciais ou agrícolas. **(4)**
GRANDE 75 a 200hm³ (3)	**FREQUENTE**: Não há ocupação permanente, mas existe rodovia ou empreendimento eventual. **(8)**	-	**ALTO**: Grande concentração de instalações, serviços de lazer, turismo ou portuários. **(8)**
MUITO GRANDE > 200hm³ (5)	**EXISTENTE**: Existem pessoas ocupando permanentemente a área a jusante. **(12)**	-	-
DPA = Σ (s até v)		**28**	

Fonte: Resolução CNRH nº 241, de 10 de setembro de 2024

A classificação do Dano Potencial Associado (DPA) foi realizada conforme os critérios estabelecidos na Resolução CNRH nº 241/2024, a qual define metodologia baseada na soma de pontuações atribuídas a parâmetros relacionados às consequências potenciais de uma eventual ruptura da barragem.

A avaliação considera quatro componentes principais:

- **Volume total do reservatório (s)**;
- **Potencial de perdas de vidas humanas (t)**;
- **Impacto ambiental (u)**;
- **Impacto socioeconômico (v)**.

A soma desses componentes resulta na pontuação final do Dano Potencial Associado (DPA).

No caso em análise, o reservatório foi classificado como muito grande, por apresentar volume superior a 200 hm³, resultando em pontuação elevada para o critério (s). Esse enquadramento indica maior magnitude potencial da onda de cheia decorrente de eventual ruptura, com possibilidade de ampliação da área atingida.

Quanto ao potencial de perdas de vidas humanas (t), foi identificada a existência de ocupação permanente na área a jusante da estrutura, caracterizando situação de risco direto à população. Este critério possui maior peso na matriz, refletindo a prioridade normativa atribuída à salvaguarda de vidas humanas.

No que se refere ao impacto ambiental (u), a área potencialmente afetada apresenta relevância ambiental ou encontra-se sob regime de proteção legal, sendo, portanto, classificada como de impacto muito significativo. Tal condição indica possibilidade de danos expressivos aos ecossistemas locais em caso de evento adverso.

Em relação ao impacto socioeconômico (v), verificou-se a presença de significativa concentração de atividades e infraestruturas na área a jusante, incluindo serviços e empreendimento econômicos, o que caracteriza impacto alto sob o ponto de vista socioeconômico.

A soma das pontuações atribuídas aos quatro critérios resultou em DPA = 28, enquadrando a Barragem na categoria de Dano Potencial Associado Alto conforme Quadro 1.

Importa destacar que o DPA não está relacionado à probabilidade de ocorrência de falha estrutural (Categoria de Risco), mas sim às consequências potenciais caso a ruptura venha a ocorrer. Assim, a classificação obtida evidencia a necessidade de rigor na gestão da segurança da barragem, incluindo manutenção atualizada do Plano de Segurança da Barragem (PSB) e do Plano de Ação de Emergência (PAE), bem como monitoramento sistemático da estrutura.

Além dos aspectos socioeconômicos, a análise também indicou potenciais impactos ambientais relevantes, associados à inundação de áreas naturais e à alteração abrupta das condições hidrossedimentológicas a jusante. A conjugação desses fatores, presença de população exposta, comprometimento de infraestruturas essenciais e impactos ambientais expressivos, atende aos critérios normativos para a classificação do DPA como alto, independentemente da probabilidade de ocorrência da falha.

3.3 Comportamento da Barragem em CCR e Gestão de Riscos

Os resultados obtidos a partir da avaliação da Categoria de Risco (CRI) e do Dano Potencial Associado (DPA) indicam que o barramento principal do Reservatório de Oiticica apresenta comportamento estrutural compatível com os parâmetros de projeto, típico de barragens em Concreto Compactado a Rolo (CCR), aliado a um sistema de gestão de riscos tecnicamente estruturado.

A pontuação atribuída ao Estado de Conservação (EC) reflete o bom desempenho do maciço em CCR, cuja construção foi concluída recentemente, não sendo identificadas anomalias críticas de natureza estrutural ou hidráulica. As inspeções de rotina e os registos de monitoramento indicam comportamento estável do barramento, com respostas coerentes às condições de carregamento, corroborando a adequação das soluções adotadas em projeto e execução.

O desempenho hidráulico e estrutural da barragem é continuamente acompanhado por meio de um sistema de instrumentação automatizado, que inclui piezômetros de fundação e dispositivos de controle de drenagem. As leituras indicam níveis de pressão intersticial compatíveis com os valores esperados e baixas vazões nos drenos das galerias, evidenciando a eficiência do sistema de drenagem interna e a adequada estanqueidade das juntas do CCR. Esses aspectos são fundamentais para a segurança de barragens de concreto e estão em consonância com as recomendações da literatura técnica especializada (PEYRAS et al., 2011).

No âmbito da gestão de riscos, a existência e a implementação do Plano de Segurança da Barragem (PSB) e do Plano de Ação de Emergência (PAE) contribuem de forma significativa para a mitigação dos riscos associados à operação da estrutura. Embora a Barragem tenha sido classificada como Risco Médio, em função principalmente de suas características técnicas e porte, os mecanismos de monitoramento, inspeção e resposta a emergências atuam como elementos compensatórios, reduzindo a probabilidade de falhas não detectadas.

Por outro lado, a classificação do Dano Potencial Associado (DPA) como Alto reforça a necessidade de manutenção rigorosa dessas práticas de gestão, uma vez que eventuais falhas poderiam resultar em consequências severas a jusante. Assim, os resultados indicam que a segurança da Barragem de Oiticica está fortemente condicionada à continuidade do monitoramento sistemático, à atualização periódica dos planos de segurança e à pronta capacidade de resposta operacional, assegurando que o desempenho satisfatório observado no maciço em CCR seja mantido ao longo de sua vida útil.

4 CONCLUSÕES

A aplicação da Resolução nº 241/2024 do Conselho Nacional de Recursos Hídricos permitiu avaliar de forma sistemática as condições de segurança da Barragem Principal de Oiticica, resultando em sua classificação como Categoria de Risco Médio e Dano Potencial Associado Alto. Essa condição evidencia a distinção fundamental entre risco e consequência adotada pela Política Nacional de Segurança de Barragens,

na qual a probabilidade de falha pode ser moderada, enquanto as possíveis consequências a jusante permanecem significativas.

Os resultados indicam que o bom estado de conservação da estrutura, aliado ao funcionamento adequado dos sistemas de drenagem e instrumentação, contribui para o controle das condições hidráulicas internas do maciço em Concreto Compactado a Rolo. Nesse contexto, o monitoramento sistemático das subpressões e o acompanhamento contínuo das condições estruturais constituem elementos essenciais para a manutenção do desempenho da barragem ao longo de sua vida útil.

Adicionalmente, a implementação do Plano de Segurança da Barragem (PSB) e do Plano de Ação de Emergência (PAE) desempenha papel fundamental na gestão preventiva de riscos, ampliando a capacidade institucional de resposta a eventuais situações adversas.

Dessa forma, o estudo reforça a importância da aplicação integrada dos instrumentos previstos na Resolução nº 241/2024, demonstrando sua relevância para a avaliação e gestão da segurança de barragens de grande porte executadas em CCR, bem como para o aprimoramento das práticas de monitoramento e tomada de decisão no âmbito da Política Nacional de Segurança de Barragens.

5 REFERÊNCIAS

AGUIAR, D.P. O; FAIS, L.M.C.F.; GENOVEZ, A.I.B; DALFRE FILHO, J.G. (2015). “Contribuição ao estudo do índice de segurança de barragens”. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, 20(2), pp. 360-368.

RAMBO, L. H. Avaliação da segurança da barragem labourrie/ap à luz de diferentes metodologias. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia de Barragens e Gestão Ambiental da Universidade Federal do Pará.

TSCHIEDEL, A.F.; PAIVA, R.C.D. “Uncertainty assessment in hydrodynamic modeling of floods generated by dam break” (2018). Revista Brasileira de Recursos Hídricos, 23 (e30).

PEYRAS, L.; GERVAIS, R.; SERRE, D.; CHOUINARD, L.; DIAB, Y.; TOURMENT, R. (2011). Condition evaluation of water retaining structures by a functional approach. Comparative practices in Canada and France. European Journal of Civil and Environmental Engineering, 15, 335-356.

FONTENELLE, Alexandre de Sousa. Proposta metodológica de avaliação de riscos em barragens do nordeste brasileiro-estudo de caso: barragens do estado do Ceará. 2007.

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

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/28

CÁLCULO DO ÍNDICE DE SEGURANÇA DAS BARRAGENS AUXILIARES DO COMPLEXO OITICICA NO RIO GRANDE DO NORTE, BRASIL

Iego Angelim Freire Agra
Eng. Civil, Quanta Consultoria, Fortaleza, Brasil, iegoagraa@gmail.com

Antônio Italcy de Oliveira Júnior
Eng. Civil Geotécnico, Quanta Consultoria, Fortaleza, Brasil, antonioitalcy@hotmail.com

Rui Santigo de Sousa
Eng. de Fortificação e Construção, Quanta Consultoria, Fortaleza, Brasil,
rui.santiago@quantaconsultoria.com

Isabella Vieira Santos
Eng. Sanitarista, Quanta Consultoria, Fortaleza, Brasil, isabellavieirasantos@gmail.com

RESUMO: Este trabalho calcula o índice de segurança das Barragens Auxiliares I e II do complexo Oiticica (RN), aplicando o método USACE. A análise avaliou individualmente os aspectos estruturais e operacionais de cada estrutura para classificar suas condições de segurança. Os resultados indicaram um Índice de Condição (IC) de 35,32% para a Auxiliar I (terra homogênea) e 36,32% para a Auxiliar II (enrocamento com núcleo), classificando ambas na Zona 3 (faixa vermelha), condição "Pobre". Tais resultados, de caráter conservador, destacam a influência do tipo de material na pontuação e reforçam a importância do monitoramento contínuo destas estruturas críticas para a segurança global do empreendimento.

PALAVRAS-CHAVE: Segurança de Barragens, Potencial de Perigo, Índice de Condição, Barragens Auxiliares, Método USACE..

ABSTRACT: This study calculates the safety index of the Auxiliary Dams I and II of the Oiticica complex (RN), applying the USACE method. The analysis individually assessed the structural and operational aspects of each structure to classify their safety conditions. The results indicated a Condition Index (CI) of 35.32% for Auxiliary I (homogeneous earth) and 36.32% for Auxiliary II (rockfill with core), classifying both in Zone 3 (red band), "Poor" condition. Such results, of a conservative nature, highlight the influence of the material type on the score and reinforce the importance of continuous monitoring of these critical structures for the overall safety of the project.

KEYWORDS: Palavras chaves em inglês seguindo as mesmas regras da versão em português

1 INTRODUÇÃO

A Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), estabelecida pela Lei Federal nº 12.334 de 2010, define o marco regulatório para a gestão e fiscalização dessas estruturas no Brasil. A segurança, nesse âmbito, é alcançada pelo atendimento a rigorosos critérios de projeto, execução e manutenção, garantindo a operação correta da barragem e considerando o potencial de dano associado a uma hipotética ruptura. As informações sobre as condições de cada estrutura são consolidadas no Sistema Nacional de Informações Sobre Segurança de Barragens (SNISB), uma ferramenta crucial para a gestão de riscos em escala nacional.

Na região semiárida do Nordeste, onde os reservatórios são essenciais para o abastecimento hídrico, a regularização dessas estruturas frente às diretrizes da PNSB é uma demanda urgente. Nesse cenário, a

Barragem Oiticica, localizada no rio Piranhas-Açu (RN), destaca-se por sua importância estratégica para a segurança hídrica do estado. Projetada para múltiplos fins, como a regularização de vazão, o controle de

cheias e a integração com o Projeto de Integração do Rio São Francisco (PISF), a estrutura é oficialmente classificada como de Risco Médio e Dano Potencial Associado Alto, o que reforça a necessidade de estudos contínuos sobre suas condições de segurança.

Para avaliar tais condições, a literatura apresenta diversos métodos de cálculo do índice de segurança (Rambo, 2020). Dentre eles, destaca-se o método USACE, descrito por Silva (2017), cuja metodologia se notabiliza pela fácil aplicação, sendo viável mesmo em barragens com dados limitados.
Diante do exposto, o presente trabalho tem como objetivo calcular o índice de segurança da Barragem Oiticica, aplicando o método USACE para demonstrar seu uso na avaliação de segurança da referida estrutura.

2 FORMATOS ESPECÍFICOS

2.1 Caracterização da Barragem Oiticica

A Barragem Oiticica está localizada no Rio Piranhas – Açu, no município de Jucurutu, Rio Grande do Norte, com coordenadas geográficas aproximadas de Latitude 6° 9'13.88"S e Longitude 37° 7'26.26"O. A montante, encontra-se a barragem Coremas – Mãe d'Água (aproximadamente 200 km), e a jusante, a barragem Armando Ribeiro Gonçalves (aproximadamente 63 km). A barragem principal é do tipo maciço de concreto compactado a rolo (CCR), com altura máxima acima da fundação de 51,75 m e largura do coroamento de 7 m. Sua capacidade de armazenamento é de aproximadamente 500 hm³. A fundação é em rocha, e a barragem possui um sistema de instrumentação e monitoramento detalhado, incluindo piezômetros e medidores de vazão, indicando um sistema de filtração moderno. A construção da barragem foi concluída em 2020.

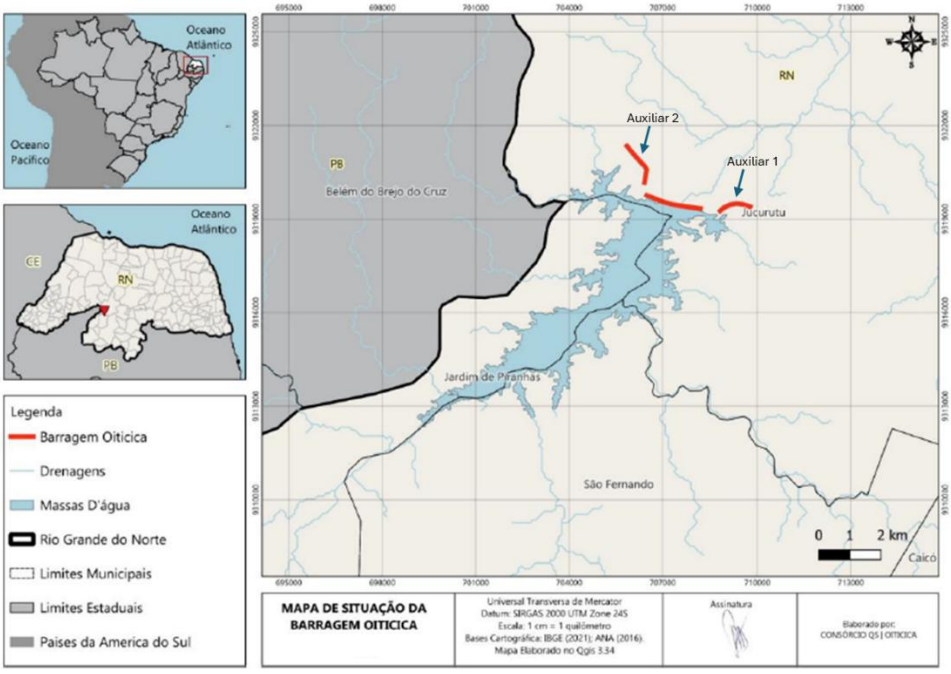


Figura 1. Localização da barragem de Oiticica

2.2 DADOS DAS BARRAGENS AUXILIARES

O complexo da Barragem Oiticica é composto, além da estrutura principal, por duas barragens auxiliares, que são o objeto de estudo deste trabalho. Essas estruturas são críticas para a contenção do volume total do reservatório. A seguir, são detalhadas as principais características de cada uma delas, conforme o Plano de Segurança da Barragem (PSB) do empreendimento.

Barragem Auxiliar I

A Barragem Auxiliar I consiste em um maciço de terra do tipo homogêneo, compreendido entre as estacas 118+11,86 m e 174+20 m, totalizando uma extensão de 1.220,70 m. A estrutura possui uma altura máxima de 12,80 m acima da fundação e um coroamento com 7,00 m de largura, localizado na cota 119,80 m. Os taludes, tanto de montante quanto de jusante, apresentam inclinação de 2(H):1(V).

Tabela 1 - Características

Característica	Descrição
Tipo	Terra Homogênea
Altura máxima acima da fundação	12,80 m
Cota do coroamento	119,80 m
Comprimento do coroamento	1.220,70 m
Largura do coroamento	7,00 m
Inclinação do talude de montante	2(H):1(V)
Inclinação do talude de jusante	2(H):1(V)

Fonte: PSB de Oiticica, 2024.

Barragem Auxiliar II

A Barragem Auxiliar II é um maciço de enrocamento com uma extensão total de 1.275,00 metros. Sua seção é do tipo zoneada, composta por enrocamento compactado, filtros de transição e um núcleo argiloso. A estrutura atinge uma altura máxima de 13,70 m, com um coroamento mais estreito, de 5,00 m de largura, também na cota 119,80 m. Os taludes de montante e jusante seguem a mesma inclinação da Auxiliar I, de 2(H):1(V).

Tabela 2 - Características e Descrições da Barragem Auxiliar II

Característica	Descrição
Tipo	Zoneada com enrocamento compactado, transições e núcleo argiloso
Altura máxima acima da fundação	13,70 m
Cota do coroamento	119,80 m
Comprimento do coroamento	1.275,00 m
Largura do coroamento	5,00 m
Inclinação do talude de montante	2(H):1(V)
Inclinação do talude de jusante	2(H):1(V)

Fonte: PSB de Oiticica, 2024.

2.3. Método USACE para Cálculo do Índice de Segurança

Para o cálculo do índice de segurança da Barragem Oiticica, foi utilizado o método USACE baseia-se em uma metodologia desenvolvida pela organização canadense Hydro-Quebec. O índice de segurança de barragem obtido é avaliado a partir do conceito de índice de condição da barragem (IC), que é obtido subtraindo o valor de S de 1 e multiplicando o resultado por 100 para se obter uma porcentagem (IC = (1 – S) * 100) (SILVA,

2017). Para medir as condições operacionais o IC é classificado por intervalos que variam de 0 a 100, conforme Quadro 1.

Quadro 1 - Classificação do índice de condições

Zona	Faixa de IC (IC= 1-S)	Descrição da Condição
1	85 a 100	Excelente: Sem defeitos visíveis. Algum envelhecimento ou desgaste pode ser visível.
	70 a 84	Bom: Somente pequenas deteriorações ou defeitos são evidentes.
2	55 a 69	Razoável: Algumas deteriorações ou defeitos são evidentes, mas a função não é significativamente afetada.
	40 a 54	Marginal: Deterioração moderada, mas a função ainda é adequada.
3	25 a 39	Pobre: Deterioração grave em pelo menos algumas porções da estrutura. A função é inadequada.
	10 a 24	Muito Pobre: Deterioração extensa, mal funcional.
	0 a 9	Falha: Não mais funções, falha geral ou falha completa de um componente estrutural principal.

Fonte: Peyras et al. (2011).

Cálculo do Escore Global (S)

$$S = \frac{V+3C}{50} \qquad \text{Eq.1}$$

A vulnerabilidade (V) da barragem é determinada pela soma aritmética da média dos escores das constantes físicas (A) e da média aritmética dos escores da soma dos parâmetros das variáveis (B), conforme ilustrado na Equação (2).

Cálculo da Vulnerabilidade (V)

A determinação da Vulnerabilidade (V) é efetuada por meio da média aritmética entre o escore das condições físicas (A) e o escore dos parâmetros variáveis (B), conforme a seguinte expressão:

$$V = \bar{A} + \bar{B} \qquad \text{Eq.2}$$

Onde $\bar{A}$ e $\bar{B}$ representam as médias dos respectivos conjuntos de escores.
As pontuações para cada um dos parâmetros são obtidas a partir das tabelas de escores, que consideram as condições físicas (Tabela 1), os parâmetros variáveis (Tabela 2) e o potencial de perigo (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1. Resultados do Método USACE

A aplicação do método USACE foi realizada de forma individualizada para as Barragens Auxiliares I e II, utilizando as características técnicas de cada estrutura, detalhadas na seção de metodologia. Os parâmetros relacionados ao reservatório (idade, sismicidade, nível de operação) e ao potencial de perigo foram

considerados idênticos para ambas, uma vez que estão submetidas às mesmas condições operacionais e de risco.

3.2. Resultados da Barragem Auxiliar I

Para a Barragem Auxiliar I, do tipo terra homogênea, a análise resultou nos escores apresentados na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**. O principal fator que influenciou a pontuação das condições físicas foi o tipo de material (A3), que, por ser "Terra", recebe o escore máximo de 10 na metodologia.

Tabela 3 - Escores do método USACE para a Barragem Auxiliar I

Condições Físicas	Escore	Parâmetros Variáveis	Escore
A1 = (Altura = 12.80 m)	3	B1 = (Idade = 5 Anos)	7
A2 = (Largura = 7 m)	3	B2 = (Altura Hidráulica máx. >95%)	1
A3 = (Tipo = Terra)	10	B3 = (Sismicidade = Moderada)	2
A4 = (Fundação = Solo)	4	B4 = (Confiabilidade do vertedouro = Satisfatório)	1
A5 = (Capacidade = 598.6 hm³)	4	B5 = (Monitoramento = Presença diária)	4
A6 = (Filtração = Com drenos)	1	B6 = (Altura Normal > 75%)	10
Média(A)	4.17	**Média(B)**	4.17

Fonte: Fontenelle (2007).

3.3. Resultados da Barragem Auxiliar II

A Barragem Auxiliar II, do tipo enrocamento com núcleo argiloso, teve uma pontuação de condições físicas mais favorável. Seu tipo construtivo (A3), classificado como "Terra e Enrocamento", recebe um escore de 4, consideravelmente menor que o da Auxiliar I. No entanto, sua menor largura de coroamento (A2) resultou em um escore mais alto para esse parâmetro. Os resultados estão na Tabela *4*.

Tabela 4 - Escores do método USACE para a Barragem Auxiliar II

Condições Físicas	**Escore**	**Parâmetros Variáveis**	**Escore**
A1 = (Altura = 13.70 m)	3	B1 = (Idade = 5 Anos)	7
A2 = (Largura = 5 m)	6	B2 = (Altura Hidráulica máx. >95%)	1
A3 = (Tipo = Terra e Enrocamento)	4	B3 = (Sismicidade = Moderada)	2
A4 = (Fundação = Solo)	4	B4 = (Confiabilidade do vertedouro = Satisfatório)	1
A5 = (Capacidade = 598.6 hm³)	4	B5 = (Monitoramento = Presença diária)	4
A6 = (Filtração = Com drenos)	1	B6 = (Altura Normal > 75%)	10

Condições Físicas	Escore	Parâmetros Variáveis	Escore
Média(A)	**3.67**	**Média(B)**	**4.17**

Fonte: Fontenelle (2007).

Para a determinação do escore do potencial de perigo (parâmetro C), que considera os danos a propriedades e perdas de vidas em um cenário de ruptura, foi levada em conta a classificação de Dano Potencial Associado (DPA) como "Alto", conforme estabelecido no Plano de Segurança da Barragem (PSB) de Oiticica. Esta classificação se justifica pela proximidade de áreas urbanas e rurais desenvolvidas, como o município de Jucurutu, que seriam diretamente atingidas. Diante disso, foi atribuído um valor de 8 escores para o parâmetro C.

Ao aplicar todos os parâmetros nas equações do método, obteve-se um Índice de Condição (IC) de 37,32% para a Barragem de Oiticica, conforme detalhado na Tabela 3.

Tabela 5 - Resumo dos parâmetros e cálculo do Índice de Condição (IC) para a Barragem Auxiliar I

Parâmetro	Valor
V	8.34
C	8
S	0.6468
IC	35.32%

Fonte: PSB de Oiticica, 2024.

Tabela 6 - Resumo dos parâmetros e cálculo do Índice de Condição (IC) para a Barragem Auxiliar II

Parâmetro	Valor
V	7.84
C	8
S	0.6368
IC	36.32%

Fonte: PSB de Oiticica, 2024.

Os resultados indicam que ambas as barragens auxiliares se enquadram na faixa de maior atenção do método USACE. Essa classificação, no entanto, não implica necessariamente uma condição de falha iminente, mas reflete a natureza conservadora da metodologia, que atribui pontuações elevadas a características intrínsecas de barragens de terra e enrocamento.

A principal diferença entre as duas estruturas reside na pontuação do tipo de material (A3). A Auxiliar I, por ser de terra homogênea, foi mais penalizada, o que resultou em um IC ligeiramente inferior. Em contrapartida, a menor largura do coroamento da Auxiliar II elevou seu escore no parâmetro A2, equilibrando o resultado final.

É fundamental destacar que os parâmetros de maior peso na análise o Potencial de Perigo (C = 8) e a Altura Normal do Reservatório (B6 = 10), são definidos pelo reservatório único e sua operação, impactando ambas as estruturas de forma igualitária. Isso demonstra que, independentemente de suas características construtivas individuais, as barragens auxiliares estão submetidas a um alto nível de risco devido ao grande volume de água que ajudam a conter.

Importa destacar que a denominação qualitativa "Pobre", atribuída pela escala adaptada de Peyras et al. (2011) (Quadro 1), utiliza redação originalmente associada a defeitos físicos identificados por inspeção (e.g.,

"deterioração grave", "função inadequada"). Neste estudo, esse rótulo deve ser interpretado como a denominação oficial da faixa numérica do Índice de Condição (Zona 3, IC entre 25% e 39%) obtida pela aplicação do método, e não como o relato de uma deterioração física efetivamente constatada em campo, uma vez que, conforme exposto na metodologia, não foi realizada inspeção visual ou análise de instrumentação como parte deste trabalho.

A decomposição dos escores (Tabelas 6 e 7) confirma essa leitura: a classificação obtida decorre, principalmente, de características tipológicas e geométricas de projeto, como o tipo construtivo (A3) e a relação altura/largura do coroamento (A1 e A2), que penalizam estruturalmente barragens de terra e enrocamento independentemente de seu estado de conservação, e do elevado Potencial de Perigo a jusante (C = 8), associado à ocupação urbana e rural do município de Jucurutu, um fator de exposição ao risco e não de condição física da estrutura. Reforça essa interpretação o fato de a Barragem Oiticica ser um empreendimento recente (concluído em 2020), submetido a monitoramento diário (B5) e operando com vertedouro classificado como satisfatório (B4), atributos típicos de uma estrutura bem mantida, e não de uma estrutura com deterioração grave.

Dessa forma, a classificação "Pobre" deve ser entendida como um indicativo da vulnerabilidade estrutural intrínseca e do elevado potencial de dano associado ao reservatório, refletindo a natureza conservadora do método USACE/Hydro-Quebec para barragens de terra e enrocamento, e não como um diagnóstico de patologias físicas observadas. Recomenda-se, como desdobramento deste estudo, a realização de inspeções visuais sistemáticas e a análise dos dados de instrumentação (piezômetros, medidores de vazão e indicadores de nível) já operados no âmbito do PSB, de modo a confirmar ou refutar, com base em evidências de campo, a condição indicada pelo índice paramétrico aqui calculado.

Portanto, a classificação como "Pobre" pelo método USACE valida e reforça a classificação oficial do complexo, que, segundo seu Plano de Segurança, possui Dano Potencial Associado (DPA) Alto. O resultado corrobora a importância da existência e da aplicação rigorosa de um Plano de Segurança de Barragem, com monitoramento contínuo e inspeções regulares, para garantir a segurança global do empreendimento e das comunidades a jusante.

5 REFERÊNCIAS

[1] AGUIAR, D.P. O; FAIS, L.M.C.F.; GENOVEZ, A.I.B; DALFRE FILHO, J.G. (2015). “Contribuição ao estudo do índice de segurança de barragens”. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, 20(2), pp. 360-368.

[2] RAMBO, L. H. Avaliação da segurança da barragem labourrie/ap à luz de diferentes metodologias. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia de Barragens e Gestão Ambiental da Universidade Federal do Pará.

[3] SILVA, M. L. ‘’O Território Imaginado’’: Amapá, de Território a Autonomia Política (1943-1988). f. 380 Tese (Doutorado em História) - Programa de Pós-Graduação em História. Universidade de Brasília – UNB, DF, 2017.

[4] TSCHIEDEL, A.F.; PAIVA, R.C.D. “Uncertainty assessment in hydrodynamic modeling of floods generated by dam break” (2018). Revista Brasileira de Recursos Hídricos, 23 (e30).

PEYRAS, L.; GERVAIS, R.; SERRE, D.; CHOUINARD, L.; DIAB, Y.; TOURMENT, R. (2011). Condition evaluation of water retaining structures by a functional approach. Comparative practices in canada and France. European Journal of Civil and Environmental Engineering, 15, 335-356.

FONTENELLE, Alexandre de Sousa. Proposta metodológica de avaliação de riscos em barragens do nordeste brasileiro-estudo de caso: barragens do estado do Ceará. 2007.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/29

Caracterização Geotécnica de Solos Tropicais para Núcleos Impermeáveis em Pequenas Barragens no Semiárido Brasileiro

Dennis Oliveira Galdino
Doutorando em Engenharia ambiental, Instituto Federal, Patos-PB, Brasil, dennis.galdino@ifpb.edu.br

Athirson Erick Lopes da Silva
Bacharelando em Engenharia civil, Instituto Federal, Patos-PB, Brasil, athirson.erick@academico.ifpb.edu.br

RESUMO: A construção de pequenos barramentos para captação de águas pluviais constitui uma alternativa estratégica para o semiárido brasileiro, especialmente no apoio à agricultura familiar. A escolha adequada dos solos é essencial para garantir estabilidade, durabilidade e eficiência hidráulica dessas estruturas. Este estudo caracteriza as propriedades geotécnicas de solos tropicais utilizados em dois reservatórios rurais na região de Campina Grande-PB. Foram realizados ensaios de caracterização física, análise granulométrica, limites de consistência, compactação e permeabilidade, seguindo normas da ABNT. Os resultados indicaram solos bem graduados, com teores de finos adequados para conferir impermeabilidade, plasticidade moderada e boa capacidade de densificação. A permeabilidade apresentou valores compatíveis com o uso em núcleos impermeáveis de barragens de terra. A classificação pelo SUCS confirmou a adequabilidade dos materiais, permitindo a proposição de critérios técnicos para seleção e utilização em obras de captação hídrica. Os achados reforçam a viabilidade de aproveitamento de solos locais na construção de barramentos rurais, fornecendo base científica para otimização de projetos no semiárido e contribuindo com soluções práticas para agricultores e engenheiros da região.

PALAVRAS-CHAVE: Solos tropicais; Barramentos rurais; Caracterização geotécnica; Semiárido; Classificação de solos.

ABSTRACT: The construction of small dams for rainwater harvesting is a strategic alternative for Brazil's semi-arid region, particularly in supporting family farming. Proper soil selection is essential to ensure the stability, durability, and hydraulic efficiency of these structures. This study characterizes the geotechnical properties of tropical soils used in two rural reservoirs located in the Campina Grande-PB region. Physical characterization, grain size analysis, consistency limits, compaction, and permeability tests were conducted in accordance with ABNT standards. The results indicated well-graded soils with fine contents suitable for providing impermeability, moderate plasticity, and good densification capacity. Permeability values were compatible with the use of these soils in impermeable cores of earth dams. The SUCS classification confirmed the suitability of the materials, allowing the proposal of technical criteria for their selection and application in water harvesting structures. The findings reinforce the feasibility of using local soils in the construction of rural dams, providing a scientific basis for project optimization in the semi-arid region and contributing practical solutions for farmers and engineers.

KEYWORDS: Tropical soils; Rural dams; Geotechnical characterization; Semi-arid region; Soil classification.

1 INTRODUÇÃO

A escassez hídrica é um dos principais desafios para o desenvolvimento sustentável em regiões semiáridas, comprometendo a produção agrícola, a segurança alimentar e a qualidade de vida das populações rurais. No contexto nordestino, a implantação de pequenos barramentos tem se mostrado uma solução eficaz para armazenamento de águas pluviais e mitigação da irregularidade das chuvas. Essas estruturas, conhecidas como açudes, barreiros ou reservatórios rurais, desempenham papel fundamental no abastecimento para consumo humano e animal, além de garantir suporte às atividades agropecuárias.

A qualidade dos barramentos depende diretamente da seleção dos materiais empregados, em especial os solos. Os mesmos devem apresentar resistência mecânica suficiente, deformidade controlada e baixa permeabilidade, de modo a assegurar estabilidade estrutural e eficiência hidráulica. Assim, a caracterização geotécnica detalhada é etapa essencial no planejamento e execução de obras de captação hídrica.

Estudos prévios no semiárido nordestino têm mostrado que a caracterização granulométrica e a plasticidade dos solos são parâmetros determinantes para a escolha de materiais em barragens (MARQUES et al., 2015). Trabalhos mais recentes também destacam a importância de se avaliar a permeabilidade e o comportamento de solos não saturados em condições de colapso, já que esses fatores influenciam diretamente a segurança e a durabilidade das estruturas (LOBO NETO; SILVA FILHO; LOPES, 2018). Além disso, a literatura recomenda que os solos sejam classificados segundo sistemas padronizados, como o SUCS e o SiBCS, de forma a padronizar critérios técnicos e permitir comparações regionais (EMBRAPA ,2020).

A região de Campina Grande-PB, situada no Planalto da Borborema, apresenta solos residuais derivados de rochas cristalinas submetidas a intenso intemperismo, com propriedades que influenciam diretamente sua adequação em obras de terra. O estudo desses materiais possibilita identificar potenciais de aplicação, reduzir custos construtivos e valorizar recursos locais.

Este trabalho tem como hipótese que os solos da região apresentam características geotécnicas favoráveis para utilização em pequenos barramentos. O objetivo geral é caracterizar integralmente essas propriedades, propondo critérios técnicos para seleção de materiais. Os objetivos específicos incluem: Determinar a distribuição granulométrica e a classificação dos solos, avaliar os limites de consistência e comportamento plástico da fração fina, caracterizar parâmetros de compactação e permeabilidade, verificar a adequabilidade dos solos para diferentes componentes dos barramentos, estabelecer recomendações técnicas para aproveitamento em obras de captação hídrica no semiárido.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A pesquisa foi realizada no Sítio Lucas, localizado na zona rural de Campina Grande, estado da Paraíba (Planalto da Borborema), região caracterizada por clima semiárido com precipitação média anual de 800 mm concentrada entre dezembro e maio, e altitude média de 550 m. As condições climáticas e a presença de solos residuais tropicais tornam o local adequado para o estudo de barragens de pequeno porte utilizadas em captação de águas pluviais (MARQUES et al., 2015; STEPHENS, 2010).

Foram analisados dois reservatórios de terra, ambos construídos de forma artesanal. O Reservatório 1 possui altura máxima de 3,5 m e capacidade aproximada de 2.000 m³, enquanto o Reservatório 2 apresenta altura de 3,0 m e capacidade de 1.500 m³.

As coletas de solo foram realizadas em diferentes pontos dos reservatórios, abrangendo tanto o corpo da barragem quanto áreas de empréstimo adjacentes. O objetivo foi identificar o comportamento geotécnico e o potencial de uso desses materiais em obras de terra de pequeno porte. As amostras foram retiradas em profundidades de até 1,5 m, acondicionadas em sacos plásticos, devidamente identificadas e encaminhadas ao laboratório para caracterização.

2.1 Caracterização dos locais e coleta das amostras

A caracterização dos locais de coleta considerou aspectos como profundidade, tipo de solo, cor, drenagem e observações de campo. As informações estão resumidas no Quadro 1.

Quadro 1 - Caracterização dos locais e coleta das amostras

Reservatórios	Localização	Profundidade (m)	Tipo de solo	Cor (Munsell)	Condições de drenagem	Observações
R1	Sítio Lucas – Zona rural de Campina Grande (PB)	1,5	Areia argilosa bem graduada	7.5YR 5/6	Moderada	Presença de concreções lateríticas dispersas
R2	Sítio Lucas – Zona rural de Campina Grande (PB)	1	Areia fina com silte e argila	10YR 4/4	Baixa	Material mais plastico e coeso

Fonte: Elaborado pelo autor (2025), com base em observações de campo e registros laboratoriais.

2.2 Ensaios laboratoriais e classificação dos solos

As amostras foram submetidas a ensaios de caracterização física e geotécnica, conforme metodologias padronizadas pela ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). As análises realizadas incluíram granulometria, limites de Atterberg, compactação, permeabilidade e massa específica dos grãos.

Todos os ensaios seguiram rigorosamente as normas correspondentes, permitindo a determinação de parâmetros essenciais para a avaliação da aptidão construtiva dos solos.

A classificação final foi realizada conforme o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) (ASTM D2487:2021) e o Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (SiBCS) (EMBRAPA, 2020).

Os detalhes metodológicos estão apresentados no **Quadro 2**, que sintetiza os ensaios aplicados, as normas utilizadas e os parâmetros obtidos.

Quadro 2 – Ensaios realizados, normas aplicadas e classificação dos solos

Tipo de Ensaio	Norma técnica	Parâmetros obtidos
Análise granulométrica	ABNT NBR 7181:2016	D_{10}, D_{30}, D_{60}, Cu, Cc
Limites de Atterberg	ABNT NBR 6459:2010	LL, LP, IP
Compactação (Proctor Normal)	ABNT NBR 7182:2016	ρd_{max}, w_{opt}
Permeabilidade (carga variável)	ABNT NBR 14545:2000	k(cm/s)
Massa específica dos grãos	ABNT NBR:6508:2016	ρ_S

Fonte: Elaborado pelo autor (2025), conforme normas ABNT e resultados laboratoriais.

2.3 Procedimentos de análise

Após os ensaios, os dados obtidos foram processados por meio de planilhas eletrônicas, permitindo o cálculo de parâmetros derivados, como coeficiente de uniformidade (Cu) e curvatura (Cc). Os resultados de granulometria foram representados graficamente (Figura 1).

Os valores de densidade seca máxima (ρd_{max}) e umidade ótima (w_{opt}) foram determinados a partir do ponto de inflexão da curva, conforme metodologia de Pinto (2006) e Head (2014). Por fim, os resultados foram confrontados com os limites de adequação propostos por Stephens (2010) e Das (2017) para solos empregados em barragens de terra, subsidiando a análise crítica apresentada na seção de discussão.

3 RESULTADOS

3.1 Análise granulométrica

Os resultados da análise granulométrica indicam que os materiais coletados apresentam distribuição predominantemente arenosa, característica típica de solos residuais do Planalto da Borborema (MARQUES et al., 2015; BORGES; FERREIRA; AMORIM, 2023). A Amostra 1, proveniente do Reservatório 1, apresentou 66,3 % de areia, 18,3 % de cascalho e 15,4 % de finos, enquanto a Amostra 2 apresentou 69,5 % de areia, 12,7 % de cascalho e 17,8 % de finos.

Os coeficientes de uniformidade (Cu) e curvatura (Cc) indicaram solos bem graduados, com Cu = 28,4 e Cc = 1,8 para a Amostra 1 e Cu = 22,1 e Cc = 1,4 para a Amostra 2, o que demonstra boa compactabilidade e estabilidade estrutural (HEAD, 2014; PINTO, 2006).

Essa distribuição granulométrica é ideal para camadas de barragens de pequeno porte, pois confere equilíbrio entre permeabilidade e resistência, conforme observações semelhantes em barramentos estudados por Stephens (2010) e Silva (2022).

3.2 Limites de consistência e plasticidade

Os resultados dos limites de Atterberg, estão representados abaixo.

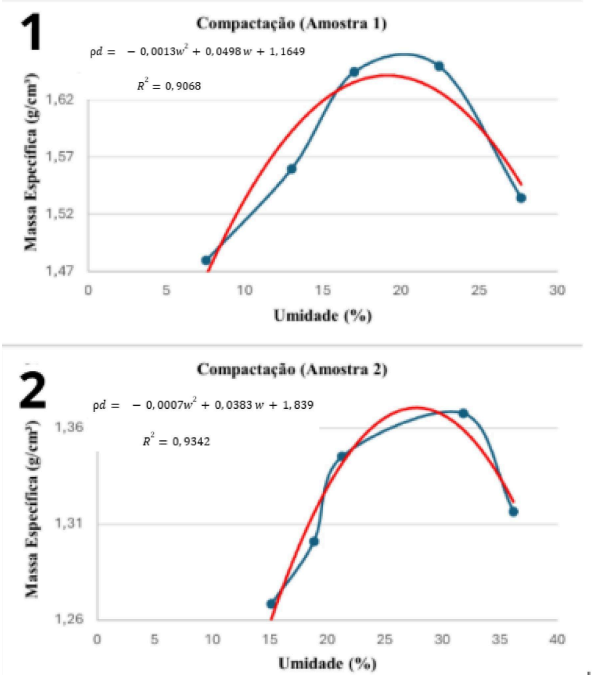
- **Amostra 1:** LL = 32,4 %, LP = 18,6 %, IP = 13,8 %;
- **Amostra 2:** LL = 29,7 %, LP = 16,9 %, IP = 12,8 %.

Esses valores indicam plasticidade média, dentro da faixa considerada adequada para materiais de núcleo impermeável de barragens (IP entre 7 e 17 %) (PINTO, 2006; DAS, 2017). A atividade da argila (A) variou de 2,7 a 3,3, apontando para presença de minerais do grupo caulinita e óxidos de ferro, típicos de solos tropicais não expansivos (SILVA; FERREIRA, 2018).

3.3 Ensaio de compactação

As curvas de compactação obtidas pelo ensaio Proctor Normal (NBR 7182:2016) estão apresentadas na Figura 1. Observa-se o formato parabólico regular característico de solos arenosos com teor moderado de finos.

Figura 1 – Curvas de compactação (Proctor Normal) das amostras analisadas.



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

Os resultados indicaram:

- **Amostra 1:** ρd_{max} = 1,646 g/cm³ e w_{opt} = 19,7 %;
- **Amostra 2:** ρd_{max} = 1,354 g/cm³ e w_{opt} = 26,5 %.

Essas diferenças refletem a variação granulométrica e a fração de finos de cada solo. A Amostra 1, mais arenosa e bem graduada, apresentou maior densificação e menor umidade ótima, enquanto a Amostra 2, mais fina e plástica, demandou umidade mais elevada para atingir sua densidade máxima (HEAD, 2014; WASILAH et al., 2020).Essas diferenças refletem a variação granulométrica e a fração de finos de cada solo. A Amostra 1, mais arenosa e bem graduada, apresentou maior densificação e menor umidade ótima, enquanto a Amostra 2, mais fina e plástica, demandou umidade mais elevada para atingir sua densidade máxima (HEAD, 2014; WASILAH et al., 2020).

3.4 Ensaio de permeabilidade

O ensaio de carga variável, conforme a NBR 14545:2000, indicou valores de permeabilidade compatíveis com o uso dos solos em barragens de pequeno porte. A Amostra 1 apresentou coeficiente de permeabilidade (k) igual a $3{,}2 \times 10^{-5}$ cm/s, enquanto a Amostra 2 apresentou $1{,}8 \times 10^{-5}$ cm/s.

Estes valores enquadram-se nos limites recomendados pela Food and Agriculture Organization (FAO) (STEPHENS, 2010) e DAS (2017) para materiais de núcleo impermeável, que sugerem $k \leq 10^{-4}$ cm/s. A diferença entre as amostras reflete a influência da fração fina: a Amostra 2, com maior teor de silte e argila, apresentou menor permeabilidade, devido à redução da continuidade dos poros e aumento da coesão entre as partículas.

Esse comportamento é típico de solos tropicais de textura média a fina, como descrito por Silva (2022) e Wasilah et al. (2020), e reforça o potencial de utilização desses materiais na construção de núcleos impermeáveis de barragens de terra.

3.5 Massa específica dos grãos

Os valores de massa específica dos grãos (ρ_s) foram:

- **Amostra 1:** 2,671 g/cm³;
- **Amostra 2:** 2,684 g/cm³.

Esses valores são ligeiramente superiores ao do quartzo puro (2,65 g/cm³), indicando a presença de minerais pesados como hematita e goethita, o que confirma o caráter laterítico do solo (EMBRAPA, 2020; SILVA, 2022).

3.5 Classificação dos solos

Com base nos resultados dos ensaios, as amostras foram classificadas conforme o Sistema Unificado (SUCS) e o Sistema Brasileiro (SiBCS), apresentados no Quadro 3.

Quadro 3 – Classificação final dos solos segundo SUCS e SiBCS

Amostra	Sistema Unificado (SUCS)	Parametros obtidos	Sistema Brasileiro (SiBCS)	Classificação SiBCS	Uso tecnico recomendado
Amostra 1	ASTM D2487:2021	SC - Areia argilosa	Embrapa (2020)	Argiloso amarelo eutrófico	Núcleo impermeavel da barragem
Amostra 2	ASTM D2487:2022	SW-SC- Areia bem graduada com argila	Embrapa (2020)	Argiloso amarelo eutrófico	Zona de transição ou corpo da barragem

Fonte: Elaborado pelo autor (2025), com base nos resultados laboratoriais e sistemas de classificação SUCS e SiBCS.

4 DISCUSSÃO

A análise dos resultados evidencia que os solos avaliados apresentam características favoráveis à aplicação em estruturas de barragens de pequeno porte, especialmente em áreas rurais do semiárido. As propriedades granulométricas e de plasticidade observadas indicam um comportamento geotécnico equilibrado entre permeabilidade e resistência, o que é essencial para o desempenho hidráulico e a estabilidade dessas estruturas.

Segundo Pinto (2006) e Head (2014), a presença de uma fração arenosa bem distribuída, associada a um teor moderado de finos plásticos, confere ao solo boa trabalhabilidade durante a compactação e baixa suscetibilidade à fissuração. Esse comportamento foi verificado nas amostras analisadas, que apresentaram índices de plasticidade médios (12–14 %), semelhantes aos observados por Marques et al. (2015) em solos empregados em barragens subterrâneas no Sertão alagoano.

Os resultados do ensaio de compactação confirmam o bom potencial de adensamento dos solos locais, em especial da Amostra 1, que apresentou maior massa específica seca máxima (1,646 g/cm³) e menor umidade ótima (19,7 %). Esses valores estão dentro das faixas reportadas por Wasilah et al. (2020) e Silva e Ferreira (2018) para solos tropicais arenosos compactados sob energia normal. De acordo com Das (2017) e Stephens (2010), densidades superiores a 1,60 g/cm³ em solos arenosos com teor de finos entre 10 % e 20 % indicam excelente desempenho estrutural e baixa deformabilidade, características desejáveis para o corpo da barragem e para camadas de fundação.

No que se refere à permeabilidade, os coeficientes médios obtidos ($1{,}8 \times 10^{-5}$ a $3{,}2 \times 10^{-5}$ cm/s) enquadram-se nos limites recomendados pela FAO (Stephens, 2010) para materiais de núcleo de barragens de terra. Valores semelhantes foram relatados por Silva (2022) e Lobo Neto et al. (2018) em solos residuais compactados do Nordeste, demonstrando que, mesmo em condições tropicais, é possível alcançar níveis adequados de impermeabilidade sem a necessidade de aditivos ou tratamentos especiais.

A massa específica dos grãos (ρ_s) (2,67–2,68 g/cm³) reforça o caráter laterítico do material, com presença de óxidos de ferro e alumínio. Essa composição mineralógica está associada à boa estabilidade volumétrica e menor expansibilidade (EMBRAPA, 2020; Borges; Ferreira; Amorim, 2023), o que reduz o risco de colapsos ou variações significativas de volume em condições de alternância entre períodos secos e úmidos. Do ponto de vista da classificação geotécnica, os solos enquadraram-se como SC e SW-SC (SUCS) e como Argissolos Amarelos eutróficos (SiBCS), o que indica material coeso, bem graduado e com plasticidade moderada. Essa combinação é considerada ideal para núcleos impermeáveis e zonas de transição (Stephens, 2010; Das, 2017).Além disso, o uso de solos locais reduz custos e impactos ambientais, fortalecendo práticas de engenharia sustentável e acessível, em consonância com recomendações de Marques et al. (2015) para barragens de caráter social no semiárido.

Por fim, é importante ressaltar que o desempenho desses solos está intimamente relacionado às condições de compactação em campo. Como demonstrado por Fredlund e Rahardjo (1993), o controle da umidade e da energia de compactação é determinante para o comportamento hidráulico de solos não saturados. Assim, recomenda-se que futuras construções adotem controle de umidade próximo ao $w_o$pt e energia equivalente ao Proctor Normal, garantindo que as propriedades laboratoriais sejam reproduzidas em campo. Em síntese, a comparação com a literatura mostra que os solos analisados possuem condições geotécnicas compatíveis com o uso em barragens rurais, combinando boa resistência mecânica, baixa permeabilidade e estabilidade volumétrica. Esses resultados reforçam a viabilidade técnica e econômica do aproveitamento de materiais locais na implantação de estruturas de armazenamento hídrico sustentáveis para o semiárido nordestino.

5 CONCLUSÃO

A caracterização física e geotécnica dos solos utilizados nos reservatórios estudados demonstrou que os materiais locais possuem condições adequadas para aplicação em barragens de pequeno porte, especialmente em regiões semiáridas. As análises granulométricas e de plasticidade indicaram solos arenosos bem graduados, com teores moderados de finos e plasticidade média, características que favorecem a compactação e reduzem o risco de fissuração.

Os resultados de compactação revelaram boas densidades secas máximas e umidades ótimas compatíveis com o uso em obras de terra, enquanto os coeficientes de permeabilidade se mantiveram em níveis satisfatórios para materiais de núcleo impermeável. Esses parâmetros, aliados à massa específica dos grãos próxima de 2,68 g/cm³, evidenciam o caráter laterítico e estável dos solos, reforçando sua aptidão para uso em estruturas hidráulicas.

A classificação segundo o SUCS e o SiBCS confirmou a predominância de areias argilosas e bem graduadas (SC e SW-SC), enquadradas como Argissolos Amarelos eutróficos, o que consolida o potencial de uso desses materiais em núcleos e zonas de transição de barragens de terra.

De modo geral, os resultados obtidos estão em concordância com pesquisas de Pinto (2006), Silva e Ferreira (2018) e Stephens (2010), demonstrando que, mesmo sob as condições climáticas do semiárido, os solos locais apresentam desempenho técnico satisfatório quando adequadamente compactados.

Por fim, o estudo reforça a importância da utilização racional de materiais locais na engenharia de barragens, contribuindo para redução de custos, sustentabilidade ambiental e autonomia técnica das comunidades rurais. Recomenda-se que futuras investigações ampliem a análise para ensaios triaxiais e de sucção matricial, de modo a aprofundar o entendimento do comportamento desses solos em condições não saturadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2000). *NBR 14545: Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares a carga variável*. Rio de Janeiro.

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

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). *NBR 7182: Solo – Ensaio de compactação*. 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 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). *NBR 6508: Solo – Determinação da massa específica dos grãos de solos*. Rio de Janeiro.

ASTM International (2021). *ASTM D2487: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. West Conshohocken, PA, USA.

Borges, J. J. S.; Ferreira, S. R. M.; Amorim, S. F. (2023). Utilização do Sistema de Informação Geográfica para identificar solos colapsíveis na região do Semiárido brasileiro. *Journal of Environmental Analysis and Progress*, 8(2), p. 140–155. DOI: 10.24221/jeap.8.2.2023.5681.140–155. Disponível em: https://journals.ufrpe.br/index.php/JEAP/article/view/5681. Acesso em: 28 out. 2025.

Das, B. M. (2017). *Principles of Geotechnical Engineering*, 9th ed. Stamford: Cengage Learning.

Embrapa (2020). *Sistema Brasileiro de Classificação de Solos*, 6. ed. Brasília: Embrapa Solos. Disponível em: https://www.embrapa.br/busca-de-publicacoes/-/publicacao/1123470/sistema-brasileiro-de-classificacao-de-solos. Acesso em: 28 out. 2025.

Fredlund, D. G.; Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. New York: John Wiley & Sons.

Head, K. H. (2014). *Manual of Soil Laboratory Testing: Soil Classification and Compaction Tests*, Vol. 1, 3rd ed. Dunbeath: Whittles Publishing. Disponível em: https://books.google.com/books/about/Manual_of_Soil_Laboratory_Testing.html?id=2CINZ0A_B-kC. Acesso em: 28 out. 2025.

Kim, M. H.; Song, C. M. (2023). Prediction of the Soil Permeability Coefficient of Reservoirs Using a Deep Neural Network Based on a Dendrite Concept. *Processes*, 11(3), art. 661. Disponível em: https://www.mdpi.com/2227-9717/11/3/661. Acesso em: 28 out. 2025.

Lobo Neto, J. B.; Silva Filho, F. C.; Lopes, C. P. A. (2018). Análise numérica de solos não saturados colapsíveis: aplicação em uma pequena barragem de terra experimental. *Geotecnia* (Lisboa), n. 144, p. 5–19. DOI: 10.24849/j.geot.2018.144.03.

Marques, F. A. et al. (2015). *Caracterização e classificação de solos de barragens subterrâneas do Sertão alagoano*. Embrapa Solos. Disponível em: https://www.embrapa.br/busca-de-publicacoes/-/publicacao/1036049/. Acesso em: 28 out. 2025.

Pinto, C. S. (2006). *Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas*, 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos. Disponível em: https://www.bvirtual.com.br/NossoAcervo/Publicacao/170502. Acesso em: 28 out. 2025.

Silva, R. V.; Ferreira, S. R. M. (2018). *Geotecnia de solos tropicais: fundamentos e aplicações*. São Paulo: Oficina de Textos.

Silva, T. F. (2022). Comportamento da permeabilidade não saturada em solos tropicais sob variação de umidade volumétrica. *Engenharia Sanitária e Ambiental*, 27(2), e20210123. Disponível em: https://www.scielo.br/j/esa/a/QWQYSypjBFzxVMGmwBf6kJC/?format=pdf&lang=pt. Acesso em: 28 out. 2025.

Stephens, T. (2010). *Manual on Small Earth Dams: A Guide to Siting, Design and Construction*. Rome: Food and Agriculture Organization of the United Nations (FAO). Disponível em: https://www.fao.org/4/i1531e/i1531e.pdf. Acesso em: 28 out. 2025.

Wasilah, M. N.; Adhi, K. P.; Kusuma, I. G. B.; Suryolelono, K. B. (2020). Compaction Control Using Degree of Saturation and Plasticity Index: Investigation on Tropical Soils from Indonesia. *Journal of Engineering and Technological Sciences*, 52(5), p. 707–731. Disponível em: https://journals.itb.ac.id/index.php/jets/article/view/21276. Acesso em: 28 out. 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/COBRAMSEG2026.1/30

Comparativo entre o Método do Ponto Material e Método dos Volumes Finitos em um estudo de ruptura hipotética de pilha

Mikael de Oliveira Nunes da Silva
Consultor Técnico, Fugro Brasil, Pinhais, Brasil, mikael.silva@fugro.com

Vitoria Lima Pfaffenzeller
Consultora Técnica, Fugro Brasil, Pinhais, Brasil, vitoria.lima@fugro.com

Vitor Nascimento Aguiar
Professor, Departamento de Construção Civil (Geotecnia), Escola Politécnica da UFRJ, vitoraguiar@poli.ufrj.br

RESUMO: No Brasil, a estimativa do alcance da corrida de massa é tradicionalmente realizada por modelos hidrodinâmicos baseados nas Equações de Águas Rasas, como o RiverFlow2D, que tratam a massa mobilizada como um fluido equivalente e modelos reológicos aplicáveis, porém sem permitir a representação simultaneamente de materiais com diferentes características. Já o Método do Ponto Material (MPM), ao empregar pontos materiais Lagrangianos em uma malha Euleriana fixa, permite modelar grandes deformações e a interação entre camadas liquefeitas e não liquefeitas, embora com elevado custo computacional. Este trabalho compara o MPM e o Método dos Volumes Finitos (MVF) na simulação de ruptura hipotética de uma pilha de rejeitos suscetíveis à liquefação. A análise considerou um cenário de liquefação estática da camada saturada, simulando no MPM a perda abrupta de resistência da camada de rejeito saturado e a redução de rigidez dos materiais não liquefeitos. No RiverFlow2D, adotou-se o modelo reológico Turbulent & Coulomb, calibrando-se o ângulo de atrito basal para reproduzir o alcance observado no MPM. Para alcançar compatibilidade entre os métodos, foi necessário o aumento do ângulo de atrito basal no RiverFlow2D para incorporar também a perda de energia causada pelo atrito interno do material mobilizado.

PALAVRAS-CHAVE: MPM, Modelagem hidrodinâmica bidimensional, liquefação, ruptura hipotética, corrida de massa.

ABSTRACT: In Brazil, the runout of mass flows is traditionally estimated using hydrodynamic models based on the Shallow Water Equations, such as RiverFlow2D, which treat the mobilized mass as an equivalent fluid with applicable rheological models. However, these models do not allow the simultaneous representation of different materials. The Material Point Method (MPM), in turn, employs Lagrangian material points within a fixed Eulerian mesh, enabling the simulation of large deformations and interactions between liquefied and non-liquefied layers, albeit with high computational cost. This study compares MPM and the Finite Volume Method (FVM) in the simulation of a hypothetical failure of a tailings pile susceptible to liquefaction. The analysis considered a scenario of static liquefaction of the saturated layer, simulating in MPM the abrupt loss of strength of the saturated tailings and the reduction of stiffness in the non-liquefied materials. In RiverFlow2D, the Turbulent & Coulomb rheological model was adopted, with the basal friction angle calibrated to reproduce the runout observed in MPM. To achieve compatibility between the methods, it was necessary to increase the basal friction angle in RiverFlow2D to account for the additional energy loss caused by internal friction within the mobilized material.

KEYWORDS: MPM, bidimensional hydrodynamic modeling, liquefaction, hypothetical failure, run-out.

1 INTRODUÇÃO

Impulsionada pelos acidentes ambientais envolvendo rupturas de barragens de mineração no Brasil — com destaque para o colapso da barragem de Fundão, em Mariana (2015), e da barragem B1, em Brumadinho (2019) —, a técnica de empilhamento a seco de rejeitos filtrados ascendeu como uma alternativa para conferir maior segurança ao processo produtivo (Almeida *et al*., 2025). No entanto, por se tratar de uma estrutura de engenharia complexa, a pilha de rejeitos continua sujeita a incertezas intrínsecas e à probabilidade de falhas, o que torna imprescindível a elaboração do Estudo de Ruptura Hipotética (ERH), frequentemente denominado *Stack Break* ou *Runout Analysis* (Ghahramani *et al*., 2024 e Roman *et al*., 2025).

Apesar da necessidade de gestão de riscos, existe uma lacuna regulatória: enquanto as barragens possuem diretrizes consolidadas na Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), estabelecida pela Lei nº 14.066/2020, além de resoluções específicas para barragens de mineração, como as resoluções ANM nº 95/2022, nº 130/2023, nº 142/2023 e n° 175/2024, ainda não há uma legislação específica para os projetos e estudos de ruptura de empilhamentos drenados. Na ausência de normativas próprias, os conceitos de Dano Potencial Associado (DPA) e os procedimentos aplicáveis a barragens vêm sendo utilizados de maneira análoga para viabilizar as análises dessas estruturas (Roux *et al*., 2024).

Na elaboração de um ERH, é necessário simular o colapso da estrutura e a propagação da massa mobilizada, considerando o cenário possível de maior consequência, conforme a ABNT NBR 17188:2024. Para estruturas de disposição de rejeitos, o cenário mais crítico é, quando crível, a ruptura por liquefação estática ("*flow liquefaction*"), caracterizada pela ocorrência repentina, grande volume de material mobilizado e à baixa resistência residual (pós-liquefação) do rejeito. Dentre os gatilhos hipotéticos para a deflagração da liquefação estática, citam-se o, aumento da superfície freática associada a eventos pluviométricos extremos e/ou falhas do sistema de drenagem interna, abalos sísmicos, ou acréscimo bruscos de carga, resultando em rápida perda de resistência não drenadas. Tais premissas permitem a definição da massa potencialmente mobilizável em um modelo calculado pelo método de equilíbrio limite ou por uma análise tensão-deformação, etapa indispensável para uma posterior simulação da propagação da massa rompida/mobilizada.

Uma vez definida a massa mobilizada, a simulação numérica da corrida de massa permanece um desafio, pois os softwares usualmente empregados, como o RiverFlow2D, são fundamentados em formulações hidrodinâmicas, voltados à propagação de fluidos. Essas aborgagens não reproduzem integralmente o comportamento geotécnico do material, principalmente no que se refere à resistência ao cisalhamento. Os modelos puramente friccionais tendem a superestimar velocidades e alcances, motivo pelo qual formulações mistas (como Voellmy ou Turbulent & Coulomb) são amplamente empregadas em análises de corridas rápidas e escoamentos de detritos (Hungr et al, 2001).

Por outro lado, o Método do Ponto Material (MPM) permite representar interações entre diferentes camadas e estados do material, algo que a maioria dos softwares utilizados para simulação de corrida de massa não reproduz. Além disso, o MPM já demonstrou capacidade de simular deslizamentos reais e ensaios físicos de materiais particulados (Ceccato et al., 2024), o que o torna uma ferramenta robusta para comparação com modelos hidrodinâmicos simplificados. Assim, a avaliação conjunta entre MPM e RiverFlow2D permite compreender as limitações, convergências e diferenças entre as duas abordagens em estudos de ruptura hipotética de estruturas de armazenamento de rejeitos de mineração.

2 FORMULAÇÃO TEÓRICA

2.1 RiverFlow2D

O *RiverFlow2D* consiste em um modelo numérico hidrodinâmico bidimensional com base nas Equações de Águas Rasas (*Shallow Water Equations*), derivadas da integração vertical das equações de conservação de massa e de quantidade de movimento de fluidos. Nesse procedimento, assume-se que a espessura da camada de fluxo é pequena em comparação às dimensões horizontais de propagação, dispensando a necessidade de calcular variações verticais de velocidade ou tensões. Para simulações de escoamentos de fluidos hiperconcentrados (com elevada concentração de sólidos), o *software* dispõe do módulo *Mud and Tailings Flow* (MT), que permite representar diferentes formulações de reologia e/ou tensões na base da camada, seja

com propriedades constantes ou variáveis (Hydronia, 2025). Este é o módulo que vem sendo normalmente utilizado para simular corridas de massa de rejeitos de mineração.

Como consequência dessa integração, toda a resistência ao movimento é concentrada em um termo de atrito basal, aplicado diretamente na interface entre o fluxo e o terreno. Assim, os efeitos de fricção interna, colisões entre grãos e tensões anisotrópicas ao longo da profundidade são tratados de forma agregada, convertidos em um único mecanismo de dissipação da quantidade de movimento.

Uma das formulações aplicáveis para fluxos de rejeitos arenosos no módulo MT é o modelo Turbulent & Coulomb, que combina um termo friccional com um termo turbulento. A resistência ao cisalhamento basal (τ_b) é dada por:

$$\tau_b = \tau_f + \rho g_\psi \frac{n^2 |u|^2}{h^{1/3}} \quad (1)$$

Onde o ρ: é a densidade do material (kg/m³); g_ψ: a projeção da gravidade em relação ao leito (m/s²); n: rugosidade de Manning ($m^{-1/3}$.s); $|u|$: módulo da velocidade (m/s); h: espessura do escoamento; e o termo friccional (τ_f) é dado pela Equação (2):

$$\tau_f = (\rho g_\psi h - P_b)\tan\delta_f \quad (2)$$

Nessa formulação, P_b é a poropressão na base, que para o caso de parâmetros constantes é igual à pressão hidrostática e δ_f representa o atrito basal. Embora o manual da *Hydronia* (2025) utilize a nomenclatura "ângulo de atrito interno", esse parâmetro é aplicado exclusivamente na interface com o terreno, e não como fricção interna ao longo da coluna de fluxo. Já o termo turbulento, proporcional ao quadrado da velocidade, representa as perdas de energia por turbulência, importantes em escoamentos rápidos.

2.2 MPM

O Método dos Pontos Materiais (MPM) é um método que descreve o meio através de pontos Lagrangianos, os quais se movem através de uma malha Euleriana. Os pontos materiais carregam as propriedades físicas do meio contínuo e parâmetros de estado, enquanto as equações de equilíbrio de momentos e energia são resolvidas na malha computacional. Esta formulação é particularmente útil em análises de grandes deformações, uma vez que não sofre de problemas de distorção de malha, como é o caso de análises de elementos finitos, dado o uso de uma malha Euleriana (fixa).

No MPM, o meio contínuo pode ser descrito através de diferentes formulações: *one-phase single-point*, *two-phase single-point*, *three-phase single-point* ou *two-phase double-point*, a depender da interação das fases sólida, líquida e gasosa do meio. Neste estudo, foi utilizada a formulação *one-phase single-point*, a qual discretiza o material através de um único conjunto de pontos, com uma única fase homogênea. Este tipo de formulação pode ser utilizado em casos de líquidos e solos secos ou saturados, de comportamento francamente drenado ou não drenado, não se aplicando a comportamento parcialmente drenado (Fern et al., 2019).

A energia do movimento pode ser dissipada através de alguns mecanismos: atrito interno, atrito com a base e força de arrasto (para casos multifásicos), além de amortecimentos numéricos, como *Local Damping* e *Artificial Bulk Viscosity*. O modelo constitutivo tem grande relevância na dissipação de energia durante o movimento.

O movimento no momento t^k é controlado pela conservação do momento linear, dada pela Equação (3):

$$\vec{a}^k = [\boldsymbol{M}^k]^{-1}\left(\vec{f}^{ext,k} - \vec{f}^{int,k}\right) \quad (3)$$

onde $\vec{a}^k$ é o vetor aceleração no nó, $\boldsymbol{M}^k$ é a matriz de massa, $\vec{f}^{ext,k}$ são as forças externas e $\vec{f}^{int,k}$ são as forças internas, sendo que esta última é função, em última análise, do modelo constitutivo.

O MPM permite simular a deflagração da ruptura e a corrida de massa na mesma análise. No momento em que há um desequilíbrio entre as forças externas e internas, o movimento se inicia. Como o modelo constituitivo de Mohr-Coulomb considera uma relação elasto-plástica perfeita, durante a fase elástica, a energia é armazenada porém não dissipada, sendo que a dissipação se inicia somente na fase plástica, gerando trabalho mecânico plástico ao se opor ao movimento. Esta desconsideração de perda de energia durante a fase plástica somente torna-o conservador neste tipo de análise, ao superestimar distâncias de *run-out*.

Ainda de acordo com Fern *et al.* (2019), a segunda forma de perda de energia é proveniente do atrito com o terreno sobre o qual ocorre a corrida de massa. No MPM, esta consideração é feita através de formulações de contato. Quando esta formulação não está ativada, o campo de velocidades de ambos os nós

em contato é o mesmo, fazendo que não haja deslizamento entre as camadas, formado um cone estático pela ruptura das camadas internas do material em movimento, com um fluxo do tipo *top-down*, onde o topo da camada flui sobre a base imobilizada. Já no caso onde a formulação de contato é ativada, o delizamento ocorre quando a força tangencial máxima permitida é superada, seguindo o critério de Coulomb (Equação (4)):

$$f_{tan,max}^{t+\Delta t} = af A_k^t + \mu \left\| f_{norm}^{t+\Delta t} \right\| \quad (4)$$

onde af é o fator de adesão, A_k^t é a área de contato, μ é o coeficiente de atrito e $\left\| f_{norm}^{t+\Delta t} \right\|$ é a força normal à superfície. Para solos não plásticos, o fator de adesão (af) pode ser considerado nulo, uma vez que estes materiais transferem forças tangenciais apenas por atrito. Já o coeficiente de atrito (μ) corresponde à tangente do ângulo de atrito da interface.

Por fim, há artifícios numéricos para amortecimento artificial do movimento. O primeiro é o *Local Damping*, o qual é constituído por uma força aplicada aos nós da malha, que é proporcional à força de desequilíbrio, porém em sentido contrário. Em problemas dinâmicos ele pode ser utilizado para mimetizar a dissipação de energia quando modelos constitutivos mais simples são utilizados, como o caso de Mohr-Coulomb. Já o segundo artifício numérico para amortecimento é o *Artificial Bulk Viscosity Damping*, sendo utilizado para mitigar oscilações numéricas em casos de propagação de ondas de choque (Fern et al., 2019).

3 METODOLOGIA

Para comparar as duas abordagens de avaliação de corrida de massa, foi realizada a simulação da ruptura hipotética de um empilhamento drenado, composto majoritariamente por rejeitos provenientes do beneficiamento de minério de ferro. A estrutura é composta por um dique de partida de solo compactado, com filtro vertical e tapete drenante horizontal, de altura aproximada de 55 m e declividade entre bermas de 2:1 (H:V). A altura total do empilhamento é de 106 m, com volume total de 20,8 Mm³.

A superfície freática foi inicialmente definida com base na interpretação conjunta das leituras máximas de piezômetros e medidores de nível d'água, sondagens e ensaios de piezocone (CPTu), além de investigação geofísica por imageamento elétrico, realizada na área. Porém, no contexto de um estudo de ruptura hipotética, de maneira conservadora, foi considerada a possibilidade de ocorrência de uma anomalia no funcionamento do sistema de drenagem interna da estrutura e/ou de um aporte inesperado de água para dentro da estrutura, decorrente de chuva intensa não prevista no dimensionamento do sistema de drenagem interna, o que levou à transladação de 10 m acima da superfície freática inicialmente definida.

A jusante da pilha, encontra-se o reservatório de uma barragem construída para conter os sedimentos erodidos da bacia hidrográfica a montante, bem como para o armazenamento de água proveniente de processos industriais. A Figura 1 apresenta a geometria em planta e seção do empilhamento drenado e do reservatório da barragem de contenção de sedimentos.

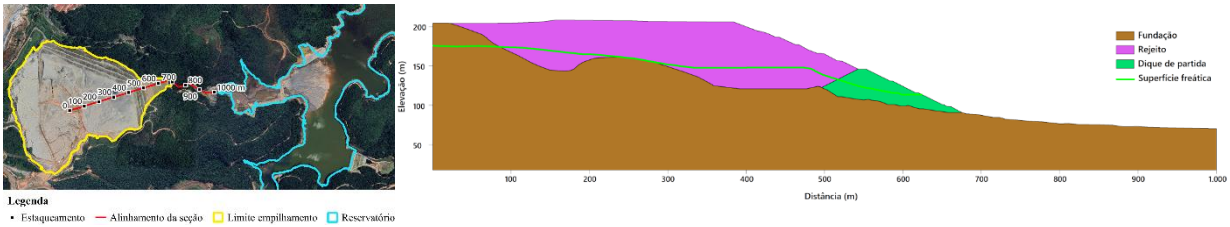


Figura 1 – Vista em planta e seção do empilhamento drenado e do reservatório a jusante

A partir da interpretação de todos os ensaios CPTu executados no empilhamento, que indicaram comportamento majoritariamente contrátil das camadas de rejeito submerso, o modo de falha considerado para a estrutura foi a liquefação estática ("*flow liquefaction*") de todo o volume de rejeito (não plástico) submerso/saturado, isto é, situado abaixo da superfície freática definida no modelo (Figura 1). Não foi objeto de estudo a probabilidade de ocorrência da liquefação, tampouco os gatilhos que poderiam causar este fenômeno. Os parâmetros geotécnicos atribuídos aos materiais constituintes do modelo foram definidos ora com base nos ensaios de campo e laboratório realizados nos materiais do empilhamento, tomando-se a

profundidade média da camada como referência, ora com base na experiência dos autores em estudos de outras estruturas semelhantes, apresentados na Tabela 1.

Na modelagem em MPM, foi utilizado o *software* Anura3D (Anura, 2024) em conjunto com o *software* GiD v. 16.0.7 como pré-processador, em uma análise bidimensional devido ao alto gasto computacional necessário para uma simulação 3D. O domínio do modelo foi discretizado por uma malha triangular com tamanho médio de 13,3 m, com 3 pontos materiais por elemento ativo, resultando em 6.786 pontos, aplicando a formulação *one-phase single-point* para todos os materiais. As tensões in situ foram geradas por um carregamento *quasi* estático em um único *time step*. Durante a fase de ruptura/mobilização e runout, foi utilizado um *local damping* de 0,03 (Ceccato et al., 2024). Não foi aplicado nenhum algoritmo de contato na interface entre diferentes materiais.

Todos os materiais localizados acima da superfície freática foram modelados como material seco, o volume do dique de partida abaixo da superfície freática foi modelado como saturado e com comportamento drenado, ao passo que todo o rejeito abaixo da superfície freática foi modelado como saturado, porém com comportamento não drenado. A todos os materiais secos e saturados foi atribuído o modelo constitutivo Mohr-Coulomb. Na fase de definição de tensões iniciais, foram atribuídos uma resistência não drenada de pico ($S_{u,pico}$) para o rejeito submerso e valores de módulo de deformabilidade iniciais (E_i) para todos os materiais, conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1 – Parâmetros geotécnicos dos materiais

Material	n	ρ_s (g/cm³)	ν	E_i (MPa)	E_f (MPa)	c' (kPa)	φ' (°)	$S_{u,pico}$ (kPa)	$S_{u,liq}$ (kPa)
Rejeito seco	0,50	3,11	0,30	180	8	0	30	-	-
Rejeito saturado	0,50	3,11	0,49	395	1	-	-	216	35
Dique seco	0,38	2,67	0,30	30	2	5	32	-	-
Dique saturado	0,38	2,67	0,30	50	4	5	32	-	-
Fundação	0,30	2,80	0,30	450	450	100	45	-	-

Legenda: n: porosidade; ρ_s: massa específica dos sólidos; ν: coeficiente de Poisson; E_i: módulo de deformabilidade inicial; E_f: módulo de deformabilidade secante após grandes deformações; c': intercepto de coesão efetivo; φ': ângulo de atrito efetivo; $S_{u,pico}$: resistência não drenada de pico; $S_{u,liq}$: resistência não drenada "liquefeita".

A liquefação da camada de rejeitos submersos foi simulada através da perda abrupta de resistência dos materiais, reduzindo do valor de pico/inicial para o seu valor liquefeito/final (ver Tabela 1), tal como procedido por Yerro et al. (2018). Esta fase foi simulada por 150 s em 300 passos de tempo de 0,5 s cada.

Como a simulação utilizando MPM foi desenvolvida em 2 dimensões, foi realizada uma outra análise, utilizando o *software* RiverFlow2D, com o objetivo de estimar o espraiamento em planta da propagação do volume de rejeito mobilizado na ruptura, chamada de "mancha de ruptura" em estudos de ruptura hipotética.

Para realizar a simulação no *software* RiverFlow2D v08.15.05 (Hydronia, 2025) foi necessária, primeiramente, a definição do volume mobilizável, uma vez que o *software* simula apenas a corrida de massa ("*runout*") de um volume previamente definido. Por se tratar de uma análise 2D em planta (*depth-average*), a cunha de ruptura precisa ser definida em uma análise de estabilidade 3D. Para isto foi utilizado o *software* Slide3 (v 3.023), da Rocscience, que aplica o Método de Equilíbrio Limite (MEL). Os materiais foram os mesmos apresentados na Figura 1 e na Tabela 1, porém com $S_{u,liq}$ para o rejeito submerso e a fundação como impenetrável para as superfícies de ruptura. Como critério para seleção da superfície de ruptura, adotou-se aquela que forneceu o maior volume de material mobilizado e cuja geometria mais se assemelhou à obtida na simulação em MPM dentre todas aquelas que forneceram fator de segurança menor ou igual a 1,3 obtido pelo método de Spencer.

Após a definição da superfície de ruptura e do correspondente volume mobilizado, a corrida de massa foi simulada no *software* RiverFlow2D, utilizando o módulo *Mud and Tailings Flow*, aplicando o modelo *Turbulent and Coulomb* para cálculo da resistência basal, com parâmetros constantes. Todo o volume mobilizado foi representado como um único material "fluido", dada a limitação do *software* em representar diferentes materiais, impossibilitando discretizar o rejeito saturado (liquefeito) do rejeito não saturado, e dique saturado e não saturado. Sendo assim, atribuiu-se a todo volume mobilizado um valor de massa específica

correspondente à média ponderada dos valores de todos os materiais envolvidos na corrida (composição de material acima e abaixo do N.A), resultando em 1.871 kg/m³. Os coeficientes de rugosidade de Manning foram definidos com base na análise e na classificação do uso e da cobertura do solo do vale de jusante.

A simulação no RiverFlow2D não considerou mobilização de volume do terreno natural ao longo do percurso da corrida. Por fim, foram também avaliados diferentes valores de ângulo de atrito basal (δ_f), de modo a fazer um estudo de sensibilidade e comparar com o alcance apresentado pela simulação no MPM 2D.

4 RESULTADOS

Na análise do MPM (2D), o foco principal foi a obtenção do alcance da corrida de massa e da geometria final do volume mobilizado. A Figura 2 apresenta a comparação entre a superfície final de deposição, representada pelos pontos materiais, e a geometria inicial, representada pelo preenchimento cinza. Nela é possível observar que o dique de partida sofreu deformações, contudo, sem se propagar muito a jusante. O material propagado é composto principalmente pelos rejeitos acima do N.A. misturados com rejeitos abaixo do N.A., e apresentou um alcance máximo de aproximadamente 70 m em relação ao pé do dique de partida em seu instante inicial. É possível observar duas inclinações diferentes no material depositado, sendo uma na região a montante, mais branda, do rejeito que se manteve dentro da cunha de ruptura, e uma segunda, mais a jusante, do material depositado sobre o dique de partida, com inclinação governada pela declividade do talude do dique.

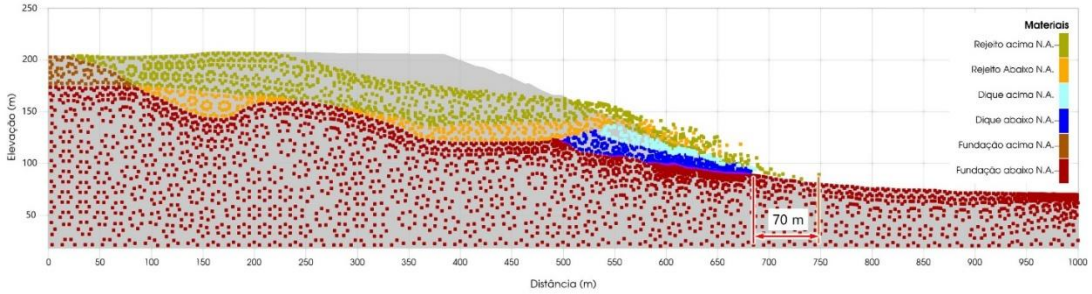


Figura 2 – Geometria da deposição final do volume mobilizado obtida na modelagem MPM

Ao comparar as superfícies de ruptura obtidas na análise MEL (3D) com a região mobilizada na análise MPM (2D), observou-se que não havia uma única superfície na análise MEL (3D) que atendesse aos critérios pré-estabelecidos e cobrisse toda a extensão mobilizada observada na análise MPM (2D). Portanto, foi realizada a combinação de duas superfícies de ruptura, considerando a ocorrência de ruptura retrogressiva. A Figura 3 apresenta a geometria rompida obtida na análise MPM (2D) em conjunto com as superfícies de ruptura obtidas nas análises MEL (3D) na seção analisada. Este processo resultou em um volume mobilizado de 2,9 Mm³, correspondendo a 13% do volume total do empilhamento.

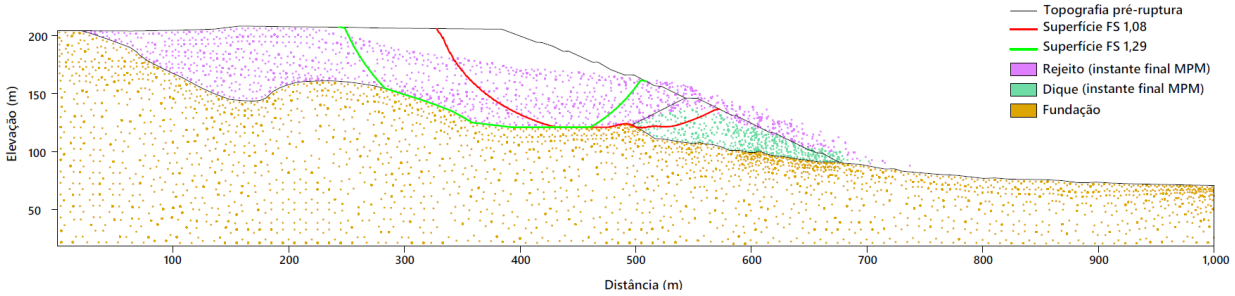


Figura 3 – Comparação entre a região mobilizada na análise MPM (2D) com as superfícies de ruptura obtidas na análise MEL (3D)

De posse da geometria do volume mobilizável obtida na análise MEL (3D), foi realizada a modelagem da corrida de massa no RiverFlow2D. Como mencionado anteriormente, foram realizadas análises com distintos ângulos de atrito basais (δ_f), de modo a fazer um estudo de sensibilidade e comparar com o alcance

apresentado pela simulação no MPM (2D). A Figura 4 apresenta a comparação entre os resultados obtidos no MPM 2D, representados pelos pontos materiais, e no RiverFlow2D, representados pelas linhas verde, azul e vermelha, que são as superfícies do material depositado para diferentes valores de δ_f.

Para um $\delta_f = 30°$ (linha vermelha), a parcela de material mobilizado que permaneceu dentro da cunha de ruptura apresentou declividade semelhante à modelagem usando MPM (2D), na mesma região, porém apresentou um alcance total bastante superior ao do MPM (2D), na ordem de 300 m em relação ao pé do dique de partida. Já no outro extremo, para um $\delta_f = 40°$ (linha verde), a declividade do material remanescente dentro da cunha de ruptura obtida no RiverFlow2D foi superior àquela obtida no MPM (2D) na mesma região. Neste caso, o alcance da mancha obtido no RiverFlow2D ficou próximo ao obtido no MPM (2D), aproximadamente 130 m em relação ao pé do dique de partida. Em nenhum dos casos, o reservatório a jusante é impactado pela ruptura do empilhamento.

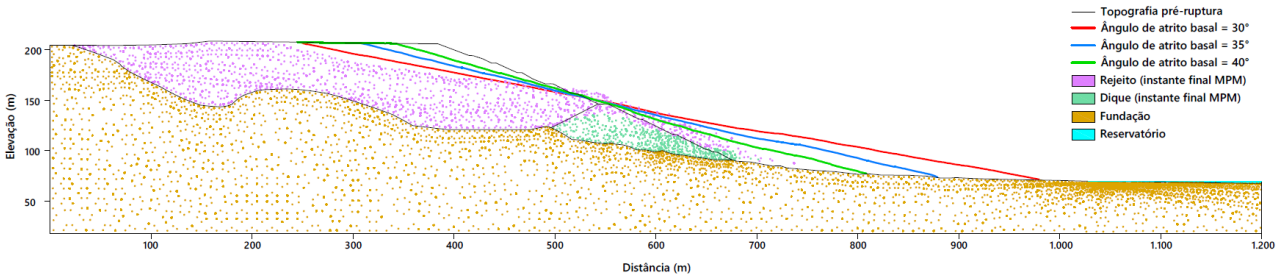


Figura 4 – Comparação entre resultados MPM e RiverFlow2D

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conforme apresentado, as duas abordagens de modelagem de ruptura/mobilização e corrida de massa apresentam diferenças relevantes entre si. Primeiramente, a modelagem em MPM apresenta dois ângulos de deposição distintos, sendo que o material remanescente na cunha de ruptura se estabilizou com um ângulo de aproximadamente 8° com a horizontal, enquanto o material depositado sobre o talude do dique de partida apresentou um ângulo médio de 22°, condicionado pela declividade do talude do dique.

Já no RiverFlow2D não se observou variação no ângulo do material depositado em função da inclinação da camada sobre a qual o material se apoia. As diferenças de declividade do material depositado observadas entre as simulações são justificadas pela variação do ângulo de atrito basal (δ_f) adotada em cada simulação. O ângulo do material depositado variou entre 11° e 14°, para o menor e maior valor de δ_f, respectivamente. Estes ângulos estão compatíveis com os apresentados por Hawley e Cunning (2017).

Cada modelagem no RiverFlow2D apresenta declividade constante de deposição por se tratar de um único material propagado. Assim, em uma única análise, não foi possível capturar simultaneamente a abrangência do material mobilizado dentro da pilha e o alcance a jusante observado na análise MPM, considerada mais representativa. Por consequência, torna-se necessário optar por mobilizar efetivamente todo o volume da cunha de ruptura ou ajustar o alcance final da mancha ao observado no MPM.

É notório que a modelagem MPM apresentou alcance menor que a modelagem utilizando RiverFlow2D. Como apresentado no item 2, um dos motivos para isto é o fato do RiverFlow2D não considerar dissipação de energia através de atrito interno do material propagado, mas tão somente através do atrito entre a base da camada e a topografia. Por se tratar de ruptura de materiais com comportamento de solo e não de fluidos, ainda que hiperconcentrados, o atrito interno desempenha um papel relevante na desaceleração do movimento, tornando o RiverFlow2D demasiadamente conservador ao desconsiderar este fenômeno. Nestes casos em que o material mobilizado apresentará comportamento geotécnico e não de fluido, o MPM se mostra mais adequado para a modelagem de corrida de massa.

É importante destacar que a modelagem MPM não fez uso de algoritmo de contato, uma vez que a definição dos parâmetros envolvidos depende de realização de ensaios específicos para a interface e/ou retroanálises de casos reais, e o uso arbitrário de valores de coeficiente de atrito agrega incertezas adicionais. O uso de algoritmo de contato pode aumentar ou reduzir o alcance da corrida a depender dos parâmetros

considerados (Fern *et al.* 2019). Há também a limitação quanto ao modelo constitutivo utilizado (Mohr-Coulomb), que é muito simplista para representar o real comportamento dos materiais envolvidos na corrida.

Apesar das diferenças encontradas entre os resultados das duas abordagens adotadas para avaliação da corrida de massa, em nenhum dos casos simulados, o material mobilizado atinge o reservatório da barragem a jusante, mesmo em seu nível d'água máximo *maximorum*.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. *NBR 17188: Barragens – Ruptura Hipotética – Diretrizes*. Rio de Janeiro, ABNT, 2024.

Almeida, M. S. S.; Schnaid, F.; Silva, R. S. A.; Becker, L. D. B.; Delgado, B. G.; Souza Junior, A. J. P.; Oliveira, F. W. A.; Cavalcanti, M. C. R.; Nagula, S. S. (2025). *Toward sustainable tailings disposal: a geotechnical overview of Brazilian research.* Soils and Rocks, São Paulo, v. 48, n. 3, p. e2025011624. DOI: https://doi.org/10.28927/SR.2025.011624.

Anura3D MPM Research Community (2024) Anura3D Version 2024 Source Code, www.anura3d.com.

Ceccato, F., Yerro, A., Di Carluccio, G. (2024) Simulating landslides with the material point method: Best practices, potentialities, and challenges, *Canadian Geotchnical Journal*, Volume 56, Number 9, Elsevier B.V., (March 26, 2025, https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S001379522400214X).

Fern, J., Rohe, A., Soga, K., Alonso, E. (2019) *The material point method for geotechnical engineering: a practical guide*, 1st Edition, CRC Press, Taylor & Francis Group.

Ghahramani, N., Adria, D.A.M., Rana, N.M., Llano-Serna, M., McDougall, S., Evans, S.G., Take, W.A. (2024) Analysis of Uncertainty and Sensitivity in Tailings Dam Breach-Runout Numerical Modelling. *Mine Water and the Environment*, 43, p.87-103.

Hawley, M. and Cunning, J. (ed.). (2017) Mine Waste Dump and Stockpile Design. *Leiden: CRC Press/Balkema*, 370p.

Hawley M., Cunning J. (ed.). (2017). *Guidelines for Mine Waste Dump and Stockpile Design*. Leiden: Crc Press/Balkema, 369 p.

Hungr, O.; Evans, S.G.; Bovis, M.J.; Hutchinson, J.N. (2001). *A review of the classification of landslides of the flow type.* Environmental & Engineering Geoscience, 7(3), 221–238.

Hydronia (2025). RiverFlow2D Two-Dimensional Flood and River Dynamics Model. *Reference Manual. Hydronia LLC*.

Roman, B., Barreto, A., Villanueva, M. (2025) Assessment of the Run-Out Distance of Filtered Dry Stack Tailings Using the Material Point Method. *Technical Talk – Tailings and Mine Waste Conference.*

Roux, K., MacRobert, C., Roux, N. (2024) Preliminary framework for filtered tailings deposition design considerations: a South African perspective. *Australian Centre for Geomechanics – Paste 2024*

Yerro, A., Soga, K., Bray, J. (2018) *Runout evaluation of the Oso Landslide with the Material Point Method*, Engineering Geology, Volume 338, (March 26, 2025, https://cdnsciencepub.com/doi/abs/10.1139/cgj 2017-0630).

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/31

Comportamento sísmico de uma barragem de rejeitos por meio de abordagem baseada em desempenho

Celso Antero Ivan Salvador Villalobos
Engenheiro, BVP Geotecnia & Hidrotecnia, Rio de Janeiro, Brasil, celsosalvador0513@gmail.com

Rebeca Pereira Fernandes
Engenheira, BVP Geotecnia & Hidrotecnia, Rio de Janeiro, Brasil, rebeca.pereira.fernandes@hotmail.com

Celso Romanel
Pesquisador, PUC Rio, Rio de Janeiro, Brasil, celso.romanel@gmail.com

RESUMO: Este estudo apresenta uma abordagem baseada em desempenho para avaliar o comportamento dinâmico de uma barragem de rejeitos construída pelo método a montante. A caracterização da ameaça sísmica foi realizada por meio de metodologia probabilística, com geração de registros de aceleração de projeto, ajustados espectralmente, compatíveis em termos de magnitude de momento, distância fonte-sítio e velocidade de propagação de ondas cisalhantes nos primeiros 30 metros de profundidade do sítio (V_{S30} = 800 m/s). Foram considerados dois períodos de retorno (2.500 e 10.000 anos), definidos em função da classificação de consequências de colapso estabelecida pelas diretrizes internacionais do *Global Industry Standard on Tailings Management* (GISTM). A modelagem numérica foi executada no software Plaxis 2D utilizando modelos constitutivos elastoplásticos para carregamentos cíclicos (PM4Sand e PM4Silt). Foram avaliados deslocamentos permanentes, acelerações espectrais e variações de poropressão em diferentes cenários sísmicos. Os resultados evidenciaram zonas com comportamento contrátil e dilatante, além de quantificar os efeitos sísmicos sobre a resposta dinâmica da estrutura. Conclui-se que uma análise baseada em desempenho, aliada a técnicas avançadas de modelagem e caracterização sísmica, constitui uma ferramenta eficaz para a avaliação da segurança de barragens de rejeitos e para o aprimoramento das práticas de gestão de riscos na engenharia geotécnica.

PALAVRAS-CHAVE: Abordagem baseada em desempenho, Barragem de rejeitos a montante, Comportamento sísmico, Modelagem numérica, Avaliação probabilística de ameaça sísmica.

ABSTRACT: This study presents a performance-based approach to evaluate the dynamic behavior of a tailings dam constructed with the upstream method. Seismic hazard characterization was performed using a probabilistic methodology, generating spectrally adjusted design acceleration records compatible in terms of moment magnitude, source-site distance, and shear wave propagation velocity in the first 30 meters of site depth (V_{S30} = 800 m/s). Two return periods (2,500 and 10,000 years) were considered, defined according to the collapse consequence classification established by the international guidelines of the Global Industry Standard on Tailings Management (GISTM). Numerical modeling was performed in Plaxis 2D software using elastoplastic constitutive models for cyclic loading (PM4Sand and PM4Silt). Permanent displacements, spectral accelerations, and pore pressure variations were evaluated in different seismic scenarios. The results indicated zones with contractile and dilatant behavior, in addition to quantifying the seismic effects on the dynamic response of the structure. It is concluded that a performance-based analysis, combined with advanced seismic modeling and characterization techniques, constitutes an effective tool for evaluating the safety of tailings dams and for improving risk management practices in geotechnical engineering.

KEYWORDS: Performance-Based Approach; Upstream Tailings Dam; Seismic Behavior; Numerical Modeling; Probabilistic Seismic Hazard

1 INTRODUÇÃO

Este estudo apresenta uma abordagem baseada em desempenho para investigar o comportamento dinâmico de uma barragem de rejeitos construída pelo método de alteamento a montante. A escolha desse tipo de estrutura como objeto de análise se justifica pela relevância das barragens de rejeitos no contexto da mineração nacional e pela necessidade de compreender sua resposta dinâmica frente a diferentes cenários de ameaça sísmica.

2 MODELAGEM DA BARRAGEM

A modelagem numérica foi realizada com o software Plaxis 2D utilizando modelos constitutivos elastoplásticos para carregamentos cíclicos, o que permitiu simular de forma mais realista o comportamento dos materiais frente às solicitações sísmicas. Para representar a estrutura, foram definidas quatro unidades geotécnicas principais, conforme ilustrado nas Fig. 1 e 2: a) rejeitos (R), subdivididos em tipos R11, R12, R21, R22, R31 e R32; b) dique de partida (DP), constituído por aterros compactados de solo aluvial na base da estrutura; c) diques de alteamento (DA), formados por aterros de solo aluvial e/ou rejeito grosso que elevam gradualmente a altura da barragem, podendo ou não ser compactados; d) fundação rochosa (FR) caracterizada como rocha branda com velocidade de onda S de 800 m/s.

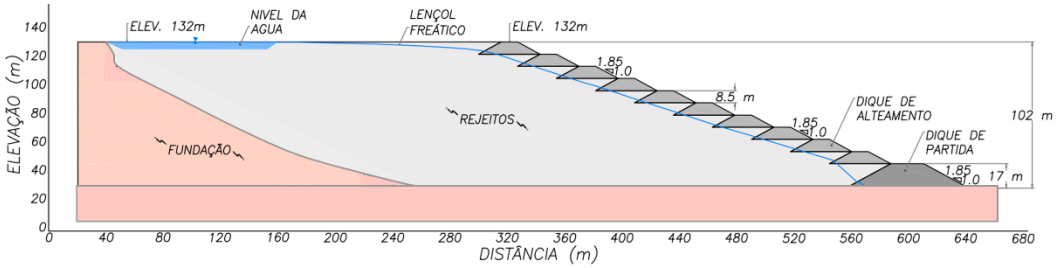


Figura 1. Configuração geométrica da seção transversal da barragem de rejeitos analisada.

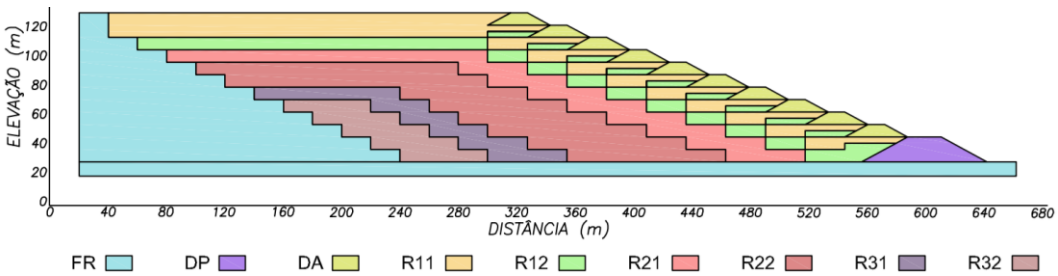


Figura 2. Distribuição das unidades geotécnicas na seção transversal da barragem de rejeitos analisada.

Para cálculo da resposta dinâmica da estrutura foram considerados os seguintes modelos constitutivos: a) modelo elástico linear para a fundação nas simulações das etapas estática e cíclica; b) modelo elastoplástico Hardening Soil Small (HSM) para os rejeitos, dique de partida e diques de alteamento para simulação do carregamento estático; c) modelo elastoplástico Hardening Soil Small (HSM) com adição de pequena quantidade de amortecimento de Rayleigh para o dique de partida e diques de alteamento na simulação do carregamento cíclico; d) modelos PM4Sand (Boulanger & Ziotopoulou, 2023) e PM4Silt (Boulanger & Ziotopoulou, 2018) para os rejeitos na simulação do carregamento cíclico, com parâmetros listados nas Tab. 1 e 2. Os rejeitos R11, R12, R21 e R22 foram classificados como areia siltosa (SM) enquanto que os rejeitos R31 e R32 foram classificados como silte argiloso de baixa plasticidade (ML).

Tabela 1. Parâmetros do modelo PM4Sand utilizado no comportamento cíclico de rejeitos SM.

Material	**Descrição**	**D_R**	**G_0**	**hp_o**	**e_{max}**	**e_{min}**
			(-)	(-)	(-)	(-)
R11	Areia siltosa	0,3	430,3	0,02	1,25	0,49
R12	Areia siltosa	0,3	430,3	0,40	1,25	0,49
R21	Areia siltosa	0,5	624,9	0,40	1,25	0,49
R22	Areia siltosa	0,5	624,9	0,85	1,25	0,49

Tabela 2. Parâmetros do modelo PM4Silt utilizado no comportamento cíclico de rejeitos ML.

Material	**Descrição**	**γ_{unsat}**	**γ_{sat}**	**$S_{u,cs}/\sigma'_v$**	**G_0**	**hp_o**
		(kN/m^3)	(kN/m^3)	(-)	(-)	(-)
R31	Silte baixa plasticidade	19	20	0,2	350	20
R32	Silte baixa plasticidade	19	20	0,4	400	30

Para estimativa da resistência à liquefação dos rejeitos, foram utilizados os dados publicados por Wijewickreme et al. (2005) obtidos de ensaios cíclicos triaxiais (TXC) e ensaios cíclicos de cisalhamento direto (CDSS), expressos em termos da razão de resistência cíclica (CRR) e do número de ciclos para o início da liquefação. Adotou-se como critério de início de liquefação o valor do parâmetro de poropressão r_u=0,75 e deformação cíclica cisalhante γ=3,75% (amplitude simples) nos ensaios CDSS. Para padronização da base de dados utilizada, os resultados dos ensaios triaxiais cíclicos foram convertidos para valores equivalentes de ensaios CDSS, utilizando a Eq. 1 (Cappellaro et al., 2017).

$$CSR = (\tau/\sigma'_v)_{campo} = \frac{1+2K_0}{3} \times \left(\frac{|q|}{2\sigma'_c}\right)_{triaxial} \quad (1)$$

onde σ'_v é a tensão vertical efetiva, K_0 o coeficiente de empuxo no repouso, q a tensão de desvio e σ'_c a tensão efetiva de confinamento nos ensaios CTX.

Foram construidas curvas de resistência cíclica (CRR) dos rejeitos, obtidas a partir da calibração dos modelos constitutivos PM4Sand e PM4Silt com uso da ferramenta SoilTest do Plaxis 2D. Para os rejeitos classificados como areia siltosa (SM), com densidades relativas (D_R) de 30% e 50%, foram obtidos valores do parâmetro h_{p0} entre 0,02 e 0,85 no modelo PM4Sand. Para os rejeitos classificados como silte argiloso de baixa plasticidade (ML), o modelo PM4Silt foi calibrado com valores da razão da resistência não drenada no estado crítico $\left(S_{u,cs}/\sigma'_v\right)$ entre 0,2 e 0,4 e parâmetro h_{p0} entre 20 e 30. As curvas ajustadas representam o comportamento cíclico dos materiais e delimitam a faixa de variação das resistências dinâmicas, permitindo avaliar o potencial de início de liquefação na areia siltosa (SM) e o amolecimento cíclico no silte argiloso de baixa plasticidade (ML).

O tamanho máximo dos elementos finitos da malha foi definido segundo o critério de Kuhlemeyer e Lysmer (1973), relacionando a frequência de corte dos registros sísmicos ao mínimo comprimento de onda S. De acordo com esta recomendação, o tamanho dos elementos variou entre 1,0 m e 30,0 m, sendo adotado o valor 1,0 m para os rejeitos. A qualidade da malha de elementos finitos foi 0,70, o que atende às recomendações do Plaxis 2D para convergência numérica.

A frequência fundamental de vibração da barragem foi estimada por meio de simulação elástica não amortecida, com análise espectral de registros de velocidade. Os resultados indicaram frequências entre 0,25 Hz e 4,80 Hz, sendo adotado o valor de 2,70 Hz como referência para os cálculos dinâmicos. Os coeficientes de amortecimento de Rayleigh (α e β) foram definidos com base nessa simulação elástica, considerando como frequências para definição das constantes de Rayleigh a frequência fundamental e a frequência correspondente a cinco vezes a frequência fundamental. Para os rejeitos, foi adotado exclusivamente o amortecimento histerético, independente da frequência. O tempo de cálculo dinâmico foi discretizado conforme $\delta t=\Delta t/(m\times n)$, em que m representa o número máximo de passos e n o número de subpassos, definidos individualmente para cada registro sísmico.

3 REGISTROS SÍSMICOS

A investigação do comportamento dinâmico da barragem foi feita considerando múltiplos cenários sísmicos, de modo a representar adequadamente as condições de carregamento cíclico da estrutura. Inicialmente foi executado um estudo de ameaça sísmica probabilística com o software de código aberto OpenQuake para obtenção das curvas de ameaça sísmica, os espectros de resposta uniformemente provável e a desagregação sísmica. As curvas de ameaça sísmica permitem estimar os níveis de aceleração espectral (Sa) para diferentes períodos e taxas de excedência anual da aceleração horizontal (AEP). Os espectros de resposta, definidos para taxas de excedência de 1/2.500 e 1/10.000 anos, mostram os níveis medianos de aceleração horizontal para cada período espectral (Fig. 3). Já a desagregação sísmica identifica as combinações de magnitude e distância mais relevantes que contribuem para os cenários de ameaça considerados.

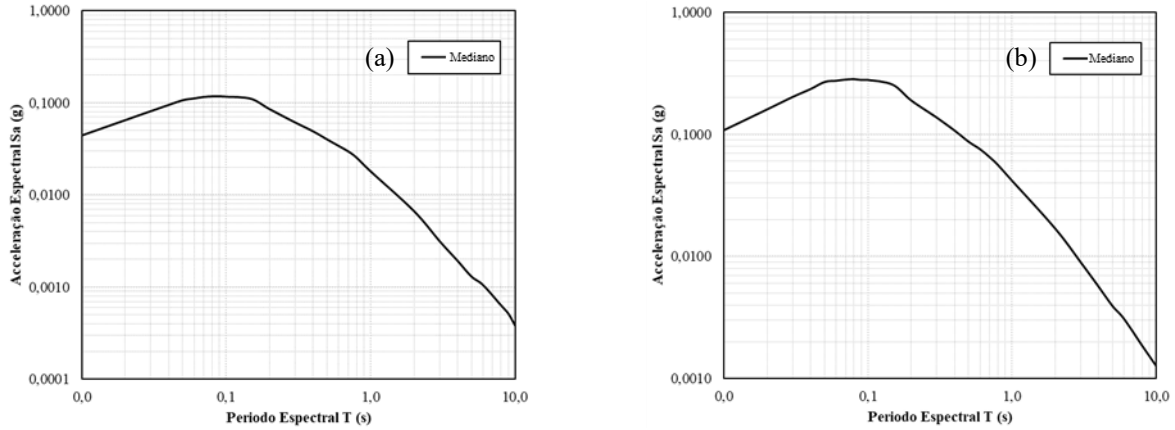


Figura 3. Espectros de resposta medianos da aceleração horizontal obtidos na análise probabilística de ameaça sísmica para períodos de retorno de (a) 2.500 anos e (b) 10.000 anos.

Para geração dos registros sísmicos de projeto foram selecionados no mínimo cinco registros de terremotos naturais (*seed motions*) que representassem adequadamente as condições do sítio, localizado em região continental estável. Foram considerados registros de aceleração medidos em estações sismográficas com velocidade de onda cisalhante próxima a 800 m/s (Tab. 3 e 4). A escolha destes registros, com consultas à base de dados PEER NGA-East, atendeu a critérios como conteúdo de frequências, magnitude de momento, distância epicentral e mecanismo focal, de acordo com os resultados da desagregação de ameaça sísmica previamente realizada.

A geração dos registros sísmicos de projeto foi feita com o método de ajuste espectral no domínio do tempo (Al Atik e Abrahamson, 2010). Esse método modifica registros sísmicos reais por meio da adição ou subtração de *wavelets* em trechos da história de aceleração que apresentam discrepâncias entre o espectro de resposta do registro sísmico e o espectro-alvo obtido na análise de ameaça sísmica probabilística. Trata-se de um método recomendado para situações de disponibilidade limitada de registros sísmicos naturais representativos do sítio em estudo. O ajuste espectral foi efetuado para períodos de retorno de 2.500 e 10.000 anos, conforme critérios de segurança definidos em função da classificação de consequências de colapso estabelecida pelas diretrizes internacionais do *Global Industry Standard on Tailings Management* (GISTM).

Tabela 3. Registros sísmicos considerados no ajuste espectral para rocha para taxa de excedência 1/2.500.

#	Identificação do terremoto	Ano	Nome da estação	Magnitude	R_{jb} (km)	R_{rup} (km)	V_{S30} (m/s)
1	Saguenay_1988-11-25	1988	US,DCKY	5,85	190,15	192,07	822,1
2							
3	Mineral_2011-08-23	2011	Standing Stone_ PA	5,74	298,58	298,64	940,0
4							
5	Mineral_2011-08-23	2011	Standing Stone_ PA	5,74	298,58	298,64	940,0
6							
7	Mineral_2011-08-23	2011	Blacksburg_ VA	5,74	227,25	227,33	789,0
8							
9	Sparks_2011-11-06	2011	Salina_ OK	5,68	175,43	175,53	799,4

Tabela 4. Registros sísmicos considerados no ajuste espectral para taxa de excedência de 1/10.000.

#	Identificação do terremoto	Ano	Nome da estação	Magnitude	R_{jb} (km)	R_{rup} (km)	V_{S30} (m/s)
1	Saguenay_1988-11-25	1988	US,DCKY	5,85	190,15	192,07	822,1
2							
3	Saguenay_1988-11-25	1988	US,ISFL	5,85	319,53	320,51	866,7
4							
5	Mineral_2011-08-23	2011	Standing Stone_ PA	5,74	298,58	298,64	940
6							
7	Mineral_2011-08-23	2011	Standing Stone_ PA	5,74	298,58	298,64	940
8							
9	Mineral_2011-08-23	2011	Blacksburg_ VA	5,74	227,25	227,33	789
10							
11	Sparks_2011-11-06	2011	Salina_ OK	5,68	175,43	175,53	799,4
12							

A duração efetiva dos registros sísmicos constitui um parâmetro importante, pois influencia diretamente tanto o tempo de processamento computacional quanto a confiabilidade dos resultados obtidos na modelagem numérica. Para a sua definição, adotou-se o critério de Trifunac e Brady (1975), que estabelece a duração efetiva como o intervalo de tempo entre 5% e 95% da Intensidade de Arias, admitindo que a perda de energia do sismo seja inferior a 5%. Com o intuito de conferir maior rigor às análises, esta pesquisa considerou a definição de duração efetiva considerando até 99% da Intensidade de Arias.

Todos os acelerogramas foram submetidos a pré-processamento por meio de filtro passa-banda *Butterworth*, na faixa de frequência de 0,1 Hz a 10 Hz, com o software SeismoSignal (SeismoSoft, 2018).

A Fig. 4 apresenta o processo de ajuste espectral aplicado aos registros sísmicos. Após a aplicação da metodologia, os registros ajustados foram reconstruídos no domínio do tempo (Fig. 5) por meio da Transformada Inversa de Fourier, permitindo a obtenção de acelerogramas compatíveis com o espectro-alvo e preservando as características essenciais do movimento sísmico.

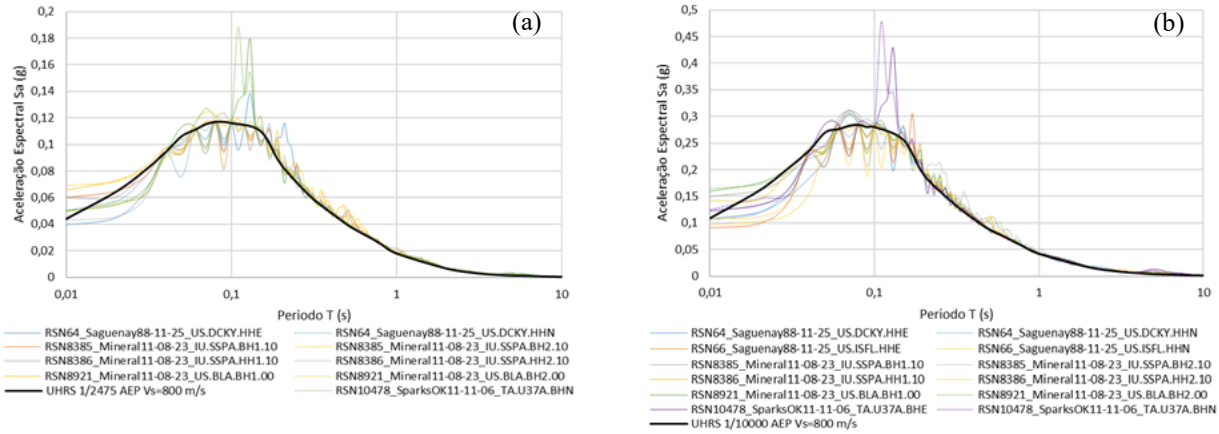


Figura 4. Ajuste espectral de registros sísmicos em relação ao espectro de resposta para períodos de retorno de (a) 2.500 anos e (b) 10.000 anos.

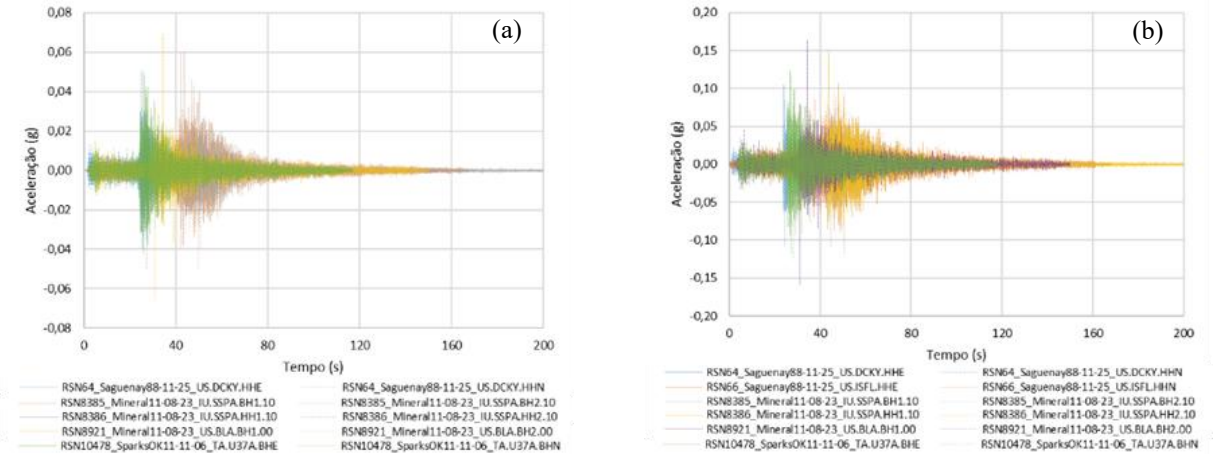
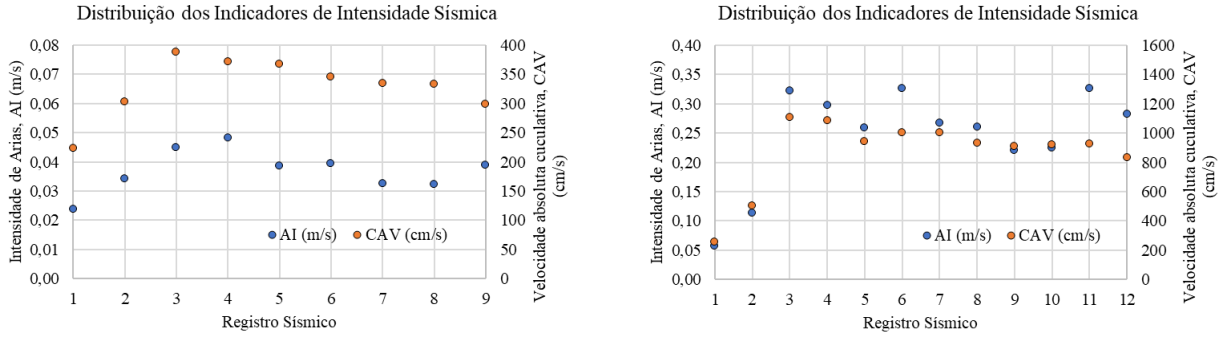


Figura 5. Acelerogramas de projeto ajuste espectral para períodos de retorno de (a) 2.500 anos e (b) 10.000 anos.

Na obtenção dos registros sísmicos artificiais foram consideradas algumas medidas de intensidade do movimento (IM), selecionadas em função de sua relevância para diferentes mecanismos de resposta. A Intensidade de Arias (AI) é reconhecida como um parâmetro robusto para avaliar deslocamentos sísmicos de encostas, por refletir a energia acumulada durante o movimento sísmico (Bray e Travasarou, 2007), enquanto que a Velocidade Absoluta Acumulada (CAV), especialmente em sua versão modificada CAV5, tem sido utilizada como indicador do gatilho de início de liquefação de solos, por capturar a contribuição de amplitudes repetidas ao longo do registro sísmico (Kramer & Mitchell, 2006). A escolha dessas IMs se justifica pela sua capacidade de relacionar diretamente a intensidade do movimento com potenciais efeitos geotécnicos e estruturais, diferindo de outras medidas que se limitam a quantidades espectrais ou picos isolados. Os valores

de AI e CAV foram determinados para cada registro sísmico, constituindo a base metodológica para a avaliação do desempenho e da resposta estrutural da barragem frente a diferentes condições de carregamento cíclico.



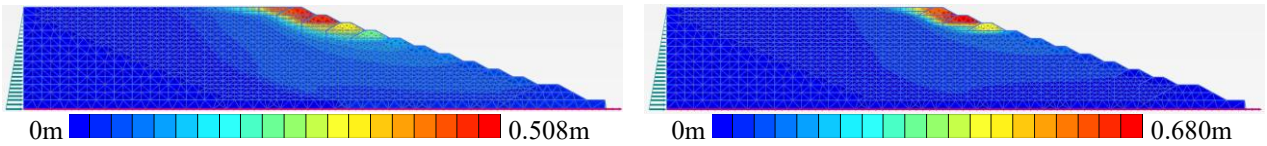
(a) (b)

Figura 6. Medidas de intensidade do movimento dos sismos artificiais para períodos de retorno de (a) 2.500 anos e (b) 10.000 anos.

4 ABORDAGEM BASEADA EM DESEMPENHO

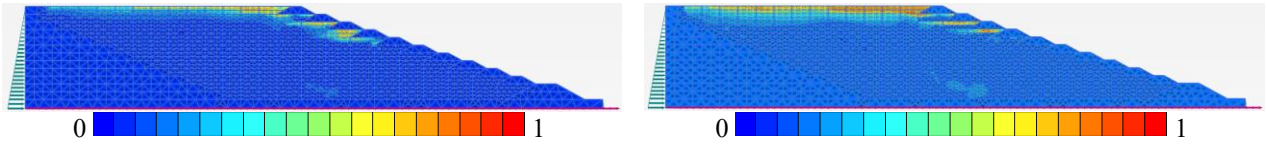
A análise do comportamento sísmico da barragem de rejeitos foi executada com uma abordagem baseada em desempenho, alinhada às diretrizes propostas em estudos de engenharia sísmica e geotécnica (Kramer, 1996; Bray & Travasarou, 2007). Essa abordagem permite avaliar não apenas a resposta estrutural imediata ao carregamento cíclico, mas também os efeitos acumulados que comprometem a estabilidade global da estrutura. Diferentemente de abordagens tradicionais baseadas em critérios de resistência, a avaliação por desempenho busca identificar níveis de resposta aceitáveis em termos de deslocamentos permanentes, deformações plásticas e geração de excessos de poropressão, fornecendo parâmetros diretamente relacionados à segurança operacional da barragem.

Nesse contexto, a Fig. 7 apresenta o campo de deslocamentos permanentes totais, destacando as zonas de maior concentração de deformações induzidas pelo carregamento sísmico. De forma complementar, a Fig. 8 ilustra a distribuição final do parâmetro de poropressão (ru), o que permite identificar regiões com maior potencial de liquefação dinâmica e, consequentemente, maior vulnerabilidade estrutural. A integração desses resultados possibilita uma avaliação abrangente da resposta da barragem, reforçando a importância da abordagem baseada em desempenho como ferramenta para estudos de confiabilidade e mitigação de riscos em obras geotécnicas de grande porte.



(a) (b)

Figura 7. Campo de deslocamentos permanentes totais provocados pelo registro sísmico 1 (Saguenay 1988) para períodos de retorno de (a) 2.500 anos e (b) 10.000 anos.



(a) (b)

Figura 8. Distribuição final do parâmetro de poropressão (ru) para o registro sísmico 1 (Saguenay 1988) para períodos de retorno de (a) 2.500 anos e (b) 10.000 anos.

Os deslocamentos foram avaliados ao longo do talude de jusante, porém a crista do último dique de alteamento foi definida como ponto de controle principal do desempenho estrutural. Essa escolha se fundamenta na necessidade de monitorar a borda livre da barragem, região crítica devido à proximidade de zonas de liquefação dos rejeitos e à ocorrência dos maiores deslocamentos permanentes. A adoção da crista como referência permite correlacionar diretamente os efeitos sísmicos com parâmetros de estabilidade global.

A Fig. 9 apresenta a distribuição dos deslocamentos totais (u) e de suas componentes direcionais (u_x e u_y) na crista da barragem, considerando cenários sísmicos com períodos de retorno de 2.500 e 10.000 anos. Os resultados evidenciam a magnitude e a direção dos deslocamentos permanentes para os diferentes registros sísmicos, permitindo identificar concentrações de deformações e zonas críticas de resposta. Essa análise comparativa entre os dois cenários de ameaça sísmica contribui para a compreensão do comportamento da barragem sob diferentes níveis de carregamento, reforçando a importância da abordagem baseada em desempenho para estudos de confiabilidade e mitigação de riscos em estruturas para contenção de rejeitos.

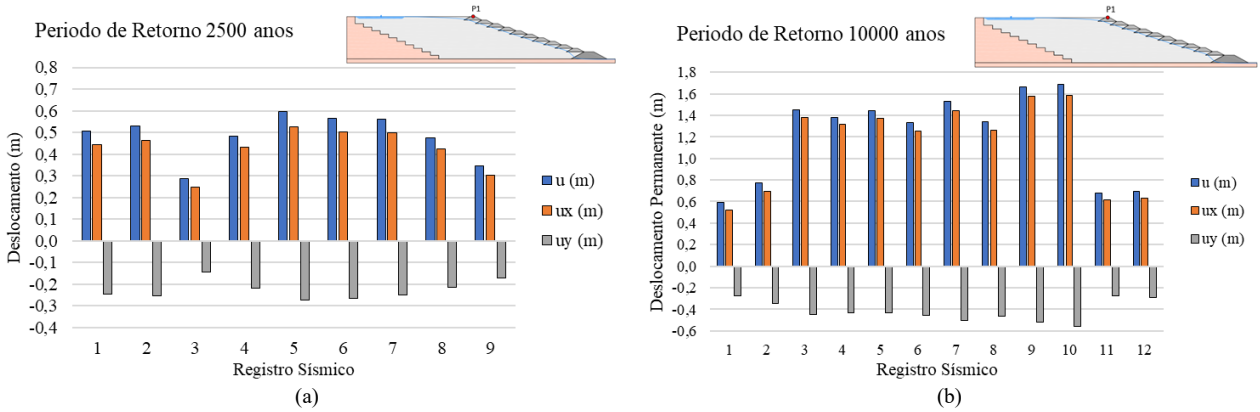


Figura 9. Deslocamentos permanentes totais (u) e componentes direcionais (u_x e u_y) na crista da barragem para períodos de retorno de (a) 2.500 anos e (b) 10.000 anos.

A Fig. 10 apresenta a distribuição dos deslocamentos permanentes totais (u) da barragem para cenários sísmicos com períodos de retorno de 2.500 e 10.000 anos. Os *boxplots* permitem visualizar a variabilidade dos resultados obtidos, destacando valores médios, medianos e extremos, além da dispersão associada a diferentes registros sísmicos considerados. Observa-se que o cenário de 10.000 anos apresenta deslocamentos significativamente maiores, tanto em termos de valores medianos quanto de amplitude, evidenciando maior severidade das condições de carregamento sísmico.

A análise estatística dos deslocamentos fornece subsídios para identificar cenários críticos e estabelecer critérios de segurança mais conservadores, especialmente em contextos de elevado potencial de liquefação e da ocorrência de significativos deslocamentos permanentes.

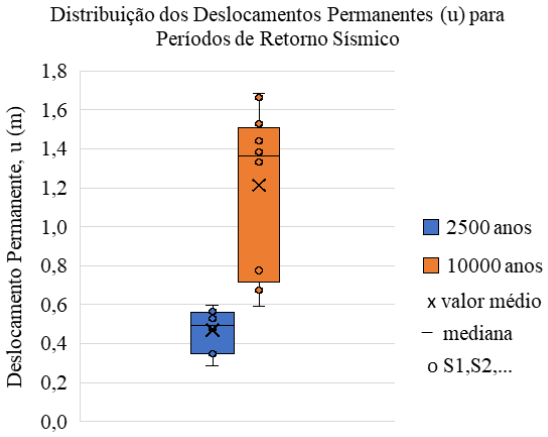


Figura 10. Comparação da distribuição dos deslocamentos permanentes totais na barragem para cenários sísmicos com períodos de retorno de 2.500 e 10.000 anos.

5 CONCLUSÃO

A aplicação da abordagem baseada em desempenho, aliada a técnicas avançadas de modelagem numérica e de caracterização de ameaça sísmica, demonstrou elevada eficácia na avaliação da segurança de barragens de rejeitos. Essa metodologia contribui para o aprimoramento das práticas de gestão de riscos na engenharia geotécnica, fornecendo subsídios técnicos consistentes para tomada de decisões mais fundamentadas.

Os resultados evidenciaram que a adoção de uma metodologia estruturada, baseada na análise probabilística da ameaça sísmica, na geração criteriosa de sismos de projeto e na seleção adequada de modelos constitutivos para simulação do comportamento cíclico de materiais geotécnicos, foi essencial para a previsão do comportamento dinâmico da barragem. Essa abordagem permitiu identificar zonas potencialmente vulneráveis à liquefação dinâmica e à ocorrência de deslocamentos permanentes, aspectos críticos para a estabilidade global da estrutura.

O presente estudo reforça a importância da aplicação de estratégias integradas na engenharia geotécnica, especialmente em regiões de baixa sismicidade como no Brasil, onde o nível de detalhamento técnico é determinante para garantir a confiabilidade de estruturas críticas. A integração entre modelagem avançada, análise probabilística e critérios de desempenho fornece uma base sólida para o diagnóstico e a mitigação de riscos sísmicos, consolidando-se como uma ferramenta indispensável para a segurança e descaracterização de barragens de rejeitos.

AGRADECIMENTOS

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelas bolsas de estudo concedidas aos dois primeiros autores.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Al Atik, L., & Abrahamson, N. (2010). An improved method for nonstationary spectral matching. *Earthquake Spectra*, 26(3), 601-617.

Boulanger, R. W., & Ziotopoulou, A. K. (2015). *PM4Sand (Version 3): A sand plasticity model for earthquake engineering applications*. Center for Geotechnical Modeling Report No. UCD/CGM-15/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, Calif.

Boulanger, R. W., & Ziotopoulou, K. (2018). *PM4Silt (Version 1): A silt plasticity model for earthquake engineering applications*. Report No. UCD/CGM-18/01, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA, 108 pp.

Bray, J. D., & Travasarou, T. (2007). Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(4), 381-392.

Cappellaro, C., Cubrinovski, M., Chiaro, G., Stringer, M.E., Bray, J.D., Riemer, M. F. (2017). Undrained Cyclic Direct Simple Shear Testing of Christchurch Sandy Soils. In: *20th NZGS Geotechnical Symposium*, Wellington, New Zealand, New Zealand Geotechnical Society, pp. 1-8.

Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall.

Kramer, S. L., & Mitchell, R. A. (2006). Ground motion intensity measures for liquefaction hazard evaluation. *Earthquake Spectra*, 22(2), 413-438.

Kuhlemeyer, R. L.; Lysmer, J. (1973). Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems. *Journal of the Soil Mechanics & Foundation Division*, ASCE, 99(SM5), p. 421-427.

Trifunac, M. D., & Brady, A. G. (1975). A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(3), 581- 626.

Wijewickreme, D.; Sanin, M.V.; Greenaway, G.R. (2005). Cyclic Shear Response of Fine-grained Mine Tailings. *Canadian geotechnical Journal*, 42, 1408-1421.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/32

Compromissos Corporativos para a Gestão de Rejeitos: Uma Análise do Atendimento ao Requisito 8.1 do GISTM em Diferentes Mineradoras

Henrique Nogueira
Engenheiro Civil – GWS Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, henrique.nogueira@gwsengenharia.com.br

Ana Caroline Águido
Engenheira Ambiental - GWS Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, ana.aguido@gwsengenharia.com.br

Mariana da Costa
Engenheira Civil - GWS Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, mariana.costa@gwsengenharia.com.br

Luiz Marques
Engenheiro Civil – GWS Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, luiz.marques@gwsengenharia.com.br

Lucas Brasil
Engenheiro Civil – GWS Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, lucas.brasil@gwsengenharia.com.br

RESUMO: Este estudo apresenta uma análise comparativa das políticas corporativas de gestão de rejeitos de 11 mineradoras de grande e médio porte com atuação na América do Norte, Austrália, Europa e Brasil (4), à luz do Requisito 8.1 do Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos (GISTM). O Requisito 8.1 estabelece que as organizações devem declarar publicamente seus compromissos corporativos em relação à gestão de estruturas de disposição de rejeitos, reforçando o papel da governança e da liderança corporativa na prevenção de falhas catastróficas. A partir de documentos corporativos disponíveis publicamente, foi realizada a identificação e categorização temática dos compromissos declarados, resultando em um total de 36 temas distintos, entre os quais se destacam o teste, divulgação e atualização do Plano de Ação de Emergência (PAE), definição de responsabilidades chave e fomento às melhores práticas de engenharia. As ocorrências foram sistematizadas por meio de um diagrama de frequência que evidencia os temas mais recorrentes e as lacunas existentes frente às boas práticas internacionais. Os resultados indicam que, embora haja avanços na formalização dos compromissos, persiste uma variação significativa entre as empresas quanto à abrangência e especificidade dos temas tratados. Conclui-se que o alinhamento e convergência das políticas corporativas em torno de compromissos mínimos e comuns, conforme previsto pelo GISTM (2020) e o Guia de Boas Práticas do ICMM (2025), é um passo essencial para fortalecer a governança e garantir a segurança das estruturas de disposição de rejeitos.

PALAVRAS-CHAVE: Gestão de Rejeitos, GISTM, Governança Corporativa, Políticas Corporativas.

ABSTRACT: This study presents a comparative analysis of corporate tailings management policies from 11 large and medium-sized mining companies operating in North America, Australia, Europe, and Brazil, in light of Requirement 8.1 of the Global Industry Standard on Tailings Management (GISTM). Requirement 8.1 stipulates that organizations must publicly disclose their corporate commitments regarding the management of tailings storage facilities, reinforcing the role of governance and corporate leadership in preventing catastrophic failures. Based on publicly available corporate documents, the declared commitments were identified and thematically categorized, resulting in a total of 36 distinct themes, among which the testing, disclosure, and updating of the Emergency Action Plan (EAP), definition of key responsibilities, and promotion of best engineering practices stand out. The occurrences were systematized through a frequency diagram that highlights the most recurring themes and existing gaps compared to international best practices. The results indicate that, although there have been advances in formalizing commitments, significant variation persists among companies regarding the scope and specificity of the addressed themes. It is concluded that aligning and converging corporate policies around minimum and common commitments, as outlined by

GISTM (2020) and the ICMM Good Practice Guide (2025), is an essential step to strengthen governance and ensure the safety of tailings storage facilities.

KEYWORDS: Tailings Management, GISTM, Corporate Governance, Corporate Policies.

1 INTRODUÇÃO

A gestão de estruturas de disposição de rejeitos consolidou-se, na última década, como um dos principais desafios técnicos, institucionais e reputacionais da indústria mineral. Falhas recentes, com consequências severas para pessoas, meio ambiente e para a própria sustentabilidade do setor, evidenciaram que abordagens centradas exclusivamente em soluções de engenharia, ainda que tecnicamente robustas, são insuficientes quando não sustentadas por sistemas sólidos de governança, tomada de decisão baseada em risco e responsabilização corporativa clara. Nesse contexto, a governança deixa de ser um elemento acessório e passa a constituir um componente estruturante da segurança dessas instalações ao longo de todo o seu ciclo de vida.

Como resposta a esse cenário, foi publicado em 2020 o Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos (GISTM), desenvolvido por um esforço conjunto entre o ICMM, o UNEP e o PRI. O GISTM representa um marco ao integrar, de forma explícita, dimensões técnicas, ambientais, sociais e de governança, organizadas em 6 Tópicos, 15 Princípios e 77 Requisitos auditáveis, com o objetivo último de alcançar "zero dano" às pessoas e ao meio ambiente. Dentre esses, o Tópico IV sobre Gestão e Governança assume papel central ao estabelecer que a segurança de barragens de rejeitos depende diretamente de políticas corporativas, sistemas de gestão e estruturas claras de responsabilização.

O Requisito 8.1 do GISTM, em particular, determina que as organizações devem declarar publicamente seus compromissos corporativos relacionados à gestão de rejeitos. Esses compromissos, usualmente formalizados por meio de políticas corporativas aprovadas pela alta liderança, constituem a expressão mais visível do engajamento institucional com o tema e funcionam como referência e capilarização de responsabilidades, alocação de recursos e expectativas de desempenho em todos os níveis da organização. Assim, mais do que documentos declaratórios, tais políticas podem ser entendidas como instrumentos de governança capazes de influenciar decisões técnicas, priorização de riscos e cultura organizacional.

Entretanto, apesar da exigência normativa e da crescente pressão regulatória, social e de investidores, observa-se que o conteúdo e a abrangência dessas políticas variam significativamente entre empresas. Diferenças no grau de detalhamento, na explicitação de mecanismos de controle e na incorporação de temas críticos ao longo do ciclo de vida das estruturas podem refletir distintos níveis de maturidade organizacional e de internalização das boas práticas preconizadas pelo GISTM e pelo Guia de Boas Práticas do ICMM (2025).

Diante desse contexto, o presente estudo tem como objetivo analisar comparativamente políticas corporativas de gestão de rejeitos de mineradoras de grande e médio porte, à luz do Requisito 8.1 do GISTM.

A partir da identificação, categorização e reagrupamento temático dos compromissos declarados, busca-se avaliar o grau de convergência entre as políticas analisadas, relacionar os resultados aos 6 Tópicos do GISTM e discutir implicações sob a ótica da governança e das boas práticas internacionais.

O trabalho pretende contribuir para o entendimento do papel das políticas corporativas como ferramenta de diagnóstico institucional e de fortalecimento da segurança de estruturas de disposição de rejeitos no setor.

2 METODOLOGIA: MAPEAMENTO DE COMPROMISSOS NAS POLÍTICAS CORPORATIVAS

A metodologia adotada neste estudo baseou-se em uma análise qualitativa comparativa de políticas corporativas de gestão de rejeitos disponíveis em domínio público, com enfoque específico nos compromissos exigidos pelo Requisito 8.1 do GISTM. O método pode ser caracterizado como um benchmarking temático estruturado, voltado à identificação de padrões, convergências e lacunas nas declarações de compromissos de alto nível das organizações analisadas.

Foram selecionadas 11 mineradoras de médio e grande porte com atuação internacional, abrangendo operações na América do Norte, Europa, Austrália e Brasil. Todas as empresas selecionadas são signatárias do

ICMM, o que implica compromisso formal com a implementação do GISTM. Para preservar a confidencialidade e direcionar a análise para aspectos sistêmicos, as empresas foram identificadas por letras (A a K), evitando portanto a associação direta a seus nomes comerciais.

Os documentos analisados são políticas corporativas que tratam explicitamente da gestão de estruturas de disposição de rejeitos ou de barragens, obtidas diretamente nos websites institucionais das empresas. Foram considerados apenas documentos de caráter corporativo, aprovados em nível executivo ou de conselho, por se entender que esses expressam os compromissos organizacionais esperados pelo Requisito 8.1, em contraste com procedimentos operacionais ou diretrizes técnicas de nível local.

Cada política foi lida integralmente e submetida a um processo de interpretação qualitativa, no qual os compromissos declarados foram extraídos e classificados de acordo com sua ideia central. Compromissos semanticamente equivalentes, ainda que redigidos de forma distinta entre empresas, foram agrupados em categorias temáticas comuns. Esse processo resultou na identificação de 36 temas distintos, representativos do conjunto de compromissos observados no universo analisado.

Em uma etapa subsequente, os temas identificados foram organizados em uma matriz de correlação entre temas e mineradoras, permitindo avaliar a frequência de ocorrência de cada compromisso e sua distribuição entre as empresas. Essa sistematização subsidiou a elaboração de representações gráficas, com o objetivo de facilitar a visualização dos padrões observados.

Como complemento à análise de frequência simples, os 36 temas foram posteriormente reagrupados conforme sua aderência aos 6 Tópicos do GISTM. Esse reagrupamento permitiu avaliar o equilíbrio sistêmico das políticas corporativas em relação às diferentes dimensões do padrão, indo além da análise isolada de compromissos individuais.

Por fim, os resultados obtidos foram interpretados à luz dos requisitos do GISTM (2020) e das diretrizes do Guia de Boas Práticas do ICMM (2025), buscando relacionar a presença ou ausência de determinados temas ao nível de maturidade da governança corporativa em gestão de rejeitos.

A abordagem adotada não teve como objetivo atribuir conformidade ou não conformidade às empresas analisadas, mas sim fornecer uma leitura comparativa e crítica dos compromissos declarados, destacando tendências, avanços e pontos de atenção relevantes para o fortalecimento da segurança dessas estruturas.

3 RESULTADOS

3.1 Avaliação dos Temas Únicos

A análise das políticas corporativas avaliadas resultou na identificação de 36 temas distintos associados a compromissos relacionados à gestão de estruturas de disposição de rejeitos. Esses temas apresentam frequências variadas entre as onze mineradoras analisadas, refletindo diferentes níveis de priorização e de detalhamento no tratamento de cada tema em nível corporativo. A Tabela 1 explicita a correlação entre temas e empresas.

Observa-se que um conjunto restrito de temas apresenta alta recorrência, estando presente na maior parte das políticas analisadas. Destacam-se, nesse grupo, os compromissos relacionados à manutenção, divulgação e teste do Plano de Ação de Emergência (PAE), à definição de responsabilidades-chave e ao fomento às melhores práticas de engenharia. A elevada frequência desses temas indica que eles já são amplamente reconhecidos como elementos essenciais da governança em gestão de rejeitos, possivelmente em função de exigências regulatórias mais consolidadas, de maior visibilidade pública e de forte associação com a prevenção de consequências imediatas em caso de falha.

Em contrapartida, uma parcela significativa dos temas identificados apresenta baixa recorrência, aparecendo apenas em poucas políticas. Entre esses, destacam-se compromissos relacionados à supervisão por um Engenheiro de Registro (EOR), à operação conforme manual, ao planejamento da fase de fechamento e à implementação de sistemas formais de gestão de mudanças. A menor incidência desses temas sugere lacunas importantes na incorporação de mecanismos estruturantes de controle e continuidade técnica, os quais são amplamente reconhecidos como boas práticas internacionais e explicitamente abordados pelo GISTM e pelo Guia de Boas Práticas do ICMM (2025).

Um ponto de atenção relevante refere-se ao compromisso com o planejamento da recuperação em caso de falha catastrófica. Embora esse tema esteja diretamente associado ao escopo do Requisito 8.1 e ao Princípio

14 do GISTM, ele foi identificado em apenas 8 das 11 políticas analisadas. Esse resultado evidencia uma assimetria entre a ênfase dada à preparação para resposta emergencial, mencionada em todas as políticas estudadas, e a preparação para a recuperação de longo prazo, que envolve aspectos mais complexos de governança, planejamento territorial, reparação socioambiental e alocação de recursos ao longo do tempo.

Tabela 1 - Diagrama da correlação entre os temas dos compromissos apresentados nas Políticas.

ID	TEMA	MINERADORA											Recorrência TOTAL
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
1	Manter, divulgar e testar PAE	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	11
2	Fomentar melhores práticas	■	■		■	■	■	■		■	■	■	9
3	Responsabilidades chave definidas	■	■	■	■	■		■	■	■	■		9
4	Planejar recuperação em caso de falha	■		■		■	■	■		■	■	■	8
5	Redução de impactos	■	■	■	■	■	■		■		■		8
6	Manter diálogo com comunidades		■	■		■	■		■	■	■	■	8
7	Avaliação, redução ou report de riscos	■		■	■	■		■			■	■	7
8	Revisão independente		■		■	■	■	■	■		■		7
9	Sistema de Gestão	■	■	■		■		■			■	■	7
10	Divulgação de informações		■	■	■		■		■	■	■		7
11	Alocação de recursos	■	■		■	■		■		■			6
12	Obedecer requisitos legais	■	■		■	■	■	■					6
13	Desenvolvimento de colaboradores	■	■			■	■		■			■	6
14	Melhoria contínua				■	■			■	■		■	5
15	Realizar auditorias internas/externas				■	■	■		■		■		5
16	Dano zero	■			■		■	■		■			5
17	Colaboração com stakeholders externos				■	■	■	■	■				5
18	Seguir projeto	■			■	■						■	4
19	Considerar mudanças climáticas				■	■			■		■		4
20	Classificação das consequências	■			■	■			■				4
21	Disposição segura de rejeito					■				■		■	3
22	Operar conforme Manual				■	■						■	3
23	Planejar fechamento				■	■			■				3
24	Decisões conforme nível de risco	■				■							2
25	Recuperação de água do processo									■		■	2
26	Estabilidade física								■			■	2
27	Identificar modos de falha					■						■	2
28	Supervisão do EOR					■						■	2
29	Controles de gerenciamento da água					■						■	2
30	Programa Monitoramento Desempenho					■			■				2
31	Sistema de gestão de mudanças					■			■				2
32	Gestão de denúncias				■				■				2
33	Lições aprendidas		■				■						2
34	Atualizar banco de dados				■	■							2
35	Planejamento sucessório	■				■							2
36	Contratações técnicas não priorizam custos											■	1

Adicionalmente, foram identificados compromissos pouco recorrentes, porém conceitualmente relevantes, como a priorização de critérios técnicos em detrimento de custos em contratações especializadas, a gestão de denúncias, a sistematização de lições aprendidas e a atualização contínua de bases de dados. A presença desses temas em um número restrito de políticas pode ser interpretada como indicativo de maior maturidade organizacional em determinadas empresas, uma vez que tais compromissos atuam como barreiras institucionais contra falhas, ou até mesmo perda de padroização e "memória corporativa".

De forma geral, a análise de frequência evidencia que, embora exista um núcleo comum de compromissos já relativamente consolidado, há uma dispersão significativa quanto à abrangência e

profundidade das políticas corporativas. Essa variabilidade reforça a importância de avaliações comparativas que permitam identificar não apenas a presença de compromissos isolados, mas também a coerência e o equilíbrio sistêmico das políticas frente às boas práticas internacionais.

3.2 Reagrupamento dos Compromissos Segundo os Tópicos do GISTM

Com o objetivo de ampliar a interpretação dos resultados e ir além da análise de frequência individual dos temas, os 36 compromissos identificados foram reagrupados conforme sua aderência aos 6 Tópicos do GISTM: (I) Comunidades Afetadas; (II) Base Integrada de Conhecimento; (III) Projeto, Construção, Operação e Monitoramento; (IV) Gestão e Governança; (V) Resposta de Emergência e Recuperação de Longo Prazo; e (VI) Divulgação Pública e Acesso à Informação. Esse reagrupamento permitiu avaliar o grau de equilíbrio das políticas corporativas em relação às diferentes dimensões do padrão, bem como identificar concentrações e lacunas, conforme apresenta a Figura 1.



Tema	Descrição
1	Manter, divulgar e testar PAE
4	Planejar recuperação em caso de falha

Tema	Descrição
10	Divulgação de informações

Tema	Descrição
5	Redução de impactos
6	Manter diálogo com comunidades
16	Dano zero
17	Colaboração com stakeholders externos

Tema	Descrição
7	Avaliação, redução ou report de riscos
19	Considerar mudanças climáticas
20	Classificação das consequências
24	Decisões conforme nível de risco
27	Identificar modos de falha
34	Atualizar banco de dados

Tema	Descrição
18	Seguir projeto
21	Disposição segura de rejeito
22	Operar conforme Manual
23	Planejar fechamento
25	Recuperação de água do processo
26	Estabilidade física
29	Controles de gerenciamento da água
30	Programa Monitoramento Desempenho

Tema	Descrição
2	Fomentar melhores práticas
3	Responsabilidades chave definidas
8	Revisão independente
9	Sistema de Gestão
11	Alocação de recursos
12	Obedecer a requisitos legais
13	Desenvolvimento de colaboradores
14	Melhoria contínua
15	Realizar auditorias internas/externas
28	Supervisão do EOR
31	Sistema de gestão de mudanças
32	Gestão de denúncias
33	Lições aprendidas
35	Planejamento sucessório
36	Contratações técnicas não priorizam custos

Figura 1 – Segmentação dos temas dos compromissos corporativos por tópicos do GISTM.

Após a segmentação dos temas segundo os Tópicos do GISTM, foi realizada uma análise da frequência com que cada compromisso foi estabelecido pelas mineradoras, resultando no que se denominou índice de recorrência. Esse índice representa o número de vezes que determinado tema aparece nas políticas corporativas analisadas, considerando o espaço amostral da pesquisa, composto por 11 mineradoras. Assim, um índice de recorrência de 100% indica que todas as empresas incluíram aquele compromisso em suas políticas divulgadas publicamente, enquanto valores inferiores refletem menor grau de convergência entre as organizações.

É importante destacar que, de forma intencional, cada Tópico do GISTM foi associado a uma quantidade distinta de temas, conforme apresentado anteriormente. Essa assimetria reflete a própria estrutura do padrão, que distribui seus requisitos de maneira não homogênea entre dimensões sociais, técnicas e de governança. Dessa forma, a análise isolada da recorrência poderia levar a interpretações parciais. De modo a aproveitar

desse efeito, os dados de recorrência foram analisados em conjunto com a quantidade de temas associados a cada tópico, conforme sistematizado na Tabela 2 e ilustrado na Figura 2.

Tabela 2 - Índice de recorrência médio das 11 mineradoras e quantidade de temas por Tópicos do GISTM

Tópico do GISTM	Índice de Recorrência médio (11 mineradoras)	Quantidade de Temas por Tópico do GISTM
Tópico I Comunidades Afetadas	59%	4
Tópico II Base Integrada de Conhecimento	32%	6
Tópico III Projeto, construção, operação e monitoramento	24%	8
Tópico IV Gestão e Governança	36%	15
Tópico V Resposta de emergência e recuperação a longo prazo	86%	2
Tópico VI Divulgação Pública e Acesso à Informação	64%	1

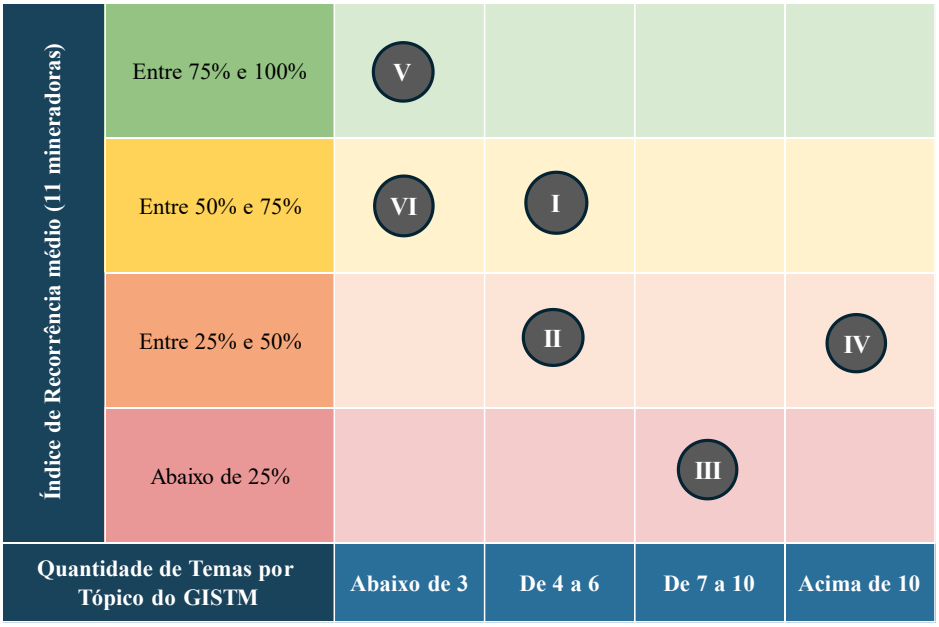


Figura 2 – Matriz de calor com posicionamento dos Tópicos do GISTM por quantidade de temas e índice de recorrência médio das 11 mineradoras estudadas

A partir desse cruzamento, observou-se que os Tópicos II, III e IV concentram um número elevado de temas, porém apresentam, de modo geral, baixos índices médios de recorrência. Esse resultado indica uma pulverização dos compromissos, caracterizada pela abordagem de múltiplos assuntos com baixa repetitividade entre as mineradoras. Tal padrão sugere ausência de foco comum, diversidade de interpretações do escopo desses tópicos ou distintos níveis de maturidade da governança corporativa.

Os resultados indicam uma concentração expressiva de compromissos nos Tópicos III e IV, associados, respectivamente, à integridade técnica das estruturas ao longo do ciclo de vida e aos mecanismos de gestão e governança corporativa. Esse achado é coerente com a natureza histórica das políticas analisadas, que tendem a enfatizar aspectos de engenharia, controle operacional e estruturas formais de responsabilização. Ainda assim, mesmo dentro desses tópicos, observa-se que determinados elementos considerados críticos pelo GISTM, como a supervisão contínua por EOR e a integração do fechamento ao planejamento de longo prazo, não estão uniformemente contemplados por todas as mineradoras.

Em contraste, os Tópicos I, V e VI apresentam comportamento distinto. Nesses casos, as políticas tendem a concentrar-se em um número menor de temas, porém com índices de recorrência mais elevados. Isso indica que as mineradoras demonstram maior alinhamento quanto aos "alvos" ou compromissos considerados prioritários nessas dimensões, como diálogo com comunidades, preparação para resposta a emergências e divulgação de informações. Esse padrão pode refletir maior clareza normativa, maior pressão externa ou maior visibilidade pública associada a esses tópicos, o que favorece convergência entre as organizações.

O Tópico V, que trata de resposta a emergências e recuperação de longo prazo, apresenta um comportamento assimétrico. Enquanto compromissos relacionados ao PAE são amplamente declarados, aqueles associados à recuperação pós-falha apresentam menor recorrência, indicando que a preparação para eventos extremos ainda não é tratada em algumas políticas. Essa assimetria sugere que, em parte das organizações, a governança corporativa ainda prioriza a resposta imediata em detrimento de uma visão integrada de consequências e responsabilidades de longo prazo.

Temas como classificação de consequências, identificação de modos de falha e consideração de mudanças climáticas, embora essenciais para uma base de conhecimento robusta, não aparecem de forma consistente em todas as políticas analisadas.

Para aprofundar a análise da associação entre os temas identificados e a quantidade de políticas corporativas em que foram mencionados, foi elaborado um mapa de calor por Tópico do GISTM, apresentado na Figura 3. Nessa representação, o diâmetro dos círculos é proporcional ao índice de recorrência de cada tema, de modo que círculos maiores indicam maior número de repetições entre as mineradoras analisadas. Essa abordagem visual permite captar, de forma integrada, tanto a distribuição dos temas/compromissos quanto o grau de convergência entre as empresas dentro de cada tópico.

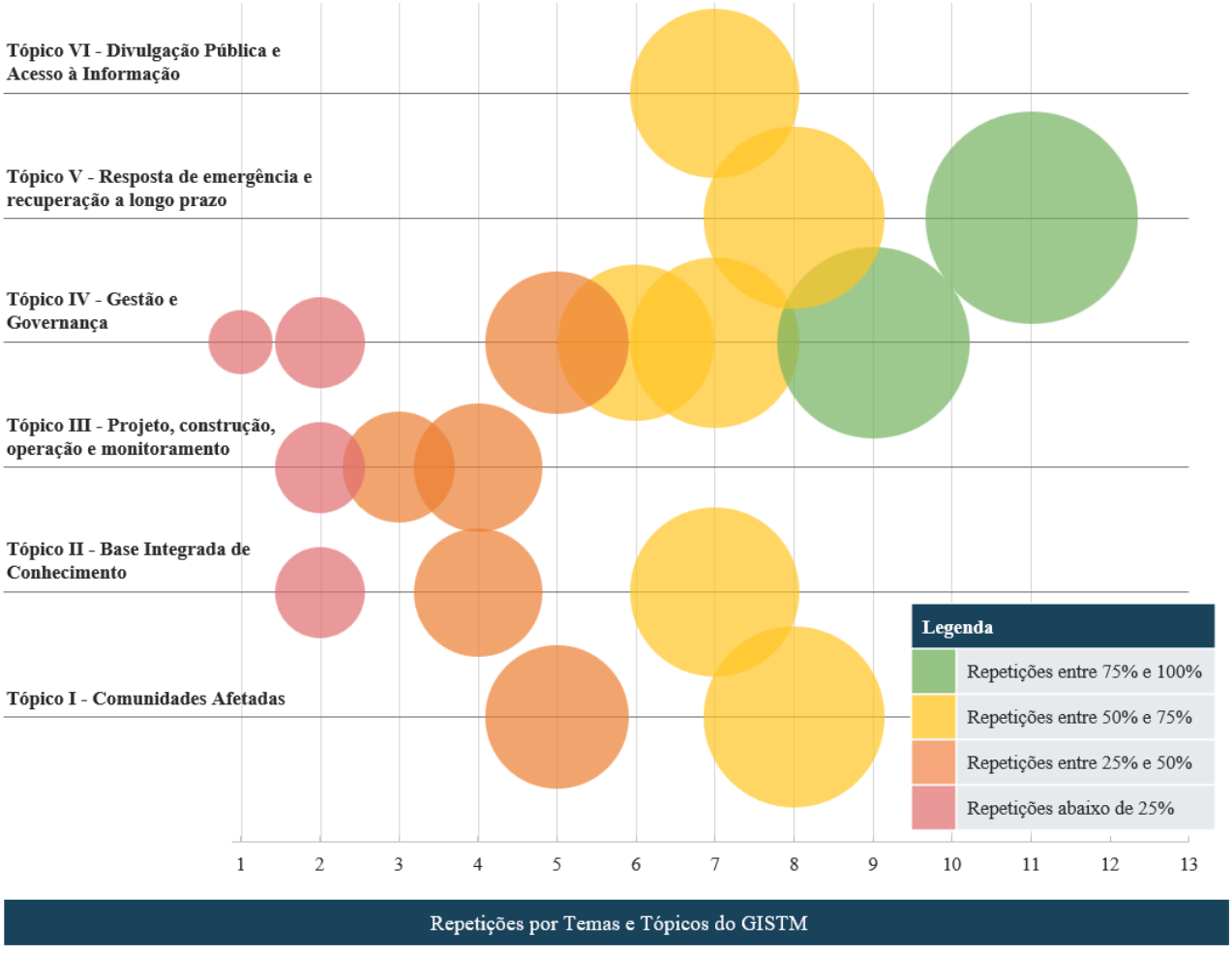


Figura 3 – Mapa de calor com detalhamento das repetições dos temas mapeados para cada Tópico do GISTM

A leitura do mapa de calor evidencia que apenas o Tópico III, relativo a projeto, construção, operação e monitoramento das estruturas, apresenta índices de recorrência inferiores a 50% para todos os temas associados. Esse resultado reforça a interpretação de que esse tópico concentra o maior nível de pulverização dos compromissos corporativos, indicando que as mineradoras vêm declarando compromissos distintos e pouco convergentes no tratamento dessas disciplinas técnicas. Em contraste com tópicos como resposta a emergências, nos quais há maior alinhamento em torno de poucos temas recorrentes, o Tópico III revela uma diversidade de enfoques e prioridades, sugerindo ausência de um núcleo comum de compromissos claramente estabelecido no nível corporativo para essas etapas críticas do ciclo de vida das estruturas.

4 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos confirmam uma evolução positiva no âmbito da governança corporativa aplicada à gestão de estruturas de disposição de rejeitos, especialmente no que se refere à formalização de compromissos por parte da alta liderança e à divulgação pública desses compromissos por meio de políticas corporativas. Esse movimento representa um avanço relevante em termos de transparência, responsabilização institucional e alinhamento às expectativas estabelecidas pelo GISTM.

Entretanto, a análise comparativa evidencia que a maturidade das políticas corporativas não está associada apenas à quantidade de compromissos declarados, mas, sobretudo, à sua coerência interna, ao grau de convergência entre empresas e à distribuição equilibrada desses compromissos entre os diferentes Tópicos do GISTM. Enquanto alguns tópicos apresentam clareza de foco e elevado alinhamento do setor, outros revelam pulverização de temas, baixa recorrência e significativa variabilidade de abordagem, indicando oportunidades concretas de harmonização e fortalecimento da governança.

Em particular, os tópicos associados à base de conhecimento integrada, às disciplinas técnicas ao longo do ciclo de vida e aos mecanismos estruturantes de governança apresentam maior dispersão de compromissos, sugerindo ausência de um núcleo comum claramente estabelecido no nível corporativo. Em contraste, temas relacionados a emergência, comunidades afetadas e divulgação de informações tendem a apresentar maior convergência, possivelmente em função de maior pressão regulatória, social e reputacional.

Diante desse cenário, o estabelecimento de um núcleo mínimo de compromissos corporativos, alinhado aos requisitos do GISTM e às boas práticas descritas no Guia do ICMM, mostra-se fundamental para reduzir assimetrias, fortalecer a governança e elevar de forma consistente os padrões de segurança das estruturas de rejeitos. Por fim, o mapeamento sistemático de compromissos, como o proposto neste estudo, configura-se como uma ferramenta eficaz de diagnóstico institucional e de apoio à melhoria contínua, com potencial aplicação por empresas, reguladores, investidores e demais partes interessadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ICMM. (2025). *Tailings Management: Good Practice Guide (2nd edition)*. International Council on Mining and Metals.

ICMM, UNEP & PRI. (2020). *Global Industry Standard on Tailings Management (GISTM).*

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/33

Construction of the Puma 4 Dike Using Iron-Nickel Slag: Characterization and Geotechnical Performance

João Paulo Rodrigues da Costa,
Corporate Tailings Geotechnical Manager, Vale Base Metals, Parauapebas, Brasil, jpreng@gmail.com

Felipe Campolina Barbosa
Corporate Geotechnical Manager, Vale Base Metals, Parauapebas, Brasil, fecampb@yahoo.com.br

Simone da Conceição de Sousa
Master Geotechnical Engineer, Vale Base Metals, Parauapebas, Brasil, simisousa@yahoo.com.br

Wanderson Dantas Corrêa,
Senior Geotechnical Engineer, Vale Base Metals, Ourilândia do Norte, Brasil,
wandersondantass@hotmail.com

ABSTRACT: The processing of lateritic nickel ores generates large volumes of iron nickel slag, creating environmental and operational challenges related to waste management. The reuse of this by product as construction aggregate represents a sustainable alternative, reducing waste stockpiles and the need for new borrow areas. This study presents the characterization and field application of iron nickel slag from the Onça Puma Unit as rockfill material in a free draining dike. Laboratory tests demonstrated that the slag presents physical, mechanical, chemical and environmental properties comparable to natural aggregates traditionally used in geotechnical works. In 2021, the first free draining dike using iron nickel slag was constructed to retain sediments from the Puma pit area. The reuse of slag reduced construction time, eliminated borrow areas and aggregate procurement, and reduced overall construction costs and stockpiled slag volume. The results confirm the technical feasibility and environmental suitability of ferronickel slag as a sustainable alternative for sediment retention structures, with continuous monitoring recommended to ensure long term performance

KEYWORDS: Slag, dikes, reuse, geotechnics, characterization, sediments.

1 INTRODUCTION

The increasing generation of industrial waste from mining and metallurgical activities poses environmental and economic challenges, particularly regarding the management of ferronickel slag. The reuse of such by products in geotechnical works represents a sustainable alternative capable of reducing environmental impacts and operational costs (SILVA FILHO et al., 2002; ZANIN et al., 2004). In mining regions of northern Brazil, large slag stockpiles reinforce the need for technically sound and environmentally safe reuse strategies.

In this context, the use of ferronickel slag as rockfill material in free draining overtopping dikes emerges as a feasible alternative for sediment retention structures of low to medium height. In 2021, the first dike using iron nickel slag as aggregate was constructed at the Puma Mine to retain sediments from the pit area. The Puma 4 Dike represents a pioneering large scale application of this industrial residue, integrating technical performance, environmental compliance and cost efficiency.

This article presents the characterization of the ferronickel slag used in the Puma 4 Dike, discusses laboratory and field results, and evaluates the geotechnical and environmental performance of the structure, contributing to the advancement of sustainable practices in geotechnical engineering.

2 MATERIALS AND METHODS

The suitability of iron nickel slag for use as rockfill material was evaluated through a comprehensive laboratory testing program combined with design criteria and operational monitoring. Physical, mechanical,

chemical, mineralogical and environmental tests were conducted in accordance with Brazilian and international standards. Table 1 summarizes the laboratory tests performed

Table 1 - Summary of tests performed in the laboratory.

Characterization	Experiments	Standard References
Physical	Particle Size	NBR 7181
	Los Angeles Abrasion	NBR-NM-51
	Specific Gravity, Unconfined Compressive Strength (UCS), Maximum Size Particle Size, Apparent Porosity, Water Absorption	NBR 5564
Environmental	Leaching	NBR 10005
	Solubilization	NBR 10006
Mechanical	Cycling	NBR 12697
Chemical and mineralogical	X-Ray Diffraction, Scanning Electron Microscopy, X-Ray Fluorescence	

Figure 1 presents an overview of the study area, showing the location of the stored material, sampling points and the general appearance of the slag

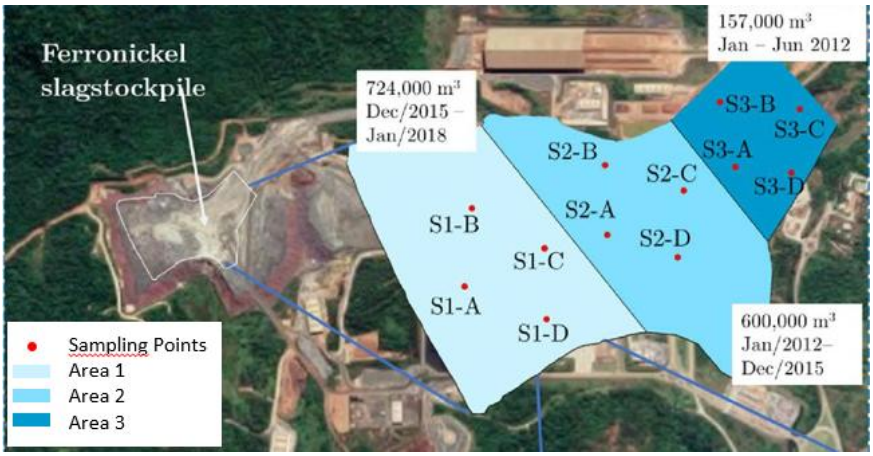


Figure 1: Overview of the study area, sampling points and appearance of the investigated iron-nickel slag.

2.1 Slag Characterization Methods

Granulometric analyses were performed according to ABNT NBR 7181, using sieving for coarse fractions and sedimentation analysis for particles finer than 0.075 mm. From the particle size distribution curves, the parameters Dmax, fineness modulus (Fm), coefficient of uniformity (Cu) and coefficient of curvature (Cc) were determined. Resistance to degradation was evaluated by Los Angeles Abrasion tests following ABNT NBR NM 51.

Environmental characterization included leaching and solubilization tests conducted in accordance with ABNT NBR 10005 and ABNT NBR 10006. Chemical elements were determined by ICP OES, and residue classification followed ABNT NBR 10004. Mechanical durability was assessed through accelerated weathering cycling tests with ethylene glycol, in accordance with ABNT NBR 12697, allowing identification of expansive or degradable minerals.

Chemical composition was determined by wavelength dispersive X ray fluorescence (XRF), while mineralogical characterization was performed by X ray diffraction (XRD). Particle morphology and surface texture were analyzed using scanning electron microscopy (SEM) coupled with EDS.

2.2 Free Draining Dike Design and Monitoring

The free draining dike was designed to retain sediments while allowing controlled water flow, reducing turbidity downstream. Filter and transition layers were designed based on classical retention and permeability criteria, expressed by Equations (1) and (2):

$$\frac{D_{F(15)}}{D_{S(85)}} \leq 4 \; to \; 5 \quad \text{(Equation 1)}$$

$$\frac{D_{F(15)}}{D_{S(15)}} \geq 4 \; to \; 5 \quad \text{(Equation 2)}$$

Where $D_{F(15)}$ is the diameter through which 15% of the filter material will pass, $D_{S(85)}$ represents the diameter through which 85% of the sediment will pass and $D_{S(15)}$ is the diameter through which 15% of the sediment material will pass.

Operational performance was evaluated through environmental monitoring at upstream (ASP 06) and downstream (ASP 80) points, shown in Figure 2. The monitored parameters include True Color, Settleable Solids, Total Dissolved Solids and Turbidity, summarized in Table 2.



Figure 2 – Location of the Puma 4 dike monitoring points.

Table 2 – Analysis parameters of surface water quality.

Bicarbonate Alkalinity	Hexavalent Chromium	DO
Soluble Aluminum	Total Chromium	Oils and Greases
Total Aluminum	BOD	pH (laboratory)
Ammonia	COD	Total Potassium
Total Arsenic	Total Hardness	Total Silver
Total Barium	Soluble Iron	Total Selenium
Total Cadmium	Total Iron	Total Sodium
Total Calcium	Total Magnesium	Total Dissolved Solids
Total Lead	Soluble Manganese	Total Suspended Solids
Chlorides	Total Manganese	Sulfate
Soluble Cobalt	Mercury	Sulfite
Total Cobalt	Soluble Nickel	Turbidity
Total Copper	Total Nickel	Total Zinc
Soluble Copper	Nitrate	-
Electrical Conductivity	Nitrite	-

3 RESULTS AND DISCUSSIONS

This section presents the results related to the characterization of the iron-nickel slag, the design and construction aspects of the free-draining dike, and its operational performance based on environmental monitoring data

3.1 Slag Characterization Results

The particle size distribution curves obtained for the twelve sampling locations are shown in Figure 3, which illustrates both the individual curves and the average granulometric behavior of the iron-nickel slag.

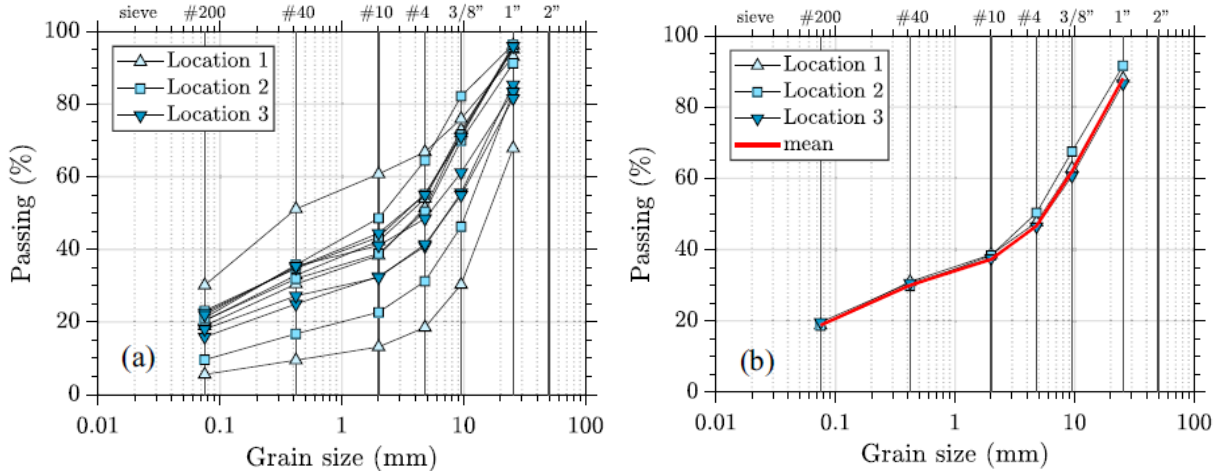


Figure 3 – Particle size distribution curves of iron-nickel slag samples.

The particle sizes range from 0.01 to 37.5 mm, with predominance of gravel and sand fractions. This granulometric composition is favorable for free-draining structures, as it promotes high permeability, mechanical interlocking and reduces the risk of clogging associated with excessive fine content.

Quantitative particle size indexes derived from the granulometric curves are summarized in Table 3.

Table 3 - Summary of particle size indexes of iron-nickel slag samples

Index	S1-A	S1-B	S1-C	S1-D	S2-A	S2-B	S2-C	S2-D	S3-A	S3-B	S3-C	S3-D
D_{max}	25	25	37.5	25	25	25	37.5	25	25	25	25	37.5
C_u	175	192.9	17.2	133.3	257.1	92.5	257.7	148.1	305.6	175	193.8	179.5
C_c	0.9	0.6	5.8	0.2	0.4	34.2	0.5	0.4	0.4	5.1	0.1	3.3
F_m	4.02	3.86	5.33	2.94	3.76	5.25	4.08	3.52	3.78	4.69	4.13	4.77

The Dmax values varied between 25 and 37.5 mm, with average values compatible with the requirements for rockfill and transition layers. The coefficients of uniformity (Cu) and curvature (Cc) indicate a non-uniform material, reflecting the absence of prior crushing or grading processes. Although this results in a wide distribution of particle sizes, it allows selective use of slag fractions for different structural zones of the dike.

Los Angeles Abrasion results remained consistently below 30%, indicating resistance to degradation comparable to natural igneous aggregates such as granite and basalt. Complementary physical properties obtained from the company database include an average specific gravity of 3.3, unconfined compressive strength of 139 MPa, apparent porosity of 3.7% and water absorption of 1.2%, further confirming the mechanical suitability of the iron-nickel slag for use as rockfill material.

Environmental characterization through leaching and solubilization tests generally complied with the limits established by ABNT NBR 10005 and ABNT NBR 10006, classifying most samples as Class II B (non-hazardous and inert). One sample from Area 2 presented elevated iron and surfactant concentrations and was classified as Class II A. Similar behavior has been reported in studies involving crushed slag and is associated with the generation of fine particles during laboratory preparation. Considering that field applications involve coarse material, the reuse of iron-nickel slag in free-draining dikes does not represent a significant environmental concern.

Accelerated cycling tests with ethylene glycol resulted in an average mass variation of only 0.05%, with no evidence of cracking, disintegration or particle degradation. Visual inspection confirmed preservation of particle shape after cycling, indicating the absence of expansive minerals. These results are consistent with the

chemical and mineralogical analyses, which identified low CaO content and predominance of stable silicate phases.

Mineralogical characterization indicated that silicates such as akermanite, albite, olivine and quartz comprise most of the mineral fraction, while oxides and sulfur phases occur as secondary components. Clay minerals were identified in limited samples and in low proportions. X-ray fluorescence analyses showed homogeneous chemical composition across all sampling locations, dominated by SiO_2 (49.1%), MgO (29.1%) and Fe_2O_3 (15.6%).

A comparison between the engineering properties of iron-nickel slag and natural rockfill materials commonly used in free-draining dikes is presented in Table 4

Table 4 - Engineering properties of different rocks used as rockfill materials and iron-nickel slag.

Property	Basalt (a)	Gneiss (b)	Granite (b)	Wethered basal (c)	Basaltc	This Work
Cu	5.1	n.a. (d)	n.a	1.12	1.12	177.3
Cc	n.a	n.a	n.a	2.7	2.7	4.3
Dmax(mm)	76	25-150	25-200	152	152	28
Los Angeles (%)	n.a	57-63	22	n.a	n.a	27
Specif gravity	2.8	2.5	2.6	1.8	1.8	3.3
Water abs. (%)	0.5	0.4-11	0.4	n.a	n.a	1.2
UCS (Mpa)	292	47-57	160-180	238	180	139
Change in mass (%)	n.a	0.03	n.a	n.a	n.a	0.05

Notes: (a) Maia (2001); (b) Basso (2007); (c) Kambole et. Al. (2017); (d) not available

3.2 Free-Draining Dike Design and Construction

Based on the favorable results of the laboratory characterization, iron-nickel slag was selected for use as rockfill and transition material in the Puma 4 Dike. Figure 4 presents the grain size envelopes of the different dike components and a conceptual cross-section of the structure.

The Puma 4 Dike was constructed in 2021, with a total length of 191 m and a height of 12 m. The crest width is 7 m and the toe width approximately 70 m. The structure was designed to retain about 71,000 m³ of sediments from a 413 ha watershed while allowing controlled overtopping during extreme hydrological events.

The main construction stages included foundation cleaning, construction of access embankments, placement of the rockfill and inclined filter layers, and installation of the quarry rock protection layer, as illustrated in Figure 5.

3.3 Operational Performance

Operational performance was evaluated through environmental monitoring conducted between 2023 and 2025 at upstream (ASP 06) and downstream (ASP 80) points, previously presented in Figure 2. The monitored parameters include True Color, Settleable Solids, Total Dissolved Solids and Turbidity, as summarized in Table 5.

The monitoring results indicate effective sediment retention by the Puma 4 Dike. True Color values remained low throughout the monitoring period, with no increase observed downstream (Figure 6).

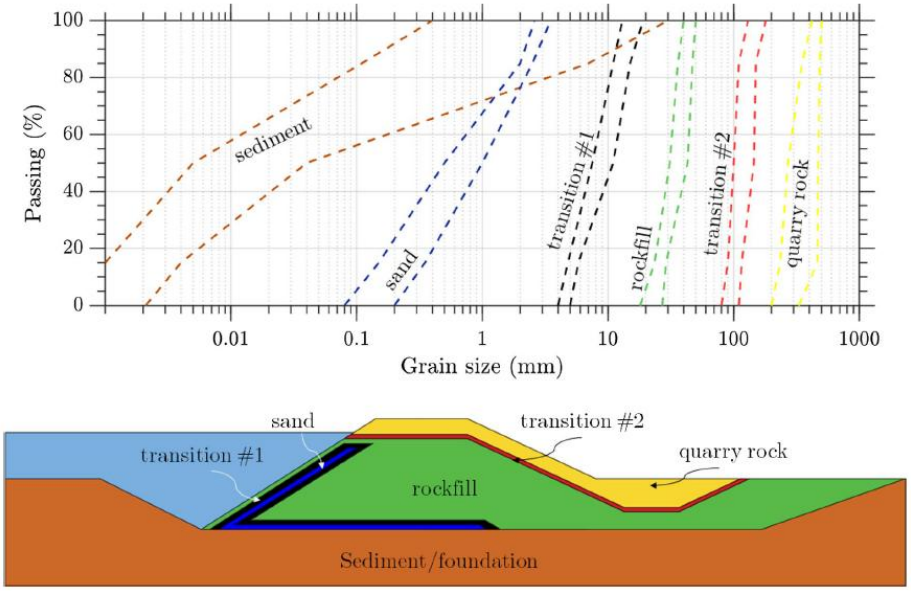


Figure 4 - Grain size curves of different dike materials and a typical cross section of the free draining dike built using iron-nickel slag.



Figure 5 - Construction phases of the free draining dike: foundation cleaning (a); embankment for equipment access (b); rockfill and inclined filter (c); quarry rock protection layer (d); mobile screen plant (e); and aerial view of the finalized free draining dike (f)

Settleable Solids were absent in all monitoring campaigns, indicating no transport of coarse material downstream of the structure.

Total Dissolved Solids (Figure 6) remained low and were generally higher upstream, confirming that the structure does not contribute to chemical enrichment of downstream waters.

Significant reductions in turbidity were observed downstream, with reductions ranging from approximately 37% to 93%, demonstrating the effectiveness of the dike in retaining suspended sediments and maintaining downstream water quality (see Figure 8).

Table 5 – Analysis Parameters for the Effectiveness of the Puma 4 Dike

ASP 06	Limites Resolução CONAMA nº 357/2005 - Classe II	Background		Resultados Analíticos					
PARÂMETROS	**Unidade**	**VMP**	**Chuva**	**Seca**	**26/04/23**	**26/07/24**	**21/01/25**	**25/04/25**	**16/07/25**	**23/10/25**
Cor Verdadeira	mg/L	75	-	-	12	< 4	< 4	5	8	12
Resíduos Sólidos Objetáveis	---	Ausentes	-	-	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente
Sólidos Dissolvidos Totais	mg/L	500	412	286	207	247	211	226	224	260
Turbidez	NTU	100	50	45.26	14.5	1.86	42.4	21.5	1.91	1.55

ASP 80	Limites Resolução CONAMA nº 357/2005 - Classe II	Background		Resultados Analíticos					
PARÂMETROS	**Unidade**	**VMP**	**Chuva**	**Seca**	**27/06/23**	**26/07/24**	**21/01/25**	**25/04/25**	**16/07/25**	**06/10/25**
Cor Verdadeira	mg/L	75	-	-	< 10	< 4	< 4	< 4	6	12
Resíduos Sólidos Objetáveis	---	Ausentes	-	-	Ausentes	Ausente	ausente	Ausente	Ausente	Ausente
Sólidos Dissolvidos Totais	mg/L	500	412	286	190	226	122	172	244	232
Turbidez	NTU	100	50	45.26	37.2	1.17	2.89	1.51	0.86	0.55

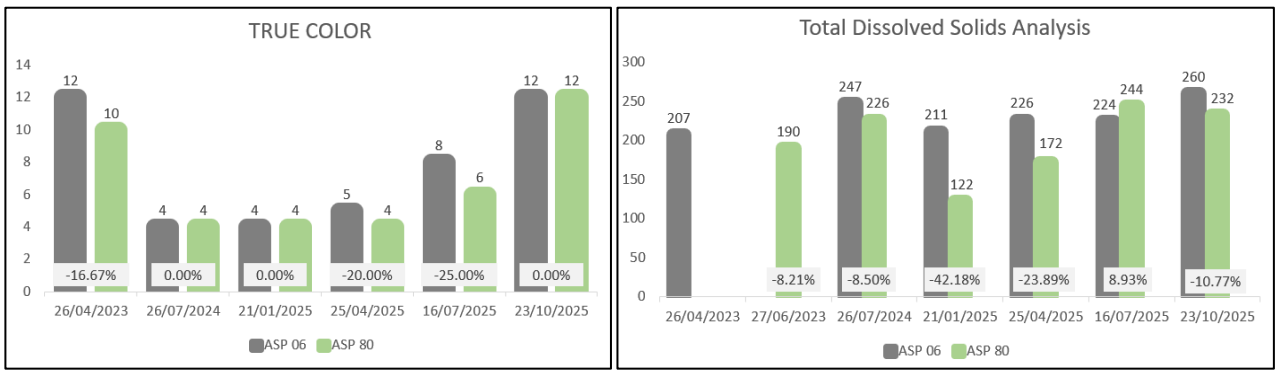


Figure 6 – True color analysis and Total Dissolved Solids Analysis

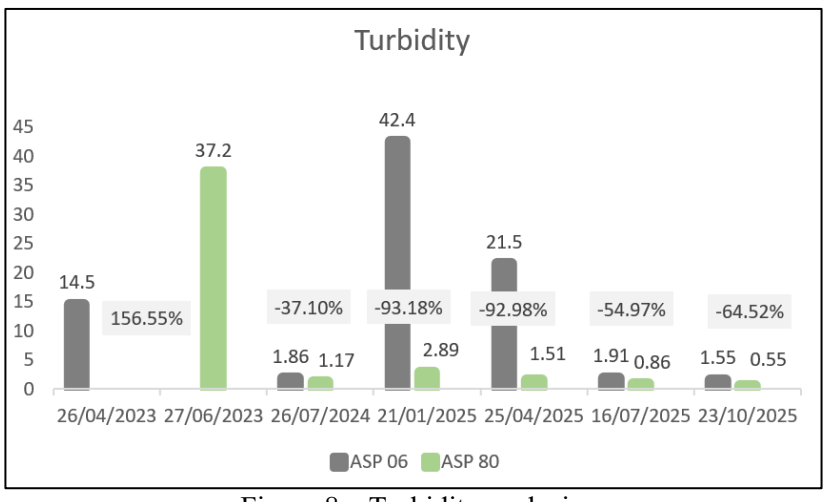


Figure 8 – Turbidity analysis.

4 CONCLUSIONS

Iron-nickel slag proved to be technically feasible and environmentally safe for use as rockfill in free-draining overtopping dikes. The material presents adequate granulometric distribution, abrasion resistance and durability, with environmental behavior compatible with regulatory requirements. The construction and operation of the Puma 4 Dike demonstrated effective sediment retention without adverse effects on downstream water quality. The reuse of ferronickel slag resulted in economic and environmental benefits by reducing construction time, eliminating borrow areas and decreasing stockpiled waste, confirming its suitability as a sustainable alternative material for sediment retention structures in mining environments.

5 ACKNOWLEDGEMENTS

The authors thank the technical team of Mineração Onça Puma, UFOP for laboratory support, and all collaborators involved in the Puma 4 Dike project.

6 REFERENCES

ABNT (2016) Soil – granulometric analysis. ABNT NBR 7181. Rio de Janeiro, Brazil: Brazilian Association of Technical Standards

ABNT (2001) Small-size coarse aggregate - test method for resistance to degradation by Los Angeles machine. ABNT NBR NM 51. Rio de Janeiro, Brazil: Brazilian Association of Technical Standards

ABNT (2011) Railway - Ballast - Requirements and test methods. ABNT NBR 5564. Rio de Janeiro, Brazil: Brazilian Association of Technical Standards

ABNT (2004) Solid waste - classification. Rio de Janeiro, ABNT NBR 10004. Brazil: Brazilian Association of Technical Standards

ABNT (2004) Procedure for obtention leaching extract of solid wastes. ABNT NBR 10005. Rio de Janeiro, Brazil: Brazilian Association of Technical Standards

ABNT (2004) Procedure for obtention of solubilized extraction of solid wastes. ABNT NBR 10006. Rio de Janeiro, Brazil: Brazilian Association of Technical Standards

ABNT (1992) Aggregates - soundness by immersion in ethyleneglycol - method of test. ABNT NBR 12697. Rio de Janeiro, Brazil: Brazilian Association of Technical Standards.

ASTM (1989) Standard test method for resistance to degradation of small-size coarse aggregate by abrasion and impact in the Los Angeles machine – ASTM C 131/89

Basso V.R. (2007) Stress-strain study for one rockfill aiming concrete face rockfill dam, Master's thesis, University of São Paulo, São Paulo, Brazil, in Portuguese, Santos, 2016

Bastos L.A.C., Silva G.C., Mendes J.C., Peixoto R.A.F. (2016) Using iron ore tailings from tailing dams as road material. J Mater Civil Eng 28(10):04016102.

Costa, J.P.R (2019). Characterization of nickel-iron slag for use as rockfill in draining dams (in Portuguese). Professional master's dissertation. Federal University of Ouro Preto. Geotechnical Center of the School of Mine. Geotechnical Engineering Program.

EPA (1992) Method - Toxicity characteristics leaching procedure (TCLP), EPA SW846, U.S. Environmental Protection Agency

Kambole C, Paige-Green P, Kupolati W, Ndambuki J, Adeboje A (2017) Basic oxygen furnace slag for road pavements: a review of material characteristics and performance for effective utilization in southern Africa. Constr Build Mater 148:618–631. https:// doi.org/ 10. 1016/j. conbu ildmat. 2017. 05. 036

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/COBRAMSEG2026.1/34

Correlação entre a Permeabilidade de Campo e a Granulometria da Areia Aplicada como Elemento Drenante: Estudo de Caso na Região do Pará

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

Francisco Moreira Mindêllo
Engenheiro Geotécnico, BVP Geotecnia & Hidrotecnia, Belo Horizonte, Brasil,
Francisco.mindello@bvp.eng.br

RESUMO: Na construção de barragens e diques, materiais granulares são utilizados em filtros verticais, tapetes drenantes e drenos de pé, com a função de conduzir o fluxo de água percolada no interior do maciço e evitar gradientes hidráulicos excessivos que possam comprometer a estabilidade da estrutura. O desempenho desses sistemas está diretamente relacionado à capacidade de drenagem do material, a qual depende de sua distribuição granulométrica. Nesse contexto, compreender a relação entre a permeabilidade medida em campo e parâmetros granulométricos, como o diâmetro efetivo (D_{10}), é essencial para o controle tecnológico e a otimização do comportamento hidráulico desses elementos. Este estudo investiga a correlação entre a permeabilidade de campo da areia, empregada como material de transição em sistemas de drenagem de um dique e seus parâmetros granulométricos D_{10} e D_{15}. A metodologia envolveu revisão bibliográfica e análise de ensaios de granulometria e permeabilidade in situ, buscando estabelecer relações empíricas que permitam estimar a permeabilidade a partir da curva granulométrica. Os resultados indicam que a correlação direta entre permeabilidade e diâmetro efetivo se apresenta dispersa, podendo ser influenciada por outras variáveis tais quais, grau de compacidade, índice de vazios entre outros.

PALAVRAS-CHAVE: Diâmetro Efetivo, Permeabilidade, Drenagem Interna, Granulometria.

ABSTRACT: In the construction of dams and dikes, granular materials are widely used in vertical filters, drainage blankets, and toe drains to control seepage within the embankment and prevent excessive hydraulic gradients that may compromise structural stability. The effectiveness of these drainage systems depends directly on the material's hydraulic conductivity, which is strongly influenced by its grain size distribution. Therefore, understanding the relationship between field-

measured permeability and granulometric parameters, such as the effective grain size (D_{10}), is essential for quality control and performance optimization. This study evaluates the correlation between the in situ permeability of crushed aggregate (Sand), used as a transition material in a dike drainage system, and its particle size parameters D_{10} and D_{15}. The methodology included a literature review and the analysis of grain size distribution and in situ permeability tests, aiming to establish empirical relationships to estimate permeability from the gradation curve. The results indicate that the direct correlation between permeability and effective grain size shows significant dispersion and may be influenced by additional factors such as degree of compaction, void ratio, among others.

KEYWORDS: Effective Size, Permeability, Internal Drainage, Grain Size Distribution.

1 INTRODUÇÃO

Em estruturas geotécnicas, especialmente em sistemas drenantes de barragens, diques e pilhas de estéril ou rejeito, materiais granulares são frequentemente empregados, desempenhando papel fundamental no controle da percolação e na dissipação de pressões neutras. Elementos como filtros verticais, tapetes drenantes e drenos de pé são projetados com o objetivo de conduzir a água percolada de forma segura, reduzindo gradientes hidráulicos e contribuindo para a estabilidade global das estruturas (Terzaghi; Peck; Mesri, 1996; Das, 2010). O desempenho hidráulico desses sistemas depende diretamente da permeabilidade do material utilizado, a qual está intimamente relacionada à sua distribuição granulométrica.

Entre os parâmetros granulométricos, o diâmetro efetivo (D_{10}) é frequentemente utilizado como indicador do comportamento hidráulico de materiais granulares. Diversos estudos clássicos estabelecem correlações empíricas entre o coeficiente de permeabilidade e o diâmetro efetivo das partículas, destacando-se a equação proposta por Hazen (1930), que relaciona a permeabilidade ao quadrado do diâmetro efetivo para materiais arenosos relativamente uniformes. Essas correlações são amplamente utilizadas como estimativas preliminares em projetos geotécnicos e na avaliação do desempenho de materiais drenantes.

Apesar da ampla utilização de correlações granulométricas para estimativa da permeabilidade, existem incertezas quanto à sua aplicabilidade em materiais submetidos a diferentes condições de compactação. Em sistemas drenantes de obras geotécnicas, os materiais frequentemente são lançados e compactados durante a construção, alterando sua estrutura interna e, consequentemente, suas características hidráulicas. Dessa forma, questiona-se a utilização do diâmetro efetivo (D_{10}), isoladamente, para representar o comportamento permeável do material quando ocorrem modificações na sua densidade e no arranjo das partículas.

Nesse contexto, o presente trabalho investiga a relação entre o diâmetro efetivo (D_{10}) e o coeficiente de permeabilidade corrigido para 20°C (K_{20}) em material granular utilizado em sistemas drenantes. A análise é realizada a partir de dois conjuntos de resultados experimentais: ensaios executados em material sem compactação e ensaios realizados após a compactação do material. O objetivo é avaliar a influência da granulometria e da compactação no comportamento hidráulico do material, bem como discutir a aplicabilidade de correlações granulométricas para estimativas de permeabilidade em condições representativas de campo.

2 METODOLOGIA

Os dados de amostras utilizados são da granulometria e permeabilidade de uma areia com granulometria predominantemente média a grossa segundo a ABNT NBR 7181:2016, proveniente da cidade de Marabá-PA. Estes foram organizados, tratados e posteriormente agrupados em gráficos de análise, sendo, a permeabilidade em função do diâmetro efetivo.

Foram selecionadas 12 amostras de uma areia que foi aplicada na construção de um dreno de fundo e 09 amostras de estoque que foram analisadas antes da sua aplicação para conferência dos critérios de projeto. A partir desses dados as curvas granulométricas foram plotadas em um gráfico e as permeabilidades calculadas.

Após a consolidação das curvas granulométricas, foram obtidos os parâmetros D_{10}, D_{15}, D_{30}, D_{50} e D_{60}. Os parâmetros D_{10}, D_{15} e D_{50} foram selecionados para análise de correlação com a permeabilidade, enquanto D_{30} e D_{60} foram utilizados para o cálculo dos coeficientes granulométricos, e estimou-se a permeabilidade de acordo com a equação de Hazen (1930).

Além do D_{10}, utilizado em correlações empíricas de permeabilidade, foram avaliados os parâmetros D_{15} e D_{50} com o objetivo de verificar se outras frações representativas da curva granulométrica apresentariam melhor associação com os valores de permeabilidade obtidos experimentalmente.

Assim, foram plotados os gráficos para análise da permeabilidade em função do D_{10}, D_{15} e D_{50} da areia, bem como analisado os resultados da permeabilidade calculada pela equação de Hazen (1930) em função da permeabilidade a carga constante obtida em laboratório para amostras de areia aplicadas, ou seja, adensadas e para as amostras em estoque, ou seja, em seu estado natural.

2.1 Consolidação das Curvas Granulométricas e Estimativa da Permeabilidade pela Equação de Hazen

Para este estudo foram selecionadas 21 amostras de areia com distribuição granulométrica predominantemente média a grossa, sendo 12 amostras aplicadas e ensaiadas após o adensamento/compactação e 09 amostras ensaiadas nos estoques antes da aplicação na praça. Na Figura 1 são apresentadas as curvas granulométricas utilizadas.

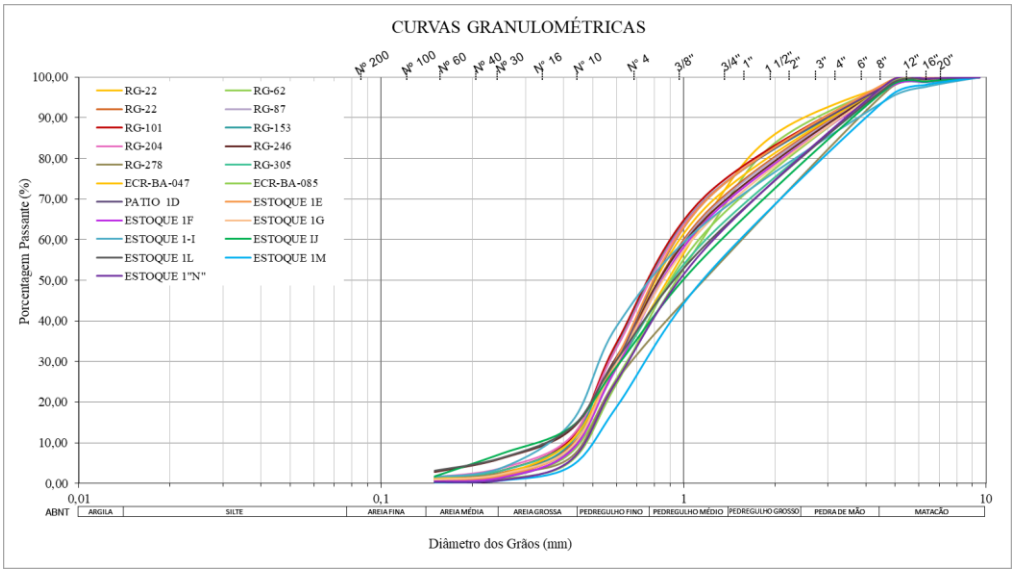


Figura1. Curva de Distribuição Granulométrica da Areia.

A permeabilidade foi calculada a partir da distribuição granulométrica de acordo com a equação de Hazen (1930) definida por:

$$K = cD_{10}^2 \quad (1)$$

Onde:
K = coeficiente de permeabilidade, em cm/s;
C = constante com variação entre 1,0 e 1,5;
D10 = Diâmetro efetivo, em mm.

Hazen (1930) menciona também que a equação se aplica apenas para coeficientes de uniformidade menores do que 05 e diâmetro efetivo entre 0,10 e 3,00 mm. Desta forma, são apresentados na Tabela 1 os valores dos diâmetros analisados, assim como o coeficiente de uniformidade, a permeabilidade obtida a partir da equação supracitada e a permeabilidade a carga constante medida em laboratório.

Tabela 1. Dados Utilizados nas Análises.

Amostra	D10	D15	D30	D50	D60	Cu	K Hazen (c=1) (cm/s)	K_{20} (cm/s)
RG-22	0,43	0,48	0,61	0,88	1,05	2,4	1,85E-01	1,58E-01
RG-62	0,45	0,49	0,64	0,94	1,15	2,6	2,03E-01	5,47E-02
RG-22	0,43	0,48	0,60	0,82	0,99	2,3	1,85E-01	1,58E-01
RG-87	0,44	0,48	0,61	0,84	1,02	2,3	1,94E-01	9,94E-02
RG-101	0,41	0,45	0,55	0,75	0,9	2,2	1,68E-01	8,12E-02
RG-153	0,42	0,46	0,56	0,77	0,9	2,1	1,76E-01	7,29E-02
RG-204	0,40	0,46	0,56	0,77	0,92	2,3	1,60E-01	1,26E-01
RG-246	0,36	0,44	0,59	0,82	1,02	2,8	1,30E-01	1,10E-01
RG-278	0,46	0,50	0,66	1,14	1,53	3,3	2,12E-01	1,45E-01
RG-305	0,42	0,48	0,61	0,91	1,17	2,8	1,76E-01	1,27E-01
ECR-BA-047	0,42	0,47	0,59	0,80	0,95	2,3	1,76E-01	8,87E-02
ECR-BA-085	0,47	0,51	0,65	0,90	1,11	2,4	2,21E-01	2,33E-01
Patio 1D	0,44	0,48	0,60	0,79	0,93	2,1	1,94E-01	9,95E-02
Patio 1E	0,43	0,48	0,59	0,78	0,93	2,2	1,85E-01	1,55E-01
Patio 1F	0,44	0,49	0,62	0,84	1,03	2,3	1,94E-01	1,25E-01
Patio 1G	0,43	0,48	0,60	0,84	1,05	2,4	1,85E-01	5,57E-02
Patio 1I	0,35	0,42	0,52	0,76	1,02	2,9	1,23E-01	9,24E-02
Patio 1J	0,49	0,44	0,62	1,00	1,31	2,7	2,40E-01	1,09E-01
Pátio 01L	0,35	0,44	0,59	0,91	1,22	3,5	1,23E-01	1,81E-01
Pátio 1M	0,46	0,55	0,74	1,15	1,24	2,7	2,12E-01	1,34E-01
Pátio 01N	0,49	0,51	0,65	0,97	1,5	3,1	2,40E-01	2,50E-01

Conforme apresentado, os valores de D_{10} e Cu atendem aos critérios de aplicabilidade da equação de Hazen (1930). Entretanto, ao calcular o coeficiente de permeabilidade, os valores encontrados apresentam alta dispersão conforme Figura 2.

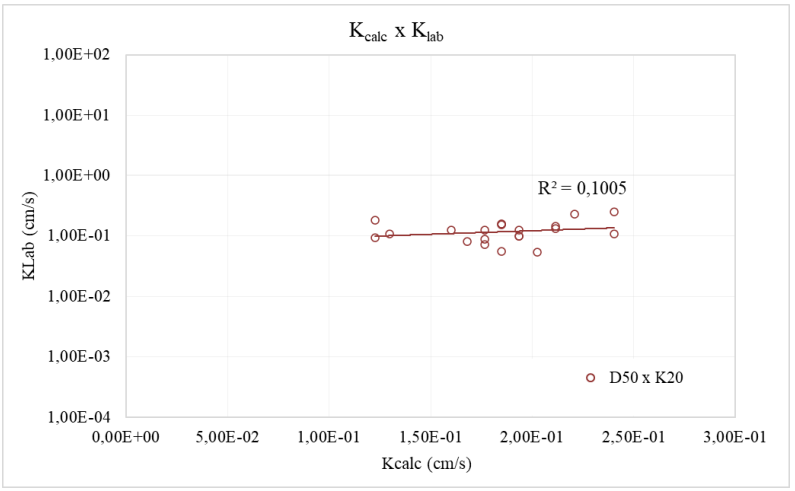


Figura 2. Gráfico de dispersão de k calculado em laboratório e k estimado pela equação de Hazen.

Tendo em vista o resultado gerado, foram analisados também os gráficos correspondentes a D_{10} x K_{20} (laboratório), D_{15} x K_{20} e D_{50} x K_{20} para as amostras aplicadas e as amostras de estoque conforme apresentado na Figura 3.

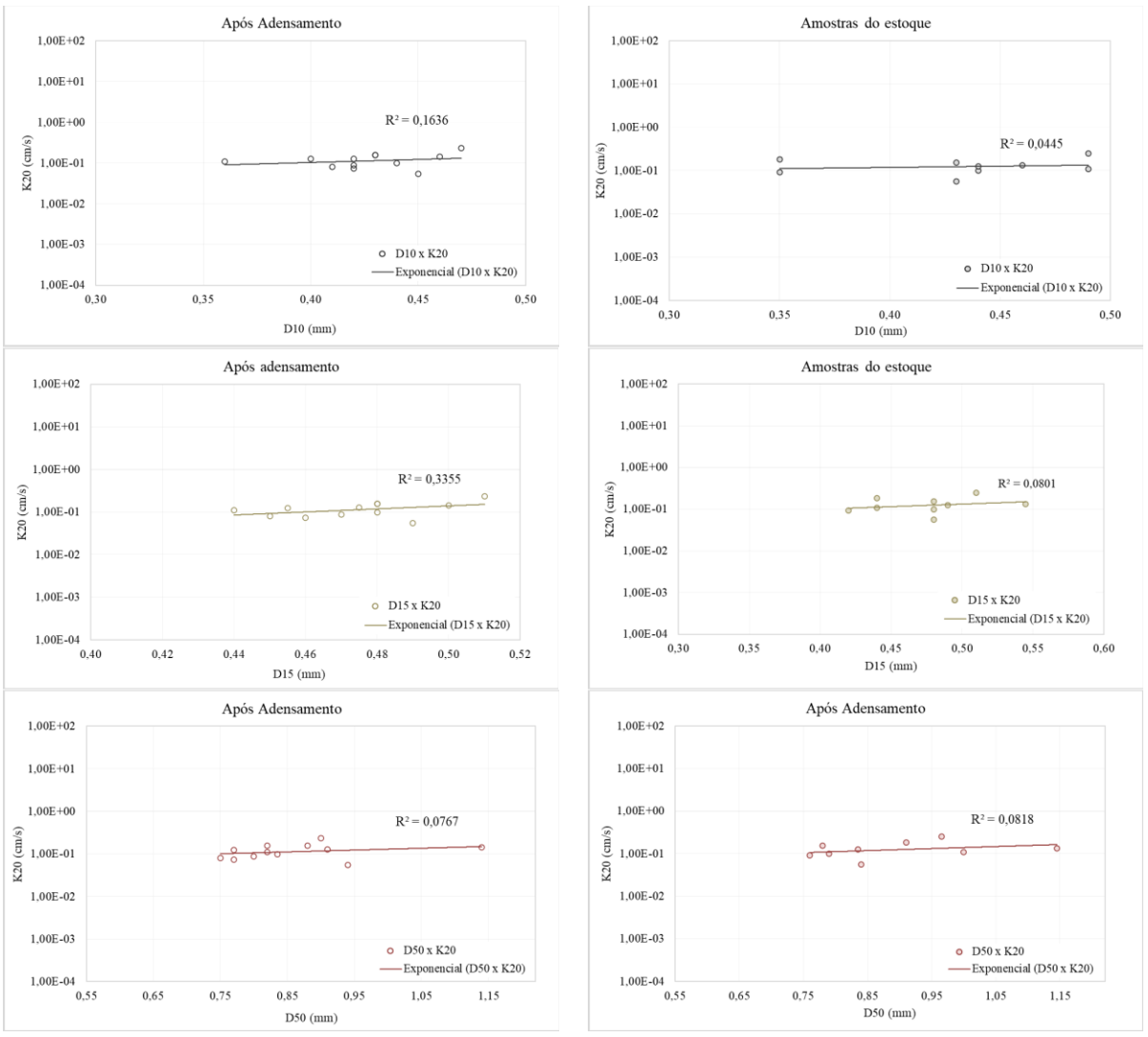


Figura 3. Grafico de dispersão: correlação dos diâmetros e permeabilidade de laboratório.

4 CONCLUSÃO

A comparação entre os valores de permeabilidade estimados pela equação de Hazen e os valores medidos em laboratório indica baixa correlação entre as variáveis analisadas ($R^2 = 0,10$). Observa-se que os valores estimados apresentam menor variabilidade quando comparados aos valores obtidos experimentalmente, resultando em dispersão significativa dos pontos no gráfico. Esse comportamento sugere que a equação de Hazen, por depender principalmente do diâmetro efetivo D_{10}, não representa adequadamente a variabilidade da permeabilidade do material estudado. Assim, os resultados indicam que a equação fornece apenas uma estimativa preliminar da permeabilidade para esse material.

A relação entre o diâmetro efetivo D_{10} e a permeabilidade após o adensamento apresentou correlação fraca. Observa-se leve tendência de aumento da permeabilidade com o aumento de D_{10}, porém com dispersão significativa dos dados. Para o material do estoque, a relação entre D_{10} e permeabilidade apresentou correlação muito baixa, indicando ausência de tendência clara entre as variáveis analisadas.

A relação entre D_{15} e permeabilidade apresentou a maior correlação entre os parâmetros analisados, indicando tendência de aumento da permeabilidade com o aumento do diâmetro D_{15}. Nas amostras do estoque, a correlação entre D_{15} e permeabilidade foi fraca, evidenciando elevada dispersão dos dados.

A relação entre D_{50} e permeabilidade apresentou baixa correlação, indicando que o diâmetro médio não representa adequadamente o comportamento hidráulico do material. Para o material do estoque, a correlação entre D_{50} e permeabilidade também foi muito baixa, indicando ausência de relação significativa entre as variáveis.

Em síntese, os resultados obtidos indicam que a equação de Hazen apresentou baixa aderência aos dados experimentais, evidenciando limitações na estimativa da permeabilidade do material avaliado a partir do diâmetro efetivo D_{10}. De forma semelhante, as análises realizadas com os parâmetros granulométricos D_{10}, D_{15} e D_{50} apresentaram coeficientes de determinação reduzidos, indicando que esses parâmetros, quando considerados isoladamente, não são suficientes para explicar a variabilidade da permeabilidade observada.

Os resultados reforçam que o comportamento hidráulico de materiais granulares é influenciado não apenas pela distribuição granulométrica, mas também por características estruturais do material, tais como índice de vazios, grau de compacidade, arranjo das partículas e presença de frações finas. Dessa forma, a utilização de correlações baseadas exclusivamente em parâmetros granulométricos deve ser realizada com cautela, especialmente para materiais submetidos a processos de compactação ou adensamento.

Além disso, o número de amostras disponível neste estudo é relativamente limitado, o que pode influenciar a confiabilidade estatística das correlações obtidas. Assim, recomenda-se que estudos futuros ampliem o banco de dados experimental e incorporem parâmetros adicionais relacionados à estrutura do material, permitindo uma avaliação mais representativa dos fatores que controlam a permeabilidade em materiais granulares utilizados em obras geotécnicas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a BVP Geotecnia & Hidrotecnia pela disponibilização dos dados e apoio técnico, bem como aos familiares e amigos que foram imprescindíveis para a realização desse trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7181. *Análise Granulométrica*. Rio de Janeiro.

Carrier III, W. D. (2003). Goodbye Hazen; Hello Kozeny-Carman. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(11), 1054-1056.

CHAPUIS, R. P. (2012). *Predicting the saturated hydraulic conductivity of soils: a review*. Bulletin Engineering Geology and the Environment.

Das, B. M. (2010). *Principles of Geotechnical Engineering. Cengage Learning*. Boston.

HAZEN, A. (1930). *Some Physical Properties of Sands and Gravels. Massachusetts State Board of Health*. USA.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons. USA.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XII Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia (CLBG)
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/35

Definição de Rotas de Fuga e Pontos de Encontro no PAEBM: Lacunas Normativas e Operacionais

Glaucimar Lima Dutra Fernandes
Engenheira Pleno, Vale S.A., Belo Horizonte, Brasil, Glaucimar.Fernandes@vale.com

Michelle Cristina dos Reis Braga
Analista de Gestão de Riscos Sênior, Vale S.A., Belo Horizonte, Brasil, Michelle.Braga@vale.com

RESUMO: A definição de rotas de fuga e pontos de encontro no Plano de Ação de Emergência para Barragens de Mineração (PAEBM) enfrenta lacunas normativas e operacionais que comprometem sua efetividade diante da complexidade territorial das áreas potencialmente afetadas. A análise crítica das diretrizes da Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), da Política Estadual de Minas Gerais (PESB) e de regulamentações como a Resolução GMG nº 83/2024, evidencia inconsistências conceituais, sobreposições regulatórias e definições pouco operacionais que dificultam a padronização dos critérios para evacuação. Enquanto a PNSB oferece conceitos amplos e insuficientemente parametrizados, gerando interpretações divergentes entre órgãos públicos e empreendedores, as normas estaduais, apesar de mais prescritivas, baseiam-se em premissas simplificadas que desconsideram condicionantes reais do território, como limitações da infraestrutura viária, ausência de planejamento urbano, obstáculos físicos e presença de grupos vulneráveis. Essa desconexão entre requisitos normativos, engenharia de tráfego e características socioterritoriais fragiliza a funcionalidade das rotas de fuga e compromete a segurança das comunidades a jusante. Diante desse cenário, torna-se essencial compatibilizar diretrizes e adotar parâmetros objetivos e territorialmente aderentes, apoiados por tecnologias como simulações computacionais e modelagem de mobilidade, de modo a aprimorar a precisão, a viabilidade operacional e a robustez do PAEBM como instrumento de proteção à vida.

PALAVRAS-CHAVE: PAEBM; Rotas de fuga; Complexidade territorial; Lacunas Normativas.

ABSTRACT: The definition of escape routes and meeting points in the Emergency Action Plan for Mining Dams (PAEBM) faces normative and operational gaps that compromise its effectiveness given the territorial complexity of potentially affected areas. A critical analysis of the guidelines of the National Dam Safety Policy (PNSB), the Minas Gerais State Policy (PESB), and regulations such as GMG Resolution No. 83/2024, reveals conceptual inconsistencies, regulatory overlaps, and poorly operational definitions that hinder the standardization of evacuation criteria. While the PNSB offers broad and insufficiently parameterized concepts, generating divergent interpretations between public bodies and entrepreneurs, the state regulations, despite being more prescriptive, are based on simplified premises that disregard real territorial constraints, such as limitations in road infrastructure, lack of urban planning, physical obstacles, and the presence of vulnerable groups. This disconnect between regulatory requirements, traffic engineering, and socio-territorial characteristics weakens the functionality of escape routes and compromises the safety of downstream communities. Given this scenario, it becomes essential to harmonize guidelines and adopt objective and territorially relevant parameters, supported by technologies such as computer simulations and mobility modeling, in order to improve the accuracy, operational feasibility, and robustness of the Emergency Action Plan for Mining Dams (PAEBM) as an instrument for protecting life.

KEYWORDS: PAEBM; Escape routes; Territorial complexity; Regulatory gaps.

1 INTRODUÇÃO

A elaboração do Plano de Ação de Emergência para Barragens de Mineração (PAEBM) integra o conjunto de ações destinadas à prevenção, preparação e resposta em situações de emergência envolvendo

barragens, sendo responsabilidade direta do empreendedor, conforme estabelecido pela Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), instituída pela Lei nº 12.334/2010, alterada pela Lei 14.066/2020 (BRASIL, 2010) e regulamentações complementares da Agência Nacional de Mineração (ANM, 2022). Esses dispositivos normativos definem conceitos estruturantes, como dano potencial associado, categoria de risco e obrigações de monitoramento, porém não detalham parâmetros técnicos para a definição de rotas de fuga e pontos de encontro, deixando lacunas metodológicas relevantes.

No âmbito de Minas Gerais, a Política Estadual de Segurança de Barragens (PESB) reforça a articulação entre segurança de barragens, meio ambiente e defesa civil, ao estabelecer diretrizes integradas para prevenção e resposta (MINAS GERAIS, 2019). O detalhamento operacional dessas diretrizes ocorre, sobretudo, por meio da Resolução GMG nº 83/2024, que sistematiza os requisitos da Seção II do PAEBM, incluindo a necessidade de identificar rotas de fuga, pontos de encontro, métodos de comunicação de risco e estimativas de tempo de evacuação (CEDEC-MG, 2024). Ainda assim, a norma mantém abordagem simplificada, centrada em distância, declividade e densidade populacional, sem estabelecer critérios mínimos para capacidade de escoamento, largura útil das vias ou análise comportamental da população.

Em termos conceituais, rotas de fuga são caminhos contínuos, acessíveis e sinalizados que permitem o deslocamento seguro das pessoas até áreas não atingidas pela mancha de inundação. Já os pontos de encontro configuram-se como locais seguros, destinados à reunião e organização da população evacuada até a chegada das autoridades competentes para atuação na emergência. Esses elementos são reconhecidos também pelo Caderno de Orientações da Defesa Civil Nacional (2016), que ressalta sua importância dentro dos planos municipais de contingência, embora sem apresentar parâmetros técnicos de engenharia aplicáveis ao cálculo de tempos de deslocamento ou à capacidade das rotas (BRASIL, 2016).

A literatura técnica de dinâmica de pedestres oferece bases consolidadas para compreender fluxos, gargalos e capacidade de vias. Fruin (1971) apresenta relações entre densidade, velocidade e nível de serviço, úteis ao dimensionamento de fluxos, enquanto o modelo Social Force (Helbing; Molnár, 1995) simula interações e padrões coletivos em evacuações. Manuais como o SFPE Handbook ampliam esses fundamentos com equações, dados empíricos e parâmetros comportamentais aplicáveis a cenários complexos (HURLEY et al., 2016), complementados por estudos do NIST sobre velocidades, escadas e efeitos da densidade (PEACOCK et al., 2016; KULIGOWSKI et al., 2010).

Pesquisas sobre gargalos mostram que o fluxo apresenta flutuações e pode congestionar-se mesmo abaixo da capacidade teórica, influenciado por compactação e variação de velocidades, conforme apontam Seyfried et al. (2009) e Nicolas (2019). Esse comportamento é especialmente relevante em Zonas de Autossalvamento (ZAS) com vias estreitas ou obstruídas.

No Brasil, estudos recentes têm adaptado essas abordagens à realidade local, combinando Sistema de Informação Geográfica (SIG), inventário urbano e análise de sinalização e orientação espacial (*wayfinding*), entendida como o conjunto de estratégias que facilitam a identificação do caminho, como observado em Zabala Yujra (2022) e Rodrigues (2021). Essas iniciativas reforçam a necessidade de critérios operacionais adicionais às normas para garantir rotas realmente funcionais em emergências.

Diante desse cenário, este trabalho busca a adoção da integração entre as exigências normativas vigentes (PNSB, PESB-MG, Resolução GMG nº 83/2024 e Caderno de Orientações da Defesa Civil Nacional) e as condições reais do território, reconhecendo que a efetividade das rotas de fuga depende tanto da conformidade documental quanto de parâmetros técnicos mínimos, análise espacial e avaliação prática da mobilidade nas áreas de ZAS. Assim, o estudo busca verificar em que medida os critérios normativos são suficientes para orientar rotas viáveis na prática, considerando tanto os fundamentos da dinâmica de pedestres quanto as condições territoriais e operacionais dos municípios, de modo a fortalecer a confiabilidade do PAEBM como instrumento de proteção à vida.

2 METODOLOGIA

Este estudo articula análise normativa, avaliação técnico-operacional e integração de ferramentas de apoio à decisão, de forma contínua e complementar. Inicialmente, realiza-se uma análise documental detalhada das legislações e diretrizes aplicáveis à elaboração de rotas de fuga e pontos de encontro no PAEBM, abrangendo a Política Nacional de Segurança de Barragens, a Política Estadual de Minas Gerais, a Resolução

GMG nº 83/2024 e o Caderno de Orientações da Defesa Civil Nacional (2016). Essa etapa permite identificar o conjunto de definições, parâmetros, conceitos operacionais e requisitos formais que orientam o processo de planejamento de evacuação.

A partir desse levantamento, é conduzida uma avaliação comparativa entre as normas federais e estaduais, buscando compreender convergências, divergências e eventuais contradições que influenciam na construção das rotas de fuga. Essa comparação enfatiza especialmente os elementos que tratam de distâncias, tempos de deslocamento, critérios de acessibilidade, requisitos de sinalização e condições necessárias para definição dos pontos de encontro. O objetivo é evidenciar como a falta de padronização ou a presença de ambiguidades normativas pode resultar em abordagens metodológicas distintas entre empreendedores, consultorias, órgãos fiscalizadores e órgãos de proteção e defesa civil.

Em seguida, realiza-se uma análise técnico-operacional dos critérios atualmente adotados no dimensionamento de rotas, considerando fatores geométricos das vias, características urbanísticas das comunidades localizadas a jusante, densidade populacional, presença de grupos vulneráveis, fluxos de mobilidade cotidiana e limitações estruturais que interferem na evacuação. Essa etapa também examina criticamente métodos frequentemente utilizados, como a simplificação da velocidade de deslocamento baseada apenas na declividade, identificando restrições e inconsistências quando aplicados a territórios complexos.

Com base nas evidências obtidas, o estudo avança para a proposição de parâmetros integrados que possam subsidiar futuras diretrizes normativas, incorporando princípios de engenharia de tráfego, análise espacial, planejamento urbano e defesa civil. São indicados critérios mínimos necessários para definição de rotas e pontos de encontro, bem como recomendações para aprimoramento dos processos de tomada de decisão. Nesse momento, também se avalia o papel de ferramentas tecnológicas, incluindo modelagem computacional de mobilidade, simulações de tempo de evacuação, análise multicritério e sistemas de informação geográfica, como instrumentos capazes de tornar o PAEBM mais aderente às realidades territoriais.

Por fim, o conjunto metodológico é estruturado de modo a permitir a síntese das lacunas normativas e operacionais e a elaboração de recomendações técnicas aplicáveis, que possam aprimorar o alinhamento entre diferentes níveis regulatórios e oferecer suporte ao desenvolvimento de PAEBMs mais precisos, funcionais e efetivos para proteção da vida humana. A Figura 1 apresenta o fluxograma das etapas dessa metodologia.

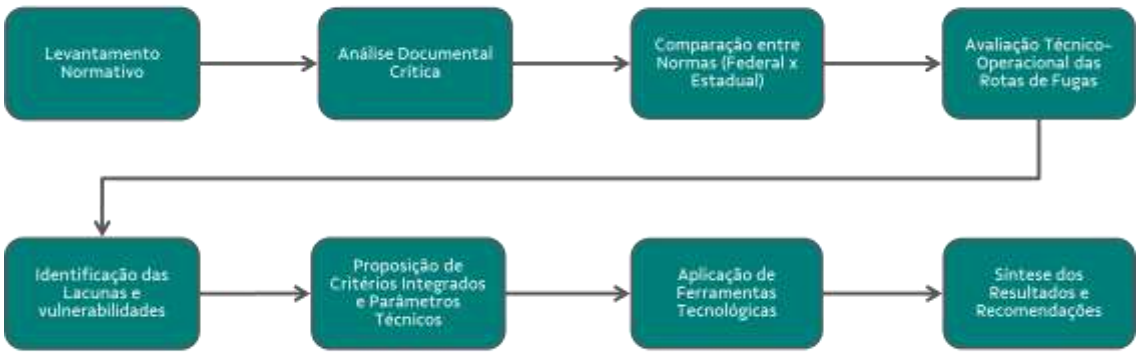


Figura 1. Fluxograma das etapas metodológicas da pesquisa.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados da análise demonstram que, embora a Resolução GMG nº 83/2024 represente um avanço ao estruturar tecnicamente os requisitos da Seção II dos PAEBMs, incluindo rotas de fuga, pontos de encontro

e estimativas de tempo de evacuação, sua aplicação prática ainda se mostra limitada frente às condições reais das comunidades situadas na ZAS. A leitura detalhada desta norma e do seu Anexo E revela que as metodologias apresentadas, baseadas principalmente em declividade, distância e densidade populacional, não incorporam parâmetros essenciais para estimar com precisão o tempo de evacuação, tampouco consideram a complexidade das redes urbanas brasileiras, caracterizadas frequentemente por vias estreitas, ausência de calçamento, descontinuidade de calçadas, deficiência de acessibilidade e coexistência entre pedestres e veículos. Esses fatores, embora decisivos para o fluxo de evacuação, não são formalmente contemplados na metodologia normativa.

O cálculo de estrangulamento de vias, ainda que reconhecido como determinante quando excede o tempo máximo de deslocamento, carece de formulação robusta. A Resolução GMG nº 83/2024 não apresenta critérios claros para medir largura útil de vias, classificar tipologias viárias, estimar capacidade de fluxo ou avaliar impactos da presença de obstáculos, condições climáticas adversas ou superfícies irregulares. Assim, a determinação do tempo de evacuação pode subestimar ou superestimar a realidade e produzir planos excessivamente otimizados ou conservadores, com baixa aderência ao comportamento esperado da população em uma situação de emergência.

Outro aspecto relevante refere-se à distribuição das responsabilidades envolvidas na definição das rotas de fuga. A Resolução GMG nº 83/2024 atribui ao empreendedor a elaboração e a validação dessas rotas, porém não aborda de forma aprofundada que parte das limitações relacionadas à acessibilidade decorre das próprias características da malha urbana, cuja gestão e adequação são atribuições do município. O Caderno de Orientações da Defesa Civil Nacional, por sua vez, destaca que a organização de rotas e pontos de encontro se insere no escopo dos planos municipais de contingência, indicando que a definição dessas estruturas depende de uma abordagem integrada e cooperativa. Assim, mais do que um deslocamento de responsabilidades, observa-se a necessidade de articulação entre os diferentes atores envolvidos, uma vez que a efetividade das rotas depende simultaneamente da análise técnica do empreendedor, da infraestrutura urbana disponível e da coordenação promovida pelo poder público.

Além disso, a análise demonstra que a metodologia atual não contempla adequadamente a dinâmica populacional. A regra de acréscimo de 30% para áreas com edificações comerciais, prevista na Resolução GMG nº 83/2024, é insuficiente para captar fluxos reais de população flutuante, variações horárias, movimentos pendulares e presença de pessoas em locais de grande circulação. Esses elementos, aliados à baixa participação da população em simulados, ampliam a incerteza na estimativa da demanda real das rotas.

Observou-se também que a abordagem atual do PAEBM segue ancorada em cenários de falha abrupta, embora muitos desses mecanismos de ruptura estejam sendo reduzidos ou eliminados pelas exigências da ANM. Isso abre espaço para considerar, de maneira mais precisa, o tempo disponível entre a elevação de níveis de emergência, incorporando janelas de resposta mais realistas e técnicas.

Diante desse conjunto de limitações, a Tabela 1 apresenta a síntese comparativa dos principais instrumentos normativos aplicáveis (PNSB, PESB-MG, Resolução GMG nº 83/2024 e o Caderno de Orientações da Defesa Civil Nacional), permitindo visualizar, de forma estruturada, as convergências e lacunas que moldam (e restringem) a definição das rotas de fuga e pontos de encontro no PAEBM.

Tabela 1. Síntese da análise normativa sobre rotas de fuga e pontos de encontro.

Eixo de Análise	PNSB (Federal)	PESB – MG (Estadual)	Resolução GMG nº 83/2024	Caderno Defesa Civil (2016)	Síntese Crítica
Natureza e Escopo	Diretriz geral de segurança de barragens; orienta existência de PAEBM; não detalha rotas de fuga	Estrutura estadual da política; exige PAE e integração com Defesa Civil; também não detalha rotas e métodos	Norma operacional da Seção II do PAE (Defesa Civil); detalha requisitos mínimos para rotas, pontos, mapas, tempo de evacuação	Instrumento orientativo para municípios estruturarem planos de contingência; processual, não técnico	Resolução GMG nº 83/2024 é o único que tenta parametrizar; os demais são estruturantes, mas não operacionais.
Definição de Rotas de Fuga	Não define metodologia; remete à Defesa Civil, que não possui norma	Não define método; reforça que rotas integram o PAE	Define etapas e exige descrição das rotas; porém depende de premissas simplificadas (declividade/distância)	Orienta mapear rotas, mas sem parâmetros de engenharia ou cálculo	Única norma que tenta normatizar é a Resolução GMG nº 83/2024, porém insuficiente para

Eixo de Análise	PNSB (Federal)	PESB – MG (Estadual)	Resolução GMG nº 83/2024	Caderno Defesa Civil (2016)	Síntese Crítica
	técnica nacional para barragens				representar a realidade urbana brasileira.
Pontos de Encontro	Conceito amplo; sem critérios	Aponta necessidade, sem parâmetros	Exige validação por densidade (pessoas/m²), mas não trata acessibilidade real, capacidade ou chegada escalonada	Orienta definir pontos, mas sem critérios técnicos de dimensionamento	Ainda há lacuna crítica: ausência de critérios para capacidade, acessibilidade e segurança hidrológica.
Tempo de Evacuação	Não apresenta metodologia	Não define parâmetros	Anexo E traz método simplificado baseado em declividade e densidade; prevê estrangulamento, mas sem técnica padronizada para capacidade/fluxo ou largura útil	Não fornece cálculo de tempo de evacuação	O ponto mais frágil do sistema: nenhum instrumento normativo ofereceu metodologia robusta.
Estrangulamento	Não tratado	Não tratado	Reconhece que deve prevalecer sobre o tempo de percurso; porém não padroniza medição, capacidade de via, nem impacto de obstáculos	Não tratado	Sem metodologia, risco de subestimativa do tempo real de evacuação.
Variáveis Territoriais (vias, calçadas, infra)	Não trata	Não trata	Exige rota, mas não exige avaliação de largura, obstáculos, continuidade ou conflito pedestre-veículo	Menciona genericamente restrições, mas não normatiza	A realidade urbana brasileira não é contemplada em nenhum instrumento normativo.
População (fixa e flutuante)	Não detalha	Exige cadastro; sem parâmetros	Estabelece acréscimo de 30% para áreas comerciais; simplificação insuficiente frente à dinâmica real de circulação	Reforça importância de cadastro e simulados	Critério de +30% não captura movimentos pendulares e picos de uso.
Comportamento humano	Não aborda	Não aborda	Não incorpora modelagem comportamental; simulados são exigidos, mas seus resultados são pouco expressivos ou explorados	Reforça importância de simulados, mas sem parâmetros técnicos	Grande lacuna: evacuação depende de comportamento coletivo não modelado.
Uso de tecnologias (SIG/modelagem)	Não previsto	Não previsto	Não exige formalmente, apenas admite representação cartográfica	Não aborda tecnicamente	Consultorias usam SIG e modelagem para suprir lacunas, prática superior ao que a norma exige.
Responsabilidades institucionais	Empreendedor deve elaborar PAE	Empreendedor + órgãos estaduais	Seção II é exigência da Defesa Civil, mas rotas dependem de infraestrutura municipal (não abordado)	Rotas são parte do plano municipal de contingência	Necessidade de melhor alinhamento entre responsabilidades do empreendedor e do município para garantir a viabilidade das rotas de fuga.
Cenários de falha e tempos disponíveis	Trabalha com cenário de ruptura, sem tratar	Segue PNSB	Admite escalonamento, mas método ainda assume lógica de deslocamento	Orienta cenários, mas sem integração com	Cenários com mais tempo podem eliminar rotas inviáveis, mas

Eixo de Análise	PNSB (Federal)	PESB – MG (Estadual)	Resolução GMG nº 83/2024	Caderno Defesa Civil (2016)	Síntese Crítica
	escalonamento de níveis		"instantâneo" sem variáveis operacionais	tempos de evacuação	metodologia atual não dialoga com esse avanço.

Em síntese, os resultados indicam que a normatização atual, embora avance na padronização documental, permanece aquém das necessidades operacionais. O contexto brasileiro exige metodologias que considerem não apenas declividade e distância, mas também largura efetiva, acessibilidade, condições da via, perfis populacionais, comportamento humano e conflitos modais. Reforça-se que rotas de fuga devem integrar políticas municipais de mobilidade e gestão de risco, ultrapassando o escopo restrito do PAEBM e envolvendo diretamente a Defesa Civil como órgão estruturante do processo.

A discussão evidencia, portanto, que a construção de rotas de fuga adequadas não depende apenas de regulamentações mais detalhadas, mas de um alinhamento institucional que reconheça o caráter intersetorial da evacuação e permita a elaboração de planos mais realistas, funcionais e compatíveis com a complexidade do território brasileiro.

Desta forma, os achados apresentados reforçam a necessidade de que o planejamento de rotas de fuga e pontos de encontro ultrapasse a interpretação estritamente documental das normas e incorpore critérios técnicos capazes de refletir a complexidade operacional dos territórios inseridos na ZAS. As limitações identificadas na aplicação da Resolução GMG nº 83/2024 evidenciam que a definição de rotas não pode prescindir de parâmetros mínimos relacionados à geometria viária, capacidade de escoamento, dinâmica populacional e condicionantes urbanísticos. Nesse sentido, as análises realizadas demonstram a relevância de integrar ferramentas como sistemas de informação geográfica, avaliações espaciais e fundamentos da dinâmica de pedestres para conferir maior precisão às estimativas de tempo de evacuação e maior consistência ao processo decisório. Esse conjunto de elementos sustenta a proposta do estudo de contribuir para o aprimoramento metodológico do PAEBM, tornando-o mais alinhado às condições reais dos municípios e mais eficaz na proteção da vida.

4 CONCLUSÃO

A análise realizada demonstra que, embora a Resolução GMG nº 83/2024 avance ao estabelecer requisitos formais para a elaboração das rotas de fuga, pontos de encontro e estimativas de tempo de evacuação, sua aplicação prática permanece limitada diante da complexidade territorial das comunidades inseridas na ZAS. Os métodos propostos pela norma, baseados essencialmente em declividade, distância e densidade populacional, não incorporam variáveis fundamentais relacionadas à infraestrutura urbana, ao fluxo real de mobilidade e às condições de acessibilidade, o que reduz a precisão dos tempos de evacuação e compromete a funcionalidade das rotas.

Também se verificou que o cálculo de estrangulamento carece de detalhamento técnico, dificultando a representação adequada de gargalos viários e de potenciais restrições ao escoamento da população. Da mesma forma, a dinâmica populacional e a presença de população flutuante são apenas parcialmente contempladas, limitando a capacidade de estimar corretamente a demanda sobre as rotas. Esses fatores indicam que, apesar dos avanços na normatização, ainda há lacunas significativas para assegurar que o PAEBM seja plenamente aderente às condições reais do território.

Assim, conclui-se que o aprimoramento das rotas de fuga e dos pontos de encontro exige critérios técnicos mais robustos, maior aderência às particularidades urbanas e aperfeiçoamento dos procedimentos utilizados para estimar o tempo de evacuação. Com diretrizes mais claras, metodologias mais consistentes e integração efetiva entre os agentes envolvidos, será possível fortalecer o PAEBM como instrumento de proteção à vida, garantindo respostas emergenciais mais realistas, seguras e operacionalmente viáveis.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO (ANM). Resolução nº 95, de 7 de fevereiro de 2022. Consolida os atos normativos sobre segurança de barragens de mineração. Brasília, 2022.

BRASIL. Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB). Brasília, 2010.

BRASIL. Ministério da Integração Nacional. Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil. Caderno de Orientações para Apoio à Elaboração de Planos de Contingência Municipais para Barragens. Brasília, 2016.

CEDEC-MG – Coordenadoria Estadual de Defesa Civil de Minas Gerais. Resolução GMG nº 83, de 16 de abril de 2024. Estabelece requisitos para elaboração e análise da Seção II do PAE. Belo Horizonte, 2024.

FRUIN, J. J. Pedestrian Planning and Design. New York: Metropolitan Association of Urban Designers and Environmental Planners, 1971.

HELBING, D.; MOLNÁR, P. Social force model for pedestrian dynamics. Physical Review E, v. 51, n. 5, p. 4282–4286, 1995.

HURLEY, M. J. et al. (eds.). SFPE Handbook of Fire Protection Engineering. 5. ed. New York: Springer, 2016.

KULIGOWSKI, E. D.; PEACOCK, R. D.; HOSKINS, B. A Review of Building Evacuation Models, 2nd Edition. NIST Technical Note 1680. Gaithersburg, 2010.

MINAS GERAIS. Lei estadual nº 23.291, de 25 de fevereiro de 2019. Institui a Política Estadual de Segurança de Barragens (PESB). Belo Horizonte, 2019.

NICOLAS, A. Fluctuations in pedestrian evacuation times: Going one step beyond the exit capacity paradigm for bottlenecks. In: Traffic and Granular Flow ’17. Cham: Springer, 2019. p. 357–364.

PEACOCK, R. D.; RENEKE, P. A.; KULIGOWSKI, E. D.; HAGWOOD, C. R. Movement on stairs during building evacuations. Fire Technology, 2016.

SEYFRIED, A. et al. New insights into pedestrian flow through bottlenecks. Transportation Science, v. 43, n. 3, p. 395–406, 2009.

ZABALA YUJRA, H. A. Estudo de rotas de fuga na cidade de Itabira-MG em decorrência do risco de rompimento de barragem. TCC (Engenharia Civil de Infraestrutura) – UFSC, 2022.

RODRIGUES, B. A. M. Proposição de metodologia para o traçado de rotas de fuga em caso de falha em barragem. TCC (Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, 2021.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/36

Desempenho Hidráulico de Sistemas de Drenagem Interna na Barragem Aracoiaba: Comparação entre Filtro Vertical e Filtro Inclinado

Rosiel Ferreira Leme 1
Docente, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, rosiel.leme@ufc.br

Fabiola Costa de Lima 2
Doutoranda, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, fabiolac.lima@alu.ufc.br

Ana Maria de Queiroz 3
Técnico de Laboratório, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, ana@det.ufc.br

RESUMO: Este trabalho apresenta uma avaliação comparativa do desempenho hidráulico e estabilidade de taludes sistemas de drenagem interna aplicados à Barragem Aracoiaba, localizada no estado do Ceará e gerenciada pela COGERH. O estudo compara a configuração executada no empreendimento, composta por filtro inclinado direcionado ao pé de jusante, com uma solução convencional baseada em filtro vertical do tipo chaminé associado a dreno horizontal. As análises foram realizadas por meio de modelagem numérica utilizando os módulos SEEP/W e SLOPE/W do software GeoStudio 2025. Foram avaliados parâmetros como vazão de percolação, distribuição da linha freática, gradientes hidráulicos e fator de segurança dos taludes. Os resultados indicaram que a configuração com filtro inclinado promoveu redução da vazão de percolação, da ordem de 12,5%, quando comparada à solução com filtro chaminé. Nas análises de estabilidade, os fatores de segurança obtidos foram 2,15 para o filtro inclinado e 2,20 para a configuração convencional, indicando diferenças inferiores a 3%. Os resultados mostram que a alteração da geometria do sistema de drenagem exerce influência limitada no regime de percolação e na estabilidade global do maciço, sugerindo que soluções convencionais podem apresentar desempenho equivalente com menor complexidade construtiva.

PALAVRAS-CHAVE: Barragens de terra; drenagem interna; percolação; gradiente hidráulico; modelagem numérica.

ABSTRACT: This study presents a comparative assessment of the hydraulic performance and slope stability and slope stability of internal drainage systems applied to the Aracoiaba Dam, located in the state of Ceará, Brazil, and operated by COGERH. The analysis compares the drainage configuration implemented in the dam, consisting of an inclined filter directed toward the downstream toe, with a conventional design composed of a vertical chimney filter associated with a horizontal drainage blanket. Numerical modeling was carried out using the SEEP/W and SLOPE/W modules of GeoStudio 2025. The analyses considered seepage flow rates, phreatic surface distribution, hydraulic gradients and slope stability factors of safety. The results indicate that the inclined filter configuration reduced seepage discharge by approximately 12.5% when compared to the chimney filter solution. In the stability analyses, the factors of safety obtained were 2.15 for the inclined filter and 2.20 for the conventional configuration, representing differences of less than 3%. Overall, the results suggest that changes in the geometry of the drainage system have limited influence on seepage behavior and global stability, indicating that conventional drainage solutions may provide equivalent performance with lower construction complexity.

KEYWORDS: Embankment dams; internal drainage; seepage; hydraulic gradient; numerical modeling.

1 INTRODUÇÃO

Barragens de terra constituem uma das tipologias de estruturas geotécnicas mais amplamente utilizadas para armazenamento e regularização de recursos hídricos, desempenhando papel fundamental no abastecimento humano, irrigação, controle de cheias e geração de energia. O comportamento seguro dessas

estruturas depende de diversos fatores de projeto, entre os quais se destaca o controle da percolação e a adequada dissipação das pressões neutras no interior do maciço. Nesse contexto, os sistemas de drenagem interna exercem papel essencial na segurança hidráulica e estrutural das barragens, atuando na redução dos gradientes hidráulicos, no controle da posição da linha freática e na mitigação de processos de erosão interna (Terzaghi et al., 1996; Sherard & Dunnigan, 1989).

Diversos casos históricos de falhas em barragens de terra estão associados a deficiências nos sistemas de drenagem interna e no dimensionamento de filtros, frequentemente relacionadas a processos de piping e erosão interna (Fell et al., 2015; ICOLD, 2017).

Entre as soluções clássicas de drenagem interna destaca-se o sistema composto por filtro vertical do tipo chaminé associado a dreno horizontal, responsável por interceptar as linhas de fluxo e conduzir a água percolante de forma controlada até jusante (Terzaghi et al., 1996; Sherard & Dunnigan, 1989).

Entretanto, ao longo da evolução dos projetos de barragens, diferentes configurações geométricas de sistemas drenantes passaram a ser adotadas com o objetivo de otimizar o comportamento hidráulico e estrutural do maciço. Entre essas alternativas destaca-se o uso de filtros inclinados em direção ao pé de jusante, solução que modifica o percurso das linhas de fluxo e pode influenciar a distribuição de gradientes hidráulicos e pressões neutras no interior da barragem. A Figura 1 apresenta uma ilustração esquemática de um sistema de drenagem com filtro inclinado para jusante, bem como a trajetória típica das linhas de fluxo através do maciço.

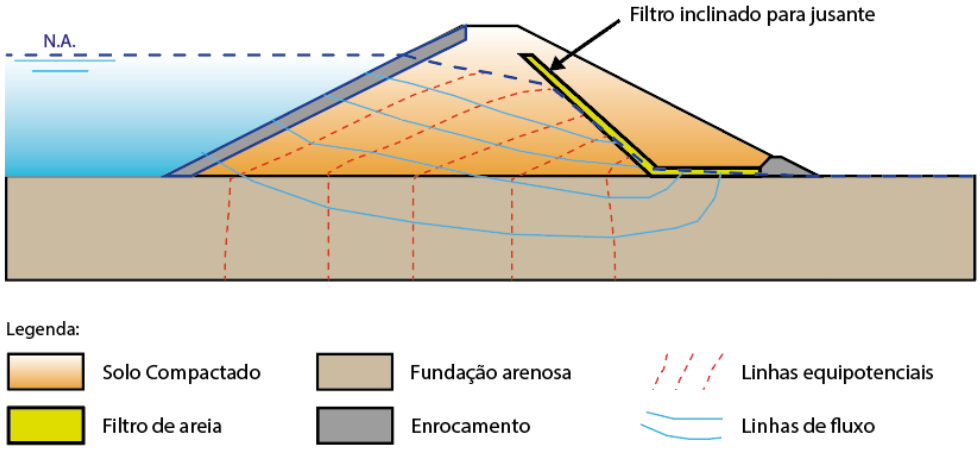


Figura 1. Esquema de barragem de terra com filtro inclinado para jusante e linhas de fluxo de percolação.

A inclinação do sistema drenante para jusante tende a aumentar o caminho de percolação através do maciço e da fundação, o que pode contribuir para a redução dos gradientes hidráulicos e para a dissipação mais gradual das pressões neutras. Por outro lado, essa configuração pode também reduzir a extensão da zona não saturada no talude de jusante, o que, dependendo das condições de carregamento hidráulico e da geometria da barragem, pode influenciar o comportamento de estabilidade do maciço (Sherard & Dunnigan, 1989; Foster et al., 2000; Fell et al., 2015).

Nesse contexto, a Barragem Aracoiaba, localizada no estado do Ceará, constitui um caso de interesse técnico por apresentar um sistema de drenagem interna com filtro inclinado direcionado ao pé de jusante, solução distinta da configuração convencional baseada em filtro chaminé. O presente estudo utiliza essa barragem como estudo de caso para avaliar o desempenho hidráulico de diferentes arranjos de drenagem interna em barragens de terra por meio de modelagem numérica do fluxo em meio poroso.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Área de estudo e caracterização da barragem

A Barragem Aracoiaba está localizada no município de Aracoiaba, no estado do Ceará, e integra o sistema de reservatórios gerenciados pela Companhia de Gestão dos Recursos Hídricos do Estado do Ceará (COGERH). Trata-se de uma barragem de terra com sistema de drenagem interna constituído por filtro

inclinado direcionado ao pé de jusante, configuração distinta do sistema convencional composto por filtro vertical do tipo chaminé associado a dreno horizontal.

Do ponto de vista construtivo, a barragem apresenta maciço em aterro compactado com sistema de drenagem interna destinado ao controle da percolação através do corpo da barragem. Diferentemente das soluções mais frequentemente adotadas em barragens de terra, que utilizam filtros verticais (chaminé) associados a tapetes drenantes, a Barragem Aracoiaba foi projetada com um sistema de drenagem constituído por filtro inclinado direcionado ao pé de jusante, o que confere particularidades ao seu comportamento hidráulico.

Essa configuração influencia o desenvolvimento das linhas de fluxo no interior do maciço, bem como a posição da superfície freática e os gradientes hidráulicos próximos à zona de saída da percolação.

No presente trabalho, a Barragem Aracoiaba é utilizada como base para a elaboração de modelos numéricos de fluxo em regime permanente, permitindo comparar o desempenho hidráulico do arranjo drenante com filtro inclinado em relação a uma solução alternativa baseada em um sistema convencional composto por filtro vertical associado a dreno horizontal. A análise concentra-se na avaliação da vazão de percolação, bem como na influência das diferentes alternativas de drenagem sobre essa vazão e sobre a estabilidade do talude de jusante, considerando condições de regime permanente associadas ao nível máximo operacional do reservatório.

2.2 Seções transversais analisadas

Para a realização das análises numéricas, foram consideradas duas configurações de seção transversal representativas da Barragem Aracoiaba, mantendo-se constantes as características geométricas do maciço e as propriedades dos materiais. As seções diferem apenas quanto à configuração do sistema de drenagem interna adotado.

A seção tipo da barragem corresponde a uma barragem de terra com cota de coroamento igual a 100 m, largura de coroamento de 7 m e altura máxima de 36,02 m. O talude de montante apresenta inclinação de 1V:2,5H, enquanto o talude de jusante possui inclinação de 1V:2H, valores compatíveis com geometrias usualmente empregadas em barragens de terra compactada, conforme projeto executivo da barragem (COGERH, 2017).

Na primeira configuração, correspondente ao arranjo executado no empreendimento, o sistema de drenagem interna é constituído por filtro inclinado em direção ao pé de jusante, conectado a um dreno horizontal. O filtro apresenta inclinação de aproximadamente 75,6° em relação à horizontal e encontra-se deslocado cerca de 8,3 m horizontalmente para jusante. O sistema drenante é complementado por um dreno horizontal do tipo sanduíche, composto por camadas de areia e brita, destinado à coleta e condução da água percolada em direção à saída do sistema. A geometria correspondente a essa configuração é apresentada na Figura 2.

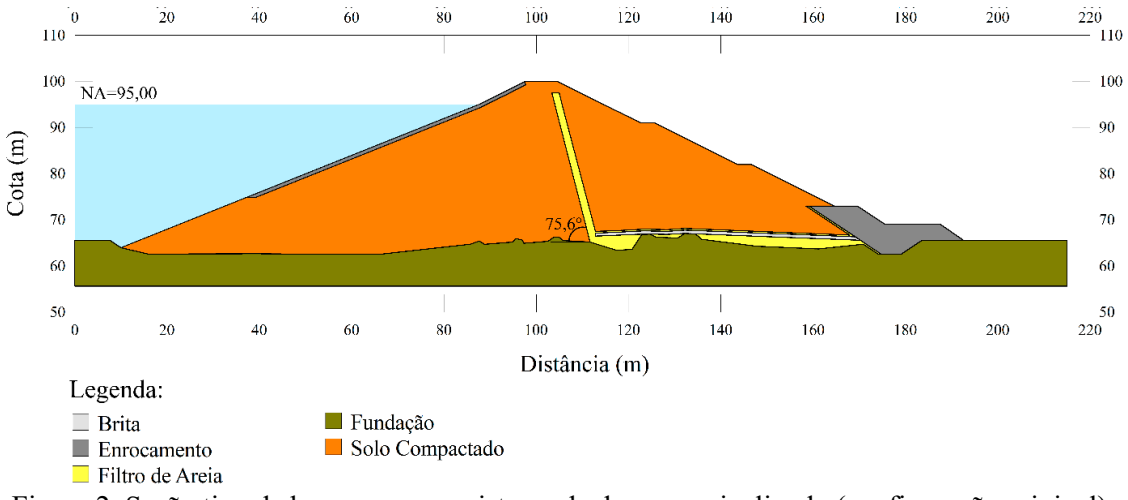


Figura 2. Seção tipo da barragem com sistema de drenagem inclinado (configuração original).

Na segunda configuração analisada, buscou-se avaliar uma solução alternativa de drenagem interna amplamente utilizada em barragens de terra. Nessa concepção, mantém-se a mesma geometria do maciço e as mesmas propriedades dos materiais, alterando-se apenas o posicionamento e o tipo de sistema drenante. O filtro inclinado é substituído por um filtro vertical do tipo chaminé, associado ao dreno horizontal na base da barragem. Essa solução permite interceptar a linha freática em posição mais próxima da região central do maciço, favorecendo o rebaixamento das pressões neutras e a condução da água em direção ao sistema de drenagem de base. A geometria correspondente à seção com dreno chaminé vertical é apresentada na Figura 3.

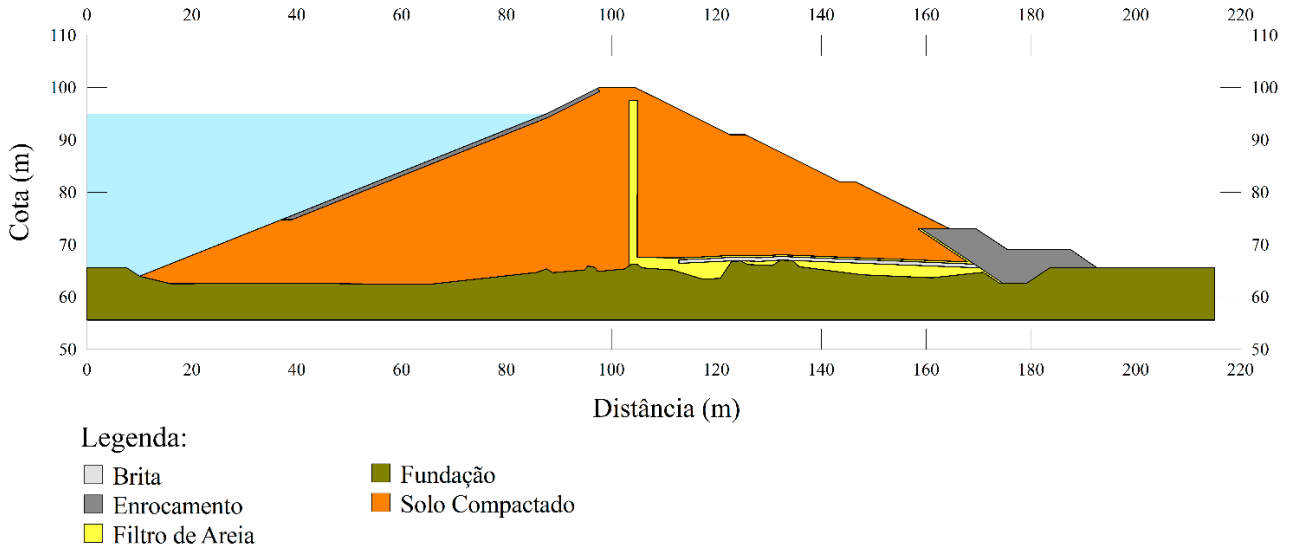


Figura 3. Seção tipo da barragem com sistema de drenagem vertical do tipo chaminé.

2.3 Parâmetros geotécnicos adotados

Os parâmetros geotécnicos utilizados nas análises foram obtidos a partir de levantamento realizado no projeto executivo da Barragem Aracoiaba, disponível na biblioteca técnica da Companhia de Gestão de Recursos Hídricos do Ceará (COGERH). Nesse levantamento foram identificados os parâmetros de resistência ao cisalhamento e permeabilidade dos materiais constituintes do maciço da barragem e de seus dispositivos de drenagem.

A Tabela 1 apresenta os parâmetros geotécnicos adotados nas modelagens numéricas de fluxo e estabilidade realizadas neste estudo. Esses parâmetros incluem peso específico, coesão efetiva e ângulo de atrito efetivo dos materiais.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos adotados nas modelagens de fluxo e estabilidade da Barragem Aracoiaba.

Zona/Material	Peso Específico (kN/m³)	Coesão Efetiva - c' (kPa)	Ângulo de Atrito φ' (°)	Permeabilidade (m/s)	Anisotropia (k_y/k_x)
Solo Compactado	18,4	9	29,5	$2,5 \times 10^{-9}$	0,1
Filtro de Areia	19,0	0	30	$1,0 \times 10^{-5}$	1,0
Fundação	19,5	0	32	$6,5 \times 10^{-6}$	1,0
Enrocamento	21,0	0	40	$1,0 \times 10^{-3}$	1,0
Brita	21,0	0	35	$1,0 \times 10^{-4}$	1,0

Para os materiais granulares presentes no sistema de drenagem, tais como areia de filtro, brita e enrocamento, os parâmetros de resistência e permeabilidade foram estimados com base em valores típicos

reportados na literatura técnica para materiais com características granulométricas semelhantes. Nesses materiais não foi considerado o parâmetro φ_b, uma vez que se tratam de materiais essencialmente granulares e que, durante as condições analisadas, tendem a permanecer saturados ou apresentar comportamento dominado pela resistência por atrito.

Para o solo compactado do maciço foi considerada a possibilidade de contribuição da sucção matricial por meio do parâmetro φ_b, conforme formulação de Fredlund et al. (1978). O valor adotado foi $\varphi_b = 15°$, estimado a partir de recomendações da literatura técnica. Conforme a formulação clássica de resistência ao cisalhamento para solos não saturados proposta por Fredlund et al. (1978), a resistência pode ser representada pela contribuição das tensões efetivas e da sucção matricial. Na ausência de dados experimentais específicos para determinação de φ_b, este parâmetro pode ser estimado como aproximadamente metade do ângulo de atrito efetivo do solo, conforme indicado por Krahn (2004).

2.4 Metodologia de análise de fluxo

A análise de percolação através do maciço da barragem foi realizada por meio de modelagem numérica utilizando o módulo SEEP/W, integrante do software GeoStudio 2025. As simulações foram conduzidas em regime permanente, considerando condições hidráulicas representativas do nível máximo operacional do reservatório.

Como condição de contorno a montante, adotou-se o nível d'água correspondente à cota 95 m, que corresponde à cota do vertedouro e representa o nível máximo operacional da barragem. Essa condição foi utilizada para representar o cenário mais desfavorável em termos de gradientes hidráulicos e pressões neutras no interior do maciço.

A discretização do domínio foi realizada por meio de uma malha de elementos finitos, empregando elementos triangulares. O refinamento da malha foi definido com tamanho global dos elementos de aproximadamente 1 m, resultando em uma malha composta por cerca de 5.254 elementos, considerada adequada para representar a geometria da barragem e seus dispositivos drenantes.

2.5 Metodologia de análise de estabilidade

A análise de estabilidade dos taludes da barragem foi realizada por meio de modelagem numérica utilizando o módulo SLOPE/W, integrante do software GeoStudio 2025. As avaliações foram conduzidas empregando o método de equilíbrio limite de Morgenstern-Price, amplamente utilizado em análises geotécnicas por satisfazer simultaneamente as condições de equilíbrio de forças e momentos.

O cálculo do fator de segurança foi realizado por meio do método das fatias, com discretização automática do maciço em 30 fatias, conforme configuração padrão do software. A determinação da superfície crítica de ruptura foi efetuada por meio de um processo de otimização, utilizando o algoritmo Particle Swarm Optimization (PSO), método metaheurístico baseado no comportamento coletivo de partículas em busca de soluções ótimas em um espaço de soluções.

Para o processo de otimização foram adotados os seguintes parâmetros, correspondentes às configurações padrão do software: 30 gerações, 30 agentes (partículas) e 3.000 iterações máximas. Esses parâmetros controlam o processo iterativo de busca da superfície crítica durante o procedimento de otimização.

Adicionalmente, foi empregado o método de busca Entry and Exit, no qual são definidos intervalos de entrada e saída das superfícies potenciais ao longo do talude. Para essa análise foram consideradas 18 divisões para os pontos de entrada, 18 divisões para os pontos de saída e 15 divisões para o raio das superfícies circulares, resultando na avaliação de aproximadamente 5.777 superfícies potenciais de ruptura ao longo do processo de simulação.

Essa abordagem permitiu a identificação da superfície de ruptura crítica associada ao menor fator de segurança, garantindo uma investigação abrangente do espaço de soluções possíveis para o problema de estabilidade analisado.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Vazão de percolação e desempenho hidráulico do sistema de drenagem

As Figuras 4 e 5 apresentam os resultados das análises de fluxo obtidas para as duas configurações de sistema de drenagem avaliadas. A Figura 4 mostra o campo de poropressões e a posição da linha freática para a seção original da barragem, que utiliza filtro inclinado direcionado ao pé de jusante. Já a Figura 5 apresenta os resultados correspondentes para a configuração tradicional, composta por filtro chaminé associado ao sistema drenante horizontal.

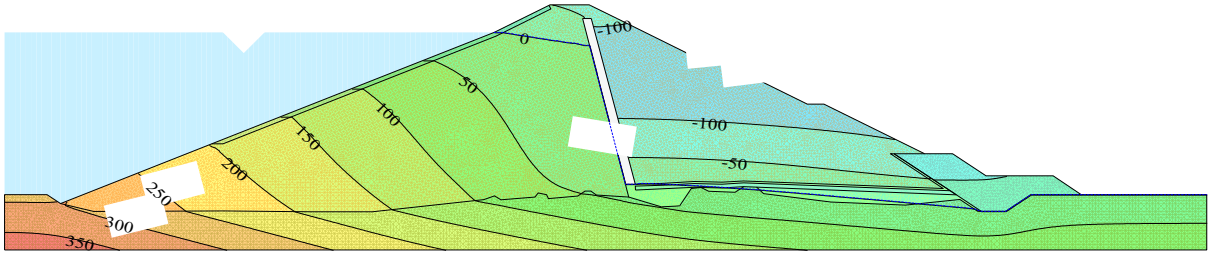


Figura 4. Campo de poropressões e linha freática na seção com filtro inclinado.

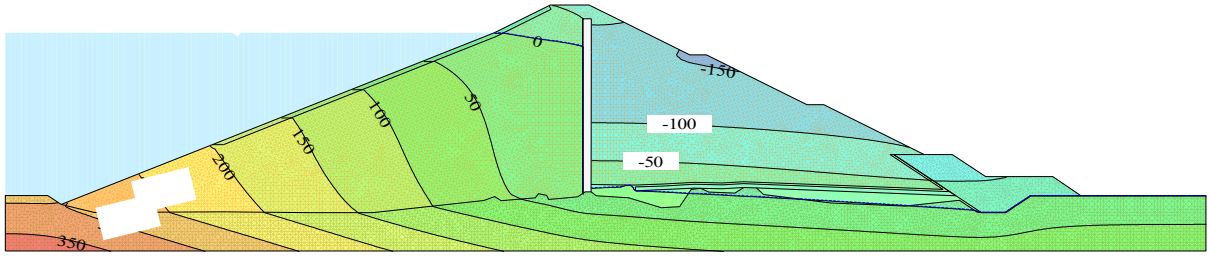


Figura 5. Campo de poropressões e linha freática na seção com filtro chaminé.

O principal parâmetro adotado para comparação entre as duas soluções foi a vazão total de percolação ao longo da seção analisada. Para o projeto original com filtro inclinado, a vazão obtida foi de aproximadamente 1,05 m³/dia por metro linear de barragem, enquanto para a configuração com filtro chaminé foi de cerca de 1,20 m³/dia por metro linear.

A comparação entre os resultados indica que a adoção do filtro inclinado proporcionou uma redução da vazão de percolação da ordem de aproximadamente 12,5% em relação ao sistema tradicional. Apesar da redução observada na vazão de percolação, a a diferença observada entre as soluções foi considerada pouco significativa do ponto de vista hidráulico.

Esse comportamento sugere que, para a seção analisada, a vazão total de fluxo é fortemente controlada pelas propriedades hidráulicas dos materiais do maciço e pela geometria global da barragem, sendo pouco sensível à alteração da configuração do sistema de drenagem. Assim, embora o filtro inclinado aumente o caminho de percolação no interior do maciço, o efeito prático na redução da vazão total mostrou-se limitado nas condições avaliadas.

3.2 Resultados das análises de estabilidade

As análises de estabilidade foram realizadas para as duas configurações de drenagem consideradas neste estudo, utilizando a seção tipo da barragem e os parâmetros geotécnicos previamente definidos. A Figura 6 apresenta o resultado da análise de estabilidade para a seção original do projeto, que utiliza filtro inclinado direcionado ao pé de jusante, enquanto a Figura 7 apresenta o resultado correspondente para a configuração tradicional, composta por filtro chaminé associado ao sistema drenante horizontal.

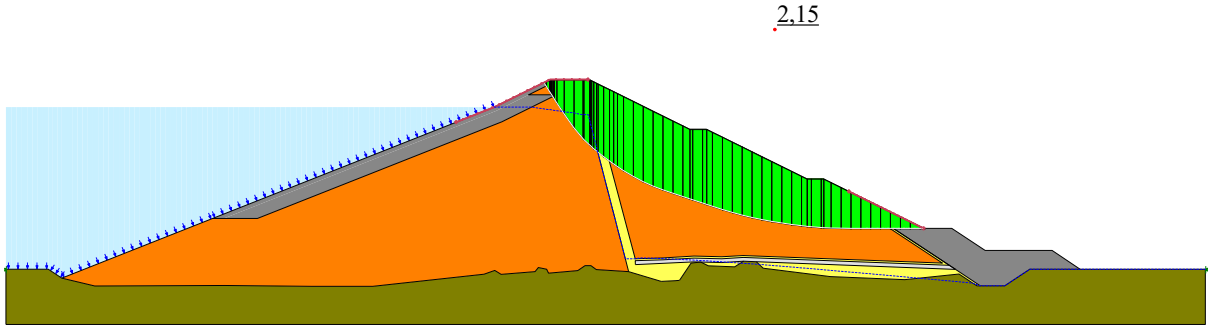


Figura 6. Superfície crítica de ruptura obtida na análise de estabilidade da seção com filtro inclinado.

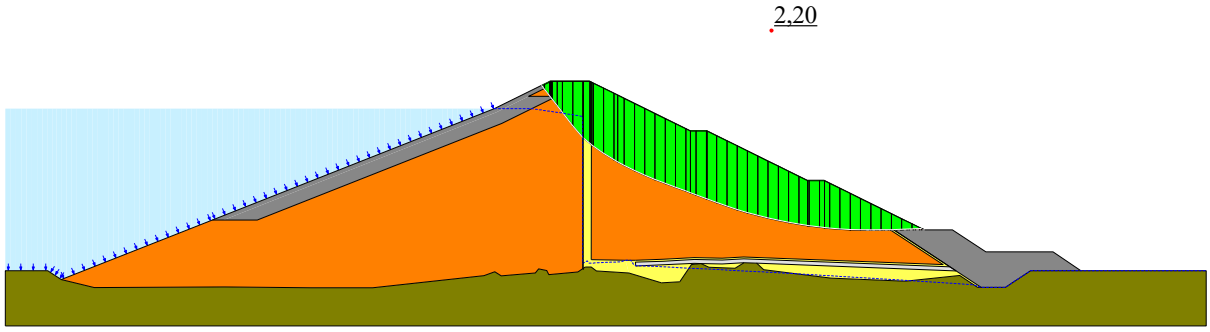


Figura 7. Superfície crítica de ruptura obtida na análise de estabilidade da seção com filtro chaminé.

Para a seção com filtro inclinado, obteve-se um fator de segurança de 2,15, enquanto para a seção com filtro chaminé o fator de segurança calculado foi de 2,20. Observa-se que os valores obtidos são bastante próximos, indicando que a alteração na configuração do sistema de drenagem não produziu variações significativas na estabilidade global do maciço. Em termos percentuais, a diferença entre os fatores de segurança foi inferior a 3%, o que confirma a baixa influência da geometria do sistema de drenagem nas condições analisadas.

Ambos os resultados encontram-se significativamente acima dos valores mínimos usualmente recomendados para barragens de terra em condição de regime permanente, tipicamente da ordem de 1,5, conforme indicado em diretrizes internacionais de projeto e manuais de engenharia de barragens (USACE, 2003; Fell et al., 2015). Dessa forma, as duas soluções analisadas apresentam níveis adequados de segurança geotécnica.

Assim, os resultados indicam que a adoção do filtro inclinado direcionado para jusante, embora represente uma alternativa geométrica distinta da solução convencional com filtro chaminé, não promoveu alterações relevantes nas condições de estabilidade da barragem, mantendo fatores de segurança elevados e compatíveis com as recomendações de projeto.

4 CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou uma avaliação comparativa entre duas configurações de drenagem interna aplicadas à seção tipo da Barragem Aracoiaba: filtro inclinado direcionado ao pé de jusante e filtro chaminé associado a dreno horizontal.

Os resultados das análises de fluxo indicaram que a adoção do filtro inclinado promoveu redução pouco significativa da vazão de percolação, passando de aproximadamente 1,20 m³/dia/m na solução com filtro chaminé para 1,05 m³/dia/m na configuração com filtro inclinado, correspondendo a uma diminuição da ordem de 12,5%.

Nas análises de estabilidade, os fatores de segurança obtidos foram 2,20 para a solução com filtro chaminé e 2,15 para a configuração com filtro inclinado. Esses valores são bastante próximos e permanecem significativamente acima do fator de segurança mínimo usualmente recomendado para condições de regime permanente, tipicamente da ordem de 1,5.

De forma geral, os resultados indicam que a alteração da geometria do sistema de drenagem não produziu influência significativa no regime de percolação nem nas condições de estabilidade global do maciço.

Considerando-se que a execução de filtros inclinados pode demandar maior complexidade construtiva e controle executivo mais rigoroso, os resultados obtidos sugerem que, para as condições analisadas na Barragem Aracoiaba, a solução tradicional com filtro chaminé apresenta desempenho hidráulico e estabilidade de taludes semelhante, com a vantagem de maior simplicidade executiva e ampla consolidação na prática de projeto de barragens de terra. e amplamente consolidado em projetos de barragens de terra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

COGERH – Companhia de Gestão de Recursos Hídricos do Ceará (2017) Projeto executivo da Barragem Aracoiaba. Fortaleza, CE.

Fell, R., MacGregor, P., Stapledon, D., Bell, G., Foster, M. (2015) *Geotechnical Engineering of Dams*. 2nd ed., CRC Press, London.

Foster, M., Fell, R., Spannagle, M. (2000) The statistics of embankment dam failures and accidents. *Canadian Geotechnical Journal*, 37 (5), p.1000-1024.

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

ICOLD – International Commission on Large Dams (2017) *Bulletin on Internal Erosion of Existing Dams, Levees and Dikes*. Paris.

Krahn, J. (2004) *Stability Modeling with SLOPE/W: An Engineering Methodology*. Geo-Slope International Ltd., Calgary.

Sherard, J.L.; Dunnigan, L.P. (1989) Critical filters for impervious soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 115 (7), p.927-947.

Terzaghi, K., Peck, R.B., Mesri, G. (1996) *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3rd ed., John Wiley & Sons, New York.

U.S. Army Corps of Engineers (2003) *Engineering and Design – Slope Stability*. Engineer Manual EM 1110-2-1902, Washington, DC.

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/COBRAMSEG2026.1/37

Diretrizes para barragens urbanas: lições aprendidas com a ruptura da barragem da Lagoa do Nado/MG

Daniel de Abreu Henriques
Analista de Projetos, Tractebel Engie, Belo Horizonte, Brasil, danielabreuh@gmail.com

Lúcio Flávio de Souza Villar
Professor, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, lvillar@etg.ufmg.br

RESUMO: Barragens de terra homogênea são o tipo mais antigo de barramento, sendo muito comuns no território brasileiro e possuem diversos usos, desde amortecimento de cheias até contenção de sedimentos e armazenamento de rejeitos. Apesar da legislação brasileira abordar com rigorosidade e eficiência as barragens dedicadas à mineração, existe uma lacuna quanto à normatização de barragens em grandes centros urbanos. A barragem da Lagoa do Nado, construída na década de 1940 e localizada em um parque da cidade de Belo Horizonte/MG, rompeu diante de um evento chuvoso extremo e de um galgamento. Mesmo com uma elevada população a jusante, a estrutura passou por poucas modificações e modernização técnica ao longo das décadas de sua existência. Este estudo analisou a configuração estrutural, os aspectos construtivos e as condições técnicas da barragem em seu estado pré e pós rompimento, verificando pontos relevantes sobre a estrutura que estavam em desacordo com as boas práticas da engenharia contemporânea. Buscou-se, então, estabelecer diretrizes que guiem a elaboração e a implantação de novas barragens, além da manutenção de estruturas existentes em meios urbanos, a partir das lições aprendidas com o estudo de caso. As recomendações foram desenvolvidas em alguns eixos técnicos: investigações, critérios de projeto, aspectos construtivos, instrumentação, operação e políticas públicas. Dessa forma, seguindo o princípio do *As Low as Reasonably Possible* (ALARP), foram levantados pontos relevantes para a otimização de segurança de barragens, ao balancear a redução de riscos e os custos associados, englobando desde a etapa de planejamento e design até a execução e a manutenção dessas estruturas.

PALAVRAS-CHAVE: Barragem de terra, Diretrizes, Lagoa do Nado, Ruptura, Galgamento.

ABSTRACT: Homogeneous earth dams are the oldest type of embankment, being very common throughout Brazilian territory and serving multiple purposes, from flood attenuation to sediment retention and tailings storage. Although Brazilian legislation addresses mining dams with rigor and effectiveness, there is a regulatory gap concerning the standardization of dams located in large urban centers. The Lagoa do Nado dam, built in the 1940s and located within a public park in the city of Belo Horizonte, Minas Gerais, failed in an extreme rainfall event and overtopping. Despite the high downstream population at risk, the structure underwent few modifications and limited technical modernization over the decades of its existence. This study analyzed the structural configuration, construction aspects, and technical conditions of the dam in its pre- and post-failure states, identifying relevant deficiencies that were not aligned with contemporary engineering best practices. Based on the lessons learned from this case study, guidelines were established to support the design and implementation of new dams, as well as the maintenance of existing structures in urban environments. The recommendations were developed along several technical axes, including site investigations, design criteria, construction aspects, instrumentation, operation, and public policies. Thus, following the As Low as Reasonably Practicable (ALARP) principle, key aspects for optimizing dam safety were identified by balancing risk reduction and associated costs, encompassing all stages from planning and design to construction and maintenance of these structures.

KEYWORDS: Earth dam, Guidelines, Lagoa do Nado, Failure, Overtopping.

1 INTRODUÇÃO

As barragens são estruturas que tem sido construídas desde a Antiguidade, que, se bem projetadas e executadas, podem ter uma extensa vida útil. Entretanto, falhas de concepção ou de implantação podem levar a acidentes e desastres, sendo galgamento um dos tipos mais comuns. Usualmente, a experiência e o bom senso são governantes para o projeto de uma barragem, aliado ao controle de qualidade da construção e no acompanhamento qualificado (SANDRONI & GUIDICINI, 2021).

A Lagoa do Nado era um corpo d'água artificial, formado pelo represamento da cabeceira do Córrego do Nado, na região norte de Belo Horizonte, Minas Gerais. Esse reservatório possuía objetivo de amortecimento das cheias afluentes, além de compor o paisagismo do Parque Municipal no qual estava situado. A barragem de terra homogênea, com altura máxima de nove metros, foi implantada em meados da década de 1940, na antiga Fazenda Engenho Córrego do Nado, entretanto, o ano específico e detalhes de sua construção são desconhecidos, visto que não há registros da época (ENEMAX 2022).

Essa barragem, situada em uma região amplamente urbanizada e povoada da capital mineira, rompeu no final de 2024. Esse não é o primeiro rompimento em Belo Horizonte, que teve sua principal barragem e cartão postal, da Lagoa da Pampulha, falhando por *piping* em 1954 (SANDRONI & GUIDICINI, 2021). No contexto de barragens urbanas, é evidente que existem diversos riscos, desde a construção até a operação, em relação a danos econômicos, sociais e ambientais. Nota-se que isso está relacionado com as incertezas do desenvolvimento dessas estruturas, seja pelos métodos de cálculo, nos parâmetros físicos e de resistência dos solos, pela mudança nos padrões de precipitação, nas condições de uso e ocupação do solo em uma bacia, entre outros.

O objetivo deste trabalho foi realizar uma análise aprofundada sobre os principais problemas encontrados na barragem da Lagoa do Nado, considerando aspectos desde a sua construção até a sua operação e falha. Considerando documentos e registros públicos oficiais, a partir das lições e as experiências obtidas com a ruptura da barragem da Lagoa do Nado, além de seus aspectos construtivos e sua operação, foram definidas etapas importantes para estruturas similares. Visou-se a definir diretrizes e recomendações relevantes para barragens existentes em contexto similar, em meio urbano, que guiem a elaboração de novos projetos ou a manutenção de barramentos em envelhecimento.

2 RUPTURA DA BARRAGEM DA LAGOA DO NADO

A barragem da Lagoa do Nado passou por um galgamento de sua crista no dia 13 de novembro de 2024, por volta das 16 horas, diante de um intenso evento chuvoso, que levou à abertura de uma brecha e esvaziou o reservatório em menos de uma hora. Foram 74,4 mm de precipitação durante 110 minutos, que foi o pulso mais relevante que levou à falha do vertedouro (PBH, 2024). Foi realizada visita ao local, em fevereiro de 2025, alguns meses após a ruptura. A Figura 1a apresenta o canal provisório de gabião que estava sendo construído, visando a evitar erosão progressiva do maciço remanescente, além do reservatório vazio. A Figura 1b apresenta outra vista desse canal, demonstrando o aterro com destaque para o talude de montante. A Figura 1c apresenta uma fotografia do talude de jusante, além da seção transversal do maciço.

O vertedouro já havia sido apontado como subdimensionado pelo Plano de Segurança da Barragem (PSB), conforme ENEMAX (2022). Em 2022, foi feito uma readequação dessa estrutura, que permitiu o rebaixamento da soleira e a utilização de *stop logs* para o controle do nível d'água, que eram tábuas de madeira instaladas manualmente no emboque do vertedouro. Na data da ruptura, três *stop logs* foram encontrados indevidamente implantados, sem o registro formal ou conhecimento dessa operação pela prefeitura (PBH, 2024). Essa estrutura e o seu emboque estão apresentados na Figura 1d.

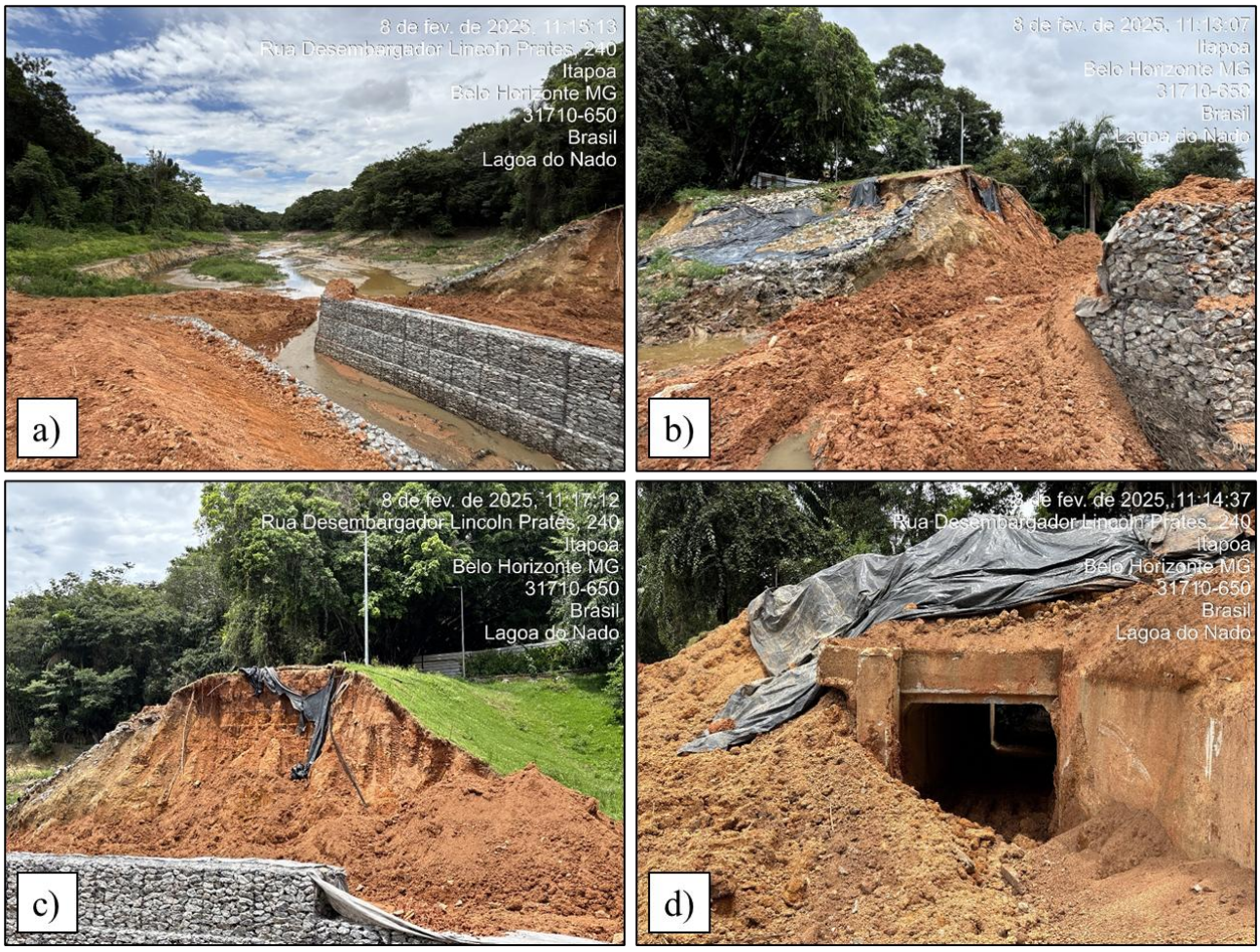


Figura 1. Registros de campo da barragem após o rompimento: a) fotografia do canal provisório de gabião e reservatório esvaziado; b) registro da brecha e talude de montante remanescente; c) seção transversal do maciço, talude de jusante e brecha; d) vertedouro opereacional da barragem e emboque, onde se implantavam os *stop logs*.

3 DIRETRIZES PARA BARRAGENS EM MEIO URBANO

Ferradosa (2024) define risco como o efeito da incerteza em um determinado objetivo. Risco é, essencialmente, a probabilidade de ocorrência de um evento danoso, combinado com a vulnerabilidade em um determinado contexto. Assim, o gerenciamento de riscos deve ser integrado ao planejamento, diferenciando riscos aceitáveis, toleráveis e inaceitáveis. As diretrizes elaboradas seguem o princípio do *As Low As Reasonably Practicable* (ALARP), que diz que um risco só é tolerável se sua redução é impraticável ou se os custos de redução não são comparáveis à redução gerada (FERRADOSA, 2024).

3.1 Investigações em campo e em laboratório

A partir de dados apresentados por PRODABEL (2025), ENGESOLO (2019), ENEMAX (2022) e PROJETA (2019), foram conduzidos apenas *Standard Penetration Tests* (SPT) na região da barragem da Lagoa do Nado. Na região de maior interesse – no barramento – apenas seis SPT's foram realizados.

Conforme apontado pelo PSB (ENEMAX, 2022), o maciço possuía baixa resistência à penetração nos SPT's, além de um solo mole aluvionar na fundação do barramento. Para o PSB, apenas um ensaio triaxial foi utilizado, correspondente ao material do maciço, além de ensaios de caracterização física. Nenhum ensaio

laboratorial foi conduzido para o solo aluvionar mole da fundação, que foi caracterizado no PSB por correlações empíricas e da literatura.

No caso da barragem da Lagoa do Nado, a execução de ensaios do tipo CPTU teria sido importante para avaliar o comportamento do solo mole de fundação, especialmente o entendimento da geração de poropressão. Além da investigação supracitada, deve ser realizada uma campanha adequada de sondagens SPT, distribuídas espacialmente de acordo com o contexto da obra, garantindo o devido conhecimento da estratigrafia local, especialmente dada a falta de registros da barragem da Lagoa do Nado.

Para os estudos de contribuição de vazões da bacia da barragem, seria interessante a obtenção das vazões de base dos córregos afluentes ao reservatório. Além disso, o cadastramento dos canais, tubulações e galerias de drenagem contribuiria para o melhor entendimento dos caminhos preferenciais e do traçado do tempo de concentração. Nesse sentido, também é válido um estudo quantitativo sobre a geração de sedimentos, que possa prever taxas de assoreamento do reservatório. Todas essas atividades supracitadas não foram conduzidas para a Lagoa do Nado, e permitiriam avaliações mais precisas do cenário global de operação, trazendo maior segurança para a barragem.

3.2 Critérios de projeto

Na etapa de projeto, deve-se definir as premissas e os critérios a serem adotados para a concepção da barragem, sendo a eficiência de drenagem do aterro é um ponto crítico no dimensionamento. Conforme o PSB da estrutura (ENEMAX, 2022) e de acordo com a visita pós-ruptura realizada ao *site*, que permitiu a visualização da seção transversal do maciço, verificou-se a inexistência de um sistema de drenagem interna, seja por drenos chaminés, drenos de pé, poços de alívio, tapetes drenantes ou impermeáveis. Também não haviam dispositivos que impedissem o fluxo contínuo abaixo da estrutura. Isso é um risco admitido ainda em projeto, em que a livre percolação pelo maciço contribui, não apenas para a erosão interna – piping – mas também para a redução dos fatores de segurança.

Na Lagoa do Nado, ocorria uma tendência de carreamento de sedimentos, com o consequente assoreamento do reservatório. Isso foi apontado por Henriques e Villar (2025a), que identificaram pontos críticos de potencial geração de sedimentos na sub-bacia de contribuição de vazões da barragem. Assim, o controle da sedimentação, seja passivo ou ativo, deve ser especificado em projeto. Conforme Henriques e Villar (2025a), a conservação do solo e da vegetação ao longo da bacia é essencial, sendo um desafio em barragens urbanas, mas pode ser interessante a implantação de estruturas de retenção nos caminhos d'água antes da chegada ao reservatório, como barreiras SABO. Ademais, a técnica de controle na fonte, essencial para a retenção distribuída da água das chuvas ao longo da bacia de contribuição, também é interessante para a conteção de sedimentos, de forma a reduzir o assoreamento.

Os estudos hidrológicos guiam o dimensionamento do vertedouro a ser implantado, de forma a evitar a ocorrência de galgamento. Foi apontado por Henriques e Villar (2025b), o elevado grau de subdimensionamento dessa estrutura, que foi incapaz de verter a precipitação da data da ruptura, mesmo com um cenário hipotético sem *stop logs*, com um tempo de retorno de apenas 10 a 20 anos. Esse subdimensionamento já tinha sido verificado antes da ruptura, pelo PSB (ENEMAX, 2022), que classificou a estrutura com dano potencial alto, que, pela NBR 13.028 (ABNT, 2024), requer um tempo de retorno de 10.000 anos para dimensionamento.

As complicações derivadas da utilização de *stop logs* manuais são evidentes. Vertedouros hidromecânicos devem ser priorizados, com o controle de suas comportas feito de forma eletrônica. Isso poderia ter evitado a instalação indevida dos *stop logs* no evento de ruptura estudado. Deve-se ter um registro oficial de quaisquer operações realizadas nesses equipamentos, de forma a garantir uma rastreabilidade das ações. Vale ressaltar que a utilização de vertedouros auxiliares também é interessante, visando a garantir maior segurança para o projeto e em casos de eventos extremos.

Em relação à estrutura, deve-se garantir, em projeto, a qualidade da área de empréstimo do material, visando a obter homogeneidade e boas propriedades físicas e mecânicas do solo do aterro. Nesse sentido, o sequenciamento geométrico-construtivo deve ser feito de forma a garantir a estabilidade ao longo da construção, atentando-se à inclinação adequada para os taludes de montante e de jusante.

A barragem deve ser assentada em material competente de fundação, que não é o caso da barragem da Lagoa do Nado. O solo aluvionar de fundação é um condicionante importante para a estabilidade dos taludes

e para a capacidade de suporte do barramento, em que possuía baixa resistência ao amostrador do SPT, como apontado anteriormente. Caso exista solo mole ou de resistência inadequada, deve ser priorizada a sua remoção ou, no mínimo, um tratamento efetivo e extenso, por técnicas consolidadas.

Vale ressaltar que o projeto de drenagem da barragem deve incluir, ademais, a proteção contra a livre percolação na fundação, que também foi um problema na estrutura em estudo. A utilização de cortinas e paredes de concreto pode contribuir para reduzir o fluxo de água no local.

É evidente que falhas de projeto da barragem da Lagoa do Nado foram determinantes para a sua ruptura, que devem ser evitadas em novos projetos. Além disso, a rastreabilidade dos documentos, especialmente estudos técnicos de projeto, deve ser prioridade. Isso contrasta com o que é explicitado no PSB (ENEMAX, 2022), que indica que a barragem, construída na década de 1940, não possui dados, registros e projetos da época de sua construção, que revela um desconhecimento preocupante sobre as condições originais de *design*.

3.3 Aspectos construtivos

É relevante mencionar a compactação do maciço, durante a construção. Como visto na Figura 3c, a partir de verificação *in situ* da seção transversal do aterro, notou-se linhas horizontais bem evidenciadas da sua compactação. Complementarmente, como apontado nas sondagens a percussão, o maciço apresentava baixa resistência ao amostrador.

A compactação adequada do aterro garante maior rigidez da estrutura, melhor resistência e maior controle da drenagem interna. Deve-se seguir a umidade ótima e o peso específico seco máximo do material, conforme ensaios de compactação. As camadas não devem ser espessas, de forma a garantir uma homogeneização adequada da energia de compactação ao longo da profundidade. Para avaliações mais aprofundadas, a implantação do aterro com base na Linha dos Estados Críticos (LEC) também é interessante, o que garantiria um comportamento dilatante do material.

Foi verificado, em campo, que a seção transversal do maciço apresentava cor variegada, distinguindo dois materiais: um de coloração cinza amarronzada, concentrado no talude de montante, e outro avermelhado, constituindo o centro e o talude de jusante do maciço, conforme Figura 2 e 3. De início, isso não necessariamente é um problema para uma barragem de terra homogênea, mas levanta o questionamento se apenas uma área de empréstimo foi utilizada para a construção. Isso é especialmente importante ao considerar que apenas um ensaio triaxial foi realizado para o PSB (ENEMAX, 2022), que teve sua amostrada coletada do talude de jusante, ou seja, apenas um dos materiais observados. Considerando a falta de critério e controle de qualidade em outros aspectos construtivos e de *design* da barragem, é plausível levantar que outras partes do maciço – principalmente o talude de montante – podiam apresentar resistência ao cisalhamento distinta. Isso poderia, possivelmente, resultar em sub ou superestimativas da estabilidade da estrutura.

Assim, como ponto chave para os aspectos construtivos, ressalta-se a necessidade de controle tecnológico dos materiais utilizados. Com isso, deve ser garantido o acompanhamento técnico contínuo da obra por empresa terceirizada imparcial e por parte do poder público, como fiscalização.

3.4 Instrumentação e auscultação

O monitoramento de uma barragem é parte essencial para verificação de sua performance, frente às solicitações. De acordo com o último relatório de inspeção pré-ruptura, em BSG (2024), apenas três marcos superficiais estavam instalados no barramento. Isso resulta em um plano de instrumentação muito deficiente em relação ao necessário, visto que apenas deslocamentos superficiais eram monitorados. Além disso, BSG (2024) aponta que os marcos não eram precisos.

Assim, não haviam observações *in situ* quanto a: posição do nível freático e piezometria – ambos especialmente importantes em uma estrutura sem drenagem interna -, deformações internas do maciço, vazões afluente e defluente, entre outras possíveis medições. Em especial, seria interessante a instalação de piezômetros para monitorar o comportamento das poropressões no solo aluvionar mole de fundação ou mesmo no próprio maciço, além de indicadores de nível de água que aferissem a posição do nível freático. Conjuntamente, o uso de inclinômetros complementaria as informações dos marcos superficiais, indicando se

o maciço passava por deformações internas. Outros, como medidor de vazão no vertedouro ou régua limnimétrica, trariam mais precisão para a operação da barragem.

Um conjunto mais robusto de auscultação permitiria uma análise mais aprofundada e precisa dos comportamentos mecânicos da estrutura. É interessante, para projetos de novas ou existentes barragens em meio urbano, que a aquisição de leituras seja feita de forma automatizada. De acordo com Silveira (2006), isso evita a obtenção de erros observacionais de leitura, especialmente quando ocorrem observações de leituristas diferentes, e permite uma frequência maior de observações. Complementarmente, sistemas automatizados permitem uma avaliação quase em tempo real do risco da estrutura, que poderia ser verificada a partir de cartas de risco e desempenho, tanto de poropressão e nível d'água quanto de deslocamentos, e permitiriam um tempo adicional para alertas e evacuações ou para obras de readequação.

3.5 Operação e manutenção

Para barragens em meio urbano, deve ser responsabilidade do empreendedor – no caso, o poder público – e da empresa projetista, a realização de um manual que descreva as regras operacionais. A partir disso, a barragem deve contar com uma equipe técnica operacional, devidamente treinada, visando a garantir o devido funcionamento das suas estruturas, como o vertedouro, e a acompanhar a operação cotidiana. Isso é relevante, ademais, para ações de controle do assoreamento, como a remoção mecânica de sedimentos.

É evidente que, mesmo que um vertedouro desobstruído não fosse suficiente para evitar o galgamento – como apontado por Henriques e Villar (2025b) -, a colocação indevida dos *stop logs* é um grave erro operacional. Devem ser feitos treinamentos periódicos para a equipe técnica local, visando a garantir a eficiência da operação do local.

Apesar das barragens urbanas serem usualmente menores que as estruturas da mineração ou mesmo da geração hidroelétrica, o impacto à vida humana é relevante. No caso da barragem da Lagoa do Nado, apesar da mancha de ruptura não ter causado perda de vidas ou danos econômicos severos, como apontado por PBH (2024), tem-se áreas de grande densidade populacional a jusante, além de comércios e vias de intenso tráfego. De toda forma, conforme demonstrado por Henriques e Villar (2025c), o fluxo da ruptura foi suficiente para causar grandes danos ambientais no próprio parque.

Assim, treinamentos e simulações hipotéticas de ruptura, englobando a equipe técnica local, a Defesa Civil, o poder público e a população impactada, podem ser realizados. Isso é essencial para garantir a segurança das partes envolvidas e um cumprimento efetivo do Plano de Ação de Emergência, em caso de um rompimento.

De forma complementar, a manutenção das barragens é ponto chave para garantir uma operação de qualidade. Especialmente para barragens em envelhecimento ou que tiveram problemas de concepção e de construção, como no caso da Lagoa do Nado, devem ser tomadas ações corretivas que modernizem a operação da estrutura. No caso em estudo, por exemplo, o vertedouro deveria ter sido redimensionado, de forma a verter tempos de retorno maiores.

3.6 Políticas públicas

As barragens urbanas, como no caso da Lagoa do Nado, estão intrinsecamente associadas às suas bacias de contribuição. As políticas públicas nem sempre são associadas à operação de barragens, mas podem ter um impacto direto, sendo esse estudo de caso uma evidência da fragilidade na manutenção dessas estruturas. Nota-se, com o presente estudo de caso, pontos importantes relacionados às políticas públicas, como a fiscalização deficitária pelo poder público e a falta de investimentos necessários em manutenção. Outro fator relevante é a gestão integrada entre diversas políticas públicas em um município. Assim, a gestão de barragens deve fazer parte do planejamento urbano como um todo, inserido no Plano Diretor de Drenagem.

A barragem da Lagoa do Nado é da década de 1940, com origem em uma fazenda. Lopes *et al.* (2003) indica que a população local aumentou na década de 1950, com a construção do Aeroporto da Pampulha na década de 1960, além da ampliação da malha viária local. Na década de 1970, poucas áreas desocupadas restavam, em que houve um grande adensamento na década de 1990 e redução de áreas verdes. Assim, a bacia de contribuição passou por uma intensa urbanização e impermeabilização ao longo das décadas posteriores à construção do barramento, mudando as condições relacionadas às suas vazões afluentes.

Apesar da política de gestão de águas urbanas, em PBH (2022), já abordar o controle do uso e ocupação do solo como uma medida não estrutural de controle de risco de inundações, nota-se que não é feita sua conexão com a operação das barragens da cidade, apenas indicadas como bacias de detenção existentes. Dessa forma, a integração entre o planejamento urbano – Plano Diretor – e a gestão da barragem da Lagoa do Nado teria sido essencial para garantir uma melhor operação do reservatório.

Logo, além dos critérios estabelecidos em projeto e na operação, é indispensável que haja controle das condições existentes da bacia. No quesito de drenagem, é interessante o investimento em alternativas de controle na fonte. Apesar da relevância do Plano Diretor de Drenagem e das políticas de gestão, além das medidas estruturais e não estruturais propostas em PBH (2022), nota-se uma falha em implantação concreta dessas medidas.

Em termos de abrangência nacional, é interessante mencionar que poucas normativas e diretrizes são especificamente direcionadas às barragens em meio urbano. Já citada anteriormente, a NBR 13.028 (ABNT, 2024) trata sobre barragens de mineração. Apesar de ser amplamente e coerentemente utilizada para barragens em outros contextos, como no próprio estudo da Lagoa do Nado, não aborda os pormenores que diferenciam o contexto urbano do cenário da mineração. Nas cidades, como no caso de Belo Horizonte e da Lagoa do Nado, a densidade populacional e as vias de tráfego se apresentam como um fator ainda mais relevante.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir das lições aprendidas com a barragem da Lagoa do Nado, estabeleceram-se diretrizes para estruturas novas ou existentes em meio urbano. Essas recomendações visam a contribuir para o aprimoramento contínuo da prática da engenharia, de forma a promover decisões mais eficientes e seguras no projeto, na operação e na manutenção de barragens. Com base na análise de eventos de ruptura, como a do presente estudo de caso, busca-se evitar a repetição de erros e a minimizar riscos para estruturas similares.

Seja por negligência, limitação de verbas públicas ou falha institucional, houve falhas por parte do poder público na gestão da barragem em estudo, em que é necessário reavaliar as prioridades e a hierarquia estabelecida na gestão de riscos. Ações de cadastro, verificações de operacionalidade e de estabilidade são os primeiros passos a serem tomados, seguidos de possíveis ações de adequação. Nesse sentido, entende-se que Planos de Ação de Emergência e Planos de Segurança de Barragens, além de outros estudos, são essenciais mesmo em pequenas barragens, seguindo a complexidade associada à estrutura. Ademais, é evidente a falta de normatização específica que trate das particularidades de barragens em cenários urbanos, em que existe um maior enfoque dado para barragens relacionadas à mineração.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2024). *NBR 13028: Mineração — Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água – Requisitos*. Rio de Janeiro.

Barragens e Segurança Geotécnica – BSG (2024) *LND-IR-2024-010: Relatório – Inspeção Rotineira, Barragem do Parque Lagoa do Nado, Outubro – 2024*. Prefeitura de Belo Horizonte.

ENEMAX Engenharia e Consultoria (2022) *LDN-PSB-21-001_R00: Plano de Segurança de Barragens – Volume I, Barragem Parque Lagoa do Nado*. Diretoria de Gestão de Águas Urbanas – DGAU/SMOBI, Prefeitura de Belo Horizonte.

ENGESOLO Engenharia LTDA (2019) *Diagnóstico preliminar das condições de estabilidade da Barragem do Nado*. Secretaria Municipal de Obras e Infraestrutura, Prefeitura de Belo Horizonte, 94 p.

Ferradosa, T (2024) *Risk Analysis*. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.

Henriques, D., Villar, L. (2025a) Mapeamento qualitativo de áreas potenciais de geração de sedimentos: estudo de caso da sub-bacia da barragem da Lagoa do Nado em Belo Horizonte – MG. In: 5° Congresso Internacional de Hidrossedimentologia, Campinas. *Anais*... ISBN 978-65-87570-29-7, p. 60-64.

Henriques, D., Villar, L. (2025b) Trânsito de cheias e galgamento: estudo de caso da barragem da Lagoa do Nado em Belo Horizonte/MG. In: XXVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Vitória. *Anais*... ISSN 2318-0358.

Henriques, D., Villar, L. (2025c) Formação de brechas e Dam Break: retroanálise da ruptura da Lagoa do Nado em Belo Horizonte/MG. In: XXVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Vitória. *Anais*... ISSN 2318-0358.

Lopes, F., Macedo, D., Medeiros, I., Umbelino, G., Magalhaes, J. (2003) *Bacias hidrográficas como unidade de análise de processos de expansão urbana desordenada: o caso da bacia do Córrego do Nado – Belo Horizonte/MG*. Departamento de Geografia, Instituto de Geociências, Universidade Federal de Minas Gerais. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/282912460_Bacias_Hidrograficas_como_unidade_de_analise_dos_processos_de_urbanizacao_desordenados_-_o_caso_da_bacia_do_corrego_do_nado_-_Belo_Horizonte_-_MG. Acesso em: 19 jan. 2026.

Prefeitura de Belo Horizonte – PBH (2022) *Instrução Técnica para Elaboração de Estudos e Projetos de Drenagem. Capítulo 1 – Drenagem urbana em Belo Horizonte*. Belo Horizonte, 73p. Disponível em: https://prefeitura.pbh.gov.br/sites/default/files/estrutura-de-governo/obras-e-infraestrutura/Cap%C3%ADtulo1_Drenagem%20Urbana%20em%20BH.pdf. Acesso em: 19 fev. 2025.

Prefeitura de Belo Horizonte – PBH (2024) Relatório Técnico Preliminar: Barragem do Parque Municipal Fazenda Lagoa do Nado. Comissão Especial, Portaria SMOBI 314/2024, 79p.

Prefeitura de Belo Horizonte – PBH (2025) Parque Municipal Fazenda Lagoa do Nado. Belo Horizonte. Disponível em: https://prefeitura.pbh.gov.br/fundacao-de-parques-e-zoobotanica/informacoes/parques/parque-lagoa-do-nado. Acesso em: 22 mar. 2025.

PRODABEL (2025) *Catálogo metadados BHGEO*. Belo Horizonte. Disponível em: https://geonetwork.pbh.gov.br/geonetwork/srv/por/catalog.search;jsessionid=8FFB268563652BF6D2E160029F84E9DF.geonetwork1#/home. Acesso em: 19 jan. 2026.

PROJETA (2019) *Sondagem para simples reconhecimento de solos – Parque Lagoa do Nado, Belo Horizonte – MG*. Superintendência de Desenvolvimento da Capital, Prefeitura de Belo Horizonte. Disponível em: https://bhgeo.pbh.gov.br/sites/geoportal.pbh.gov.br/files/BHGEO/SONDAGEM_GEOTECNICA/2447_26092019.pdf. Acesso em: 19 jan. 2026.

Sandroni, S., Guidicini, G. (2021) *Barragens de Terra e Enrocamento*. 1. 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/COBRAMSEG2026.1/38

Disposição Mecanizada de Rejeitos em Cava para Descaracterização de Barragem a Montante no Quadrilátero Ferrífero

Ricardo Cabette Ramos
Engenheiro Geotécnico, VALE S.A., Belo Horizonte, Brasil, ricardo.cabette@vale.com

Anderson Fonini
Engenheiro Geotécnico, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, fonini@fgs.eng.br

Ben Hur Serra Isoppo
Engenheiro Geotécnico, FGS Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, benhur@fgs.eng.br

Ana Luiza Resende Leal
Engenheira Geotécnica, VALE S.A., Belo Horizonte, Brasil, ana.leal@vale.com

RESUMO: A descaracterização de barragens alteadas a montante pode exigir diferentes abordagens para o descomissionamento, incluindo a remoção total ou parcial do rejeito, o que representa um desafio devido à limitação de espaço para armazenar esse material em muitos locais. Em um caso situado no Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, adotou-se uma rota de descaracterização baseada na disposição mecanizada do rejeito em uma cava a céu aberto, utilizando o próprio vazio minerário como célula de confinamento geotécnico. Essa solução responde simultaneamente a três exigências: necessidade regulatória de descaracterizar barragens a montante, limitação física de novas áreas de disposição superficial e obrigação de manter condições seguras de operação durante a remoção e o transporte do material. A execução foi planejada em fases evolutivas. A Fase 1 teve caráter piloto, com lançamento controlado de aproximadamente 75 mil m³ no fundo da cava, para avaliar o comportamento do rejeito disposto mecanicamente, confirmar trafegabilidade e observar estabilidade local. Na Fase 2, a operação foi ampliada para consolidar um platô interno, elevando progressivamente a superfície do fundo da cava a cotas intermediárias, com disposição incremental sem haver elevadas diferenças de desnível e sempre mantendo uma área dedicada ao acúmulo e bombeamento de água. A fase seguinte prevê a continuidade desse enchimento até ocupar algo em torno de 3 milhões de m³ adicionais, elevando o fundo da cava em aproximadamente 13 a 15 metros e levando a superfície média para cotas finais da ordem de 930 m. A metodologia combina deposição mecanizada em camadas sucessivas, controle geométrico para manter taludes baixos e gestão hídrica ativa, com drenagem superficial e subsuperficial, manutenção de um sump e bombeamento contínuo para evitar saturação e perda de suporte durante o tráfego de equipamentos. Os resultados indicam que a cava deixa de ser apenas destino logístico do rejeito e passa a atuar como elemento central do processo de descaracterização: o rejeito é realocado para um corpo geotécnico estável, monitorado e drenado, enquanto a barragem a montante tem seu risco reduzido e avança rumo à retirada definitiva de função de contenção. Essa abordagem demonstra a solução técnica para descaracterização segura de estruturas a montante, cujo conceito é a remoção total de rejeito, com limitação de área para disposição.

PALAVRAS-CHAVE: Descaracterização de barragens; disposição em cava; rejeitos; estabilidade geotécnica; gestão hídrica

ABSTRACT: The decharacterization of upstream-raised dams may require different approaches for decommissioning, including the total or partial removal of tailings, which represents a challenge due to the limited space available to store this material at many sites. In a case located in the Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, a decharacterization route based on the mechanized disposal of tailings in an open pit was adopted, using the mining void itself as a geotechnical confinement cell. This solution simultaneously addresses three demands: the regulatory need to decharacterize upstream dams, the physical limitation of new surface disposal areas, and the obligation to maintain safe operating conditions during the removal and transport of the material. The execution was planned in progressive phases. Phase 1 had a pilot character, with controlled placement of approximately 75 thousand m³ at the bottom of the pit, in order to evaluate the behavior

of the mechanically disposed tailings, confirm trafficability, and observe local stability. In Phase 2, the operation was expanded to consolidate an internal platform, progressively raising the pit floor surface to intermediate elevations, with incremental disposal without large elevation differences and always maintaining an area dedicated to water accumulation and pumping. The following phase предусматривает the continuation of this filling to occupy around 3 million m³ additional, raising the pit floor by approximately 13 to 15 meters and bringing the average surface to final elevations on the order of 930 m. The methodology combines mechanized deposition in successive layers, geometric control to maintain low slopes, and active water management, with surface and subsurface drainage, maintenance of a sump, and continuous pumping to avoid saturation and loss of support during equipment traffic. The results indicate that the pit ceases to be merely a logistical destination for the tailings and comes to act as a central element of the decharacterization process: the tailings are relocated to a stable, monitored, and drained geotechnical body, while the upstream dam has its risk reduced and progresses toward the definitive removal of its containment function. This approach demonstrates a technical solution for the safe decharacterization of upstream structures whose concept is the total removal of tailings, under conditions of limited disposal area.

KEYWORDS: Dam decharacterization, in-pit disposal, tailings, geotechnical stability, water management

1 INTRODUÇÃO

A descaracterização de barragens alteadas a montante tem imposto à geotecnia de mineração o desafio de desenvolver soluções que conciliem segurança, viabilidade executiva e restrição de áreas disponíveis para disposição de materiais. Nesse contexto, a disposição de rejeitos em cavas exauridas vem sendo discutida como alternativa com potencial de reduzir a necessidade de novas estruturas superficiais, ao mesmo tempo em que aproveita vazios já existentes no ciclo minerário (Mudd et al., 2011; Cacciuttolo et al., 2023). Estudos nessa linha indicam que a disposição em cava não deve ser tratada apenas como solução logística, mas como a construção progressiva de um novo corpo geotécnico, cujo desempenho depende da geometria do enchimento, das propriedades do rejeito, das condições de drenagem e da interação com o sistema hidrogeológico local (McDonald e Lane, 2010; Cacciuttolo et al., 2023).

Além dos potenciais benefícios associados ao fechamento de mina, a literatura mostra que a viabilidade da disposição em cava depende de avaliação específica para cada caso. Mudd et al. (2011) destacam que boas práticas de longo prazo para rejeitos dispostos em cava exigem compreensão integrada de desempenho físico, hidráulico e operacional. Mais recentemente, Cacciuttolo et al. (2023) ressaltam que a disposição em cava pode constituir alternativa responsável para o fechamento sustentável, desde que acompanhada de critérios robustos de projeto, monitoramento e gestão de riscos.

No Brasil, essa discussão ganhou relevância adicional em função da necessidade de descaracterização de barragens a montante e da limitação física para implantação de novas áreas de disposição. Em situações nas quais a remoção total ou parcial dos rejeitos é necessária para a retirada definitiva da função de contenção, a utilização de uma cava pode representar alternativa técnica relevante, desde que sejam asseguradas condições adequadas de estabilidade geotécnica, gestão hídrica e segurança operacional. No caso estudado neste trabalho, a solução foi desenvolvida de forma evolutiva, iniciando por uma fase piloto e avançando para etapas sucessivas de enchimento, com manutenção de área de acúmulo e bombeamento de água, controle geométrico das superfícies e adaptação contínua das premissas executivas.

Assim, este trabalho tem por objetivo apresentar um estudo de caso de disposição mecanizada de rejeitos em cava no Quadrilátero Ferrífero, discutindo a evolução das etapas de implantação, a caracterização geotécnica do rejeito, o sequenciamento construtivo adotado e os principais aspectos de monitoramento, desempenho e lições aprendidas associados à aplicação dessa solução como suporte à descaracterização de barragem a montante.

2 CARACTERIZAÇÃO DO ESTUDO DE CASO

O estudo de caso foi desenvolvido em uma estrutura geotécnica localizada em cava no Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, utilizada como área receptora de rejeitos provenientes da descaracterização de uma barragem alteada a montante. No contexto do empreendimento, a barragem de origem possuía volume aproximado de 6 milhões de metros cúbicos de rejeito, tendo a cava sido gradualmente incorporada como solução para recebimento desse material ao longo de diferentes etapas executivas. Importante ressaltar que, desde a paralisação das atividades de mineração na cava até o início da disposição passaram-se cerca de 8 anos. Neste período, por a cava funcionar como uma bacia de acúmulo de água, uma quantidade significante de sedimentos depositou-se nela. Logo, o desafio em relação a disposição do rejeito não estava associado somente ao seu comportamento, e sim na associação do comportamento de materiais com características geotécnicas distintas, condição que elevou o grau de dificuldade de predição de desempenho.

A solução de disposição foi desenvolvida de forma sequencial, por meio das Etapas 1, 2, 2A Parcial, 2A e 3, evidenciando construção progressiva à medida que se consolidavam as condições operacionais, geométricas e hidráulicas da disposição na cava. A Etapa 1 correspondeu a uma fase de testes, concebida para avaliar o comportamento do rejeito quando disposto mecanicamente e permitir a operacionalização inicial da solução. Nessa fase, foi realizada a disposição de aproximadamente 75.000 m³ de rejeito, restrita à região central do fundo da cava.

Em seguida, a Etapa 2 ampliou a área de disposição até a cota 900 m, formando um primeiro platô no fundo da cava e preservando, na porção leste, uma região destinada ao acúmulo de água, com volume de disposição de cerca de 495.000 m³. Na sequência, a Etapa 2A Parcial promoveu a elevação desse platô até a cota média de 904 m, contemplando aproximadamente 360.000 m³ de rejeito. Posteriormente, a Etapa 2A ampliou a ocupação para todo o fundo da cava, com disposição de aproximadamente 1.700.000 m³ de rejeito e formação de platô com cota média próxima de 917 m. Por fim, a Etapa 3 foi concebida para aproximadamente 3.100.000 m³ de material, dos quais cerca de 2.500.000 m³ correspondem a rejeitos, elevando a superfície média final da cava para a ordem de 932 m. Na Figura 01 visualiza-se as respectivas etapas detalhadas.

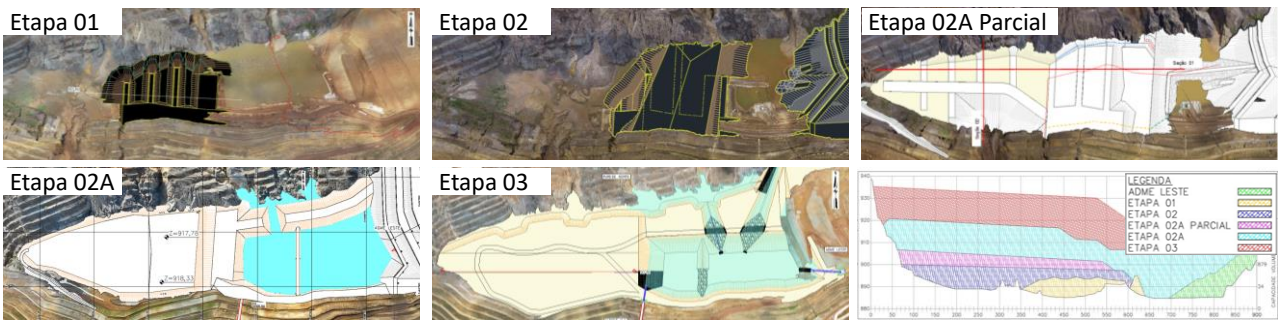


Figura 01. Seção e arranjo geral contendo os projetos das diferentes etapas de disposição de rejeitos na cava.

Essa evolução mostra que a cava deixou de ser tratada apenas como área de recebimento de material e passou a funcionar como elemento central do próprio processo de descaracterização. A cada etapa, o enchimento promoveu não apenas aumento de volume disposto, mas também reconfiguração geométrica do fundo da cava, com elevação progressiva do platô interno e redefinição das condições de drenagem, trafegabilidade e operação. Desse modo, o caso não pode ser interpretado como um projeto isolado de disposição, mas como um processo contínuo de implantação, no qual as fases anteriores forneceram subsídios técnicos e operacionais para o refinamento das fases seguintes.

Do ponto de vista físico, a evolução da disposição foi condicionada pela necessidade de manter uma região funcional para acúmulo e bombeamento de água, o que influenciou diretamente a geometria final de cada etapa. Desde as fases iniciais, foi preservada uma porção rebaixada da cava, especialmente na região leste, destinada ao armazenamento temporário de água, permitindo compatibilizar o avanço do enchimento com a manutenção da segurança hidráulica e operacional, conforme pode ser visualizado na Figura 02. A capacidade volumétrica desta bacia foi determinada a partir de um estudo de balanço hídrico e risco hidrológico, o qual levou em consideração as áreas de contribuição da cava, além dos sistemas periféricos destinados ao tratamento da turbidez e também a capacidade do sistema de bombas de recalque instalado na cava.

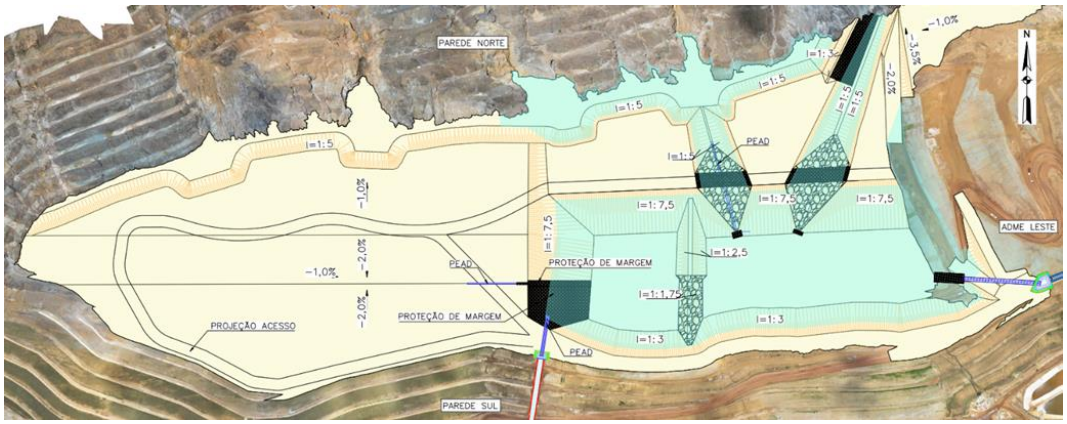


Figura 02. Arranjo geral da cava com destaque para a área de disposição e a região de acúmulo/bombeamento de água.

3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO REJEITO

A concepção da disposição mecanizada foi apoiada em investigação geotécnica do rejeito e dos materiais presentes no fundo da cava, incluindo campanhas de campo e ensaios laboratoriais. Foram utilizados ensaios de caracterização física, compressão triaxial, adensamento e investigações in situ por piezocone, permitindo interpretar tanto o comportamento do rejeito a ser disposto quanto a condição dos materiais previamente lançados e dos sedimentos presentes na fundação. A Figura 03 demonstra os pontos de investigação por piezocone. O uso combinado de ensaios laboratoriais e de campo é coerente com recomendações clássicas para avaliação de depósitos granulares e finos em geotecnia de mineração (Jamiolkowski et al., 1985; Robertson e Cabal, 2022).

A caracterização indicou comportamento compatível com material cuja resposta geotécnica é sensível à umidade, ao índice de vazios e às condições de lançamento e acomodação. Para o rejeito lançado, adotaram-se parâmetros representativos da condição de disposição mecanizada, enquanto para o rejeito previamente disposto e para os sedimentos do fundo da cava foram considerados parâmetros específicos de resistência e deformabilidade, de forma a representar adequadamente a interação entre o novo corpo de rejeito e sua fundação. Essa abordagem foi importante porque a estabilidade local e a deformabilidade do depósito não dependiam apenas do rejeito recém-lançado, mas do conjunto formado pelo material disposto em diferentes fases e pelos sedimentos já existentes.

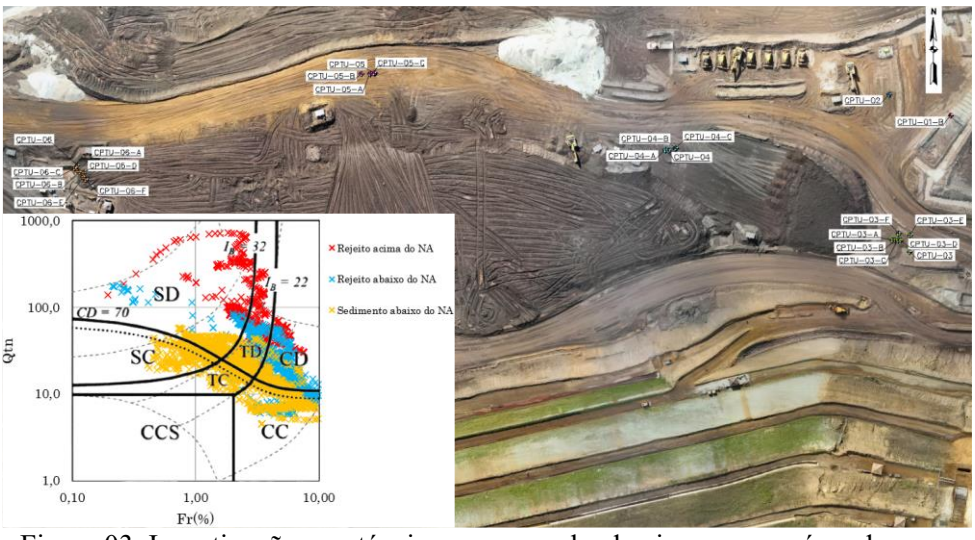


Figura 03. Investigações geotécnicas e campanha de piezocone na área da cava.

Em termos de projeto, os parâmetros adotados foram utilizados para embasar a análise das geometrias executivas, dos acessos temporários e da resposta deformacional do depósito. Para o rejeito disposto,

destacaram-se valores de peso específico natural da ordem de 20 kN/m³ e ângulo de atrito efetivo em torno de 29°, com variações em função da condição do material e da posição considerada. Já para acessos compactados e trechos de maior exigência operacional, foram admitidos parâmetros mais elevados de resistência, compatíveis com o controle executivo adicional adotado nesses segmentos. O conjunto de dados indicou que a solução demandava abordagem conservadora quanto à formação de taludes temporários, à limitação de pressões transmitidas pelos equipamentos e ao controle da água no interior do depósito, conforme observado na Figura 04.

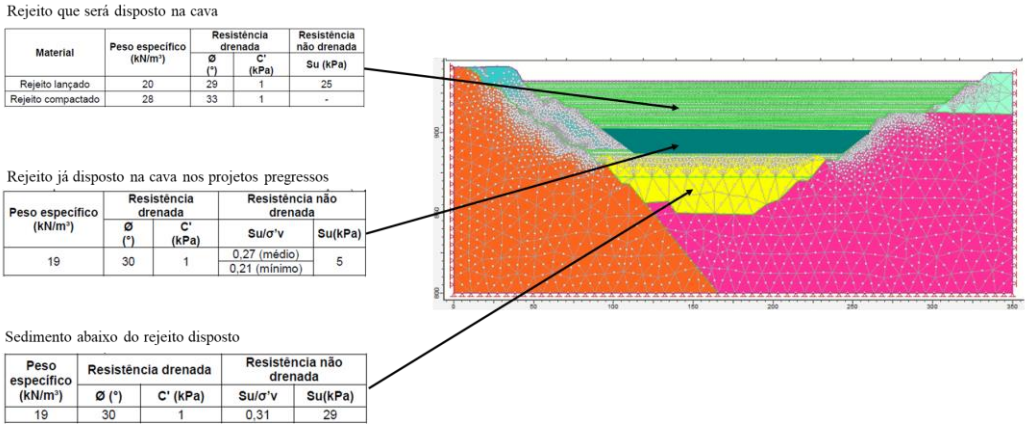


Figura 04. Parâmetros geotécnicos representativos adotados para o rejeito e materiais de fundação.

Por fim, reitera-se que aspecto mais relevante dessa caracterização é que ela forneceu base técnica para a disposição mecanizada como construção de um novo corpo geotécnico, e não apenas como atividade de transporte e lançamento. A interpretação dos parâmetros de resistência e compressibilidade permitiu vincular o método executivo às condições reais do material, contribuindo para definir a forma de avanço da obra, o tratamento dos acessos e a necessidade de monitoramento contínuo ao longo da implantação.

4 SEQUENCIAMENTO CONSTRUTIVO

A disposição mecanizada de rejeitos na cava foi conduzida por meio de alteamento progressivo do fundo, com lançamento, espalhamento e conformação sucessiva do material, de forma a construir uma superfície operacional contínua e compatível com as restrições geotécnicas e hidráulicas da área. O sequenciamento foi desenvolvido de maneira faseada, permitindo adaptar o avanço das frentes às condições observadas em campo e às necessidades operacionais associadas à remoção e ao transporte do rejeito.

A solução construtiva foi baseada na deposição em camadas sucessivas, com controle geométrico voltado à limitação de desníveis acentuados e à manutenção de taludes temporários baixos. Nos acessos internos, adotou-se a execução de faixa com 1,60 m de espessura, em rejeito, estéril ou mistura entre ambos, dividida em quatro camadas de 40 cm, com controle de umidade e compactação por número de passadas, conforme procedimento previamente aferido em aterro experimental. Além do controle executivo, a trafegabilidade desses acessos era verificada em campo.

A geometria executiva dos acessos e taludes temporários foi definida a partir da necessidade de compatibilizar a circulação dos equipamentos com a baixa capacidade de suporte do material recém-disposto. Os acessos na metade oeste foram avaliados considerando taludes com alturas de 2,5 m e 5,0 m, adotando-se sobrecargas de 100 kPa para acessos principais e 60 kPa para acessos secundários. Para essas estruturas temporárias, foi adotado fator de segurança mínimo de 1,3, com avaliação da influência da posição do nível freático sobre as geometrias admissíveis.

Com o avanço da implantação, verificou-se a necessidade de incorporar limites geométricos mais restritivos para as superfícies transitórias. Para os taludes laterais dos acessos internos executados sobre o corpo da disposição, adotou-se inclinação máxima de 1V:5H e altura máxima de 5 m. Em paralelo, o espalhamento nas frentes operacionais foi conduzido de forma a evitar a formação de desníveis excessivos entre áreas recém-lançadas e superfícies já regularizadas.

A gestão hídrica foi incorporada ao sequenciamento como condicionante permanente da execução. A superfície da disposição foi conformada de modo a direcionar o escoamento superficial para a região rebaixada destinada ao acúmulo e bombeamento de água, preservando a funcionalidade do sump ao longo das diferentes fases. Para isso, foram mantidos dispositivos de drenagem superficial e subsuperficial, além de soluções complementares de controle de sólidos e melhoria da qualidade da água acumulada, como Sump`s. Na Figura 05 verifica-se as fases previstas para implantação da Etapa 03 do projeto, bem como o sistema de drenagem previsto. As drenagens do talude norte diferem do talude sul, visto a restrição de uso de equipamentos não tripulados no contato com talude em decorrência de instabilizações geotécnicas, garantindo assim a segurança das operações.

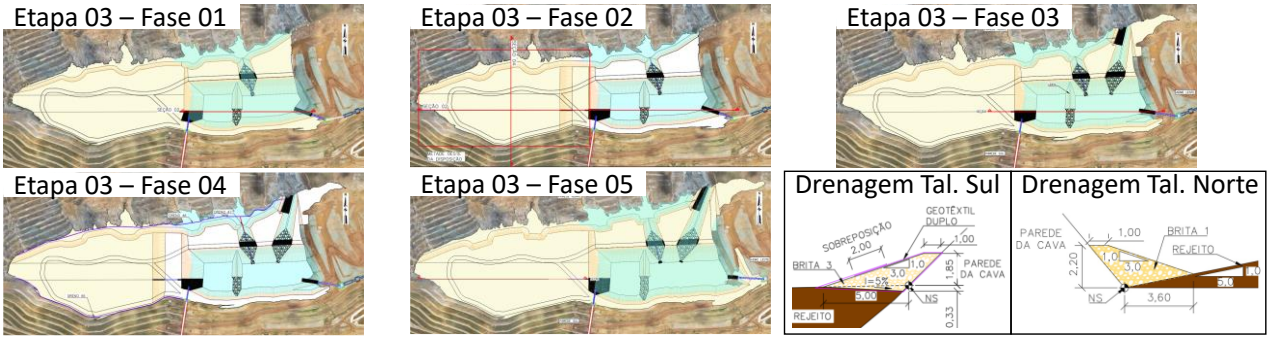


Figura 05. Arranjo esquemático do sequenciamento construtivo e da drenagem associada à disposição referente a Etapa 03.

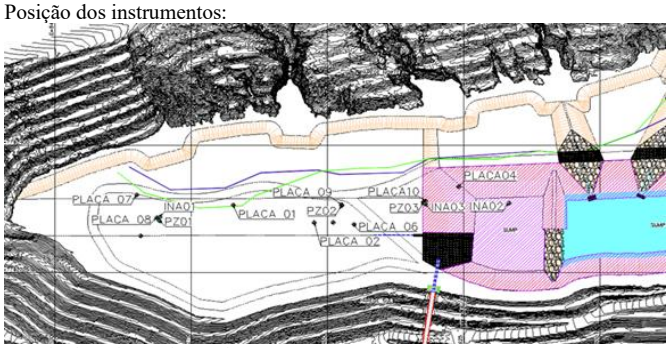
A instrumentação também integrou o sequenciamento construtivo, tanto como suporte ao controle executivo quanto como base para avaliação do comportamento do depósito ao longo da obra. A implantação e preservação dos instrumentos em área sujeita a tráfego intenso de equipamentos demandaram compatibilização com o avanço das frentes e ajustes operacionais contínuos, reforçando o caráter adaptativo da solução.

5 MONITORAMENTO, DESEMPENHO E LIÇÕES APRENDIDAS

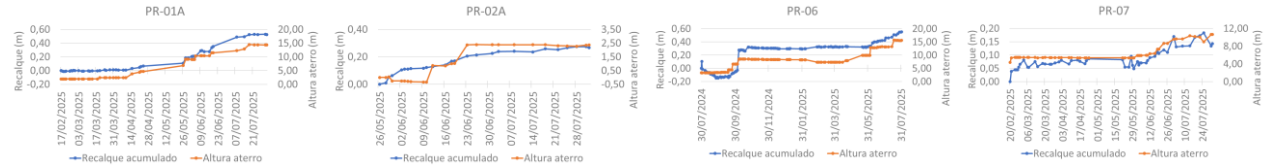
O monitoramento da disposição mecanizada foi conduzido por meio de instrumentação geotécnica e observação de campo, incluindo placas de recalque, indicadores de nível d'água e acompanhamento das condições operacionais da área. Esse conjunto permitiu avaliar a resposta do depósito ao carregamento progressivo, verificar a funcionalidade da drenagem e apoiar ajustes executivos ao longo da implantação.

Os resultados de monitoramento de recalques indicaram que a deformação ocorreu em curto prazo após a aplicação das cargas, com tendência de redução progressiva das taxas de recalque ao longo do tempo. Esse padrão é compatível com a acomodação inicial do rejeito disposto e dos materiais subjacentes, particularmente em condição de material lançado sem controle integral de compactação. A interpretação dos resultados exige cautela, uma vez que as placas foram instaladas após o início da disposição, implicando espessuras variáveis de sedimentos e rejeito abaixo dos instrumentos. Ainda assim, o comportamento observado confirmou a importância do alteamento progressivo e do acompanhamento contínuo do depósito. Em relação aos indicadores de nível de água (INA) e Piezômetros (PZ), os mesmos apresentam um comportamento linear com o nível de água no sump, apresentando baixa sensibilidade em relação ao alteamento do rejeito no fundo da cava.

Posição dos instrumentos:



Resultados Placas de recalques:



Resultados piezômetros e INA's:

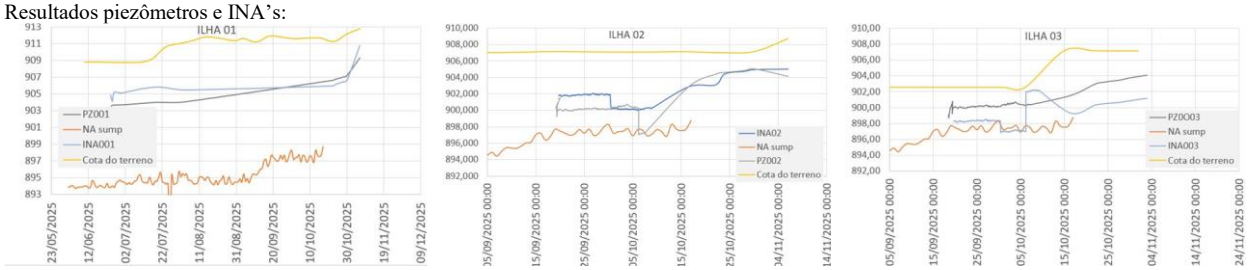


Figura 6. Resultados do monitoramento.

Sob a ótica operacional, um dos principais aprendizados do caso foi a constatação de que a variabilidade do rejeito influencia diretamente o comportamento das geometrias temporárias formadas durante a execução. Diferenças de umidade, compacidade e forma de lançamento afetaram a uniformidade do espalhamento e favoreceram a formação de desníveis transitórios entre áreas recém-dispostas e superfícies já regularizadas. Em função disso, o controle geométrico passou a ter papel central na operação, com limitação de alturas e inclinações dos taludes temporários e também dos acessos internos, de modo a reduzir risco geotécnico e aumentar a previsibilidade operacional.

Outro aspecto relevante foi a própria operação do sistema de monitoramento. A manutenção da instrumentação em área com tráfego intenso de equipamentos exigiu proteção física, alteamento progressivo dos instrumentos e interpretação crítica de leituras afetadas por interferências operacionais. Ainda assim, a continuidade do monitoramento mostrou-se essencial para apoiar a leitura do comportamento da disposição e orientar ajustes executivos ao longo da implantação.

A gestão hídrica revelou-se igualmente determinante para o desempenho global da solução. A manutenção do Sump e bombeamento de água foi condição indispensável para permitir o avanço operacional dos serviços relacionados à disposição . O controle da água mostrou-se parte estrutural da solução, e não apenas condicionante secundária, influenciando diretamente suporte operacional, drenagem e continuidade das atividades. O desempenho verificado ao longo do período chuvoso mostrou-se condizente com as saídas obtidas por meio dos estudos técnicos realizados, sendo o nível máximo de água no sump próximo àquele indicado pelos estudos.

De forma geral, o estudo de caso mostra que a utilização da cava como área de disposição pode constituir alternativa efetiva para apoiar a descaracterização de barragens a montante em cenários com restrição de áreas disponíveis. No entanto, a viabilidade dessa solução depende de abordagem integrada, na qual a disposição do rejeito seja tratada como formação de um corpo geotécnico monitorado, drenado e progressivamente estabilizado, e não apenas como transferência de material entre estruturas. A experiência observada indica que o sucesso da solução está menos associado a um volume final específico e mais à capacidade de controlar, ao longo do tempo, as variáveis que governam seu comportamento: geometria, água, suporte operacional e resposta deformacional do depósito.

6 CONCLUSÕES

A disposição mecanizada de rejeitos em cava mostrou-se alternativa tecnicamente viável para apoiar a descaracterização de barragens alteadas a montante em contextos com restrição de áreas disponíveis para novas estruturas de disposição. A evolução das fases de implantação evidenciou que essa solução não deve ser compreendida como uma intervenção isolada, mas como um processo construtivo progressivo, no qual as etapas iniciais exercem papel fundamental na consolidação das premissas operacionais, geométricas e hidráulicas que orientam as fases subsequentes. Nesse sentido, o estudo de caso demonstrou que a cava pode deixar de atuar apenas como destino logístico do material removido e passar a desempenhar função central no próprio processo de descaracterização.

A caracterização geotécnica do rejeito e dos materiais de fundação foi essencial para sustentar tecnicamente a solução adotada, fornecendo base para a definição dos critérios de estabilidade, deformabilidade e trafegabilidade requeridos ao longo da disposição. Da mesma forma, o sequenciamento construtivo mostrou-se decisivo para o desempenho da obra, uma vez que a manutenção de taludes temporários baixos, o tratamento adequado dos acessos, a execução em camadas sucessivas e a gestão hídrica ativa foram condições indispensáveis para compatibilizar segurança geotécnica e viabilidade operacional. Os resultados reforçam, portanto, que o sucesso da disposição mecanizada depende da integração entre projeto, execução e controle de campo.

Por fim, o monitoramento geotécnico confirmou a importância do alteamento progressivo, da preservação da instrumentação e da interpretação contínua do comportamento do depósito ao longo da implantação. As observações de campo e o acompanhamento da performance da disposição evidenciaram que a solução exige ajustes permanentes e leitura técnica integrada das condições de umidade, suporte, drenagem e deformação. Assim, o caso reforça que o uso de cavas pode constituir solução estratégica para a descaracterização de barragens a montante, desde que o rejeito seja realocado para um corpo geotécnico drenado, monitorado e executado sob critérios geotécnicos e operacionais claramente estabelecidos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Cacciuttolo, C., Castillo, J., Rojas, E. e Molina, R. 2023. *In-Pit Disposal of Mine Tailings for a Sustainable Mine Closure: A Responsible Alternative to Develop Long-Term Green Mining Solutions*. Sustainability, 15(8), 6481.

Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T. e Lancellotta, R. 1985. *New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils*. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.

McDonald, L. e Lane, J. C. 2010. *Consolidation of In-Pit Tailings*. Proceedings of Mine Waste 2010.

Mudd, G. M., Smith, H. D., Kyle, G. e Thompson, A. 2011. *In-Pit Tailings: World's Best Practice for Long-Term Management of Tailings*. Proceedings of MetPlant 2011.

Robertson, P. K. e Cabal, K. L. 2022. *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*.

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/COBRAMSEG2026.1/39

Elaboração de carta de risco em barragem de terra

Dellane Stephani Carvalho dos Santos
Mestre em geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, stephanidscs@gmail.com

Gabriel Machado de Almeida
Engenheiro civil, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, gabrielmachado@bsgconsultoria.com.br

Roberto Pimentel de Sousa Júnior
Mestre em geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, robertopimentel@bsgconsultoria.com.br

RESUMO: O estudo apresenta a elaboração de cartas de risco para duas barragens de terra, denominadas A e B, com o objetivo de definir níveis de controle dos instrumentos de monitoramento e associá-los a condições de estabilidade do talude. Na pesquisa fundamenta-se a importância da gestão de segurança de barragens, viabilizando a identificação precoce de anomalias e a tomada de decisões técnicas baseadas em critérios quantitativos. Foram aplicados dois métodos distintos para a determinação dos níveis de controle, de acordo com o porte das estruturas. Para a barragem A, de grande porte (25,5 m), os níveis de Atenção, Alerta e Emergência foram estabelecidos a partir dos fatores de segurança (FS) obtidos em análises de estabilidade com valores de FS iguais a 1,50, 1,30 e 1,10, respectivamente. Já para a barragem B, de pequeno porte (5,5 m), os níveis de controle foram definidos com base na distância da linha piezométrica em relação à face do talude de jusante, uma vez que mesmo sob condição crítica o FS manteve-se acima do limite mínimo para o nível de Atenção. As simulações numéricas foram no software GeoStudio 2021.4, utilizando o método de equilíbrio limite de Morgenstern-Price. Conclui-se que a carta de risco constitui uma ferramenta essencial para o acompanhamento operacional e o gerenciamento integrado da segurança, permitindo a adoção de medidas preventivas e emergenciais de forma sistemática, fundamentada e compatível com o porte de cada barragem.

PALAVRAS-CHAVE: Carta de risco, nível de controle, barragem de terra.

ABSTRACT: This study presents the development of risk maps for two earth dams, referred to as Dam A and Dam B, with the objective of defining control levels for monitoring instruments and associating them with slope stability conditions. The research is grounded in the need to enhance dam safety management by enabling early detection of anomalies and supporting technical decision-making based on quantitative criteria. Two distinct methods were applied to determine the control levels according to the size of each structure. For Dam A, a large structure (25.5 m high), the Attention, Alert, and Emergency levels were established based on safety factors (FS) obtained from stability analyses, with FS values of 1.50, 1.30, and 1.10, respectively. For Dam B, a small structure (5.5 m high), the control levels were defined according to the distance between the phreatic line and the downstream slope face, since even under critical conditions the FS remained above the minimum threshold for the Attention level. Numerical simulations were performed using the GeoStudio 2021.4 software, applying the Morgenstern–Price limit equilibrium method. It is concluded that the risk map represents an essential tool for operational monitoring and integrated safety management, enabling the implementation of preventive and emergency actions in a systematic, evidence-based manner consistent with the characteristics and scale of each dam.

KEYWORDS: Risk map, control levels, earth dam.

1 INTRODUÇÃO

A Carta de Risco é um dos instrumentos mais relevantes na gestão da segurança de barragens, pois estabelece, de forma técnica e objetiva, os níveis de controle e ação relacionados ao comportamento estrutural e hidráulico do empreendimento. Ela serve como base para a tomada de decisão rápida e fundamentada em

situações de anomalias, permitindo que operadores e engenheiros identifiquem, interpretem e respondam adequadamente às alterações no desempenho da barragem. Esse documento integra o Plano de Segurança da Barragem (PSB) e o Plano de Ação de Emergência (PAE), conforme preconizado pela Política Nacional de Segurança de Barragens (Lei nº 12.334/2010), sendo obrigatório para empreendimentos classificados como de médio e alto potencial de dano associado.

A importância da Carta de Risco é amplamente reconhecida em estudos de casos reais. A tragédia da Barragem de Fundão (Mariana-MG, 2015) e, posteriormente, o rompimento da Barragem I da Mina Córrego do Feijão (Brumadinho-MG, 2019) evidenciaram a necessidade de instrumentos preditivos e protocolos de alerta eficazes. Em ambos os eventos, investigações apontaram falhas nos sistemas de monitoramento e na comunicação entre níveis de atenção e emergência, ressaltando o papel crucial de uma Carta de Risco bem estruturada para prevenir perdas humanas e ambientais (Freitas e Silva, 2019).

A Carta de Risco deve conter níveis graduais de controle, definidos conforme parâmetros geotécnicos e hidráulicos representativos, tais como pressão neutra, nível piezométrico e deformações estruturais. De modo geral, são estabelecidos quatro estágios principais: Nível Normal: condição de estabilidade com comportamento dentro dos limites de projeto; Nível de Atenção: leituras dos instrumentos se aproximam do limite de segurança estabelecido, exigindo aumento da frequência de monitoramento e avaliação das causas; Nível de Alerta: indica situação crítica, com risco de instabilidade crescente e requer medidas corretivas imediatas e inspeções intensificadas; Nível de Emergência: representa condição de risco iminente de ruptura, com fator de segurança próximo da unidade, demandando acionamento imediato das autoridades e execução do PAE, incluindo a evacuação da população a jusante.

No presente trabalho, a Carta de Risco foi elaborada a partir da análise de estabilidade de duas barragens de terra, denominadas Barragem A e Barragem B, com alturas de 25,5 m e 5,5 m, respectivamente. As avaliações foram realizadas para os níveis de referência correspondentes aos estados de Atenção, Alerta e Emergência. As análises numéricas foram conduzidas no software GeoStudio 2021.4, utilizando o método de equilíbrio limite de Morgenstern-Price, com base em parâmetros geotécnicos obtidos de ensaios de laboratório.

2 CARACTERÍSTICAS DA BARRAGEM

A barragem A possui altura máxima de 25,5 m e é composta por um aterro compactado e homogêneo, com crista de 7 m de largura na elevação 800,50 m. É dotado de um sistema de drenagem interna formado por um filtro vertical de areia, com continuidade sob o talude de jusante através de um tapete horizontal de areia, tendo na extremidade um dreno de pé de enrocamento com transições granulares. O talude de montante recebeu proteção com enrocamento (*rip-rap*) e possui inclinação igual a 1V:2H desde a crista até uma berma de 5 m de largura, posicionada na elevação 791,50 m. Deste ponto em diante o talude assume a inclinação 1V:3H até o pé. A barragem fica localizada em uma região caracterizada por área de rochas pré-cambrianas e granito-gnáissicas.

Os parâmetros geotécnicos da barragem A utilizados nas simulações foram advindos de ensaios de laboratório e boletins de sondagem SPT e estão apresentados na Tabela 1. Os dados foram determinados por meio de uma média ajustada dos dados devido a algumas discrepâncias pontuais entre os valores obtidos devido variações naturais do solo, erros experimentais ou heterogeneidade do maciço. Quanto à geometria analisada, adotou-se a seção típica da barragem da Figura 1.

Além disso, a barragem A dispõe de 8 (oito) Indicadores de Nível d'Água, mas 2 (dois) estão desativados; 4 (quatro) poços de monitoramento e 3 (três) piezômetros, além de 4 (quatro) piezômetros elétricos e 4 (quatro) inclinômetros.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos usados nas simulações – Barragem A.

Material	Peso específico γ (KN/m³)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)
Aterro Compactado	18,94	9,17	27,46
Fundação: Aluviões	18,45	18,67	32,33
Fundação: Solo Residual	18,09	17,38	29,75
Areia	17,00	0,00	35,00
Enrocamento	18,00	0,00	35,00

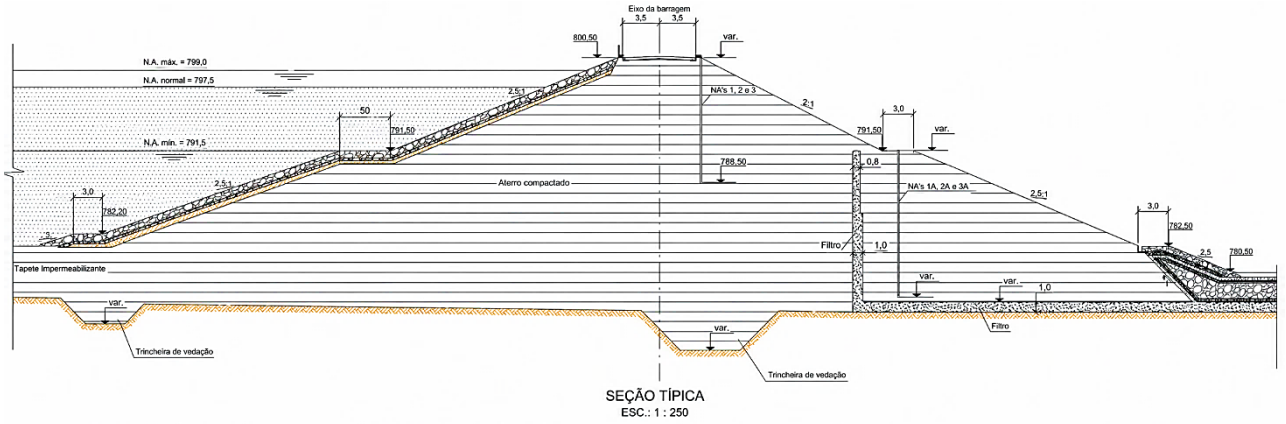


Figura 1. Seção típica da barragem A.

A barragem B possui altura máxima da ordem de 5,5 m. Segundo documentos antigos da fase de projeto, o aterro é homogêneo, com crista de 6 m de largura na elevação 817,50 m. O maciço é dotado de um "lençol filtrante" sob o talude de jusante, tendo na extremidade um dreno de enrocamento com dreno de manilhas perfuradas de barro vibrado, que conduzem as águas percoladas para o talvegue próximo à saída da descarga de fundo.

O talude de montante recebeu proteção com enrocamento (*rip-rap*) e possui inclinação igual a 1V:3H. O talude de jusante possui inclinação igual a 1V:2,5H. Para o controle da percolação pelas fundações, foi implantado a montante um tapete impermeabilizante de solo com as mesmas características do maciço da barragem, com espessura de 1,50 m.

Quanto à geometria analisada, adotou-se a seção E – E da barragem B, apresentada na Figura 2. Os parâmetros geotécnicos da barragem B utilizados nas simulações foram advindos dos ensaios de laboratório disponibilizados pela empresa e estão apresentados na Tabela 2.

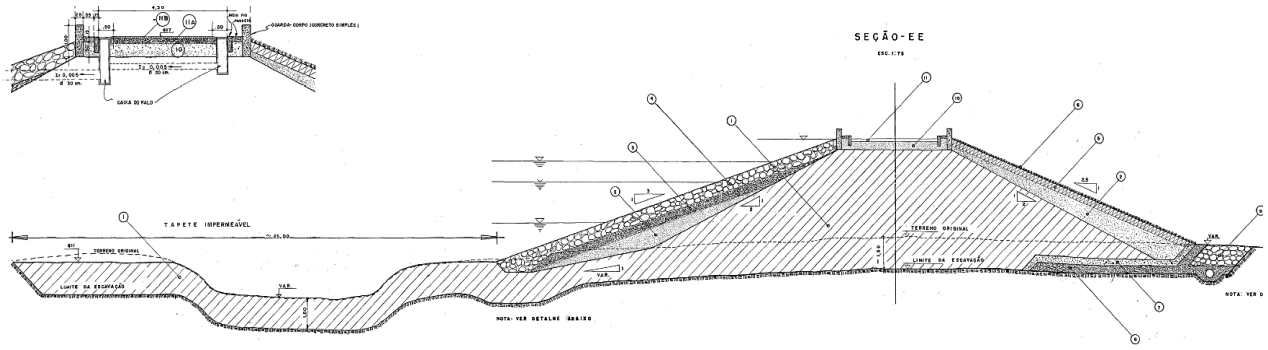


Figura 2. Seção E-E – Barragem B.

Tabela 2. Parâmetros geotécnicos usados nas simulações – Barragem B.

Material	**Peso específico (kN/m³)**	**Coesão (kPa)**	**Ângulo de atrito (°)**
Aterro da barragem	15,72	17,47	30,27
Fundação - aluvião	18,05	26,00	15,00
Fundação - Solo Residual	18,05	19,25	28,75
Areia - filtro	17,00	0,00	35,00
Enrocamento	18,00	0,00	35,00

Foram realizados 6 (seis) furos de sondagem a percussão em 2004, em duas seções transversais à barragem B, interceptando o maciço e fundação. Tais sondagens tiveram por objetivo a instalação de 6 indicadores de nível d'água (INA), sendo aproveitados para caracterizar os materiais durante a perfuração.

O material do maciço foi caracterizado como argila silto arenosa vermelha, consistência média. Na fundação, foram interceptados sedimentos aluvionares, constituídos por areias fofas a médias. Os resultados não são conclusivos na identificação de possíveis dispositivos de drenagem interna no maciço da barragem.

Na mesma campanha de campo e laboratório, foram executados ensaios de caracterização geotécnica e ensaios triaxiais do tipo CIU (*Consolidated Isotropic Undrained*), com corpos de prova previamente saturados, moldados a partir de amostras deformadas coletadas em trincheiras abertas no corpo do aterro.

Os ensaios triaxiais foram realizados em corpos de prova compactados na umidade ótima e grau de compactação na energia do Proctor Normal. Portanto, não são representativos da condição "*as is*" do maciço, pois não foram determinados em amostras indeformadas.

3 MÉTODOS

A elaboração da carta de risco consiste em análise de estabilidade de talude para obteção dos níveis de controle dos instrumentos instalados na estrutura. Usou-se os parâmetros geotécnicos apresentados na Tabela 1 (Barragem A) e Tabela 2 (Barragem B). Nas simulações numéricas, as análises foram realizadas no módulo Slope/W, do software GeoStudio 2021.4., utilizando o método de equilíbrio limite de Morgenstern-Price, e sem análise acoplada de percolação. Assim, a linha piezométrica foi ajustada manualmente na simulação para identificar, em cada instrumento da barragem, qual cota da água (nível de controle) no maciço resultaria no fator de segurança desejado. Os Fatores de Segurança são, respectivamente, iguais a 1,50, 1,30 e 1,10 para os níveis de "Atenção", "Alerta" e "Emergência", conforme a Tabela 3.

Tabela 3. Níveis de Segurança dos Instrumentos.

NÍVEIS DE SEGURANÇA (NS)		FATORES DE SEGURANÇA DE REFERÊNCIA (FS)
Normal		FS ≥1,50
Atenção		1,30 ≤ FS < 1,50
Alerta		1,10 ≤ FS < 1,30
Emergência		FS <1,10

Na barragem A, os instrumentos foram separados em 8 seções, onde em cada seção estão instalados Indicadores de Nível d'Água (INA), ou Poços de Monitoramento (TSL), Piezômetros (PZ) ou Piezômetros elétricos (PZE). Os instrumentos de cada seção são: Seção 0: PZE-01 e PZE-02; Seção 1: INA-1 e INA-1A; Seção 1A: PZE-03 e PZE-04; Seção 2: TSL-1, TSL-3 e TSL-4; Seção 3: INA-100 e PZ-101; Seção 4: INA-2A; Seção 5: INA-103 e PZ-104; Seção 6: TSL-2 e INA-3A.

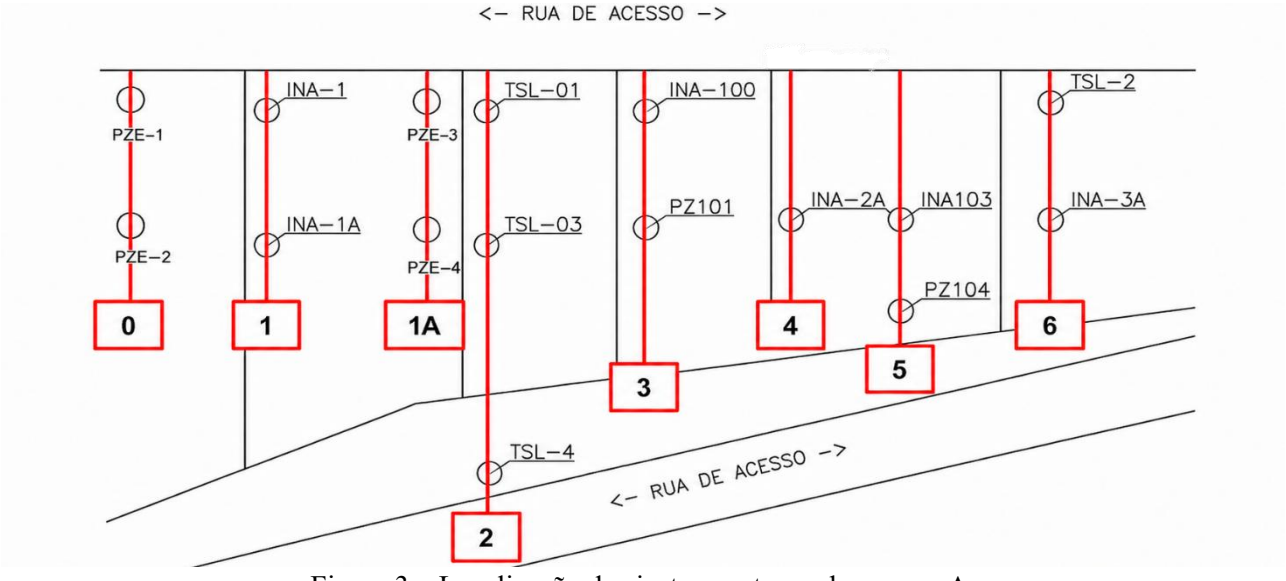


Figura 3 – Localização dos instrumentos na barragem A.

Contudo, como a barragem B é de baixa altura, cerca de 5,5 m apenas, a carta de risco não foi feita com base no Fator de Segurança (FS). Os níveis de controle foram definidos a partir da proximidade da superfície freática em relação à face do talude de jusante. Esse método justifica-se porque mesmo na simulação numérica para uma completa falha dos filtros, o Fator de Segurança não configura-se menor que 1,10 (Emergência). Os instrumentos na barragem, Indicadores de Nível d'água (INA), foram divididos em duas seções: Seção 1: INA-1, INA-2 e INA-3; Seção 2: INA-4, INA-5 e INA-6.

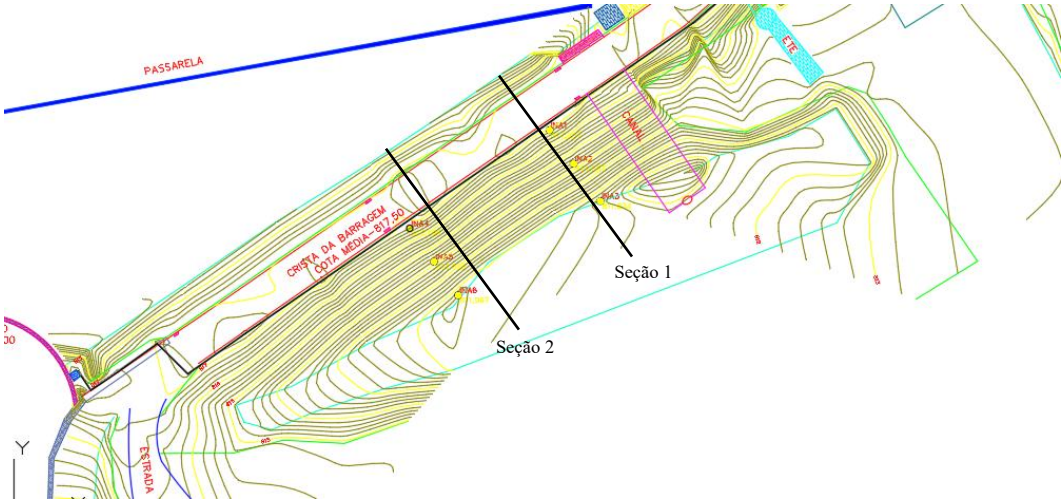


Figura 4 – Localização dos instrumentos na barragem B.

Nos instrumentos próximos à crista da barragem B, considerou-se apenas o nível de Atenção, correspondendo à leitura dos INAs na cota equivalente ao nível operacional do reservatório (815 m), uma vez que não se prevê a ocorrência de elevações superiores. Por isso, os níveis de Alerta e Emergência para estes instrumentos foram suprimidos da carta de risco. Além disso, o INA-6 foi soterrado em maio de 2023 e também foi excluído da carta de risco. Na Figura 5 ilustra-se, por exemplo, a seção 1 e os critérios dos níveis de controle. Abaixo estão as distâncias dos instrumentos em relação à face do talude de jusante:

- Próximos à crista (INA-1 e INA-4):
  - Atenção: nível operacional do reservatório na cota 815 m;
- Nos espaldares de jusante (INA-2 e INA-5):
  - Atenção: distante 1,0 m da face do talude;
  - Alerta: distante 0,75 m da face do talude;
  - Emergência: distante 0,50 m da face do talude;
- No pé do talude (INA-3):
  - Atenção: distante 0,75 m da face do talude;
  - Alerta: distante 0,50 m da face do talude;
  - Emergência: distante 0,30 m da face do talude;

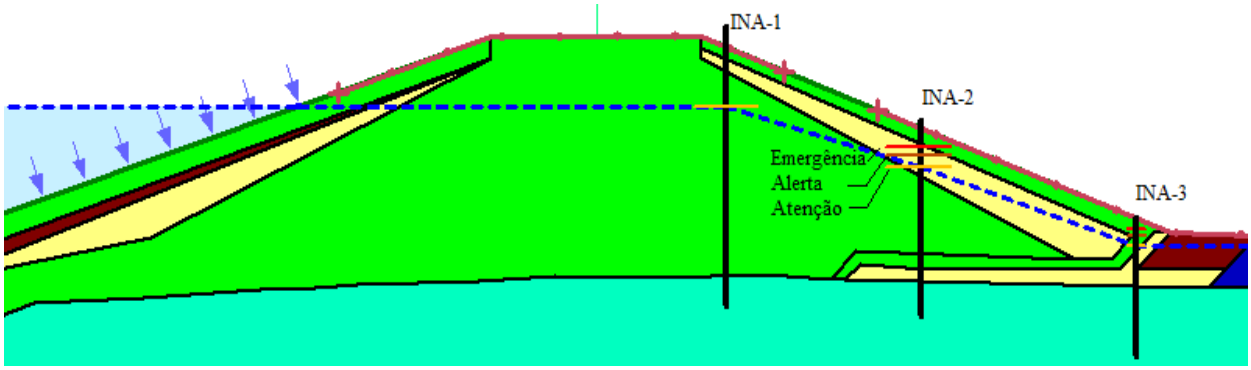


Figura 5. Critérios dos níveis de controle – seção 1 – Barragem B.

4 RESULTADOS

4.1 Barragem A

Em todas as seções, os níveis de "Atenção" e "Alerta" atingiram os fatores de segurança esperados. Entretanto, para o nível de "Emergência", o FS mínimo de 1,10 não foi alcançado. Neste caso, considerou-se como linha piezométrica crítica aquela que se aproxima até 1,0 m da face do talude, representando o limite operacional seguro antes de risco de instabilidade ou *piping*. Os níveis de controle de "Emergência" foram fixados nos valores máximos obtidos em cada análise, conforme Tabela 4 síntese. Na Figura 6 mostra-se a análise de estabilidade para o nível "Emergência" da seção 5.

Tabela 4. Fatores de Segurança das seções da barragem A.

Seção	Instrumentos	FS Atenção	FS Alerta	FS Emergência
0	PZE-01, PZE-02	1,506	1,302	1,157
1	INA-1, INA-1A	1,500	1,304	1,122
1A	PZE-3, PZE-4	1,506	1,302	1,157
2	TSL-1, TSL-3, TSL-4	1,500	1,303	1,111
3	INA-100, PZ-101	1,502	1,300	1,134
4	INA-2A	1,503	1,300	1,212
5	INA-103, PZ-104	1,503	1,308	1,231
6	TSL-2, INA-3A	1,502	1,301	1,123

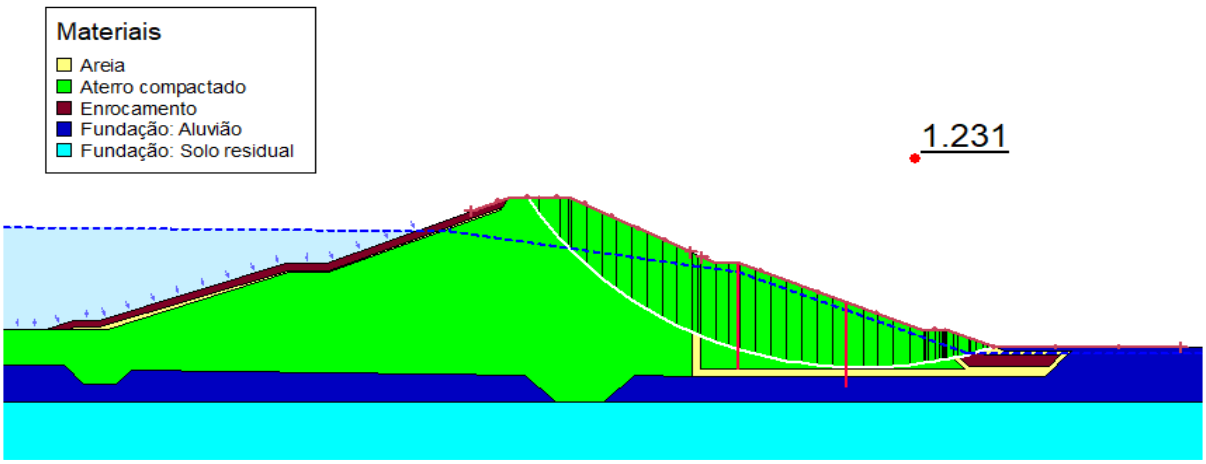


Figura 6. Nível de "Emergência" – Seção 5 (INA-103 e PZ-104) – Barragem A.

Na Tabela 5 apresenta-se as cotas correspondentes aos níveis de controle obtidos para cada instrumento ao atingir os Fatores de Segurança para "Atenção", "Alerta" e "Emergência".

Tabela 5. Níveis de referência dos instrumentos – barragem A.

Seção	Instrumento	Elevação (m)			Níveis de Controle		
		Boca do tubo	Terreno	Fundo	Atenção	Alerta	Emergência
					EL.(m)	EL.(m)	EL.(m)
0	**PZE-01**	800,15	800	777,45	794,2	796,8	797,5
	PZE-02	791,38	791	776,38	785,2	788	790
1	**INA-1**	800,61	800,50	788,50	795,49	795,9	797,5

	INA-1A	791,66	791,50	771,94	784,19	787,9	790,5
1A	**PZE-03**	800,16	800	775,16	794,2	796,8	797,5
	PZE-04	791,2	791	776,2	785,2	788	790
2	**TSL-1**	800,01	800,01	780,01	793,74	795,8	797,5
	TSL-3	790,37	790,37	773,37	784	787,4	790,2
	TSL-4	780,20	780,20	773,20	778,3	778,4	779
3	**INA-100**	800,1	799	758,89	794,7	796	797,5
	PZ-101	791	789,9	774,16	784,5	788,1	790,4
4	**INA-2A**	791,55	791,5	771,47	784,7	787,9	790,34
5	**INA-103**	791,32	790	777,04	786	788,9	790,33
	PZ-104	785,97	785,9	774,69	782	784,5	785
6	**TSL-2**	800,18	800,18	784,18	795,6	796,4	797,5
	INA-3A	791,71	790,3	-	784	787,6	790,5

4.2 Barragem B

A Seção 1 compreende instrumentos instalados na crista, talude de jusante e pé da barragem, respectivamente. As análises de estabilidade se basearam na Figura 5 para os níveis de controle de "Atenção", "Alerta" e "Emergência", resultando em fatores de segurança (FS), respectivamente, iguais a 2,255, 2,147 e 2,049. Os resultados indicam condição estável para todos os cenários, com redução gradual do FS conforme o aumento da cota da linha freática. Mesmo no nível de emergência, o FS permaneceu acima do mínimo exigido (Figura 7).

Na seção 2, os instrumentos estão localizados na crista e no espaldar de jusante. As análises também contemplaram os três níveis de controle da Figura 5, obtendo-se FS de 2,279 (Atenção), 2,240 (Alerta) e 2,218 (Emergência). Assim como na Seção 1, a estabilidade permanece satisfatória em todas as condições simuladas.

De acordo com a metodologia anteriormente estabelecida, foram obtidos os valores dos níveis de controle dos instrumentos para as seções instrumentadas. Na Tabela 7 apresenta-se esses valores.

Tabela 6. Fatores de Segurança das seções da barragem B.

Seção	**Instrumentos**	**FS Atenção**	**FS Alerta**	**FS Emergência**
1	INA-1, INA-2, INA3	2,255	2,147	2,049
2	INA-4; INA-5	2,279	2,240	2,218

Tabela 7 – Níveis de Referência dos Instrumentos – barragem B.

Seção	**Instrumento**	**Elevação (m)**			**Níveis de Controle**		
		Boca do tubo	**Terreno**	**Fundo**	**Atenção**	**Alerta**	**Emergência**
					EL.(m)	**EL.(m)**	**EL.(m)**
1	**INA-1**	817,297	816,9	809,26	815,00	-	-
	INA-2	814,587	814,3	808,97	813,27	813,60	813,83
	INA-3	811,834	811,5	807,82	811,00	811,25	811,45
2	**INA-4**	817,196	816,8	809,75	815,00	-	-
	INA-5	814,525	814,1	808,53	813,27	813,53	813,77
	INA-6	811,967	811,7	808,13	-	-	-

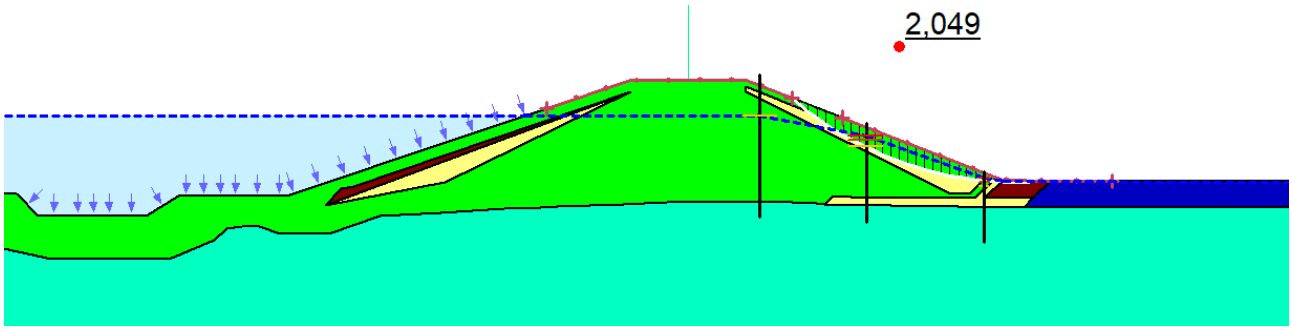


Figura 7. Nível de "Emergência" – Seção 1 (INA-1; INA-2 e INA-3) – Barragem B

5 CONCLUSÃO

No presente estudo apresentou-se a elaboração da Carta de Risco com base na determinação dos níveis de controle de "Atenção", "Alerta" e "Emergência" para duas barragens de diferentes alturas. A Barragem A, classificada como de grande porte (25,5 m), resultou nas simulações de estabilidade fatores de segurança correspondentes aos níveis de "Atenção" e "Alerta", não atingindo ao nível de "Emergência". Assim, as cotas instrumentais desse último nível foram definidas considerando a linha piezométrica posicionada a 1 m da superfície do talude de jusante.

Em contrapartida, a Barragem B, de pequeno porte (5,5 m), manteve fator de segurança superior ao mínimo exigido para o nível de "Atenção" (>1,50), mesmo sob condição crítica com o nível d'água atingindo o limite do talude de jusante. Dessa forma, os níveis de controle foram estabelecidos a partir das distâncias verticais entre a linha piezométrica medida pelos instrumentos e a face do talude, conforme parâmetros definidos em projeto.

As metodologias propostas asseguram que o documento resultante, a Carta de Risco, atue como um sistema técnico de alerta antecipado, essencial para a prevenção de acidentes e mitigação de danos em barragens de terra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO (ANA) (2016). *Manual do Empreendedor – Volume IV: Guia de Orientação e Formulários do Plano de Ação de Emergência (PAE).* Brasília.

BRASIL (2010). Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. Institui a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB). Diário Oficial da União, Brasília.

Freitas, C.M.; Silva, M.A. (2019). *Work accidents which become disasters: mine tailing dam failures in Brazil*. Revista Brasileira de Medicina do Trabalho, 17(1), p. 21–29. https://doi.org/10.5327/Z1679443520190405.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/40

Estabilidade de uma barragem de rejeito pós-descaracterização: Integração de fluxo saturado–não saturado e análise limite numérica

CARLOS EDUARDO COUTO CONEGUNDES
Doutorando, Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP, Ouro Preto, Brasil, carlos.conegundes@aluno.ufop.edu.br

GUILHERME JOSÉ CUNHA GOMES
Professor, Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP, Ouro Preto, Brasil, guilhermejcg@ufop.edu.br

DAVID SEBASTIAN CALPA JUAJINOY
Pesquisador, Universidade de São Paulo - USP, São Paulo, Brasil, sebastiancalpaj@usp.br

RESUMO: Os recentes colapsos catastróficos em barragens de mineração no Brasil elevaram as exigências regulatórias, impondo o desafio de promover a descaracterização de um grande número de estruturas, com vistas à mitigação de riscos. No entanto, ainda são incipientes as abordagens que integrem o fluxo em regime parcialmente saturado à análise de estabilidade de estruturas descaracterizadas. Este estudo apresenta a implementação de um código computacional em MATLAB para a avaliação da estabilidade de barragens descaracterizadas sem a remoção total do maciço, integrando simulações de fluxo em domínio parcialmente saturado, baseadas na equação de Richards, e análises de estabilidade por meio da Análise Limite Numérica (ALN). A metodologia foi aplicada a uma barragem real descaracterizada e validada com dados de instrumentação de campo. O estudo determinou a evolução temporal das poropressões e dos fatores de segurança (FS), que apresentaram variação anual da ordem de 2%. Os resultados demonstram a capacidade do modelo de subsidiar o monitoramento de longo prazo e o aprimoramento dos protocolos de avaliação de risco aplicáveis a essas estruturas geotécnicas.

PALAVRAS-CHAVE: Barragem de rejeito; Descaracterização; Análise Limite; Fluxo Saturado-Não Saturado.

ABSTRACT: Recent catastrophic failures of tailings dams in Brazil have resulted in more stringent regulatory requirements, imposing the challenge of decharacterizing a large number of existing structures as a risk mitigation measure. However, methodologies that explicitly couple partially saturated flow processes with the stability assessment of decharacterized tailings dams remain limited. This study presents the development and implementation of a MATLAB-based computational framework for evaluating the stability of decharacterized tailings dams without complete removal of the embankment mass. The approach integrates transient seepage analyses in a partially saturated domain, governed by Richards' equation, with stability assessment through Numerical Limit Analysis (NLA). The proposed methodology was applied to a real decharacterized tailings dam and validated against field instrumentation data. The simulations enabled the assessment of the temporal evolution of pore-water pressures and corresponding safety factors (SF), which exhibited annual variations on the order of 5×10^{-2}. The results demonstrate the capability of the proposed model to support long-term performance assessment and to enhance risk evaluation protocols for decharacterized tailings storage facilities.

KEYWORDS: Tailings Dams, Decharacterization, Numerical Limit Analysis, Saturated-Unsaturated Flow.

1 INTRODUÇÃO

Os colapsos de barragens de rejeito na última década no Brasil precipitaram uma mudança de paradigma na geotecnia nacional, resultando em requisitos regulatórios rigorosos que exigem a descaracterização de estruturas para eliminação de riscos residuais. Em diversos empreendimentos, essa intervenção mantém o

maciço, total ou parcialmente. Tais soluções impõem desafios técnicos significativos, especialmente na garantia da estabilidade física sob regimes hidrológicos distintos das condições originais de projeto.

Nesse contexto, a dinâmica da água no interior de estruturas descaracterizadas que mantêm o maciço como elemento permanente envolve, de forma recorrente, a coexistência de zonas saturadas e não saturadas, submetidas a variações temporais do regime hidrológico, especialmente em resposta a eventos pluviométricos intensos. Nessas condições, a presença de poropressões negativas no solo exerce influência direta sobre a resistência ao cisalhamento, uma vez que a sucção contribui para o aumento das tensões de contato entre os grãos. Assim, para uma avaliação fisicamente baseada da estabilidade de maciços remanescentes pós-descaracterização, torna-se fundamental integrar simulações transientes de fluxo, capazes de representar a evolução espacial e temporal das poropressões, a métodos de análise de estabilidade que incorporem explicitamente esses efeitos hidráulicos.

Entre as abordagens disponíveis, a Análise Limite Numérica (ALN) apresenta-se como uma alternativa aos métodos tradicionais, pois, fundamentada nos teoremas da plasticidade, permite determinar o fator de segurança crítico e identificar mecanismos de colapso sem a necessidade de pré-definir a geometria da superfície de ruptura. No entanto, apesar da eficiência demonstrada pela ALN na análise de barragens de rejeito e taludes naturais (Sloan, 2013; Camargo et al., 2016; Gomes et al., 2017; Whittle et al., 2022), ainda são escassos estudos aplicados que integrem sistematicamente essa técnica a modelos transientes de fluxo saturado-não saturado no contexto específico de descaracterização.

Diante dessa lacuna, o presente trabalho apresenta uma metodologia para a avaliação da estabilidade física de barragens de rejeito descaracterizadas com manutenção de maciço, baseada na integração entre simulações de fluxo saturado–não saturado e análises de estabilidade por Análise Limite Numérica. A abordagem é implementada por meio de um código computacional desenvolvido em ambiente MATLAB, no qual a equação de Richards (1931) é utilizada para a determinação transiente das poropressões, cujos resultados alimentam as análises de estabilidade via ALN, resolvidas por meio de programação cônica de segunda ordem. A metodologia é aplicada ao estudo de caso da Barragem B2, estrutura de contenção de rejeitos de grafita localizada no estado de Minas Gerais. A estrutura passou por um processo de descaracterização que incluiu o preenchimento do reservatório e a implantação de sistemas de drenagem para desvio das águas superficiais. A partir desse estudo de caso, avaliou-se a evolução temporal do fator de segurança da estrutura descaracterizada ao longo de um ano hidrológico.

2 METODOLOGIA E FORMULAÇÃO NUMÉRICA

A metodologia adotada neste trabalho fundamenta-se na integração numérica de análises de fluxo transiente em meios saturados e não saturados com análises de estabilidade de taludes. Para tanto, foi implementado um código computacional, desenvolvido em ambiente MATLAB, permitindo o acoplamento unidirecional (hidráulico → mecânico) entre a distribuição de poropressões e o cálculo de fatores de segurança via Análise Limite Numérica (ALN), seguindo a formulação implementada por Camargo et al. (2016) e aplicada a problemas de fluxo saturado-não saturado por Gomes et al. (2017).

2.1 Modelo de Fluxo em Meios Porosos

O fluxo no maciço e na fundação foi simulado considerando condição variavelmente saturada, regida pela equação de Richards (1931) em sua formulação em carga de pressão. Essa abordagem permite representar a evolução transiente das poropressões em meios parcialmente saturados, sendo particularmente adequada para a análise da resposta hidromecânica da estrutura sob eventos pluviométricos.
Para um domínio tridimensional, a equação governante pode ser escrita como:

$$C(\psi)\frac{\partial \psi}{\partial t} + S_s\, S(\psi)\frac{\partial \psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x}\left[K(\psi)\frac{\partial \psi}{\partial x}\right] + \frac{\partial}{\partial y}\left[K(\psi)\frac{\partial \psi}{\partial y}\right] + \frac{\partial}{\partial z}\left[K(\psi)\left(\frac{\partial \psi}{\partial z} + 1\right)\right], \quad (1)$$

em que $\psi[L]$é a carga de pressão matricial, $C(\psi)[L^{-1}]$é a capacidade específica de água do solo, $S_s[L^{-1}]$é o armazenamento específico, $S(\psi)[-]$ é o grau de saturação, $K(\psi)[L/T]$é a condutividade hidráulica não saturada e $t[T]$é o tempo.

O grau de saturação é definido por:

$$S(\psi) = \frac{\theta(\psi)}{\theta_s}, \tag{2}$$

em que $\theta(\psi)[L^3/L^3]$ corresponde ao teor volumétrico de umidade e $\theta_s[L^3/L^3]$ ao teor volumétrico de umidade na saturação.

As relações constitutivas de retenção de água e de condutividade hidráulica não saturada foram representadas segundo o modelo de van Genuchten-Mualem. A saturação efetiva S_eé dada por:

$$S_e(\psi) = \frac{\theta(\psi)-\theta_r}{\theta_s-\theta_r} = \begin{cases} (1+ \mid \alpha\psi \mid^n)^{-m}, & \psi \leq 0 \\ 1, & \psi > 0 \end{cases} \tag{3}$$

enquanto a função de condutividade hidráulica é expressa por:

$$K(\psi) = K_{sat}\, S_e^{\,l} \left[1-\left(1-S_e^{1/m}\right)^m\right]^2 \tag{4}$$

em que $\theta_r[L^3/L^3]$ é o teor volumétrico de umidade residual, $K_{sat}[L/T]$ é a condutividade hidráulica saturada, $\alpha[L^{-1}]$, ne $m[-]$ são parâmetros empíricos de ajuste, comumente adotando-se $m = 1 - 1/n$, e $l[-]$ é o parâmetro de conectividade de poros.

Essa formulação permite obter a distribuição espacial e temporal de poropressões no interior do maciço ao longo do período de simulação, fornecendo a base hidrológica necessária para as análises subsequentes de estabilidade em condição transiente.

2.2 Análise de Estabilidade via Análise Limite Numérica

A avaliação da estabilidade é realizada por meio da Análise Limite Numérica. Whittle et al. (2022) demonstraram a eficácia desta técnica para barragens de rejeito, destacando sua capacidade de identificar mecanismos de ruptura complexos (esféricos, planares ou arbitrários) sem as hipóteses restritivas dos métodos de Equilíbrio Limite (MEL). Diferentemente dos MEL, que requerem hipóteses prévias sobre a superfície de ruptura, a ALN busca o campo de tensões ou o campo de velocidades que satisfaça as condições de equilíbrio, compatibilidade e o critério de resistência do material (Sloan, 2013).

Neste trabalho, utiliza-se uma formulação em que o domínio é discretizado em elementos finitos e o campo de tensões é otimizado para maximizar o fator de colapso ou o fator de segurança, respeitando as condições de contorno e o critério de escoamento. O problema é resolvido via Programação Cônica de Segunda Ordem (SOCP), que oferece alta eficiência computacional e garantia de convergência para o ótimo global (Camargo et al., 2016).

O critério de ruptura adotado para os materiais geotécnicos foi o de Mohr-Coulomb.

2.3 Integração Computacional e Estratégia de Solução

A integração entre os módulos hidráulico e mecânico ocorre por meio de um acoplamento sequencial no tempo, no qual os campos de poropressão e de sucção matricial obtidos a partir da análise transiente de fluxo são associados às análises de estabilidade. Nesse procedimento, não há retroalimentação do modelo hidráulico a partir da resposta mecânica. Considera-se que a geometria e as propriedades hidráulicas do domínio permanecem inalteradas ao longo das análises de estabilidade, sendo a evolução temporal da resposta do sistema controlada exclusivamente pelas variações do regime hidráulico.

O procedimento numérico adotado foi recentemente aprimorado por Calpa et al. (2025, 2026), sendo composto pelas seguintes etapas:

i. Análise Transiente de Fluxo 3D: A cada incremento de tempo, a distribuição de poropressões é calculada em todo o domínio simulado.
ii. Mapeamento de pressões: Os campos de poropressão são interpolados para os pontos de integração da malha de estabilidade tridimensional.
iii. Cálculo do FS: O algoritmo de ALN determina o mínimo Fator de Segurança global para o estado hidráulico em cada passo de tempo.

Este procedimento permite avaliar a evolução da estabilidade da estrutura diante do avanço da frente de umedecimento e da perda de sucção matricial durante eventos pluviométricos, superando as limitações de abordagens simplificadas baseadas em estados estacionários.

3 ESTUDO DE CASO: BARRAGEM B2

A metodologia proposta foi aplicada à avaliação da estabilidade da Barragem de Rejeitos denominada B2. Trata-se de uma estrutura de contenção de rejeitos de mineração de grafita, localizada no município de Itapecerica, no estado de Minas Gerais. A escolha desse estudo de caso justifica-se pela complexidade hidromecânica associada às obras de descaracterização, bem como pela ampla disponibilidade de dados de monitoramento, que possibilitaram a adequada calibração das análises.

3.1 Histórico e Descaracterização

A Barragem B2 foi originalmente construída em 1975 como um maciço homogêneo compactado, com a finalidade de armazenar água e rejeitos. Entre 1988 e 1989, a estrutura foi submetida a um alteamento executado pelo método de jusante.

Em atendimento aos requisitos regulatórios recentes relacionados à segurança de barragens, a estrutura passou por um processo de descaracterização que promoveu alterações significativas em sua geometria e em seu regime hidrológico. Esse processo teve como objetivo eliminar as características funcionais de barragem, de modo que a estrutura deixasse de possuir capacidade de contenção e acumulação de rejeitos, sedimentos e água. As principais intervenções compreenderam o preenchimento do antigo reservatório com solo semicompactado, de forma a impedir o acúmulo de água na estrutura, bem como a implantação de um sistema de drenagem superficial destinado tanto ao escoamento das águas pluviais incidentes sobre a área quanto ao desvio de eventuais contribuições superficiais provenientes das regiões adjacentes. Esse sistema, constituído por um canal de cintura, foi projetado para conduzir livremente as vazões de montante para jusante, estabelecendo conexão com o extravasor existente.

3.2 Modelo Numérico

A geometria da barragem e do terreno natural foi discretizada por meio de uma malha tridimensional de elementos finitos. O código, executado em ambiente MATLAB, dispõe de um conjunto de rotinas destinadas à geração automática de malhas compostas por elementos prismáticos triangulares de seis nós, empregados nas análises de fluxo, e por elementos prismáticos quadrangulares de oito nós, utilizados na ALN. As Figuras 1(a) e 1(b) ilustram, respectivamente, a malha composta por 23.120 elementos prismáticos triangulares adotada na análise de fluxo e a malha constituída por 11.560 elementos prismáticos quadrangulares empregada na ALN. O modelo reflete a topografia pós-descaracterização, incorporando as camadas de fundação, o maciço, o filtro vertical e o aterro lançado sobre o reservatório.

A definição dos parâmetros hidráulicos adotados no modelo numérico de simulação de fluxo foi fundamentada na integração de dados provenientes de investigações de campo, especificamente valores de condutividade hidráulica obtidos por meio de sondagens do tipo *Standard Penetration Test* (SPT), com um processo de calibração manual baseado nos registros históricos de nível d'água de quatro piezômetros do tipo Casagrande (PZ-3, PZ-4, PZ-13 e PZ-14). A calibração consistiu no ajuste iterativo dos parâmetros de fluxo, buscando-se a maior proximidade entre os gráficos de carga hidráulica nos pontos simulados e os registros de

leitura dos instrumentos, por meio da minimização visual das discrepâncias e da compatibilização das tendências temporais observadas. As localizações desses instrumentos encontram-se indicadas na Figura 2.

Para as análises de estabilidade, foram adotados os parâmetros de resistência definidos a partir de ensaios SPT e triaxiais. Os parâmetros geotécnicos e hidráulicos adotados são apresentados na Tabela 1.

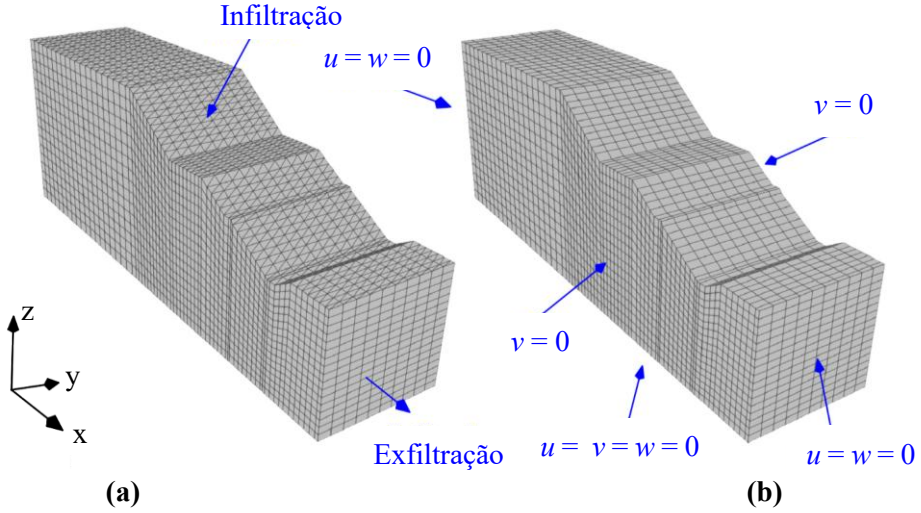


Figura 1. Modelo da Barragem B2: (a) malha de elementos prismáticos de 6 nós empregada na análise de fluxo, com indicação das condições hidráulicas de contorno: infiltração na superfície superior e face de exfiltração a jusante, sendo as demais fronteiras consideradas impermeáveis (fluxo nulo); (b) malha de elementos prismáticos de 8 nós utilizada na Análise Limite Numérica (ALN), com indicação (; de deslocamento, mantendo-se a superfície superior livre.

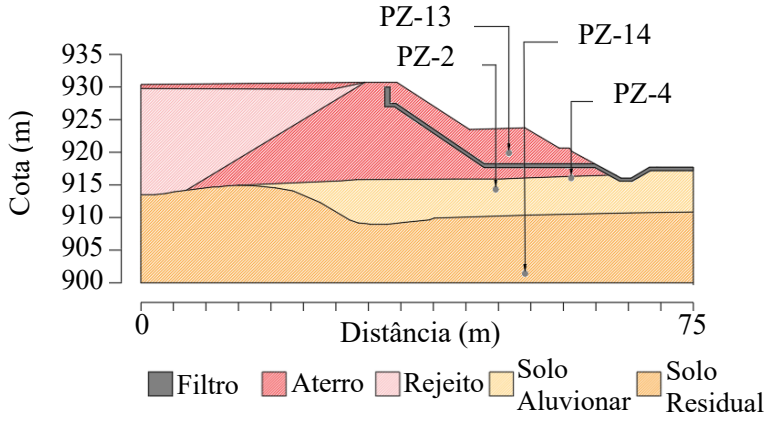


Figura 2. Seção transversal crítica da barragem indicando o zoneamento dos materiais geotécnicos e a localização dos piezômetros (PZ) utilizados na calibração do modelo transiente.

Tabela 1. Parâmetros hidráulicos e geotécnicos dos materiais.

Material	$\gamma\ (kN/m^3)$	$c'\ (kPa)$	ϕ' (°)	$Ksat\ (m/s)$	θs	θr	$\alpha\ (m^{-1})$	n
Rejeito	30	3	35	$3{,}7 \times 10^{-4}$	0,48	0,05	1,0	2,5
Maciço	18	17	24	$5{,}5 \times 10^{-5}$	0,48	0,05	1,0	2,5
Filtro	23	4,5	45	4,0	0,40	0,04	2,0	3,5
Solo Residual	20	30	37	$4{,}2 \times 10^{-4}$	0,44	0,18	0,05	1,5
Solo Aluvionar	18	37	22	$5{,}0 \times 10^{-4}$	0,42	0,08	0,15	1,8

3.2 Condições de Contorno

Para a análise transiente de fluxo, simulou-se um ano hidrológico contínuo, com base em dados pluviométricos medidos no local ao longo de 366 dias consecutivos, entre 2024 e 2025. A precipitação foi

aplicada na superfície como fluxo prescrito variável no tempo, enquanto a face de jusante foi modelada como superfície de exfiltração (*seepage face*). As demais fronteiras foram consideradas impermeáveis (fluxo nulo), conforme ilustrado na Figura 1(a).

Nas análises de estabilidade (ALN), as condições de contorno de deslocamento foram definidas para representar o confinamento e a continuidade do maciço. Os nós da base tiveram os deslocamentos integralmente restringidos ($u = v = w = 0$). Nos planos laterais, foram impostas restrições aos deslocamentos u e w nas faces normais à direção x, e apenas ao deslocamento v nos planos normais à direção y, conforme a Figura 1(b).

4 RESULTADOS

A análise permitiu avaliar o desempenho da barragem sob condições transientes, correlacionando a resposta hidrológica da estrutura descaracterizada com sua estabilidade física.

4.1 Calibração do Modelo de Fluxo

A validação do modelo de fluxo saturado-não saturado foi realizada através da comparação entre as cargas hidráulicas simuladas e as medidas pelos instrumentos de campo durante o período monitorado. A Figura 3 apresenta a evolução das cargas piezométricas para os instrumentos PZ-2, PZ-4, PZ-13 e PZ-14 em comparação com os resultados das simulações numéricas.

Observa-se que o modelo numérico capturou satisfatoriamente a tendência sazonal e as amplitudes de variação dos níveis d'água em resposta aos eventos de precipitação.

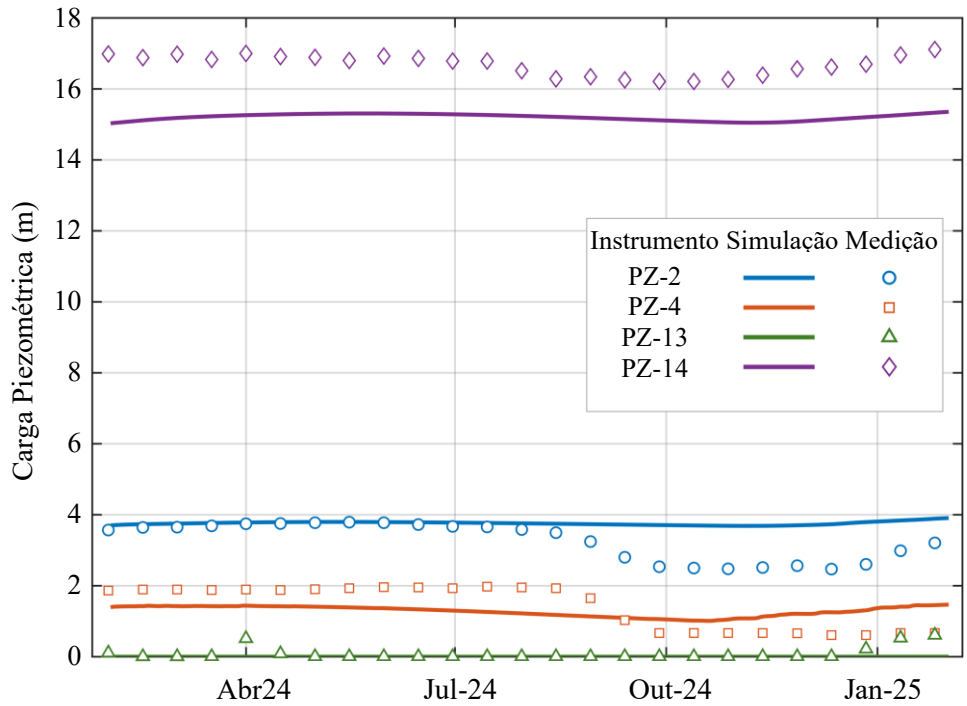


Figura 3. Calibração do modelo transiente: Comparação entre as cargas hidráulicas simuladas (linhas contínuas) e os dados de instrumentação de campo (linhas tracejadas) para os piezômetros PZ-2, PZ-4, PZ-

4.2 Análise de Estabilidade Transiente

A cada passo de tempo da simulação hidrológica, o campo de poropressões (positivas e negativas) foi mapeado para o modelo de estabilidade, resultando na evolução do Fator de Segurança (FS) apresentada na Figura 4.

A análise demonstra que o FS da barragem descaracterizada mantém-se em níveis elevados ao longo de todo o ano hidrológico simulado, com variação anual da ordem de 5×10^{-2}. Identifica-se uma leve redução do FS nos períodos de maior acumulação pluviométrica, reflexo da perda de sucção matricial nas camadas superficiais e da elevação localizada do nível freático. No entanto, os sistemas de drenagem interna e superficial, bem como o aterro sobre o reservatório mostraram-se eficazes em amortecer os impactos de eventos pluviométricos, impedindo a formação de superfícies freáticas críticas que pudessem comprometer a estabilidade global.

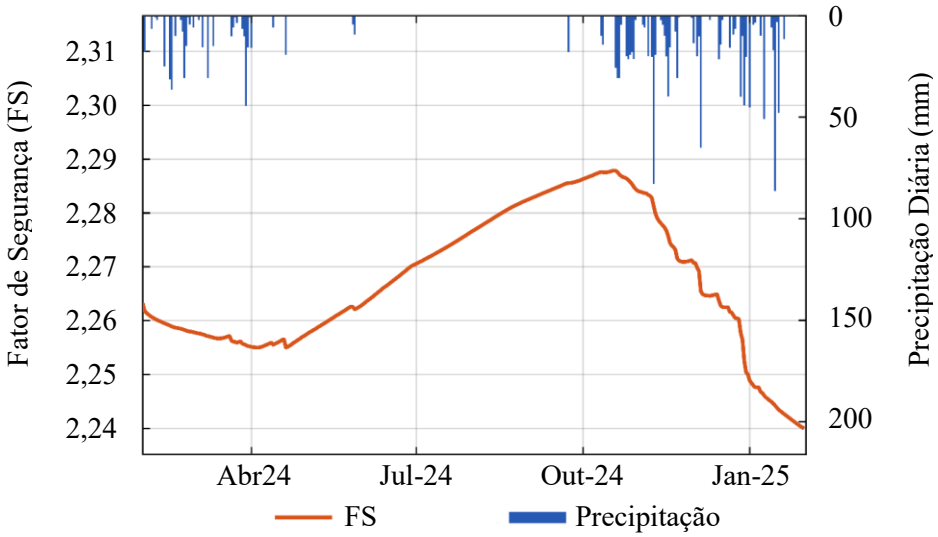


Figura 4. Evolução temporal do Fator de Segurança (FS) obtido via Análise Limite Numérica (eixo esquerdo) e sua correlação com a precipitação diária registrada (eixo direito invertido).

4.3 Mecanismos de Ruptura

Uma das principais vantagens da utilização da ALN reside na determinação automática da superfície crítica de ruptura, sem a necessidade de predefinição geométrica arbitrária. A Figura 5 ilustra o estado crítico da estrutura para o instante de menor fator de segurança (tempo = 366 dias), integrando: (a) o campo de poropressões resultante da análise transiente de fluxo e (b) o mecanismo de colapso representado pelo campo de velocidades.

A análise da figura revela a formação de uma superfície de ruptura composta, que se inicia próximo à crista da barragem, atravessa o maciço e intercepta a fundação. Nota-se que a ALN capturou uma banda de cisalhamento bem definida, que se ajusta à zona de menor resistência efetiva mobilizável, evitando as regiões com poropressão negativa mais intensa e atravessando preferencialmente o maciço e a porção mais rasa da fundação.

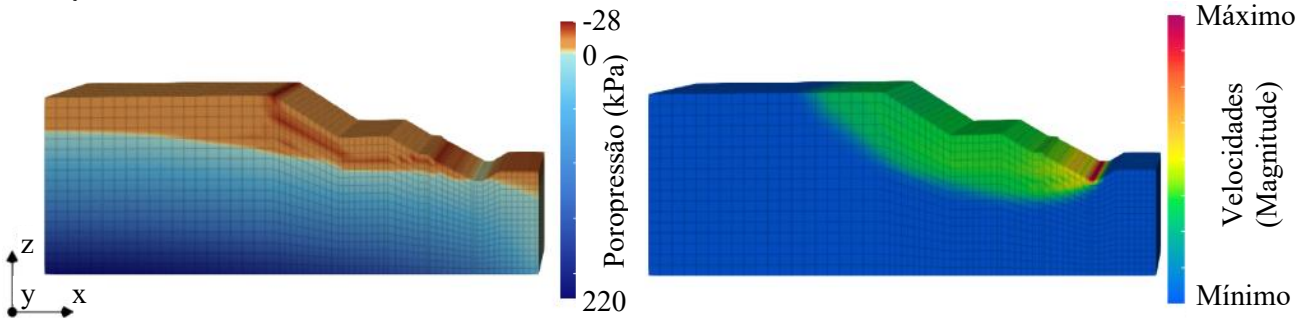


Figura 5. Resultados para o instante crítico: (a) campo de poropressões gerado via equação de Richards; (b) mecanismo de ruptura (campo de velocidades) identificado automaticamente pela ALN.

5. CONCLUSÕES

Este trabalho demonstrou que a integração entre simulações de fluxo transiente em regime variavelmente saturado e a Análise Limite Numérica (ALN) constitui uma abordagem tecnicamente consistente para a avaliação da segurança de barragens descaracterizadas com manutenção de maciço. A aplicação ao estudo de caso da Barragem B2 validou a eficácia do modelo, que reproduziu satisfatoriamente as tendências de poropressão observadas em campo, reforçando a adequação da equação de Richards para representar a dinâmica hidrológica pós-obras.

Os resultados indicaram fatores de segurança elevados e estáveis, inclusive durante os picos de precipitação ao longo do período simulado. Esse comportamento evidencia a eficiência dos sistemas de drenagem e do aterro do reservatório na limitação de superfícies freáticas críticas. Adicionalmente, a ALN permitiu identificar automaticamente mecanismos de ruptura e superfícies de cisalhamento não circulares, ajustadas às zonas de maior poropressão, superando as limitações geométricas inerentes aos métodos tradicionais de Equilíbrio Limite.

Em suma, a metodologia proposta apresenta-se como uma ferramenta útil para subsidiar o monitoramento e a gestão da estabilidade de longo prazo de barragens descaracterizadas. As conclusões reportadas auxiliam na avaliação de desempenho das soluções de engenharia adotadas e podem contribuir para o aprimoramento dos protocolos de avaliação de risco para estruturas geotécnicas similares.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES). Agradecemos à Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP) pelo apoio institucional, bem como à Agência Nacional de Mineração (ANM) e à Nacional de Grafite pelo fornecimento dos dados essenciais para o desenvolvimento desta pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Calpa, D. S., Gomes, G. J. C., Vargas Jr., E. A., Velloso, R. Q. e Fernández, F. (2025) Assessing rainfall-triggered landslides considering small-scale depth to bedrock uncertainty: A random field approach. Computers and Geotechnics, v. 178, p. 106913.

Calpa, D. S., Gomes, G. J. C., Vargas Jr., E. A., Velloso, R. Q., Fernández, F. e Miqueletto, M. (2026) Joint spatial variability of depth to bedrock, hydraulic, and shear strength parameters in 3D landslide prediction. Computers and Geotechnics, v. 189, p. 107662.

Camargo, J., Velloso, R. Q. e Vargas Jr., E. A. (2016) Numerical limit analysis of three-dimensional slope stability problems in catchment areas. *Acta Geotechnica*, v. 11, n. 6, p. 1369–1383.

Gomes, G. J. C., Vrugt, J. A., Vargas Jr., E. A., Camargo, J. T., Velloso, R. Q. e van Genuchten, M. Th. (2017) The role of uncertainty in bedrock depth and hydraulic properties on the stability of a variably-saturated slope. *Computers and Geotechnics*, v. 88, p. 222–241.

Marotti, J. C., Gomes, G. J. C., Velloso, R. Q., Vargas Jr., E. A., Nunes, R. S. e Fernandes, N. F. (2023) Exploring extreme rainfall-triggered landslides using 3D unsaturated flow, antecedent moisture and spatially distributed soil depth. *Catena*, v. 229, p. 107241.

Richards, L. A. (1931) Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Physics*, v. 1, n. 5, p. 318–333.

Sloan, S. W. (2013) Geotechnical stability analysis. *Géotechnique*, v. 63, n. 7, p. 531–571.

Van Genuchten, M. Th. (1980) A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, v. 44, n. 5, p. 892–898.

Whittle, A. J., El-Naggar, H. M., Akl, S. A. Y. e Galaa, A. M. (2022) Stability Analysis of Upstream Tailings Dam Using Numerical Limit Analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 148, n. 6.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/41

Estudo Comparativo de Modelos Constitutivos na Análise do Incremento de Carga em Fundações de Barragens

Fabiane Silva Oliveira
Assistente de Engenharia, BVP, Belo Horizonte, Brasil, fabiane.oliveirasl1@gmail.com

Talita Caroline Miranda
Professora, UFMG, Belo Horizonte, Brasil, talita@etg.ufmg.br

Ronderson Queiroz Hilário
Professor, UFMG, Belo Horizonte, Brasil, ronderson@etg.ufmg.br

Vera Lúcia Silva Tavares
Engenheira Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, veratavares.eng@gmail.com

RESUMO: A crescente necessidade de segurança em barragens impulsionou o uso de análises numéricas sofisticadas, como o Método dos Elementos Finitos (MEF), devido aos métodos tradicionais de Equilíbrio Limite (MEL) não representarem adequadamente o comportamento tensão-deformação dos solos e o potencial de perda súbita de resistência (Robertson et al., 2019; Das, 2012; Potts, 1999). Dessa forma, o presente trabalho avaliou a influência da escolha do modelo constitutivo: Mohr-Coulomb, Hardening Soil (HS) e Hardening Soil Small (HSsmall), em simulações tensão-deformação de uma barragem submetida a incremento de carga na fundação, com foco no material colúvio-aluvionar. Por meio de simulações numéricas utilizando o software Plaxis2D, foram comparados resultados de deslocamentos, deformações e pontos de falha. Os resultados indicaram que, para o cenário em específico, os modelos mais avançados reproduzem o comportamento de campo de forma mais realista, especialmente em pequenas deformações, enquanto o Mohr-Coulomb superestima deslocamentos (Neves & Caldeira, 2018; Obrzud, 2010). Concluiu-se que a escolha criteriosa do modelo, baseada nas características do solo, é crucial para otimizar recursos e garantir a segurança geotécnica (PLAXIS, 2024).

PALAVRAS-CHAVE: Modelos Constitutivos, Elementos Finitos, Barragens, Comportamento Tensão-Deformação, Segurança Geotécnica.

ABSTRACT: The growing need for dam safety has driven the use of sophisticated numerical analyses, such as the Finite Element Method (FEM), since traditional Limit Equilibrium Methods (LEM) do not adequately represent the stress–strain behavior of soils or the potential for sudden strength loss (Robertson et al., 2019; Das, 2012; Potts, 1999). Accordingly, this study evaluated the influence of constitutive model selection—Mohr-Coulomb, Hardening Soil (HS), and Hardening Soil Small (HSsmall)—on stress–strain simulations of a dam subjected to increased foundation loading, with emphasis on the colluvial–alluvial material. Numerical simulations were performed using Plaxis2D to compare displacement, strain, and failure point results. The findings indicate that, for the specific scenario analyzed, the more advanced models reproduce field behavior more realistically, particularly at small strain levels, whereas the Mohr-Coulomb model overestimates displacements (Neves & Caldeira, 2018; Obrzud, 2010). It is concluded that careful selection of the constitutive model, based on soil characteristics, is essential for optimizing resources and ensuring geotechnical safety (PLAXIS, 2024).

KEYWORDS: Constitutive Models, Finite Elements, Dams, Stress–Strain Behavior, Geotechnical Safety.

1 INTRODUÇÃO

O estado de Minas Gerais apresenta forte dependência da atividade minerária, o que implica a geração de grandes volumes de rejeitos e a necessidade de soluções seguras para sua disposição, com destaque para

barragens de terra (ANM, 2024). Falhas estruturais recentes evidenciaram limitações nos processos tradicionais de análise e projeto, reforçando a necessidade de métodos capazes de representar adequadamente o comportamento tensão-deformação dos solos (Robertson et al., 2019).

A estabilidade de barragens é tradicionalmente avaliada pelo Método do Equilíbrio Limite (MEL), que fornece fatores de segurança globais, mas não representa explicitamente a redistribuição de tensões, a evolução progressiva da plastificação ou a deformabilidade do maciço (Potts, 1999; Das, 2012). Em contrapartida, o Método dos Elementos Finitos (MEF) permite simular a resposta tensão-deformação de forma mais consistente, embora sua confiabilidade dependa diretamente do modelo constitutivo adotado (Neves & Caldeira, 2018; PLAXIS, 2024).

Entre os modelos mais utilizados destacam-se o Mohr-Coulomb, o Hardening Soil (HS) e o Hardening Soil Small (HSsmall), que diferem quanto à representação da não linearidade da rigidez e do comportamento em pequenas deformações (Obrzud, 2010; Barrantes, 2013). Apesar de amplamente empregados, ainda são limitados os estudos comparativos aplicados a depósitos colúvio-aluvionares, cujo comportamento é fortemente dependente do regime deformacional.

Diante disso, este trabalho avalia a influência dos modelos Mohr-Coulomb, Hardening Soil e Hardening Soil Small na resposta tensão-deformação de uma barragem submetida a incremento de carga na fundação, com ênfase no material colúvio-aluvionar, por meio de modelagem bidimensional simplificada.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Modelos Constitutivos Avaliados

Foram avaliados três modelos constitutivos empregados em análises geotécnicas pelo Método dos Elementos Finitos: Mohr-Coulomb (MC), Hardening Soil (HS) e Hardening Soil Small (HSsmall). A definição dos modelos e sua posterior parametrização integram o fluxo metodológico apresentado na Figura 1.

O modelo de Mohr-Coulomb consiste em uma formulação elastoplástica perfeita, na qual o solo apresenta comportamento elástico linear até a plastificação e resistência definida pelos parâmetros efetivos de coesão (c') e ângulo de atrito (φ'). A rigidez é considerada constante, não sendo representada sua dependência com o nível de tensões nem mecanismos de endurecimento plástico (Potts, 1999; Obrzud, 2010).

O modelo Hardening Soil incorpora endurecimento plástico em carregamento primário e compressão oedométrica, com rigidez dependente do estado de tensões. A formulação utiliza os módulos E_{50}^{ref}, $E_{oed,ref}$ e E_u^r, além do expoente m, permitindo representar comportamento não linear tensão-deformação (Schanz, Vermeer & Bonnier, 1997; PLAXIS, 2024).

O modelo Hardening Soil Small constitui uma extensão do HS, incluindo a rigidez em pequenas deformações por meio do módulo de cisalhamento inicial $G_{0,ref}$ e da deformação cisalhante de referência $\gamma_{0.7}$. Essa abordagem possibilita representar a elevada rigidez inicial do solo e sua degradação progressiva com o aumento da deformação (PLAXIS, 2024; Sottile et al., 2021).

Após a definição dos modelos constitutivos, procedeu-se à parametrização dos materiais com base em dados de ensaios laboratoriais, investigações de campo e correlações empíricas, seguida da modelagem numérica no software Plaxis2D, conforme o fluxo metodológico apresentado na Figura 1.

2.2 Fundamentação normativa e definição do cenário de análise

O cenário de análise foi definido em conformidade com a ABNT NBR 11.682:2009 – Estabilidade de encostas e com a ABNT NBR 13.028:2024 – Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e acumulação de água, que estabelecem critérios para verificação da estabilidade e segurança geotécnica.

A barragem de referência apresenta grande extensão longitudinal e múltiplas unidades geotécnicas. Considerando que o objetivo deste estudo é avaliar a influência da escolha do modelo constitutivo na resposta tensão-deformação da fundação, adotou-se uma seção bidimensional representativa do trecho com ocorrência do depósito colúvio-aluvionar. Essa simplificação permite isolar os efeitos associados exclusivamente ao modelo constitutivo, preservando os mecanismos dominantes de deformação e ruptura.

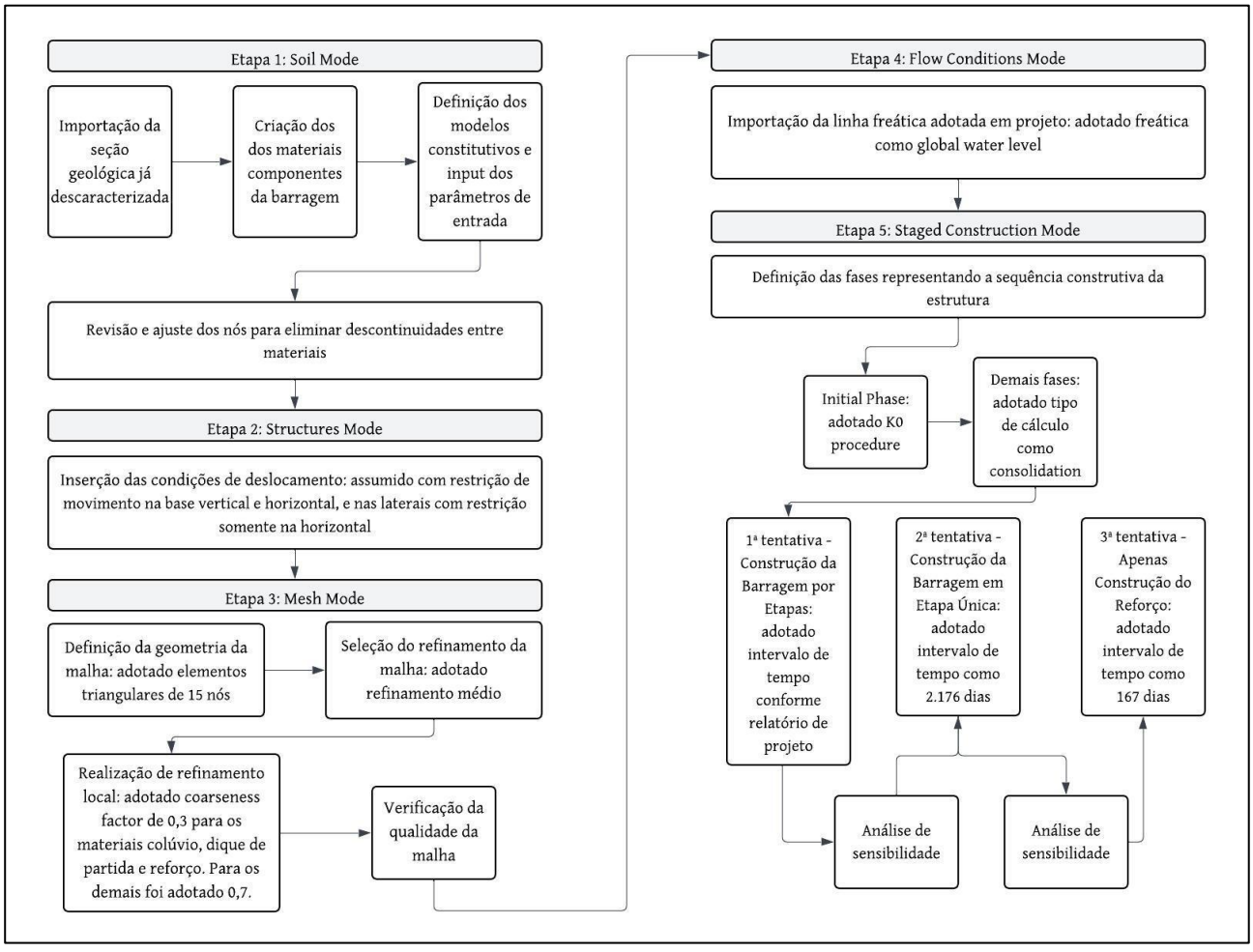


Figura 1. Fluxograma para modelagem da estrutura.

2.3 Parametrização geotécnica dos materiais

A parametrização foi realizada com base em investigações geotécnicas de campo, ensaios laboratoriais e correlações empíricas usuais na prática da engenharia geotécnica. Os parâmetros físicos e de resistência foram obtidos diretamente desses dados, enquanto os parâmetros de deformabilidade foram adotados conforme relatório de projeto, em função da inexistência de ensaios específicos para sua determinação direta.

A análise comparativa concentrou-se no comportamento do material colúvio-aluvionar da fundação, considerado em condição não drenada, conforme os cenários críticos usualmente adotados em avaliações de segurança de barragens. Os parâmetros utilizados são apresentados na Tabela 1, no item Resultados.

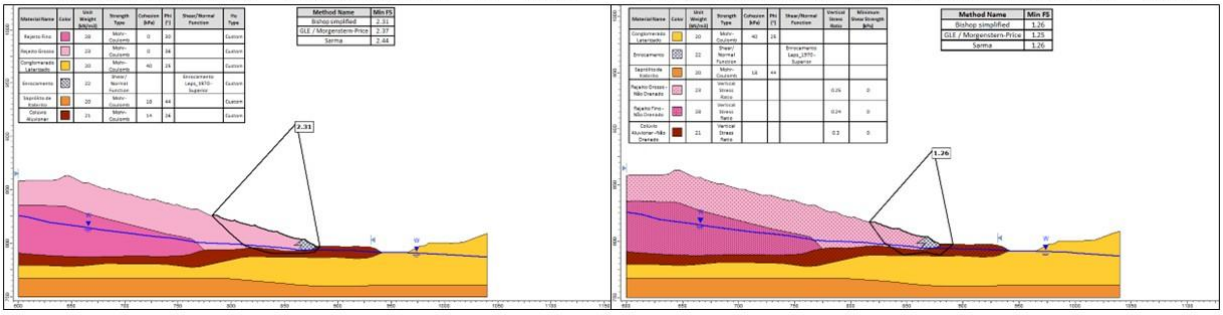
2.4 Verificação preliminar de estabilidade pelo Método do Equilíbrio Limite

Com o objetivo de validar a representatividade da seção bidimensional adotada, realizou-se análise preliminar de estabilidade pelo Método do Equilíbrio Limite (MEL), utilizando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb e atendendo às diretrizes da ABNT NBR 13.028:2024.

Foram empregados métodos que satisfazem as condições de equilíbrio de forças e momentos, com busca automática da superfície crítica de ruptura. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 2.

A superfície crítica intercepta o horizonte colúvio-aluvionar, indicando que esse material controla o mecanismo de instabilidade da fundação. Os fatores de segurança atenderam aos valores mínimos normativos para as condições analisadas, validando a seção adotada para as análises tensão-deformação subsequentes.

a) Seção sem reforço - condição drenada – FS = 2,31. b) Seção sem reforço - condição não drenada – FS = 1,26.



c) Seção com reforço - condição drenada – FS = 2,58. d) Seção com reforço - condição não drenada – FS = 1,68.

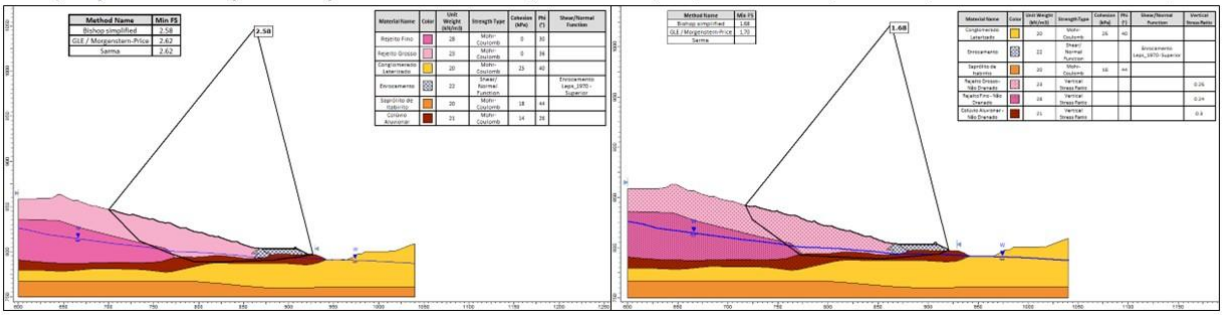


Figura 2. Resultados das Análises de Estabilidade pelo MEL.

2.5 Modelagem numérica pelo Método dos Elementos Finitos

As análises numéricas foram realizadas no software Plaxis2D, em condição de deformação plana. O domínio foi discretizado por elementos triangulares de 15 nós, com refinamento compatível com os gradientes esperados de tensão e deformação. As condições de contorno consistiram em restrição total de deslocamentos na base e restrição horizontal nas laterais, conforme ilustrado na Figura 3.

O carregamento correspondente ao reforço da barragem foi aplicado em etapa única, por meio de análise de consolidação. Para cada modelo constitutivo, foram avaliados os campos de deslocamentos, deformações cisalhantes e zonas de plastificação no material colúvio-aluvionar.

A análise comparativa foi realizada a partir de um ponto de controle localizado no centro da camada colúvio-aluvionar, imediatamente abaixo do reforço de enrocamento, conforme indicado na Figura 3, permitindo avaliar a influência exclusiva do modelo constitutivo na resposta tensão-deformação.

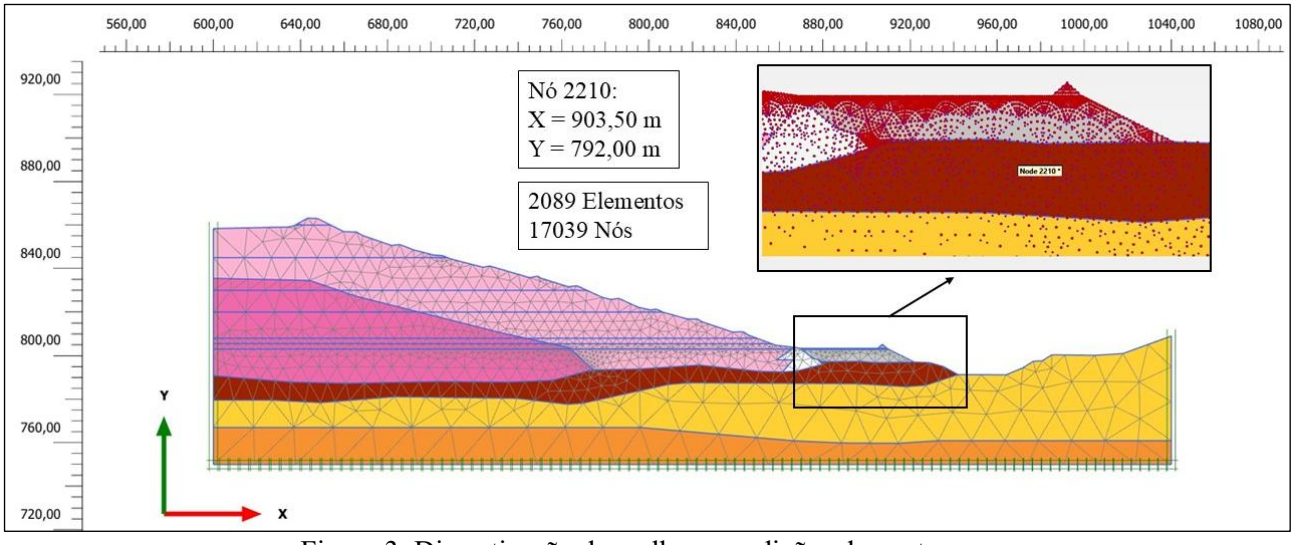


Figura 3. Discretização da malha e condições de contorno.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A consolidação da base de dados geotécnicos e a definição dos parâmetros adotados constituíram etapa fundamental para a confiabilidade das análises numéricas realizadas. A Tabela 1 apresenta o conjunto de parâmetros físicos, de resistência e de deformabilidade utilizados para o material colúvio-aluvionar, que constitui o foco central das análises tensionais e deformacionais deste estudo.

Tabela 1. Parâmetros físicos, de resistência e de deformabilidade para o Colúvio-Aluvionar.

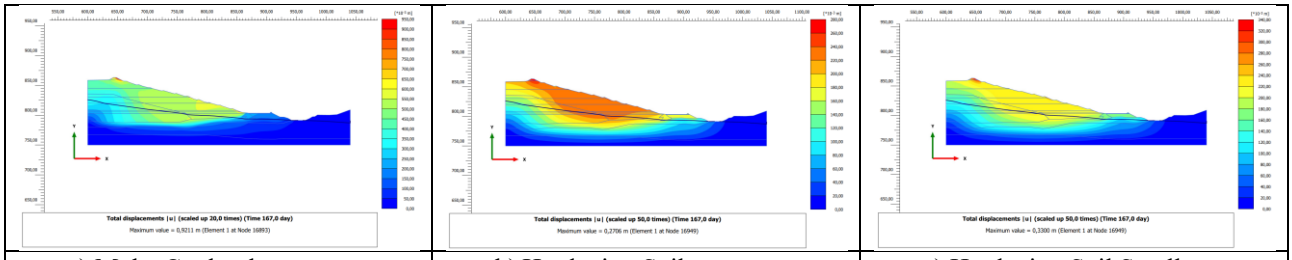
Parâmetros	Símbolo	Colúvio Aluvionar
Peso específico saturado (kN/m^3)	γ_{sat}	22
Peso específico natural (kN/m^3)	γ_{nat}	21
Coesão efetiva (kPa)	c'	14
Ângulo de atrito efetivo (º)	ϕ'	26
Ângulo de dilatância (º)	ψ	0
Rigidez secante em ensaios triaxiais (kN/m^2)	E_{50}^{ref}	9.000
Rigidez secante para carga primária oedométrica (kN/m^2)	E_{oed}	6.000
Dependência da rigidez ao estado de tensões	m	0,5
Rigidez em descarregamento e recarregamento (kN/m^2)	E_{ur}	6.000
Relação de Poisson descarregamento e recarregamento	ν_{ur}	0,2
Tensão de Referência (kN/m^2)	$\rho_{,ref}$	100
Coeficiente de pressão lateral	K_0^{nc}	0,6
Relação de falha	R_f	0,4
Deformação cisalhante de referência	$\gamma_{0,7}$	1,0 x 10^{-4}
Módulo cisalhante inicial (kN/m^2)	$G_{0,ref}$	70.000

3.1 Resultados de deslocamentos

Os campos de deslocamentos totais, horizontais e verticais obtidos nas análises pelo Método dos Elementos Finitos são apresentados nas Figuras 4, 5 e 6, respectivamente. A Tabela 2 sintetiza os valores máximos registrados no ponto de controle indicado na Figura 3.

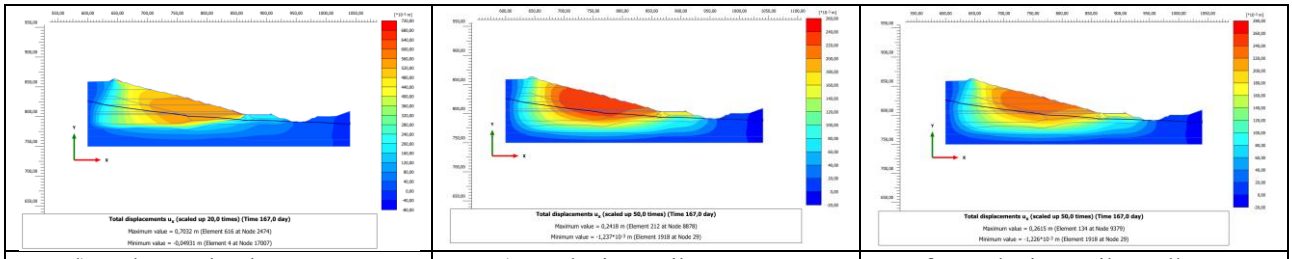
A comparação evidencia diferenças consistentes entre os modelos constitutivos. O modelo Mohr-Coulomb apresentou os maiores deslocamentos totais e horizontais, refletindo sua formulação com rigidez constante e ausência de endurecimento plástico. O modelo Hardening Soil apresentou resposta intermediária, com redução significativa na componente vertical. O modelo Hardening Soil Small registrou os menores deslocamentos, em função da consideração da rigidez inicial elevada em pequenas deformações.

Os resultados indicam que a incorporação da dependência da rigidez ao nível de tensões e do comportamento em pequenas deformações influencia diretamente a magnitude dos deslocamentos previstos para o material colúvio-aluvionar.



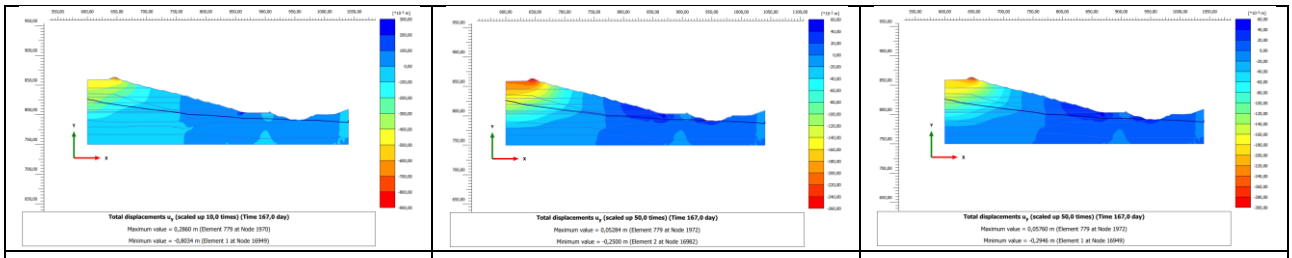
a) Mohr-Coulomb | b) Hardening Soil | c) Hardening Soil Small

Figura 4. Deslocamentos totais.



d) Mohr-Coulomb | e) Hardening Soil | f) Hardening Soil Small

Figura 5. Deslocamentos totais horizontais.



g) Mohr-Coulomb | h) Hardening Soil | i) Hardening Soil Small

Figura 6. Deslocamentos totais verticais.

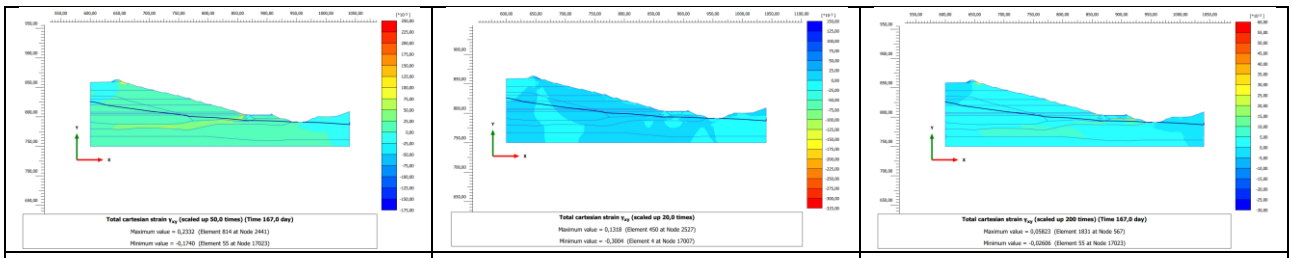
Tabela 2. Comparação quantitativa dos deslocamentos máximos obtidos para cada modelo constitutivo.

Modelo	Deslocamento Total Máx (cm)	Deslocamento Horizontal Máx (cm)	Deslocamento Vertical Máx (cm)
Mohr-Coulomb	0,012	0,012	0,014
Hardening Soil	0,013	0,012	0,003
Hardening Soil Small	0,005	0,003	0,003

3.2 Deformações cisalhantes e zonas de plastificação

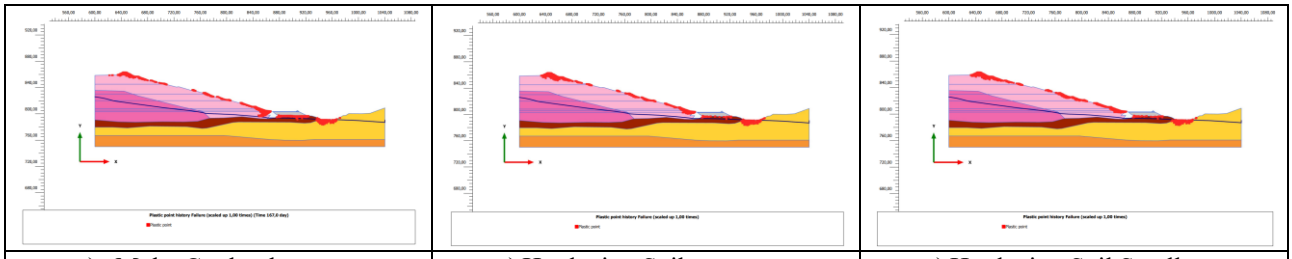
As distribuições de deformação cisalhante total e os pontos de plastificação para os três modelos constitutivos são apresentados nas Figuras 7 e 8, respectivamente. A Tabela 3 apresenta os valores máximos de deformação cisalhante obtidos no ponto de controle indicado na Figura 3.

O modelo Mohr-Coulomb apresentou maior extensão espacial de plastificação e deformações mais difusas ao longo do colúvio-aluvionar, com valor máximo aproximadamente 47% superior ao registrado pelo HSsmall. O modelo Hardening Soil apresentou distribuição intermediária, com concentração progressiva das deformações nas regiões de maior solicitação.



j) Mohr-Coulomb | k) Hardening Soil | l) Hardening Soil Small

Figura 7. Deformação cisalhante total.



m) Mohr-Coulomb | n) Hardening Soil | o) Hardening Soil Small

Figura 8. Pontos de plastificação.

Tabela 3. Comparação das deformações cisalhantes máximas.

Modelo	Deformação Cisalhante Máx (%)	Observação da Distribuição
Mohr-Coulomb	0,000168	Distribuição ampla
Hardening Soil	0,000190	Distribuição moderada
Hardening Soil Small	0,000079	Distribuição localizada

O modelo Hardening Soil Small apresentou as menores deformações cisalhantes e maior concentração das zonas plastificadas, especialmente na interface entre o colúvio-aluvionar e o reforço, evidenciando melhor representação da transição entre regimes deformacionais.

3.3 Discussão integrada dos resultados

A análise comparativa evidencia que a escolha do modelo constitutivo exerce influência direta e significativa na previsão da resposta tensão-deformação da fundação da barragem. Para o cenário analisado, o modelo de Mohr-Coulomb mostrou-se excessivamente conservador em termos de deslocamentos, podendo conduzir a interpretações imprecisas do desempenho estrutural.

O modelo Hardening Soil apresentou boa capacidade de limitar deformações excessivas, porém tende a superestimar a rigidez quando o comportamento em pequenas deformações é dominante. O modelo Hardening Soil Small mostrou-se mais adequado para representar o comportamento do colúvio-aluvionar, material que opera sob níveis relativamente baixos de tensão e apresenta resposta fortemente dependente do regime deformacional.

Os resultados reforçam a importância da seleção criteriosa do modelo constitutivo em análises numéricas de barragens, especialmente quando o objetivo é a avaliação de deslocamentos e mecanismos progressivos de deformação. A adoção de modelos mais sofisticados, embora exija maior rigor na obtenção dos parâmetros, proporciona previsões mais realistas e confiáveis, conforme indicado por Obrzud (2010), Neves & Caldeira (2018) e PLAXIS (2024).

4 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O estudo demonstrou a importância da escolha do modelo constitutivo na análise tensão-deformação de barragens, reforçando que, no caso específico analisado, os modelos avançados (HS e HSsmall) foram essenciais para garantir a segurança e a confiabilidade das análises, sobretudo em fundações de baixa resistência como o colúvio-aluvionar.

Confirmou-se que o modelo de Mohr-Coulomb, por sua formulação elastoplástica perfeita e rigidez constante, tem capacidade limitada de representar deformações progressivas e redistribuição de tensões (Obrzud, 2010). Em contraste, os modelos HS e HSsmall, ao incorporar o endurecimento plástico e a dependência da rigidez com a tensão (Schanz, Vermeer, & Bonnier, 1997; Barrantes, 2013), proporcionaram uma representação mais gradual e realista da mobilização de resistência. Especificamente, o HSsmall foi o modelo que melhor representou o colúvio-aluvionar, para o cenário hipotético avaliado, destacando a necessidade de considerar a rigidez em pequenas deformações para prever de forma precisa a localização dos

pontos de falha e a magnitude dos deslocamentos (Sottile et al., 2021; Sottile et al., 2023). A pesquisa reitera que a aplicação de modelos avançados exige rigor na obtenção dos parâmetros de deformabilidade (Neves & Caldeira, 2018).

Entretanto, o trabalho apresentou algumas limitações as quais incluíram a impossibilidade de simular o histórico construtivo completo da barragem e a ausência de ensaios específicos de laboratório para determinação direta dos parâmetros de deformabilidade, restringindo a calibração refinada do HS e HSsmall.

Apesar dessas restrições, as contribuições relevantes incluem a caracterização física e de resistência dos materiais e, principalmente, a análise comparativa da aplicabilidade dos modelos constitutivos (Mohr-Coulomb, HS e HSsmall) para um material de fundação pouco competente.

Dessa forma, para estudos futuros, recomenda-se:

- Realizar campanhas de investigação laboratorial adicionais de forma a obter diretamente os parâmetros de deformabilidade e a rigidez em pequenas deformações;
- Desenvolver simulações faseadas da construção do reforço, considerando explicitamente o tempo de carregamento e a dissipação das poropressões;
- Ampliar a modelagem para abranger todo o histórico construtivo da barragem;
- Comparar os resultados numéricos com dados de instrumentação de campo (piezômetros, inclinômetros), quando disponíveis, para uma validação robusta dos modelos empregados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANM – AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO. *Anuário Mineral Brasileiro: principais substâncias metálicas - 2024*. Brasília, 2024.

BARRANTES, P. R. E. (2013). *Análise Sísmica e Hidromecânica De Uma Barragem De Terra Zonada No Peru*. Faculdades Católicas.

NEVES, Emanuel Maranha das; CALDEIRA, Laura. *As Equações Constitutivas na Modelação Geotécnica*. 1. ed. Lisboa: IST Press, 2018.

OBRZUD, Rafał Filip. *On the use of the Hardening Soil Small Strain model in geotechnical practice*. Elmepress International, Lausanne, 2010.

PLAXIS BV. *Material Models Manual* – PLAXIS 2D. Delft: Bentley Systems, 2024.

POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIC, L. *Finite element analysis in geotechnical engeneering: Theory*, 1.ed. London: Thomas Telford, 1999.

ROBERTSON, P. K.; MELO, L.; WILLIAMS, D. J.; WILSON, G. W. *Relatório do Painel de Especialistas Sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Córrego do Feijão*. 2019.

SCHANZ, T.; VERMEER, P. A.; BONNIER, P. *The Hardening Soil Model: Formulation and Verification*. In: Beyond 2000 in Computational Geotechnics. Balkema, Rotterdam, 1997.

SOTTILE, M., CUETO, I., SFRISO, A., LEDESMA, O. AND LIZCANO, A. 2021. *Flow liquefaction triggering analyses of a tailings storage facility by means of a simplified numerical procedure*, Proceedings of the 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.

SOTTILE, MAURO & LOPEZ RIVAROLA, FELIPE & SFRISO, ALEJO. (2023). *Comparing HSS and NorSand constitutive models for modeling flow liquefaction in tailings dams*.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/42

ESTUDO COMPARATIVO DE UMA BARRAGEM DE TERRA EM MODELO REDUZIDO E RESULTADOS OBTIDOS POR SOFTWARE

Jenniffer Ribeiro Braga
Graduanda Engenharia Civil, Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, Brasil, jennifferribeiro@unifei.edu.br

Laura de Souza Barbosa
Graduanda Engenharia Civil, Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, Brasil, d2020025092@unifei.edu.br

Adinele Gomes Guimarães
Professora Titular, Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, Brasil, adinele@unifei.edu.br

RESUMO: Atualmente, no Brasil, há uma grande quantidade de barragens cadastradas e por esse motivo é imprescindível o estudo para aprimoramento da segurança destas, de forma a se tornar possível a previsão e prevenção de desastres. Mais especificamente é necessário conhecer o comportamento da estrutura. Para isso, tem-se os modelos reduzidos e os modelos numéricos. Esse trabalho tem por objetivo geral a comparação ent re os resultados obtidos pelo método experimental, utilizando o modelo reduzido de uma barragem de terra, e a análise da mesma barragem feita por meio de software. Para ambas as análises, foram realizadas simulações a fim de documentar o comportamento da barragem e dessa maneira definir pontos sensíveis. Essa comparação é realizada de acordo com as análises presentes em software (Estabilidade de taludes, Fluxo de água e Tensão Deformação). A comparação foi possível e eficaz pela padronização dos processos e realização de ensaios para conhecer os parâmetros dos solos. Conclui-se que os métodos de análise são eficazes para conhecer o comportamento de barragens e os resultados e comportamentos obtidos tiveram similaridade.

PALAVRAS-CHAVE: Simulação numérica de barragens, Percolação em barragens de terra, Análise Tensão-Deformação em barragens.

ABSTRACT: Currently, in Brazil, there is a large number of registered dams, and for this reason it is essential to conduct studies aimed at improving their safety in order to enable the prediction and prevention of disasters. More specifically, it is necessary to understand the structural behavior of these systems. To this end, reduced-scale physical models and numerical models are used. The main objective of this study is to compare the results obtained through the experimental method, using a reduced-scale model of an earth dam, with the analysis of the same dam performed using software. For both approaches, simulations were carried out to document the dam's behavior and thus identify critical points. This comparison was conducted based on analyses performed in the software (slope stability, water flow, and stress–strain). The comparison proved to be feasible and effective due to the standardization of procedures and the execution of tests to determine soil parameters. It is concluded that both analysis methods are effective in understanding dam behavior, and the results and performance obtained showed strong similarity.

KEYWORDS: Numerical simulation of dams, Seepage in earth dams, Stress–strain analysis in dams.

1 INTRODUÇÃO

O Brasil é um país que passou por uma evolução relativamente lenta no que se diz respeito à legislação relacionada ao tema de segurança de barragens. Entretanto, após a ocorrência de acidentes envolvendo essas estruturas, o Congresso aprovou a Lei nº12.334 em 2010, a qual estabeleceu a Política Nacional de Segurança de Barragens (PSNB) e criou o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB).

Atualmente, de acordo com informações do dia 12 de Junho de 2024 do Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens, existem 26.609 barragens cadastradas no país. Por isso, é imprescindível que se continue aprimorando a segurança de barragens, para que seja possível prever, e

sobretudo evitar, desastres como os citados anteriormente. Mais especificamente, é necessário conhecer o comportamento da estrutura.

Em relação a isso, um dos métodos utilizados é o modelo reduzido, o qual auxilia no estudo de escoamentos em estruturas hidráulicas e na previsão do comportamento delas, já consagrado por muitas obras (Kanashiro et al 2013). Outra alternativa é o emprego de softwares que utilizam modelos numéricos para estudar o comportamento das estruturas, como por exemplo o GeoStudio. No programa é possível realizar análises de estabilidade de taludes e da deformação do solo, com a inserção de parâmetros do solo a ser aplicado.

Neste contexto, o presente trabalho propõe a comparação da análise numérica obtida do programa GeoStudio Student Edition e dos resultados do modelo reduzido de uma barragem de terra, para verificar quais medidas podem ser adotadas de forma a garantir a segurança da barragem de terra.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

O estudo do comportamento de barragens pode ser realizado por métodos analíticos, experimentais e numéricos (Reyna e Reyna, 2012). Entre essas abordagens, os modelos reduzidos e a modelagem numérica destacam-se por permitirem a avaliação de fenômenos relacionados à estabilidade, percolação e deformação dos maciços de terra.

Os modelos reduzidos consistem na construção de protótipos em escala capazes de reproduzir o comportamento hidráulico e geotécnico de estruturas reais. Essa técnica possibilita a visualização do fluxo em meios porosos, a observação de fenômenos de percolação e a identificação de regiões suscetíveis a deformações e instabilidades, constituindo importante ferramenta de apoio à análise e ao monitoramento de barragens (Kanashiro et al., 2013; Trautwein, Guimarães e Tiago Filho, 2022).

Paralelamente, os métodos numéricos baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF) vêm sendo amplamente empregados em estudos geotécnicos devido à sua capacidade de representar condições complexas de carregamento, fluxo e deformação. Entre os softwares utilizados para essa finalidade destaca-se o GeoStudio, que permite realizar análises de estabilidade de taludes, percolação e tensão-deformação por meio da definição das propriedades dos materiais e das condições de contorno da estrutura.

Estudos anteriores demonstram que os modelos físico e numérico podem apresentar resultados compatíveis quando adequadamente calibrados. Oliveira et al. (2018), ao analisarem a percolação em barragens homogêneas de terra, verificaram comportamento semelhante das linhas de fluxo obtidas por métodos analíticos, experimentais e numéricos. Nesse contexto, a comparação entre modelos reduzidos e simulações computacionais contribui para a compreensão dos mecanismos que governam o comportamento de barragens e para o aprimoramento das análises de segurança dessas estruturas.

3 METODOLOGIA

O estudo realizado neste trabalho relaciona duas etapas, os modelos reduzidos e as simulações em software. Para ambas as etapas, foram realizados levantamento de dados a fim de documentar o comportamento das barragens e dessa forma estabelecer os pontos passíveis de comparação.

3.1 Modelos reduzidos

Foram construídos dois modelos físicos de barragem de terra em escala 1:100, com altura de 20 cm e taludes de montante e jusante inclinados em 1:2,5. O primeiro modelo foi executado de forma homogênea, utilizando argila, enquanto o segundo recebeu um filtro horizontal de areia na região de jusante. Os modelos foram construídos em reservatório de vidro localizado no Laboratório de Geotecnia da Universidade Federal de Itajubá.

Para a caracterização dos materiais empregados, foram realizados ensaios de teor de umidade, massa específica dos grãos, análise granulométrica, limites de consistência e compactação, conforme normas da ABNT. Os resultados obtidos encontram-se apresentados na Tabela 1.

As barragens foram executadas em quatro camadas sucessivas de solo compactado. No modelo com filtro, a argila foi previamente homogeneizada na umidade ótima determinada em laboratório. Durante os

ensaios, o nível d'água a montante foi mantido constante em aproximadamente 15 cm, permitindo a avaliação do processo de percolação, dos deslocamentos e das deformações observadas nos modelos físicos.

Tabela 1. Resultados dos ensaios de caracterização dos materiais utilizados.

Ensaio	**Propriedade**	**Argila**	**Areia**
Granulometria Conjunta	Pedregulho (%)	0	3
	Areia Grossa (%)	5	6
	Areia Média (%)	15	63
	Areia Fina	18	28
	Silte (%)	17	0
	Argila (%)	45	0
Picnômetro	Densidade dos grãos (g/cm^3)	2,68	2,55
Compactação	Massa específica seca máxima (g/cm³)	1,48	1,56
	Teor de umidade ótimo (%)	26	18
Limites de consistência	Limite de Plasticidade (%)	2,4	NP
	Limite de Liquidez (%)	13,8	NP
	Índice de Plasticidade (%)	11,4	NP
	Índice de Consistência	1,1	NP
	Grau de contração (%)	20,6	-
Classificação Unificada		CL - argila pouco plástica com areia	SP - areia mal graduada

3.2 Modelos numéricos

As análises numéricas foram realizadas no software GeoStudio Student Edition, utilizando os módulos SLOPE, SEEP e SIGMA. As geometrias adotadas reproduziram as condições dos modelos físicos, permitindo a comparação direta entre os resultados. A estabilidade dos taludes foi avaliada pelo método de Bishop, utilizando as linhas piezométricas obtidas nas análises de percolação. As simulações de fluxo foram conduzidas em regime permanente, considerando nível d'água a montante e condição drenante a jusante. Para as análises tensão-deformação, foram utilizadas as poropressões calculadas pelo módulo SEEP e restrições de deslocamento na base da barragem.

Os parâmetros geotécnicos empregados nas simulações foram obtidos a partir dos ensaios laboratoriais e complementados com valores da literatura técnica especializada, conforme apresentado na Tabela 2.

Tabela 2. Parâmetros geotécnicos utilizados nas análises numéricas.

Parâmetros	Argila	Areia	Fonte
Peso específico (kN/m^3)	14,8	15,6	Pinto (2006)
Coesão (kPa)	20	0	Pinto (2006)
Ângulo de atrito (º)	20	35	Pinto (2006)
Condutividade saturada (m/seg)	1,0x10^{-8}	1,0x10^{-4}	Das e Sobhan (2019)
Teor de umidade (%)	26	5,2	Ensaio compactação
Compressibilidade (/kPa)	0,085	0,043	Monkul e Ozden (2007) e Prakasha e Chandrasekaran (2005)
Índice de vazios inicial	0,81	0,63	Correlação com outros índices físicos
Peso específico (kN/m^3)	14,8	15,6	Ensaio de compactação
Módulo-E Efetivo (kPa)	6000	35000	Teixeira e Godoy (1996)
Coeficiente de Poisson	0,2	0,3	Teixeira e Godoy (1996)

4 RESULTADOS

4.1 Comportamento dos modelos reduzidos

4.1.1 Modelo sem filtro

A barragem de terra homogênea logo após a montagem está representada na Figura 1. No momento de realização do experimento, notou-se algumas trincas no talude de jusante da barragem, ilustradas pela Figura 2. Ressalta-se que grau de contração determinado para a argila usada foi superior a 20%, o que indica que existe a possibilidade de maior incidência de fissuras durante o processo de secagem do solo (Carvalho, 2005). O enchimento deste modelo se deu até o nível de 17cm de água a montante, pois a boia adaptada não cumpriu seu objetivo. Por isso, o enchimento do reservatório foi interrompido. Após uma hora, a saída de água se deu pela trinca, aproximadamente no centro do talude de jusante, como pode ser observado na Figura 3.



Figura 1. Modelo reduzido após montagem – modelo sem filtro.



Figura 2. Trincas observadas no modelo.



Figura 3. Saída de água a jusante no modelo.

Foram analisados sete pontos ao longo da barragem (pé a jusante, meio do talude de jusante, 15cm a jusante, crista do talude a jusante, crista do talude a montante, 15cm a montante e pé a montante) com medições das coordenadas horizontais (X) e verticais (Y) antes e após o enchimento do reservatório, adotando-se como origem do eixo X o centro do modelo. Os deslocamentos no modelo físico, obtidos com trena e régua, indicaram estabilidade global da estrutura sem filtro, não sendo observadas variações nas coordenadas na maioria dos pontos. Verificou-se apenas pequeno deslocamento vertical na altura de 15 cm no talude de montante, com redução para 14,7 cm, enquanto os demais pontos mantiveram suas posições iniciais.

4.1.2 Modelo com filtro

Após a montagem, o modelo físico com filtro apresentou-se conforme ilustrado na Figura 4. O enchimento foi realizado com vazão constante de 0,086 L/s até atingir a altura de 15 cm, mantida estável com o auxílio da boia instalada no reservatório. Ao longo do tempo, foram monitoradas a percolação pelo maciço, por meio da elevação do nível d'água a jusante, bem como os deslocamentos nos pontos previamente definidos e eventuais deformações na estrutura da barragem.



Figura 4. Modelo reduzido com filtro após montagem.

Na Tabela 3 consta o acompanhamento dos níveis de água a jusante ao passar do tempo e, consequentemente, a vazão de percolação de água pela barragem. Convém destacar que, como mostra a Figura 5, o filtro horizontal de areia funcionou de acordo com esperado, já que a água fluiu primeiramente por ele.

Tabela 3. Vazão de percolação de água pelo maciço.

NA (jusante)	Tempo (s)	Volume (cm^3)	Vazão (cm^3/s)
1 cm	20852	1812	0,09
2 cm	27960	3750	0,13
6 cm	111600	12750	0,11
7,1 cm	198000	15576	0,08

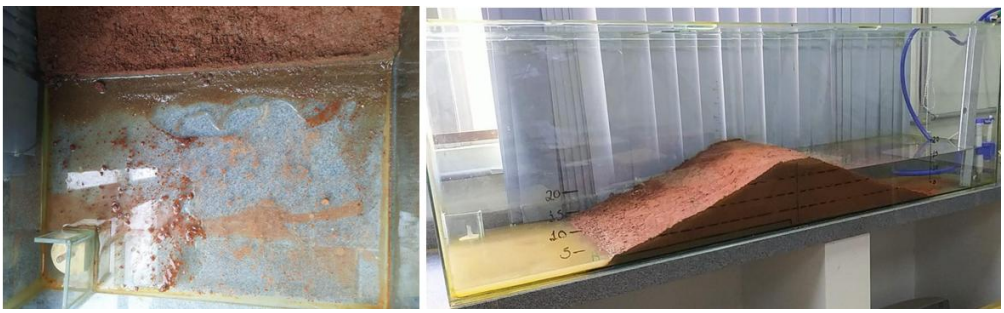


Figura 5. Funcionamento do filtro horizontal.

Nos cinco dias em que se seguiu o experimento, o nível de água a montante permaneceu constante. Ao fim do quinto dia, foi realizado o desligamento da torneira que preenchia o reservatório. No sétimo dia, o nível de água a jusante e a montante se igualaram, atingindo 13 cm.

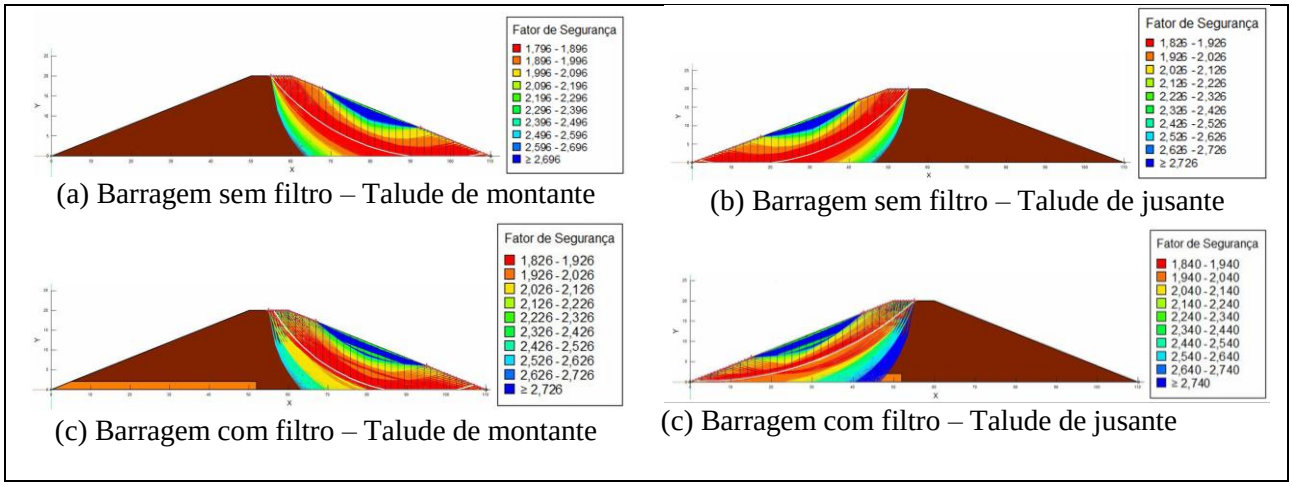
Foram analisados cinco pontos ao longo da barragem (pé a jusante, meio do talude de jusante, crista do talude a jusante, crista do talude a montante e topo do nível de água a montante), comparando-se as coordenadas antes e após o enchimento, com origem no centro do modelo. Os resultados indicaram ausência de deslocamentos significativos, observando-se apenas pequenas variações horizontais nos pontos no pé a jusante e na crista do talude de montante. Quanto às deformações, registrou-se leve carregamento no pé de jusante, sem alterações relevantes na estabilidade global da estrutura.

4.2 Respostas das Análises Numéricas

4.2.1 Análise de Estabilidade

Após a inserção das geometrias, materiais e parâmetros no módulo SLOPE, foram realizadas análises de estabilidade para os taludes de montante e jusante das barragens com e sem filtro. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 6.

As análises geraram as superfícies potenciais de ruptura e os respectivos fatores de segurança (FS), que variaram aproximadamente entre 1,80 e 2,74. Em todas as condições analisadas, os valores superaram o mínimo usualmente recomendado de 1,5, indicando estabilidade global dos modelos. Observa-se ainda que a inclusão do filtro não produziu alterações significativas nos fatores de segurança, embora tenha influenciado o comportamento hidráulico da barragem, conforme discutido na análise de percolação.



(a) Barragem sem filtro – Talude de montante

(b) Barragem sem filtro – Talude de jusante

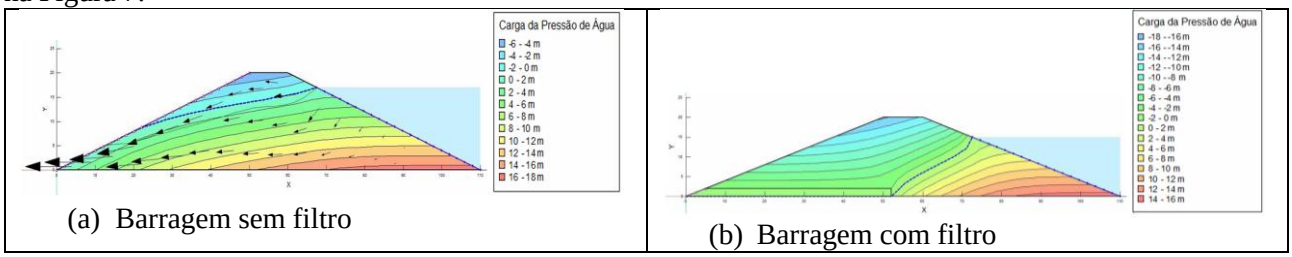
(c) Barragem com filtro – Talude de montante

(c) Barragem com filtro – Talude de jusante

Figura 6. Análises de estabilidade obtidas no módulo SLOPE: (a) barragem sem filtro – talude de montante; (b) barragem sem filtro – talude de jusante; (c) barragem com filtro – talude de montante; (d) barragem com filtro – talude de jusante.

4.2.2 Análise de Percolação

As análises de percolação foram realizadas no módulo SEEP para as barragens com e sem filtro, considerando os mesmos níveis d'água adotados nos modelos físicos. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 7.



(a) Barragem sem filtro

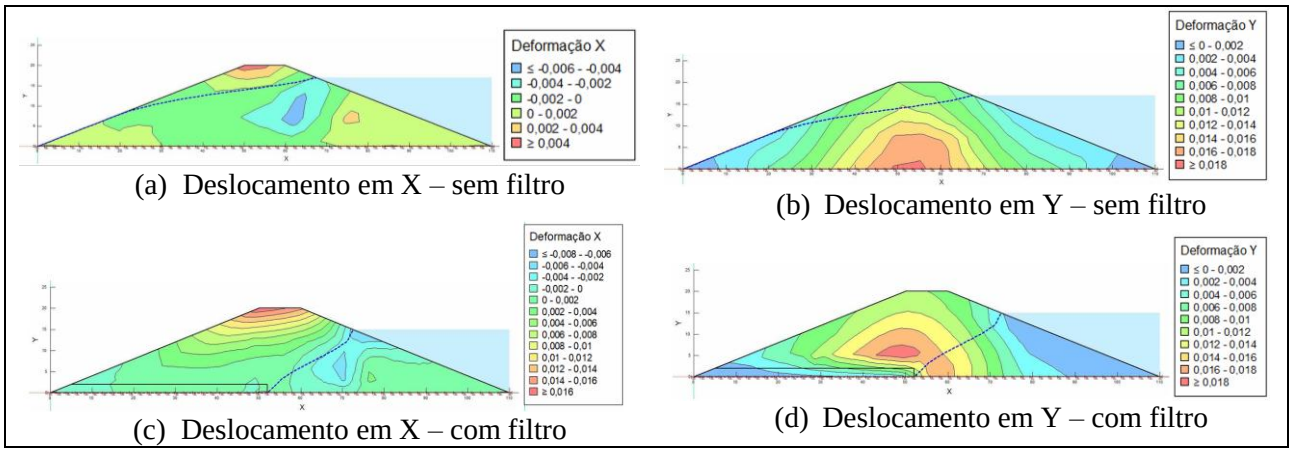
(b) Barragem com filtro

Figura 7. Distribuição da carga de pressão d'água e linhas de fluxo obtidas na análise de percolação (SEEP): (a) barragem sem filtro; (b) barragem com filtro.

Observa-se na Figura 7(a) que, na barragem sem filtro, o fluxo percola através de todo o maciço, concentrando-se na região central do talude de jusante. Esse comportamento é compatível com o observado no modelo físico, no qual ocorreu surgimento de água próximo à região fissurada. Na Figura 7(b), referente à barragem com filtro, verifica-se o direcionamento preferencial do fluxo para o filtro horizontal, reduzindo a percolação pelo maciço e reproduzindo o comportamento observado experimentalmente.

4.2.3 Análise Tensão-Deformação

A análise tensão–deformação foi realizada por meio do módulo SIGMA, considerando as condições hidráulicas obtidas na análise de percolação. Os resultados dos deslocamentos nos eixos X e Y para as barragens com e sem filtro são apresentados na Figura 8.



(a) Deslocamento em X – sem filtro

(b) Deslocamento em Y – sem filtro

(c) Deslocamento em X – com filtro

(d) Deslocamento em Y – com filtro

Figura 8. Resultados da análise tensão-deformação obtidos no módulo SIGMA: (a) deslocamentos no eixo X da barragem sem filtro; (b) deslocamentos no eixo Y da barragem sem filtro; (c) deslocamentos no eixo X da barragem com filtro; (d) deslocamentos no eixo Y da barragem com filtro.

Em ambos os modelos, as maiores deformações no eixo X concentram-se na região da crista, enquanto as maiores deformações no eixo Y ocorrem na porção central do maciço. Para o eixo X, os deslocamentos variam entre -0,8 cm e 1,6 cm nas duas barragens analisadas. Já no eixo Y, o valor máximo de deformação observado foi de 1,8 cm.

A Tabela 4 apresenta uma comparação entre os principais resultados obtidos nos modelos físico e numérico. A análise permite verificar a compatibilidade dos métodos quanto à estabilidade da estrutura, ao comportamento da percolação e às deformações observadas.

Tabela 4. Comparação dos principais resultados obtidos nos modelos físico e numérico.

Parâmetro	Modelo Físico	Modelo numérico
Estabilidade global	Sem ocorrência de ruptura	FS entre 1,8 e 2,74
Fissuras	Obserrvado no modelo sem filto	Não observadas
Vazão percolada	0,08 a 0,13 cm^3/s	
Deslocamento horizontal máximo	Pequenas variações (< 0,3 cm)	Até 1,6 cm
Deslocamento horizontal máximo	Aproximadamente 0,3 cm	Até 1,8 cm
Comportamento do filtro	Funcionamento adequado	Fluxo preferencial pelo filtro
Local de saída da água (sem filtro)	Região central do talude de jusante	Região central do talude de jusante

5 CONCLUSÃO

O desenvolvimento do modelo reduzido e das análises numéricas exigiu a realização de ensaios de caracterização dos solos e padronização da geometria. Entretanto, alguns parâmetros fundamentais, como coesão, ângulo de atrito, condutividade hidráulica, compressibilidade, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, foram adotados com base na literatura, o que limita a precisão da comparação entre os modelos físico e computacional. Assim, recomenda-se, para estudos futuros, a execução de ensaios específicos de cisalhamento, compressibilidade e permeabilidade, a fim de aumentar a confiabilidade dos resultados.

No modelo físico, a barragem sem filtro apresentou trincas em razão da variação de umidade entre as camadas e do elevado grau de contração da argila, enquanto a barragem com filtro demonstrou comportamento satisfatório, sem fissuras e com funcionamento adequado do sistema drenante. Embora as análises de estabilidade tenham indicado fatores de segurança entre 1,80 e 2,74, as fissuras observadas não foram associadas a uma ruptura global da estrutura, mas sim a fenômenos locais de retração do material durante o processo de secagem. Essa interpretação é reforçada pelo fato de não terem sido observados deslocamentos significativos ou superfícies de ruptura nos modelos físicos. A análise de percolação (SEEP) indicou que, na barragem com filtro, o fluxo foi direcionado ao pé de jusante, em concordância com o comportamento experimental. Já na barragem sem filtro, o fluxo concentrou-se na região central do talude de jusante,

coincidindo com a área onde se formou a trinca. A análise tensão–deformação (SIGMA) apontou deslocamentos de pequena magnitude e, em geral, coerentes com os resultados experimentais, ainda que com diferenças pontuais quanto à localização das maiores deformações.

Conclui-se que a integração entre modelo físico e modelagem numérica constitui ferramenta eficaz para a avaliação do comportamento de barragens, permitindo compreender os mecanismos de estabilidade, percolação e deformação. De modo geral, observou-se concordância qualitativa entre os resultados experimentais e numéricos, especialmente quanto às condições de estabilidade global, ao comportamento do fluxo e às regiões de maior deformação. As principais diferenças foram observadas na magnitude dos deslocamentos e na ocorrência de fissuras no modelo sem filtro, fenômeno não reproduzido pelas análises numéricas. O primeiro modelo serviu como base para ajustes construtivos aplicados no segundo, que apresentou maior compatibilidade entre os resultados experimental e numérico. Para aprimorar futuras investigações, recomenda-se a determinação experimental de todos os parâmetros de entrada do software, bem como a análise detalhada das linhas de fluxo e a avaliação de dispositivos adicionais, como filtros verticais e drenos de pé, ampliando a confiabilidade e a aplicabilidade dos estudos.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao Programa de Pós-graduação Profissional em Engenharia Hídrica (PPGPEH), o Instituto de Recursos Naturais (IRN) e a Universidade Federal de Itajubá (UNIFEI) pelo apoio ao desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Carvalho, Gil P.A. (2005) Caracterização física e química dos solos. 2005. Universidade Federal de Juiz de Fora. Faculdade de Engenharia- Departamento de transportes. Acesso em: Outubro de 2024.

Das, Braja M.; Sobhan, Khaled. (2019) Fundamentos de engenharia geotécnica. 4th ed. Porto Alegre: Cengage Learning Brasil.

Kanashiro, W.K; Bernardino, J.C.M; Fudimori, M.H; Pecini, B. (2013). Técnicas de laboratório para estudos em modelo reduzido. In: XXIX Seminário Nacional de Grandes Barragens Porto de Galinhas.

Monkul,M.M; Ozden,G (2007). Compressional Behavior of Clayey Sand-Bantonite mixtures. Engineering geology. Publication No. 89. p. 195-205.

Oliveira, T. C. F. E; Dezen, B. G. S.; Dahmer R. R.; Antonio, I. O.; Bizarreta-Ortega J. C. (2018) Avaliação de Modelos Físicos Reduzidos Construídos em Laboratório para o Estudo da Percolação de Água em Duas Barragens Homogêneas de Terra. In: Anais do XX COBRAMSEG, 2018, Vol. III, GJ35771. Salvador.

Prakasha, K.S; Chandrasekaran, V.S (2005). Behavior of Marine Sand-Clay Mixtures under Static and Cyclic Triaxial Shear. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. p.213-222.

Pinto, Carlos de Sousa. (2024) Curso básico de mecânica dos solos. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

Reyna, Estela E.; Reyna, Santiago M. (2012) Modelos analíticos y numéricos para ladeterminación de infiltración en presas de material suelto. Análisis de su uso y sensibilidad. Mecánica Computacional, v. 31, n. 2, p. 279-303.

Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens - SNISB (2024). Disponível em: <https://www.snisb.gov.br/portal/snisb>. Acesso em: 12 jul. 2024.

Trautwein, D. C. R.; Guimarães, A S.; Tiago Filho, G. L. (2022) Simulação e estudo das Deformações que Precedem o Rompimento de Barragens através de Modelo Reduzido. Engenharia, Gestão e Inovação. 1ed. Belo Horizonte: Poisson, 2022, v. 4, p. 21-31.

Teixeira, A.H.; Godoy, N.S. (1996). Análise, projeto e execução de fundações rasas. Fundações: teoria e prática, Hachich et al. (editores). São paulo: Pini.

Unas, Mário S. P. (2010) Estudo Experimental e Numérico de Problemas de Percolação em Modelo Reduzido. 2010. Dissertação (Mestrado)– Universidade do Porto. Faculdade de Engenharia, FEUP. Disponível em: http://docplayer.com.br/69218927-Estudo-experimental-e-numerico.html. Acesso em jul. de 2024.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/43

Estudo do Efeito de Arqueamento em uma Barragem de Terra-enrocamento Utilizando Modelagem Numérica Hidromecânica Acoplada em Solos Não Saturados

Hosana Emilia Sarmento Costa Leite
Professora Dra., IFPE, Recife, Brasil, hosanasarmento@recife.ifpe.edu.br

Lícia Mouta da Costa
Professora Dra., UFPE, Recife, Brasil, licia.costa@ufpe.br

Leonardo José Nascimento Guimarães
Professor Dr., UFPE, Recife, Brasil, leonardo.guimaraes@ufpe.br

Olavo Francisco dos Santos Júnior
Professor Dr., UFRN, Natal, Brasil, olavo.santos@ufrn.br

Silvio Romero de Melo Ferreira
Professor Dr., UFPE, Recife, Brasil, silvio.mferreira@ufpe.br

RESUMO: O Brasil ocupa posição de destaque mundial na construção de barragens e na geração de energia hidrelétrica. Essas estruturas envolvem riscos significativos, reforçando a necessidade de aprimorar as metodologias de avaliação de segurança. Entre os fenômenos que influenciam o comportamento estrutural de barragens de terra-enrocamento destaca-se o efeito de arqueamento. Este trabalho avalia sua ocorrência e intensidade em uma barragem de terra-enrocamento de uma usina hidrelétrica no semiárido brasileiro. A análise foi conduzida por modelagem numérica utilizando o método dos elementos finitos, com formulação hidromecânica acoplada para meios porosos não saturados. Os materiais foram representados por modelo elástico linear (enrocamentos, transições e filtros) e pelo Modelo Básico de Barcelona (BBM) para o núcleo compactado. As simulações foram realizadas com o programa CODE_BRIGHT. Os resultados evidenciaram o arqueamento, com redução das tensões verticais no núcleo e cerca de 46% de redistribuição das tensões para zonas adjacentes mais rígidas. Os resultados confirmam a influência das diferenças de rigidez entre os materiais na redistribuição das tensões internas e indicam que a modelagem hidromecânica acoplada é uma ferramenta eficaz para analisar barragens de terra-enrocamento sob condições não saturadas.

PALAVRAS-CHAVE: acoplamento hidromecânico, arqueamento, barragens de terra-enrocamento, modelagem numérica.

ABSTRACT: Brazil holds a prominent global position in dam construction and hydropower generation. These structures involve significant risks, reinforcing the need to improve safety assessment methodologies. Among the phenomena influencing the structural behavior of earth-rockfill dams, the arching effect stands out. This study evaluates its occurrence and intensity in an earth-rockfill dam of a hydropower plant located in a semi-arid region of Brazil. The analysis was performed through numerical modeling using the finite element method with a coupled hydromechanical formulation for unsaturated porous media. Material behavior was represented by a linear elastic model for rockfill, transition and filter zones, and by Barcelona Basic Model (BBM) for the compacted core. Simulations were carried out using CODE_BRIGHT program. The results showed the arching effect, with a significant reduction in vertical stresses in the core and approximately 46% stress redistribution to adjacent stiffer zones. These findings confirm the influence of stiffness differences on stress redistribution and indicate that coupled hydromechanical modeling is effective for analyzing earth-rockfill dams under unsaturated conditions.

KEYWORDS: arching effect; earth-rockfill dams; numerical modeling; hydromechanical coupling.

1 INTRODUÇÃO

O Brasil ocupa posição de destaque mundial na construção de barragens e na geração de energia hidrelétrica, consolidando-se como um dos maiores produtores globais desse tipo de energia (Global Energy Monitor, 2024). Apesar de sua importância para o desenvolvimento energético e econômico, barragens envolvem riscos significativos, podendo gerar impactos sociais, ambientais e econômicos em casos de falha ou ruptura. No país, são registrados anualmente incidentes envolvendo barragens, indicando a necessidade de aprimoramento contínuo das metodologias de avaliação de segurança (ANA, 2025).

Entre os fenômenos que influenciam o comportamento estrutural de barragens de terra-enrocamento destaca-se o efeito de arqueamento, caracterizado pela redistribuição das tensões internas em função das diferenças de deformabilidade entre os materiais que compõem o maciço. Em geral, o núcleo impermeável, constituído por material mais compressível, tende a sofrer maiores deformações, promovendo a transferência de parte das tensões verticais para os materiais adjacentes mais rígidos, como filtros, transições e enrocamentos. Esse processo resulta em redução das tensões no núcleo e concentração de tensões nas zonas laterais do maciço. Esse comportamento pode ter implicações relevantes para a segurança da barragem. O alívio de tensões no núcleo pode favorecer a formação de fissuras orientadas na direção do fluxo de água, comprometendo a estanqueidade do maciço e podendo facilitar processos de erosão interna. Em situações mais críticas, a redução das tensões efetivas pode favorecer a ocorrência de fraturamento hidráulico quando a pressão da água supera a tensão total atuante no solo (Pereira, 1986).

Diversos estudos investigaram os fatores que influenciam o arqueamento em barragens. Law (1975) demonstrou, por meio de análises por elementos finitos, que a rigidez relativa entre núcleo e espaldares exerce influência direta na redistribuição de tensões e recalques do maciço. Orgler (1983) observou que a geometria do núcleo também afeta a intensidade do fenômeno, indicando que núcleos verticais tendem a apresentar arqueamento mais pronunciado. Estudos paramétricos realizados por Carvalho (2018) reforçam que a diferença entre os módulos de deformabilidade dos materiais é um dos principais fatores que governam a magnitude desse efeito.

Nesse contexto, a modelagem numérica tem se consolidado como uma ferramenta importante para a análise do comportamento de barragens, permitindo investigar a evolução do estado de tensões e deformações ao longo das fases de construção e operação. Formulações hidromecânicas acopladas para meios porosos não saturados possibilitam representar de forma mais realista as interações entre processos hidráulicos e mecânicos no interior do maciço. Diante desse cenário, o objetivo deste trabalho é avaliar a ocorrência e a intensidade do efeito de arqueamento em uma barragem de terra-enrocamento pertencente a um aproveitamento hidrelétrico no semiárido brasileiro, por meio de modelagem numérica utilizando o método dos elementos finitos com formulação hidromecânica acoplada.

2 METODOLOGIA

2.1 Seção analisada e abordagem numérica

A simulação numérica foi realizada em uma seção transversal representativa de uma barragem terra–enrocamento com núcleo impermeável, pertencente a um aproveitamento hidrelétrico no semiárido brasileiro (Figura 1). A seção selecionada possui altura aproximada de 73 m e contempla o zoneamento completo do maciço, incluindo fundação rochosa e ensecadeira incorporada. A análise do comportamento tensão–deformação foi conduzida por Método dos Elementos Finitos (MEF) em regime bidimensional de deformação plana. As simulações foram executadas no código CODE_BRIGHT (programa *in house*), utilizando o GiD como pré/pós-processador para definição da geometria, geração de malha e interpretação dos resultados.

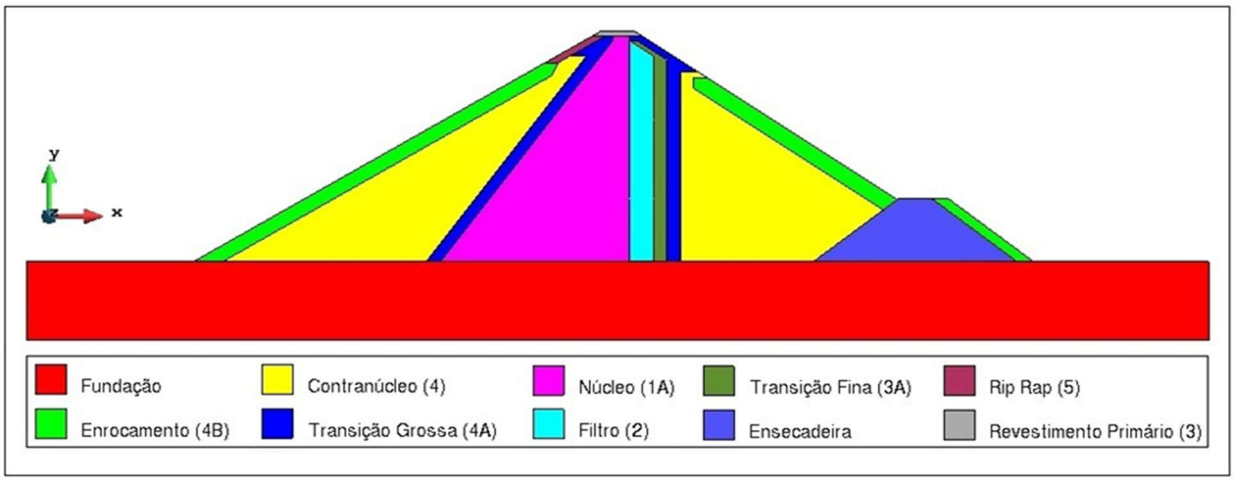


Figura 1. Materiais componentes da barragem na seção de estudo (A Autora, 2025).

2.2 Modelos constitutivos e representação hidromecânica

O comportamento mecânico do núcleo compactado foi representado pelo Modelo Básico de Barcelona (BBM) proposto por Alonso *et al*. (1990), apropriado para meios porosos não saturados. Os demais materiais (enrocamentos, transições e filtros) foram modelados por elasticidade linear, estratégia amplamente empregada em análises de barragens de enrocamento quando a construção por etapas é considerada e as zonas plastificadas não são predominantes (Veiga Pinto, 1983; Cruz, 2004; Souza, 2008).

A descrição hidráulica dos materiais foi feita por meio das curvas de retenção de água, representadas pela formulação de van Genuchten (1980), e por parâmetros de permeabilidade intrínseca. Não havendo ensaios específicos de sucção/curva de retenção para todos os materiais, curvas típicas compatíveis foram estimadas a partir da literatura, assegurando consistência com a natureza granulométrica e o comportamento esperado dos materiais.

2.3 Parâmetros e calibração

Os parâmetros apresentados na Tabela 1 correspondem ao material do núcleo compactado e foram obtidos a partir da interpretação de ensaios edométricos e triaxiais realizados em amostras compactadas nas condições de projeto. Os valores foram posteriormente ajustados por meio de retroanálises, visando reproduzir adequadamente o comportamento tensão-deformação observado para o material estudado. Os parâmetros dos materiais granulares foram definidos a partir de ensaios disponíveis, critérios de projeto e referências da literatura técnica, dispostos na Tabela 2.

Tabela 1 - Parâmetros constitutivos do BBM adotados

$\lambda(0)$	κ_0	p_0^* (MPa)	p^c (MPa)	r	β (MPa^{-1})	M	*k*	α
0,053	0,009	0,28	0,01	0,85	3,0	1,0	1,0	0,43

Tabela 2 - Parâmetros de entrada mecânicos dos enrocamentos

ZONA	MATERIAL	E (MPa)	υ	ϕ (º)
Transição Grossa (4A)	Enrocamento Fino (Ømáx. = 0,30m)	98,07	0,29	38
Contranúcleo (4)	Enrocamento (Ømáx. = 0,80m)	98,07	0,27	40
Enrocamento (4B)	Enrocamento (inclusive, Ø > 0,80m)	98,07	0,27	40
Rip-rap (5)	Enrocamento Selecionado (Ø50 = 0,60m)	98,07	0,27	40
Zona 2	Transição Fina - Filtro: Areia siltosa	59,03	0,28	33
Zona 3A*	Transição Fina: Cascalho arenoso lavado	90,00	0,13	36

2.4 Discretização do domínio e malha de elementos finitos

O domínio foi discretizado em uma malha bidimensional composta por elementos triangulares lineares, totalizando aproximadamente 3.466 nós e 6.618 elementos (Figura 2). O zoneamento da seção foi preservado conforme o projeto, com simplificação do contato maciço–fundação. A construção foi simulada em 15 etapas, enquanto o enchimento do reservatório foi representado por incrementos sucessivos do nível d'água (E1–E10).

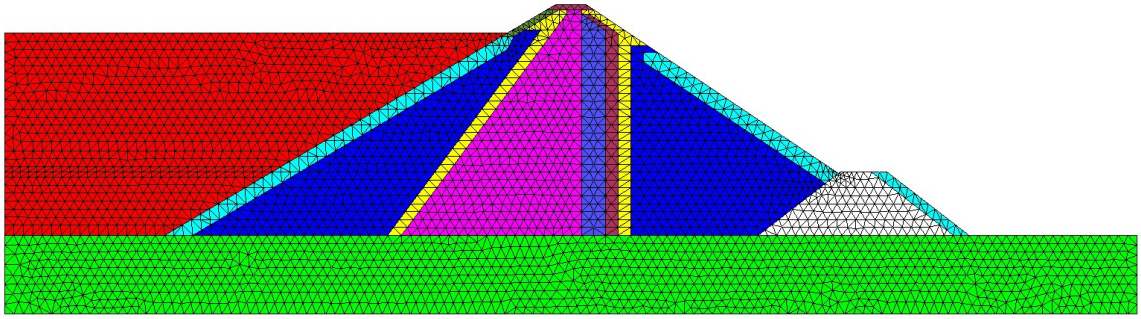


Figura 2. Malha de elementos finitos adotada para análise da seção de estudo (A Autora, 2025).

2.5 Condições iniciais e de contorno

Foram impostas restrições de deslocamento na base da fundação e restrição horizontal nos contornos laterais. No problema hidráulico, adotaram-se contornos impermeáveis nas fronteiras laterais e inferior. O estado inicial foi definido por tensões geostáticas e pressão hidrostática, sendo atribuídos valores iniciais de porosidade, sucção e tensões para garantir a estabilidade numérica. A ação do reservatório foi representada por pressões hidrostáticas aplicadas progressivamente no talude de montante.

2.6 Simulação por fases: construção e enchimento

A construção foi simulada por ativação incremental de camadas no CODE_BRIGHT, considerando acoplamento hidromecânico e dissipação das poropressões. O enchimento do reservatório foi representado por etapas sucessivas de carregamento hidráulico transiente até atingir condição permanente em cada nível (Figura 3). Esse procedimento foi adotado devido ao fato do enchimento ocorrer simultaneamente à fase de construção. Por fim, o efeito de arqueamento foi avaliado por meio da redistribuição de tensões no maciço, analisando-se perfis e mapas de tensões em etapas representativas da construção e do enchimento do reservatório.

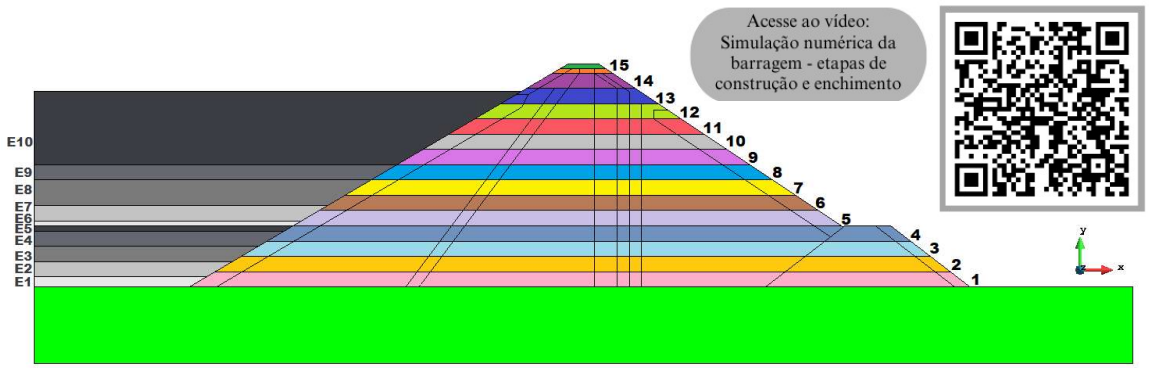


Figura 3. Camadas componentes da barragem na seção de estudo e etapas de construção e enchimento (A Autora, 2025).

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

São apresentados e discutidos os resultados obtidos a partir da modelagem numérica da barragem, com foco na evolução do campo de tensões durante as fases de construção e enchimento do reservatório e na identificação do fenômeno de arqueamento no interior do maciço.

A análise apresentada neste estudo refere-se ao período compreendido entre o início da construção da barragem e a elevação do nível d'água do reservatório até a cota 299,00 m, correspondente ao nível mínimo de operação. Esse intervalo abrange o período de 10 de agosto de 1986 (tempo = 0 dias) a 31 de maio de 1988 (tempo = 660 dias). O término da construção do maciço ocorreu em 18 de fevereiro de 1988, quando a barragem atingiu a cota 307,60 m, correspondente a aproximadamente 557 dias de simulação.

Cabe destacar que, diferentemente do procedimento usual em barragens de terra e enrocamento, no caso analisado o enchimento do reservatório ocorreu concomitantemente ao alteamento do maciço. Dessa forma, a evolução do campo de tensões ao longo da simulação reflete a interação entre os incrementos de peso próprio do aterro e as alterações hidromecânicas associadas à elevação do nível d'água.

3.1 Evolução das tensões durante a construção

A evolução do campo de tensões no maciço foi analisada ao longo das diferentes etapas da simulação numérica, considerando o processo construtivo da barragem e o enchimento do reservatório, que ocorreram de forma concomitante durante a execução da obra. Essa particularidade do empreendimento resulta em um comportamento hidromecânico mais complexo, uma vez que os incrementos de peso próprio do aterro ocorrem simultaneamente à elevação do nível d'água.

A distribuição das tensões verticais totais na seção analisada é apresentada na Figura 4 e na Figura 5, correspondentes, respectivamente, às condições de final da construção e após o enchimento do reservatório até a cota 299,00 m. No CODE_BRIGHT, a convenção adotada considera tensões de compressão com sinal negativo e tensões de tração com sinal positivo.

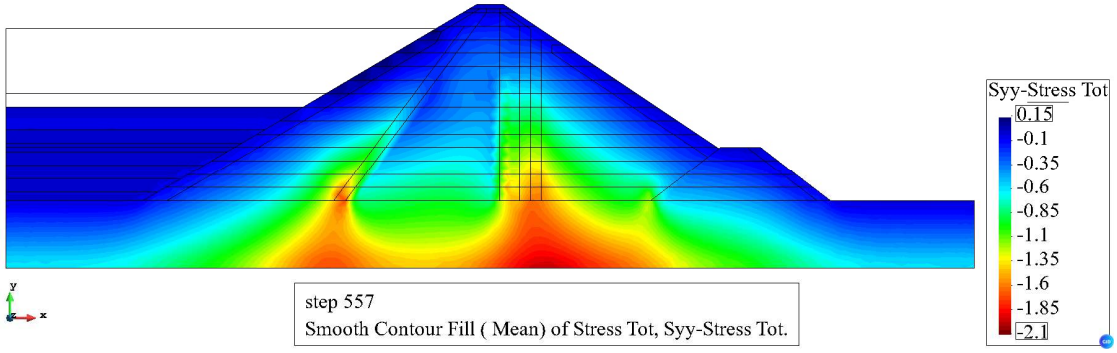


Figura 4. Distribuição das tensões verticais totais (MPa) na seção de estudo para o final da construção (A Autora, 2025).

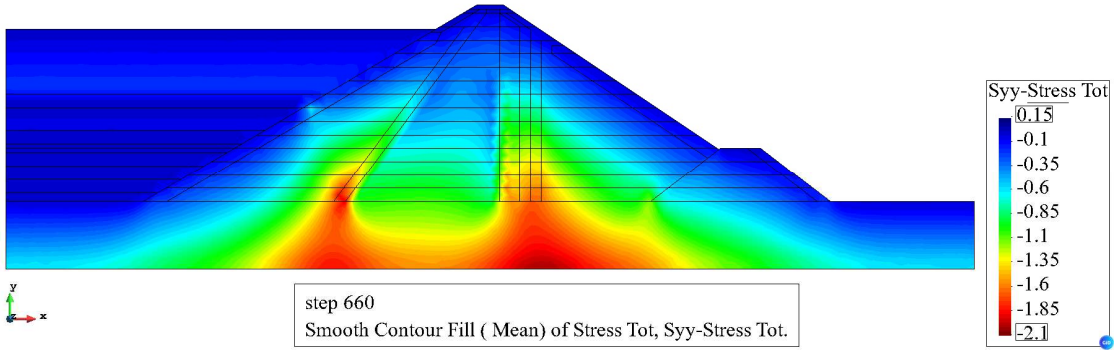


Figura 5. Distribuição das tensões verticais totais (MPa) na seção de estudo após o enchimento até a cota 299,00 m. (A Autora, 2025).

Observa-se que o aumento progressivo das camadas de aterro promove o incremento das tensões verticais no interior do maciço, principalmente nas regiões mais profundas da barragem e na fundação. Paralelamente, a elevação do nível do reservatório altera as condições hidráulicas da estrutura, influenciando o estado de tensões e pressões internas, especialmente nas regiões próximas ao talude de montante.

A interação entre os processos de alteamento do maciço e variação das condições hidráulicas resulta em ajustes contínuos na redistribuição das tensões ao longo do tempo. Como consequência, o comportamento estrutural da barragem passa a ser governado não apenas pelo peso próprio da estrutura, mas também pelas alterações hidromecânicas associadas ao enchimento do reservatório.

Observa-se que as diferenças de rigidez entre os materiais que compõem o barramento desempenham papel fundamental na redistribuição das tensões internas. O núcleo, constituído por material mais deformável, tende a sofrer maiores deformações sob a ação das cargas aplicadas, enquanto os enrocamentos e materiais de transição, mais rígidos, absorvem parcela significativa dessas tensões, como pode ser observado nas Figuras 4 e 5. Esse processo de transferência de cargas entre os diferentes materiais do maciço constitui o mecanismo fundamental associado ao desenvolvimento do efeito de arqueamento, analisado com maior detalhe na seção seguinte.

3.2 Avaliação do efeito de arqueamento

Nas Figuras 4 e 5, observa-se, em ambas as condições analisadas, uma redução das tensões verticais na região do núcleo, acompanhada por concentração de tensões nas zonas adjacentes de filtro e transição. Esse comportamento é característico do fenômeno de arqueamento, no qual parte das tensões verticais é transferida do núcleo mais deformável para os materiais laterais mais rígidos que compõem o maciço da barragem. As representações cromáticas das Figuras evidenciam esse padrão de redistribuição de tensões, indicando valores menores no núcleo em comparação com os maciços estabilizadores.

Para quantificar esse comportamento, foi selecionado um elemento localizado na região central do núcleo, na cota 256,67 m (Elemento 1318), conforme ilustrado na Figura 6. Considerando o peso de terra acima desse ponto, a tensão vertical total esperada seria da ordem de 0,98 MPa. Entretanto, o valor obtido na simulação foi de aproximadamente 0,53 MPa, evidenciando um expressivo alívio de tensões sofrido pelo núcleo. Esse resultado corresponde a uma razão entre a tensão vertical simulada e a tensão teórica de aproximadamente 0,54, indicando que cerca de 46% da tensão vertical foi redistribuída para as zonas adjacentes, evidenciando quantitativamente a ocorrência do efeito de arqueamento.

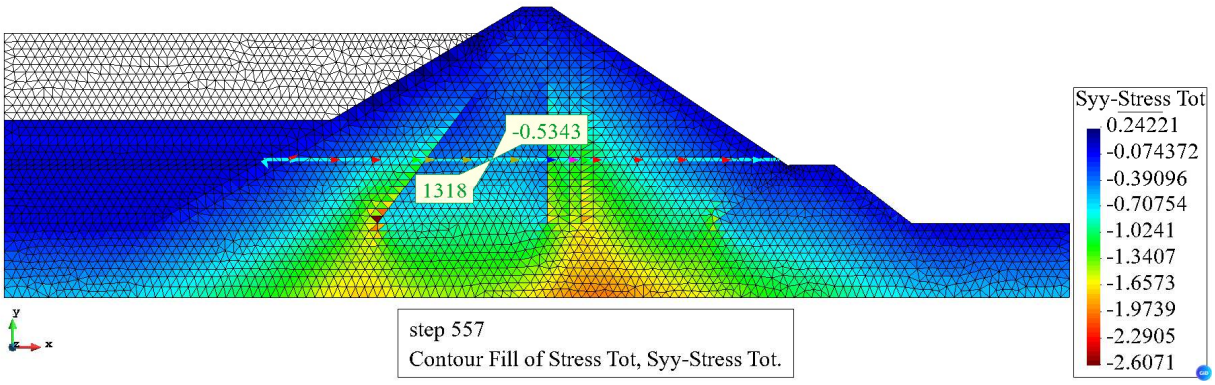


Figura 6. Identificação do elemento 1318 e seu respectivo valor de tensão vertical total (MPa) na seção discretizada do estudo na fase final da construção. (A Autora, 2025).

A Figura 7 apresenta a variação das tensões verticais totais ao longo de uma linha longitudinal na mesma cota. Observa-se que, nas proximidades das zonas de transição e filtro, ocorre redução das tensões no núcleo, seguida de um leve aumento na região central, ainda assim permanecendo inferior aos valores registrados nos maciços laterais. Esse comportamento confirma a redistribuição de cargas para os materiais mais rígidos da estrutura.

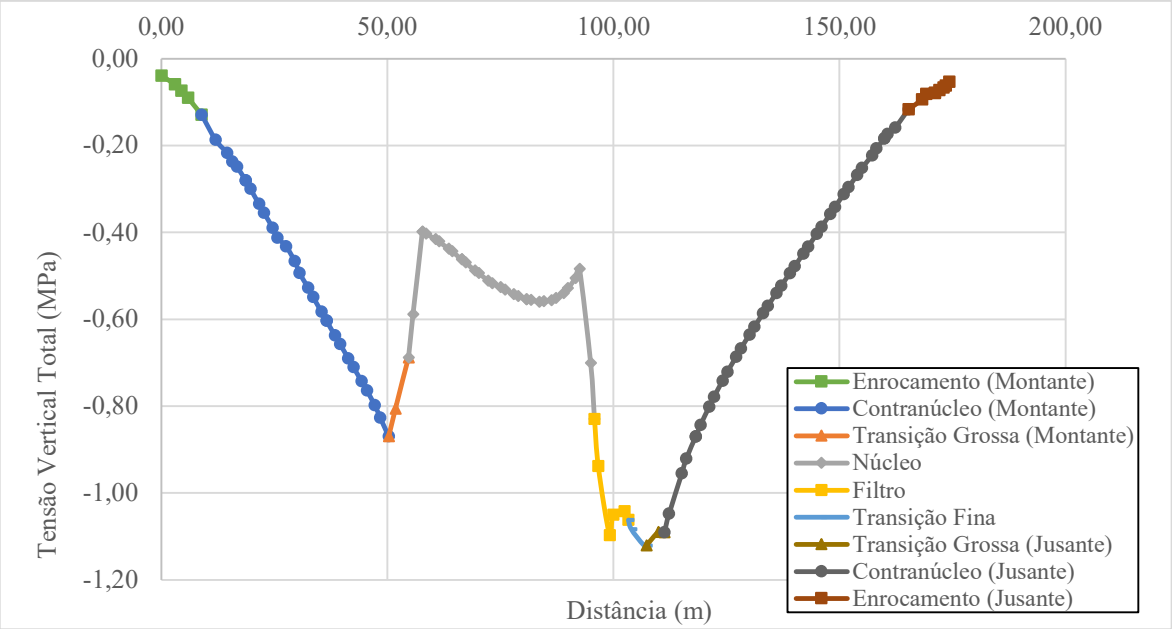


Figura 7. Tensões verticais totais ao longo de uma linha longitudinal, na parte central da barragem, ao término da construção. (A Autora, 2025).

Esse resultado era esperado, uma vez que os enrocamentos, filtros e materiais de transição apresentam maior rigidez e menor compressibilidade em comparação ao núcleo. Como consequência das diferenças de deformabilidade entre os materiais, o núcleo tende a sofrer maiores deslocamentos sob o peso próprio do maciço, mobilizando tensões cisalhantes nas interfaces e promovendo transferência de carga para as regiões adjacentes.

Durante a fase de enchimento do reservatório, observa-se ainda uma redistribuição adicional das tensões internas, associada ao processo de umedecimento dos materiais de montante. Esse processo tende a reduzir parcialmente as tensões em determinadas regiões do maciço, efeito relacionado à elevação do nível d'água e à alteração das condições hidromecânicas da estrutura.

Os resultados obtidos estão em consonância com observações reportadas na literatura, corroborando por exemplo com as observações de Carvalho (2018), Law (1975), Orgler (1983) e outros trabalhos que evidenciam a transferência de tensões do núcleo para as zonas laterais mais rígidas do maciço.

Assim, os resultados da modelagem numérica confirmam a ocorrência do efeito de arqueamento na seção analisada, evidenciando a transferência de tensões do núcleo para as zonas laterais mais rígidas do maciço, comportamento compatível com o observado em estudos teóricos e experimentais sobre barragens de terra-enrocamento.

4 CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou uma análise do comportamento tensão–deformação de uma barragem de terra-enrocamento pertencente a um aproveitamento hidrelétrico no semiárido brasileiro, com foco na investigação do efeito de arqueamento por meio de modelagem numérica com acoplamento hidromecânico em solos não saturados. A simulação foi realizada pelo método dos elementos finitos utilizando o código CODE_BRIGHT, considerando o processo construtivo da barragem e o enchimento do reservatório até a cota mínima de operação.

Os resultados mostraram que a distribuição de tensões no interior do maciço é fortemente influenciada pelas diferenças de rigidez entre os materiais que compõem a barragem. Observou-se uma redução das tensões verticais na região do núcleo, material mais deformável, acompanhada de concentração de tensões nas zonas de transição e nos enrocamentos laterais, mais rígidos. Esse comportamento confirma a ocorrência do efeito de arqueamento, fenômeno amplamente discutido na literatura para barragens de terra e enrocamento.

A análise quantitativa realizada a partir da comparação entre a tensão vertical teórica estimada e a tensão obtida na simulação evidenciou uma razão aproximada de 0,54, indicando que cerca de 46% da tensão vertical foi redistribuída para os materiais adjacentes, caracterizando um arqueamento significativo no núcleo da barragem.

Observou-se ainda que a evolução do campo de tensões foi influenciada pela particularidade do empreendimento estudado, no qual o enchimento do reservatório ocorreu concomitantemente à construção do maciço, resultando em um comportamento hidromecânico mais complexo e em ajustes contínuos na redistribuição das tensões ao longo do processo construtivo.

Os resultados obtidos demonstram que a modelagem numérica hidromecânica acoplada em meios porosos não saturados constitui uma ferramenta eficaz para a análise do comportamento de barragens de terra-enrocamento, permitindo investigar mecanismos internos de redistribuição de tensões e aprimorar a compreensão do fenômeno de arqueamento. Tais análises contribuem para o desenvolvimento de estudos mais realistas do comportamento dessas estruturas, auxiliando na avaliação de desempenho e no aprimoramento dos critérios de projeto e segurança de barragens.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (Brasil) (2025). *Relatório de segurança de barragens 2024-2025*. Brasília, DF. 129p.

Alonso, E.E.; Gens, A.; Josa, A. (1990) A constitutive model for partially saturated soil. *Géotechnique*, [London], v. 40, n. 3, p. 405-430. DOI: https://doi.org/10.1680/geot.1990.40.3.405.

Carvalho, I.M. (2018) *Estudo Paramétrico do Efeito de Arco em Barragens de Terra*. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Portugal.

Cruz, P.T. (2004) 100 *Barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção, projeto*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 648 p. ISBN: 978-85-8623-802-4.

Global Energy Monitor (2024). Energy profile: Brazil. Disponível em: https://www.gem.wiki/Energy_Profile%3A_Brazil. Acesso em: 25 jun. 2025.

Law, T.C. (1975). *Deformations of earth dams during construction*. 364 p. Thesis (Ph.D.) - University of Alberta, Edmonton.

Orgler, B.L. (1983) *Tensões e Deslocamentos em Barragens de Terra e Enrocamento durante a construção*. Exame de Proposta de Dissertação de Mestrado, PUC/RJ.

Pereira, J.H.F. (1986) *Simulação da construção e do primeiro enchimento do reservatório de barragens zonadas de terra e enrocamento pelo método dos elementos finitos*. 1986. 150 p. Dissertação (Mestrado) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ.

Souza, K.I.S. (2008). *Barragens de enrocamento com face de concreto: análise de tensões pelo método dos elementos finitos na fase construtiva por etapas*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

Van Genuchten, M. (1980). A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, [EUA], v. 44, n. 5, p. 892–898.

Veiga Pinto, A. (1983) *Previsão do comportamento estrutural de barragens de enrocamento*. 157 p. Tese (grau de Especialista e investigador auxiliar do Laboratório Nacional de Engenharia Civil). Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, PT, 1983. (Prémio Gulbenkian de Ciência e Tecnologia, 1985).

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/COBRAMSEG2026.1/44

Estudo geotécnico do rejeito underflow aplicado ao alteamento de barragens de rejeitos

Wilkyson de Oliveira Cruz
Engenheiro Civil/ Geotécnico, PUC-MINAS, Senador Canedo-GO, Brasil, wilkyson.engcivil@gmail.com

RESUMO: Este trabalho apresenta um estudo geotécnico aplicado ao uso de rejeito de mineração do tipo *underflow* no alteamento de barragens de rejeitos, com foco na definição de critérios técnicos para controle e garantia da qualidade (QC/QA) da compactação em campo. A metodologia baseou-se na execução de um aterro experimental em condições reais de obra, no qual foram avaliadas diferentes espessuras de camada, número de passadas e uso de compactação vibratória, associados à caracterização físico-geotécnica do material e ao controle de densidade *in situ*. Os resultados indicaram comportamento predominantemente granular do rejeito, com boa compactabilidade e baixa variabilidade dos parâmetros. Camadas de 30 cm apresentaram maior homogeneidade vertical, enquanto camadas de 40 cm mostraram desempenho satisfatório quando associadas à compactação vibratória. Camadas de 50 cm apresentaram limitações quanto à eficiência da compactação em profundidade. Com base nos resultados, foram propostos critérios preliminares de aceitação para QC/QA, incluindo limites de espessura de camada, teor de umidade, índice de vazios e grau de compactação, contribuindo para o aumento da confiabilidade geotécnica de alteamentos executados com rejeitos *underflow*.

PALAVRAS-CHAVE: Barragens de rejeitos; Rejeito *underflow*; Compactação; Aterro experimental; QC/QA.

ABSTRACT: This paper presents an applied geotechnical study on the use of underflow tailings in tailings dam raising, focusing on the definition of technical criteria for quality control and quality assurance (QC/QA) of field compaction. The methodology was based on the construction of an experimental embankment under real site conditions, evaluating different layer thicknesses, numbers of roller passes, and the use of vibratory compaction, combined with physical-geotechnical characterization and in situ density control. The results indicated a predominantly granular behavior of the tailings, with good compactability and low parameter variability. Layers 30 cm thick showed better vertical homogeneity, while 40 cm layers performed satisfactorily when vibratory compaction was applied. Layers 50 cm thick showed limitations in compaction efficiency at depth. Based on the results, preliminary acceptance criteria for QC/QA were proposed, including limits for layer thickness, moisture content, void ratio, and degree of compaction, contributing to improved geotechnical reliability of tailings dam raisings using underflow tailings.

KEYWORDS: Tailings dams; Underflow tailings; Compaction; Experimental embankment; QC/QA.

1 INTRODUÇÃO

Barragens de rejeitos são estruturas geotécnicas cujo desempenho e segurança dependem das propriedades dos materiais utilizados e dos procedimentos executivos adotados durante o alteamento. O emprego de rejeitos de mineração, especialmente do tipo underflow, tem se tornado comum devido às vantagens operacionais e econômicas, mas apresenta desafios relacionados à variabilidade granulométrica, à sensibilidade à compactação e à confiabilidade do controle tecnológico em campo.

Embora os fundamentos da mecânica dos solos forneçam bases consolidadas para a compactação de materiais granulares, sua aplicação a rejeitos de mineração exige cautela, pois esses materiais podem apresentar comportamento distinto dos solos naturais. Estudos mostram que parâmetros como espessura

das camadas, número de passadas e uso de vibração influenciam significativamente a densificação e a homogeneidade dos maciços compactados, afetando diretamente seu desempenho geotécnico.

Nesse cenário, a definição de critérios confiáveis para controle e garantia da qualidade (QC/QA) durante o alteamento com rejeitos underflow é essencial para reduzir riscos associados a heterogeneidades e regiões insuficientemente compactadas. Contudo, ainda são limitados os estudos de campo que avaliam sistematicamente a influência desses parâmetros em condições reais de obra.

Assim, este trabalho tem como objetivo analisar o desempenho geotécnico de rejeitos underflow provenientes de uma mineradora de cobre e ouro localizada no estado de Goiás, utilizados no alteamento de uma barragem por meio de aterro experimental em campo, avaliando a influência dos parâmetros construtivos na compactação e propondo recomendações técnicas para atividades de QC/QA.

2 REVISÃO DE LITERATURA

A segurança e o desempenho de barragens de rejeitos dependem diretamente das propriedades geotécnicas dos materiais utilizados em sua construção e dos procedimentos de controle tecnológico adotados. Diferentemente dos solos naturais, os rejeitos de mineração possuem origem industrial e frequentemente apresentam elevada variabilidade granulométrica, grãos angulares e composição mineralógica condicionada ao processo de beneficiamento, características que influenciam seu comportamento mecânico e hidráulico (Troncoso, 1997; Vick, 1990).

Os princípios da mecânica dos solos fornecem a base para compreender a compactação de materiais granulares, relacionando densidade seca, teor de umidade, energia de compactação e índices físicos, como índice de vazios e grau de saturação (Terzaghi et al., 1996; Holtz & Kovacs, 1981). Contudo, sua aplicação aos rejeitos de mineração requer cautela, pois esses materiais podem apresentar comportamento distinto dos solos naturais, especialmente quanto à resposta à compactação e à evolução de sua estrutura interna (Das, 2011; Mamani, 2012).

Pesquisas sobre rejeitos arenosos mostram que parâmetros como espessura das camadas, número de passadas e uso de vibração influenciam diretamente a densificação e a homogeneidade do aterro. Camadas mais espessas tendem a reduzir a eficiência da compactação em profundidade, gerando variações de densidade que podem comprometer o desempenho geotécnico do maciço (Vick, 1990; Troncoso, 1997). Por isso, aterros experimentais em campo são amplamente recomendados para definir critérios de aceitação e calibrar procedimentos de QC/QA em obras de alteamento.

Embora existam normas consolidadas para execução e controle da compactação, muitas delas são baseadas em experiências com solos naturais. Ainda são limitados os estudos sobre o comportamento de rejeitos *underflow* compactados em condições reais, especialmente quanto à definição de parâmetros construtivos ótimos e à confiabilidade dos ensaios de controle tecnológico. Nesse contexto, este trabalho busca contribuir para o aprimoramento das práticas de engenharia aplicadas ao alteamento de barragens de rejeitos por meio da análise de resultados obtidos em um aterro experimental de campo.

3 EXECUÇÃO DO ATERRO EXPERIMENTAL

O aterro experimental foi executado próximo à estaca 148, na região de montante da barragem, com alturas de 1,20 m e 1,50 m. Foram adotadas camadas horizontais de 30 cm, 40 cm e 50 cm, variando-se a aplicação de vibração no rolo compactador e o número de passadas (4, 6 e 8). O material *underflow* utilizado foi proveniente do rejeito lançado via ciclones nas estacas 120 e 135, o qual foi analisado através da interpretação dos ensaios laboratoriais realizados e constatado que o mesmo apresentava características adequadas para compor as camadas do aterro, como será discutido adiante.

Em campo, definiu-se que uma passada corresponde a uma passagem completa do rolo compactador, composta por uma ida e uma volta, totalizando duas passadas sobre a camada.

Os ensaios realizados no controle de compactação incluíram HILF, frasco de areia e ensaio Próctor Normal. Para título de análise da característica do rejeito *underflow* foram considerados os ensaios de granulometria por peneiramento, sedimentação e massa específica real dos grãos (*Gs*). Para determinação

do índice de vazios (*e*) considerou-se a relação obtida pelo quociente da massa específica real dos grãos pela máxima massa específica aparente seca (*ρd*- obtida no ensaio de próctor) menos um, que pode ser representada pela seguinte equação.

$$e = (Gs * \rho w / \rho d) - 1$$

O espalhamento do material foi realizado com trator de esteira Caterpillar D6, com peso operacional aproximado de 22,1 t e potência líquida de 161 kW. A compactação foi executada com rolo compactador vibratório liso Caterpillar CS10 GC, com peso operacional da ordem de 10,5 t, largura de compactação de 2,13 m e carga linear estática de 27,6 kg/cm. Nas condições vibratórias, o equipamento operou com frequência de vibração entre 30 e 33 Hz, amplitude nominal de 1 a 2 mm e força centrífuga máxima de 250 kN, parâmetros que proporcionam elevada eficiência de transmissão de energia ao material compactado.

Os ensaios realizados consideraram os procedimentos normativos elencados a seguir:

- Ensaio do frasco de areia (Densidade in situ) - ABNT NBR 7185;
- Ensaio Hilf- ABNT NBR 12102;
- Ensaio de compactação Proctor- ABNT NBR 7182;
- Ensaio de granulometria- ABNT NBR 7181;
- Ensaio de massa especifica dos grãos- ABNT NBR 6508;
- Preparação para ensaios de compactação e caracterização- ABNT NBR 6457.

4 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 Considerações sobre a caracterização do *underflow*

Os resultados obtidos no aterro experimental indicam que o rejeito de mineração do tipo *underflow* apresenta comportamento predominantemente granular, com ampla dominância das frações areia média e areia fina, e baixos teores de argila. A seguir tem-se a tabela 1, que relaciona todos os resultados obtidos nos ensaios de caracterização do material.

Tabela 1- Resultados dos ensaios de caracterização do underflow

Registro	Gs (g/cm³)	Argila (%)	Silte (%)	Areia fina (%)	Areia média (%)	Areia grossa (%)	Passante #200 (%)	e	ρd (g/cm³)	Wótima (%)
BP-2398	2,79	2,00	10,70	11,30	68,00	8,10	14,86	0,62	1,72	16,30
BP-2399	2,81	-	-	10,20	69,00	5,90	14,91	0,64	1,72	16,10
BP-2401	2,81	-	-	12,00	65,80	7,00	15,20	0,63	1,72	15,90
BP-2402	2,80	-	-	20,00	58,30	6,20	15,46	0,61	1,73	16,00
BP-2417	2,80	1,80	11,60	9,40	64,10	13,10	15,11	0,62	1,72	16,00
BP-2420	2,79	-	-	11,10	64,20	6,90	11,76	0,62	1,72	18,00
BP-2422	2,81	-	-	6,60	73,10	5,30	15,00	0,63	1,73	15,90
BP-2424	2,81	-	-	13,40	62,50	8,30	15,70	0,64	1,72	16,60
BP-2453	2,81	-	-	10,00	62,50	12,00	15,47	0,62	1,73	16,30
BP-2454	2,80	2,00	11,80	10,90	66,60	8,70	15,81	0,62	1,73	16,30
BP-2456	2,80	-	-	16,00	61,70	6,50	15,77	0,64	1,71	16,50
BP-2460	2,81	-	-	11,50	62,60	10,30	15,55	0,64	1,72	16,40
BP-2467	2,81	-	-	10,10	61,40	11,00	17,44	0,63	1,72	18,20
BP-2468	2,80	-	-	7,80	64,90	12,40	14,89	0,62	1,73	15,90
BP-2670	2,81	-	-	18,00	63,60	2,20	16,24	0,63	1,72	16,90
BP-2471	2,80	-	-	19,20	60,10	4,60	16,02	0,63	1,72	16,30
BP-2472	2,79	-	-	15,90	64,40	3,50	16,26	0,63	1,71	17,10
BL-195	2,79	-	-	15,70	64,70	4,60	15,06	0,62	1,73	16,00
BL-207	2,80	1,80	11,50	13,30	62,50	19,90	15,36	0,63	1,72	18,10

A análise granulométrica evidencia um material predominantemente arenoso, com maior concentração nas frações de areia fina a areia média e baixa participação de partículas grossas. O percentual passante na peneira #200 (0,075 mm) situa-se em torno de 15 a 20%, indicando a presença moderada de finos, sem caracterizar um comportamento essencialmente coesivo. As curvas granulométricas apresentam inclinação acentuada na faixa intermediária, sugerindo uma distribuição relativamente uniforme dos tamanhos de grãos, típica de rejeitos oriundos de processos de beneficiamento mineral.

Esse arranjo granulométrico implica um comportamento mecânico governado majoritariamente pelo atrito intergranular, com capacidade de densificação associada ao rearranjo das partículas durante a compactação. A fração fina presente contribui para o preenchimento parcial dos vazios entre os grãos de areia, favorecendo a redução do índice de vazios até um estado estável, compatível com estruturas compactadas. A figura 1 a seguir apresenta as curvas granulométricas obtidas através dos ensaios de granulometria do *underflow*.

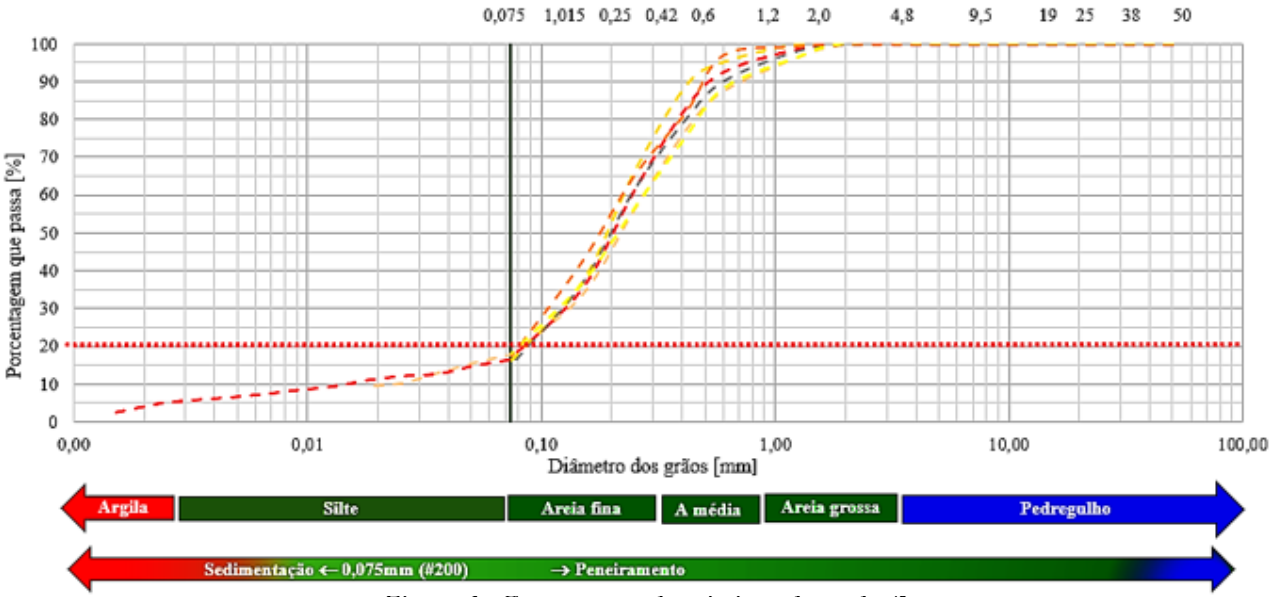


Figura 1- Curvas granulométricas do underflow

A massa específica dos sólidos mostrou baixa variabilidade (Gs ≈ 2,79–2,82 g/cm³), evidenciando homogeneidade mineralógica do material, o que contribui para a repetibilidade dos parâmetros geotécnicos e favorece o estabelecimento de critérios consistentes de controle de qualidade em campo.

Os valores de índice de vazios situaram-se em uma faixa estreita (e ≈ 0,61–0,64), indicando boa compactabilidade do *underflow* sob a energia aplicada. Observa-se que variações sutis na granulometria, especialmente na proporção entre areia média, areia grossa e finos, refletem diretamente no empacotamento das partículas, influenciando o índice de vazios atingido. Frações mais grossas tendem a promover struturas mais densas, enquanto o aumento relativo de finos resulta em índices de vazios ligeiramente superiores.

A análise das curvas de compactação indica comportamento consistente e pouco disperso do rejeito *underflow*, com massas específicas secas máximas concentradas entre 1,71 e 1,73 g/cm³ e umidades ótimas predominantemente na faixa de 16% a 18%, evidenciando homogeneidade do material e boa reprodutibilidade dos parâmetros. O leve achatamento do topo das curvas indica baixa sensibilidade da densificação a pequenas variações de umidade próximas à ótima, favorecendo a execução em campo; contudo, observa-se perda mais acentuada de densidade no ramo seco e redução gradual no ramo úmido, reforçando que o desempenho do material é fortemente condicionado ao controle da umidade de compactação e à adoção de faixas operacionais associadas aos patamares de massa específica seca máxima, de forma a assegurar índices de vazios compatíveis com o desempenho geotécnico esperado do maciço. Apresenta-se a seguir as curvas de Próctor normal (vide figura 2).

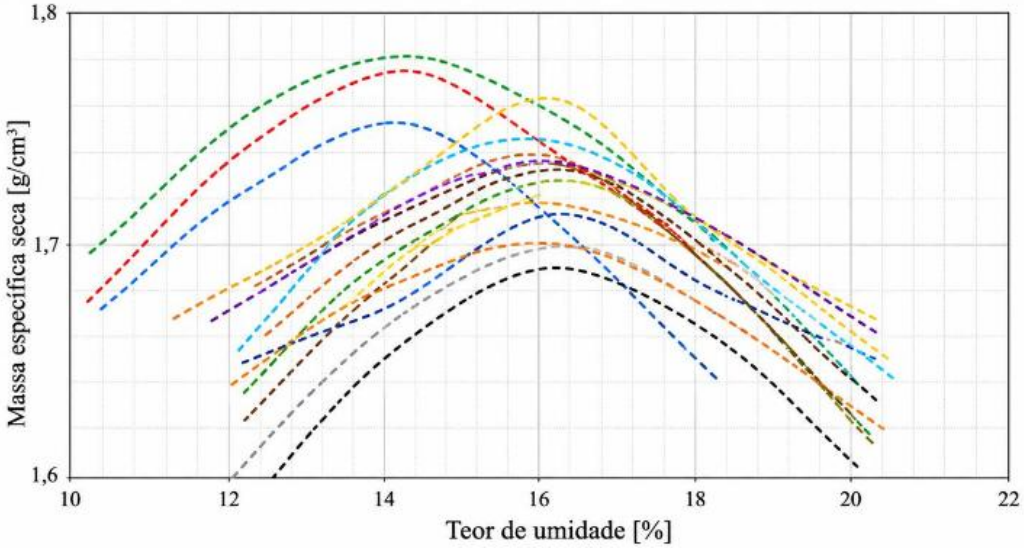


Figura 2- Curvas de Próctor normal do underfow

4.2 Considerações sobre os resultados do controle de compactação

Os resultados dos ensaios de controle de compactação realizados no aterro experimental são apresentados considerando diferentes espessuras de camada (30, 40, 40 cm com vibração e 50 cm), número de passadas equivalentes (4, 6 e 8) e dois métodos de controle de densidade in situ: Hilf e Frasco de Areia, com medições no topo e na base das camadas. A tabela 2 apresenta os resultados obtidos no experimento.

Tabela 2- Resultados dos ensaios de compactação do aterro experimental

Espessura das camadas (cm)	Número de passadas	Método Hilf (%)		Método frasco de areia (%)	
		Topo	Base	Topo	Base
30	4	100,60	99,09	99,74	98,25
	6	101,85	100,22	100,93	99,42
	8	101,92	100,39	101,82	100,29
40	4	97,17	95,71	96,30	94,85
	6	97,75	96,19	96,87	95,42
	8	97,89	96,42	97,01	95,55
40 (vibrado)	4	99,83	98,33	98,98	97,50
	6	100,95	99,23	100,85	99,34
	8	101,07	99,45	100,96	99,44
50	4	95,30	93,68	94,44	93,03
	6	95,98	94,35	95,12	93,69
	8	96,15	94,52	95,28	93,86

Observa-se que, em diversas condições ensaiadas, os graus de compactação determinados apresentaram valores ligeiramente superiores a 100%. Esse comportamento é recorrente em obras envolvendo materiais granulares e rejeitos de mineração e pode ser atribuído a fatores como diferenças entre as condições de moldagem do ensaio Proctor e o estado de compactação alcançado em campo, além de possíveis efeitos de rearranjo granular promovidos pela compactação dinâmica e vibratória. Adicionalmente, variações inerentes aos métodos de determinação da densidade in situ, especialmente em materiais com granulometria heterogênea, podem contribuir para esse resultado. Ressalta-se que tais valores não indicam inconsistência dos dados, mas refletem a eficiência do processo construtivo adotado e a adequada transmissão de energia ao material compactado.

4.2.1 Influência do número de passadas

Para todas as espessuras analisadas, verifica-se uma tendência clara de aumento do grau de compactação com o incremento do número de passadas, tanto no topo quanto na base das camadas. Esse comportamento é mais evidente na transição de 4 para 6 passadas, enquanto o ganho adicional de compactação entre 6 e 8 passadas tende a ser menos significativo, sugerindo a aproximação de um patamar de compactação máxima.

A redução progressiva dos ganhos de densificação observada entre 6 e 8 passadas indica a existência de um patamar próximo à densidade máxima praticável para o equipamento e para o material analisado. Esse comportamento sugere que o aumento do número de passadas além desse limite tende a resultar em ganhos marginais pouco significativos, do ponto de vista geotécnico, implicando apenas em acréscimos de custo e tempo de execução. Assim, os resultados obtidos permitem inferir a existência de um número ótimo de passadas, a ser definido no contexto do controle tecnológico, equilibrando eficiência operacional e qualidade da compactação.

4.2.2 Influência da espessura da camada

A influência da espessura das camadas na eficiência da compactação torna-se evidente quando analisada a distribuição vertical dos graus de compactação obtidos. À medida que a espessura da camada é aumentada, observa-se maior atenuação da energia de compactação em profundidade, refletida na redução dos valores medidos na base, particularmente nas condições com menor número de passadas. Esse comportamento evidencia a limitação prática do equipamento utilizado na transmissão de energia ao longo da espessura do aterro, reforçando a necessidade de definição criteriosa da espessura máxima das camadas em função das características do material e do método de compactação empregado.

Camadas de 30 cm apresentaram os melhores resultados globais, com graus de compactação elevados e menor diferença entre topo e base, indicando boa homogeneidade da compactação ao longo da espessura.

Camadas de 40 cm (sem vibração) apresentaram redução relativa dos valores na base, especialmente para 4 passadas, evidenciando maior dificuldade de transmissão de energia de compactação em camadas mais espessas.

Camadas de 50 cm apresentaram os menores valores relativos na base, principalmente para 4 e 6 passadas, embora ainda mantendo graus de compactação elevados. Esse comportamento reforça que camadas mais espessas demandam maior energia de compactação para garantir uniformidade.

4.2.3 Efeito da vibração

A condição de camada de 40 cm compactada com rolo vibratório apresentou desempenho superior quando comparada à camada de mesma espessura compactada sem vibração. Observa-se:

- Aumento dos graus de compactação tanto no topo quanto na base;
- Redução da diferença entre topo e base;
- Resultados equivalentes aos obtidos para camadas de 30 cm.

O desempenho superior observado nas camadas de 40 cm compactadas com rolo vibratório evidencia o papel fundamental da vibração no rearranjo das partículas e na mobilização de mecanismos de densificação mais eficientes em profundidade. A ação vibratória favorece a redução do atrito intergranular momentâneo, permitindo uma reorganização mais densa da estrutura interna do material, especialmente em rejeitos predominantemente arenosos. Esse efeito resulta em maior homogeneidade vertical da compactação, ampliando o limite prático de espessura das camadas sem comprometer a qualidade do aterro executado.

4.2.4 Comparação entre os métodos Hilf e Frasco de Areia- Implicação para QC/QA

As diferenças sistemáticas observadas entre os valores obtidos pelos métodos de Hilf e Frasco de Areia, com tendência de resultados ligeiramente superiores no método de Hilf, indicam a necessidade de cautela na definição de critérios de aceitação baseados exclusivamente em um único método de ensaio. Em

termos de QC/QA, essa constatação reforça a importância da calibração prévia dos métodos e da análise conjunta dos resultados, de modo a evitar a aceitação de camadas com níveis de densificação inferiores aos desejados. A adoção de critérios complementares ou fatores de correção pode contribuir para maior confiabilidade do controle tecnológico em obras de alteamento de barragens com rejeitos *underflow*.

4.3 Recomendações dos critérios de aceitação para QC/QA

Com base nos resultados obtidos nos ensaios de caracterização e no controle de compactação do aterro experimental, são apresentadas a seguir recomendações técnicas preliminares para critérios de aceitação aplicáveis ao controle e à garantia da qualidade (QC/QA) em alteamentos executados com rejeito *underflow* de comportamento predominantemente arenoso.

4.3.1 Espessura de camada e características do material

Os resultados indicaram melhor desempenho de compactação para camadas de 30 cm, caracterizadas por elevada homogeneidade vertical. Camadas de 40 cm mostraram-se tecnicamente aceitáveis, desde que associadas ao uso de compactação vibratória e controle rigoroso do número de passadas. Camadas de 50 cm apresentaram limitações quanto à densificação na base, não sendo recomendadas como critério de aceitação. Quanto às características do material, observou-se boa resposta à compactação para rejeitos com percentual passante na peneira nº 200 inferior a aproximadamente 20%, condição que preserva o comportamento predominantemente granular e favorece a eficiência da compactação.

4.3.2 Condições de compactação: índice de vazios e umidade

Os estados de compactação considerados satisfatórios corresponderam a índices de vazios da ordem de $e \approx 0{,}65$ a $0{,}70$, compatíveis com um estado medianamente denso. Os melhores resultados foram obtidos quando a compactação foi realizada com teor de umidade próximo à umidade ótima, admitindo-se, para fins de QC/QA, desvio máximo da ordem de ±2%, faixa na qual não foram observadas perdas significativas de desempenho.

4.3.3 Grau de compactação e critérios de aceitação

Os ensaios in situ indicaram graus de compactação elevados, frequentemente próximos ou superiores a 100%, refletindo a eficiência do processo construtivo. Considerando as particularidades dos rejeitos de mineração e as diferenças entre as condições laboratoriais e de campo, recomenda-se a adoção de grau de compactação mínimo de 98% como critério de aceitação em QC/QA, admitindo-se valores superiores a 100% sem prejuízo à interpretação técnica, desde que os métodos de ensaio estejam adequadamente controlados e calibrados.

5 CONCLUSÃO

O aterro experimental executado com rejeito *underflow* permitiu avaliar de forma objetiva a influência de parâmetros construtivos e operacionais na eficiência da compactação em campo, bem como estabelecer critérios técnicos aplicáveis às atividades de controle e garantia da qualidade em alteamentos de barragens de rejeitos. Com base nos resultados obtidos, conclui-se que:

(i) Camadas com espessura de 30 cm apresentaram o melhor desempenho global, caracterizado por elevados graus de compactação e maior homogeneidade vertical.

(ii) Camadas com espessura de 40 cm mostraram-se tecnicamente viáveis, desde que associadas à compactação vibratória e a um controle rigoroso do número de passadas.

(iii) A compactação vibratória exerceu papel fundamental na melhoria da densificação em profundidade, reduzindo a diferença entre topo e base das camadas.

(iv) Camadas com espessura de 50 cm apresentaram limitações quanto à obtenção de compactação homogênea, não sendo recomendadas como critério de aceitação para o material e equipamento avaliados.

(v) O aumento do número de passadas resultou em ganhos progressivamente menores no grau de compactação, indicando a existência de um número ótimo sob os pontos de vista técnico e operacional.

(vi) Os métodos de controle por frasco de areia e Hilf apresentaram tendências consistentes, embora com diferenças nos valores absolutos, reforçando a necessidade de calibração e interpretação conjunta no contexto do QC/QA.

De forma integrada, os resultados permitiram propor critérios preliminares de aceitação para rejeitos *underflow* de comportamento predominantemente arenoso, incluindo limites de espessura de camada, teor de umidade, índice de vazios e grau de compactação. O estudo contribui para o aprimoramento dos procedimentos de controle tecnológico e para a redução de incertezas associadas ao desempenho geotécnico de alteamentos de barragens de rejeitos executados em condições reais de obra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 7181:2016 — *Solo — Análise granulométrica*. Rio de Janeiro, 2016.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 7185:2025 — *Solo — Determinação da massa específica aparente in situ, com emprego do frasco de areia*. Rio de Janeiro, 2025.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 12102:2020 – *Solo — Controle de compactação pelo método de Hilf*. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 7182:2016 — *Solo — Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro, 2016.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 6508:2016 — *Solo — Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm — Determinação da massa específica.* Rio de Janeiro, 2016.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 6457:2016 – *Solo — Preparação de amostras*. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

DAS, B. M. *Fundamentals of Geotechnical Engineering.* 7th ed. Boston: Cengage Learning, 2011.

HOLTZ, R. D.; KOVACS, W. D; An Introduction to Geotechnical Engineering. Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1981.

MAMANI, G. L. G. *Comportamento de um aterro experimental sobre um depósito de rejeitos de ouro – Mineração Paracatu*. Tese de Doutorado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2012.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3rd ed. New York: John Wiley & Sons, 1996.

TRONCOSO, J. H. *Geotechnics of tailings dams and sediments*. In: Proceedings of the International Congress of Environmental Geotechnics (ICEG), 1997, pp. 1405–1423.

VICK, S. G. *Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams*. New York: John Wiley & Sons, 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/COBRAMSEG2026.1/45

Inferência Bayesiana para Projetos de Barragens em Climas Tropicais

Darym Júnior Ferrari de Campos
Engenheiro Geotécnico, Progen S. A., MG, Brasil, darymferrari@gmail.com

Fernanda Rocha dos Reis Sol
Engenheira Geotécnica, Vale S. A., MG, Brasil, fernanda.Sol@vale.com

Murilo Pereira Borges
Engenheiro Geotécnico, Vale S. A., MG, Brasil, murilo.borges1@vale.com

Denis Duda Costa
Engenheiro Geotécnico, Progen S. A., MG, Brasil, denis.costa@progen.com.br

Stephanie Yumi Yokozawa
Engenheiro Geotécnico, Vale S. A., MG, Brasil, stephanie.yokozawa@vale.com

Paulo César Riquelme Gomide
Engenheiro Geotécnico, Vale S. A., MG, Brasil, Paulo.Cesar.Gomide@vale.com

Marcelo Franco Porto
Professor, Universidade Federal de Minas Gerais, MG, Brasil, marcelo@etg.ufmg.br

Giovanna Alelvan
Professor, Universidade Federal de Minas Gerais, MG, Brasil, giovannaalelvan@etg.ufmg.br

RESUMO: A variabilidade natural dos solos e das condições climáticas em regiões tropicais impõe desafios relevantes ao projeto de barragens de terra, especialmente na estimativa dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, como coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ). Tradicionalmente tratados de forma determinística e conservadora, esses parâmetros raramente incorporam a incerteza associada a diferentes campanhas de investigação. Este trabalho propõe uma abordagem baseada em inferência bayesiana para atualização contínua dos parâmetros geotécnicos, integrando evidências provenientes de três campanhas de ensaios triaxiais CIUsat realizadas em solo residual de filito localizado sob o corpo da barragem. As campanhas contemplaram diferentes condições sazonais e estados de carregamento, permitindo incorporar variabilidade climática e estrutural ao modelo. A inferência bayesiana resultou em distribuições posteriores consistentes, fornecendo envelopes estatísticos de resistência, regiões de alta densidade (HDI 95%) e intervalos de predição (PI 5%–95%), em contraste com estimativas pontuais determinísticas. A aplicação dos parâmetros inferidos em análises de estabilidade indicou fatores de segurança compatíveis com critérios normativos e probabilidade de falha nula. Os resultados demonstram que a abordagem bayesiana amplia a transparência e a robustez na avaliação da incerteza geotécnica em projetos de barragens.

PALAVRAS-CHAVE: Inferência Bayesiana, Barragens de Terra, Incerteza Geotécnica, Estabilidade de Taludes.

ABSTRACT: The natural variability of soils and climatic conditions in tropical regions poses significant challenges to the design of earth dams, particularly in the estimation of shear strength parameters such as cohesion (c) and friction angle (ϕ). Traditionally treated through deterministic and conservative approaches, these parameters seldom incorporate the uncertainty associated with multiple investigation campaigns. This study proposes a Bayesian inference framework for the continuous updating of geotechnical parameters, integrating evidence from three CIU triaxial test campaigns performed on a residual phyllite soil layer located beneath the dam body. The campaigns considered different seasonal conditions and loading states, enabling the incorporation of climatic and structural variability into the model. The Bayesian approach produced consistent posterior distributions, providing statistical strength envelopes, high-density intervals (95% HDI),

and prediction intervals (5%–95% PI), in contrast to deterministic point estimates. The application of the inferred parameters in slope stability analyses resulted in safety factors compliant with regulatory criteria and a zero probability of failure. The findings demonstrate that Bayesian inference enhances transparency and robustness in the assessment of geotechnical uncertainty in earth dam projects.

KEYWORDS: Bayesian Inference, Earth Dams, Geotechnical Uncertainty, Slope Stability.

1 INTRODUÇÃO

A caracterização dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos é um dos pilares para a análise de estabilidade em projetos de engenharia geotécnica, especialmente em estruturas críticas como barragens. Em materiais altamente intemperizados, como os solos residuais de filito, as incertezas associadas às condições de umidade, estado de tensões e variabilidade natural tornam desafiadora a definição de valores representativos de coesão e ângulo de atrito, por exemplo. De acordo com Wang et al. (2016), as incertezas geotécnicas são representadas por essa variabilidade natural dos materiais que compõem o solo. Outro possível fator causador de incertezas seria o aproveitamento ou realização de investigações em períodos anteriores às escavações e/ou aterros, como é o caso de barragens. Assim, abordagens tradicionais baseadas em regressão linear, embora amplamente utilizadas, podem não capturar toda a incerteza envolvida na estimativa desses parâmetros.

Neste estudo, investiga-se uma camada superficial de solo residual de filito, localizada diretamente sob o corpo de uma barragem de terra. Essa camada atua como interface crítica de transmissão de esforços entre o aterro e o maciço natural. Foram analisados os dados de três campanhas de ensaios triaxiais CIUsat, realizadas em diferentes épocas e condições sazonais. A metodologia adotada compreende a comparação entre uma abordagem determinística tradicional, baseada em regressão linear, e uma abordagem probabilística via inferência bayesiana para estimativa dos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

O presente artigo tem como objetivo avaliar os ganhos técnicos de como o uso da inferência bayesiana pode contribuir para a representação mais robusta da incerteza nos parâmetros geotécnicos, destacando sua aplicabilidade em um estudo de análise de estabilidade de talude de uma barragem de contenção de rejeitos e sua contribuição na tomada de decisão mais confiável em contextos geotécnicos.

2 METODOLOGIA

O A metodologia deste estudo foi estruturada em etapas sequenciais, conforme ilustrado no fluxograma da Figura 1.

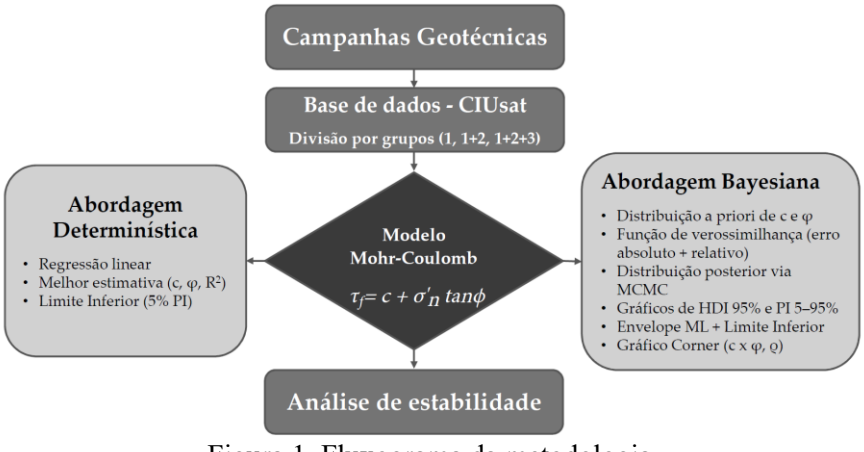


Figura 1. Fluxograma da metodologia.

De acordo com o fluxograma, utilizaram-se três campanhas de ensaios triaxiais CIUsat, realizadas em diferentes condições sazonais e operacionais. Os dados foram organizados em campanhas acumulativas (1, 1+2 e 1+2+3), tendo como modelo de resistência adotado o critério de MC. A análise determinística foi realizada por meio de regressão linear clássica para estimar a envoltória de ruptura. Do outro lado, na abordagem bayesiana, definiu-se uma função de verossimilhança com ponderação híbrida entre resíduos absolutos e relativos, e priors para coesão, ângulo de atrito e desvio padrão. A amostragem foi realizada por

MCMC com 10.000 iterações, resultando em envelopes probabilísticos, HDI 95% e intervalos de predição (PI 5–95%). A estrutura metodológica foi inspirada em Lezica e Contreras (2023), que demonstraram a eficácia da inferência bayesiana na estimativa de parâmetros geotécnicos e na captura da variabilidade estatística de dados acumulativos de campo e laboratório.

A camada superficial de solo residual de filito foi escolhida como foco da modelagem probabilística por sua alta sensibilidade, variabilidade e influência direta na estabilidade global da estrutura. Os parâmetros inferidos foram posteriormente utilizados em simulações no software Slide, da Rockscience®, comparando os efeitos das diferentes abordagens na avaliação do fator de segurança (FS).

4 ABORDAGENS DETERMINÍSTICAS E PROBABILÍSTICAS NA ESTIMATIVA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

4.1 Estimativa Determinística dos Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento

Nesta etapa, empregou-se a regressão linear clássica pelo método dos mínimos quadrados para a estimativa dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, com base no critério de MC. As análises foram conduzidas separadamente para três conjuntos de dados acumulativos (Campanha 1, Campanha 1+2 e Campanha 1+2+3) referentes a ensaios realizados em solo residual de filito.

Ao todo, foram utilizados 59 ensaios triaxiais CIUsat, abrangendo uma ampla faixa de tensões normais efetivas, o que permitiu gerar envoltórias de resistência representativas para cada estágio das campanhas. A partir dos ajustes lineares, foram determinados o “best estimate” e “low bound” (estimativa inferior de resistência), considerando a extrapolação do limite inferior com base no ajuste aos valores mais conservadores dos dados. A Figura 2 a seguir apresenta os resultados obtidos para cada conjunto de dados analisado.

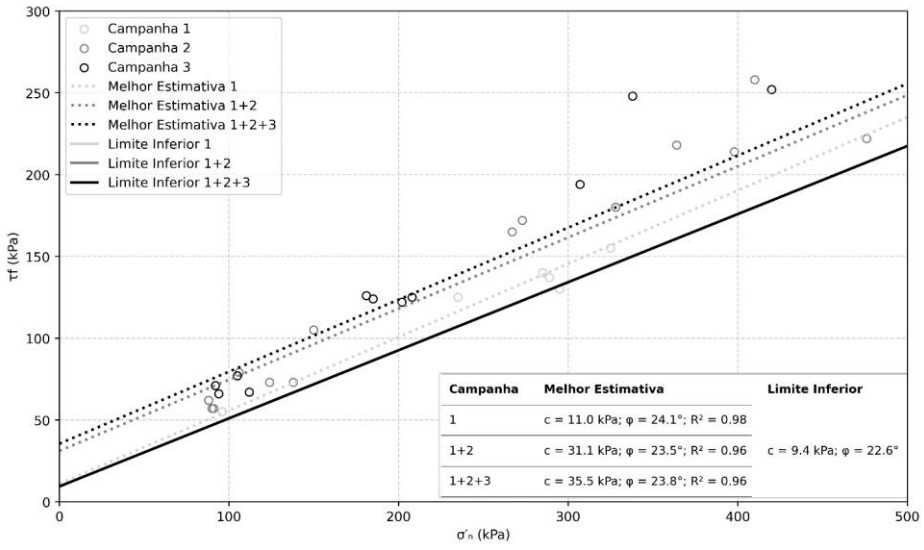


Figura 2. Estimativa dos parâmetros de resistência utilizando regressão linear convencional.

Observa-se que, à medida que os dados das campanhas são acumulados, ocorre um aumento progressivo nos valores de coesão estimados para os envelopes “best estimate”. O envelope da Campanha 1 apresentou os menores valores de resistência, refletindo as condições mais críticas da camada superficial de solo residual de filito durante o período chuvoso. Já os envelopes das Campanhas 1+2 e 1+2+3 indicam parâmetros mais elevados, compatíveis com as condições mais secas e adensadas das campanhas posteriores.

Os envelopes do tipo “low bound” permaneceram inalterados ao longo das três campanhas, uma vez que os ajustes lineares conservadores foram definidos com base nos pontos de menor resistência observados. Dessa forma, a incorporação de dados mais resistentes nas Campanhas 2 e 3 não influenciou o limite inferior da envoltória, que continuou a representar o cenário mais desfavorável identificado nos ensaios. Essa estratégia assegura coerência nos critérios de segurança e garante que as análises de estabilidade considerem, de maneira conservadora, as condições críticas do maciço investigado.

4.2 Estimativa Probabilística dos Parâmetros de Resistência via Inferência Bayesiana

Para representar explicitamente a incerteza associada aos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo residual de filito, adotou-se a inferência bayesiana como metodologia complementar à abordagem determinística, utilizando os mesmos conjuntos de dados. O modelo de resistência seguido foi o de MC, com parâmetros c, ϕ e στ, tratados como variáveis aleatórias. A função de verossimilhança foi construída com base em um modelo híbrido de resíduos, visando um ajuste balanceado, mitigando a superestimação de incertezas (caso fosse apenas residual relativo) e subestimação do intervalo (caso fosse apenas absoluto). Os priors foram definidos como não informativos, respeitando intervalos físicos coerentes a partir do conhecimento prévio do tipo de solo. A amostragem dos parâmetros foi realizada por meio do algoritmo de MCMC, método que permite explorar a distribuição posterior de forma estocástica, sendo descartadas as iterações iniciais (burn-in) para eliminar a influência das condições iniciais e garantir a convergência das cadeias.

Os resultados foram expressos graficamente por meio dos envelopes de máxima verossimilhança, regiões de alta densidade (HDI 95%), intervalos de predição (PI 5%–95%) e envelopes conservadores (“low bound”) baseados no percentil inferior da distribuição de τf. A seguir, são apresentados nas Figuras 3 a 5 os resultados da inferência bayesiana para cada conjunto de dados, por meio dos envelopes de resistência gerados a partir das distribuições posteriores, acompanhados dos gráficos corner plot, que ilustram a distribuição conjunta dos parâmetros estimados (c, ϕ, στ) e suas respectivas correlações.

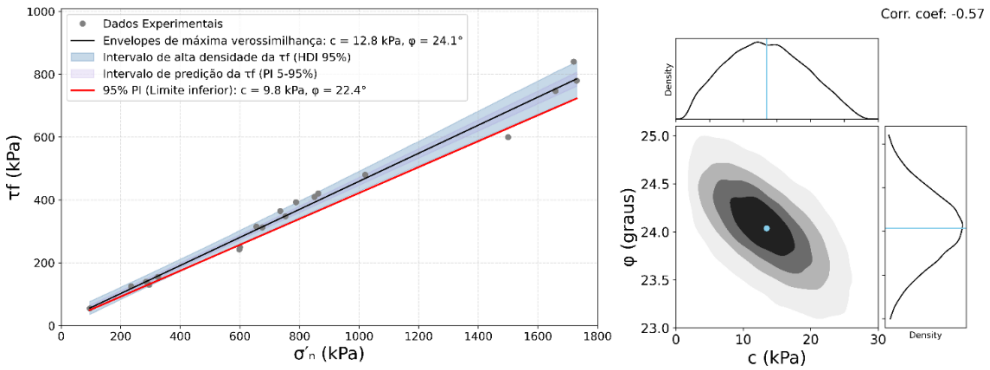


Figura 3. Campanha 1: envelopes de resistência e gráfico de canto (inferência bayesiana).

O envelope de resistência inferido para a Campanha 1 apresentou parâmetros de máxima verossimilhança c=12,7 kPa e ϕ=24,1°. O HDI 95% foi relativamente estreito para ϕ, indicando uma boa capacidade dos dados em restringir esse parâmetro, enquanto o intervalo de predição (PI 5%–95%) envolveu satisfatoriamente a dispersão dos dados experimentais. O envelope “low bound” foi estimado com c=9,8 kPa e ϕ=22,4°, representando uma condição conservadora para uso em análise de estabilidade. Ao lado, o gráfico corner plot correspondente evidencia uma distribuição levemente assimétrica para a coesão, com cauda à direita, enquanto a distribuição de ϕ é centrada e praticamente simétrica. A correlação entre c e ϕ foi moderadamente negativa (−0,57), demonstrando que os parâmetros ainda se compensam parcialmente, típico de conjuntos com menor amplitude de tensões e influência de dados menos informativos.

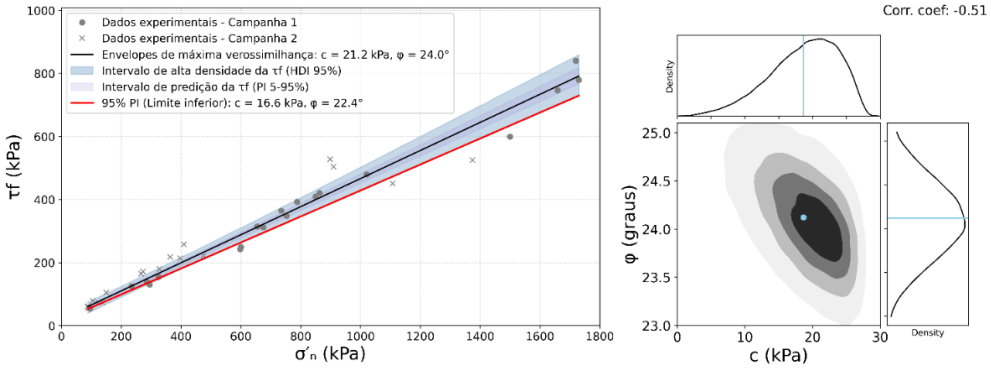


Figura 4. Campanha 1+2: envelopes de resistência e gráfico de canto (inferência bayesiana).

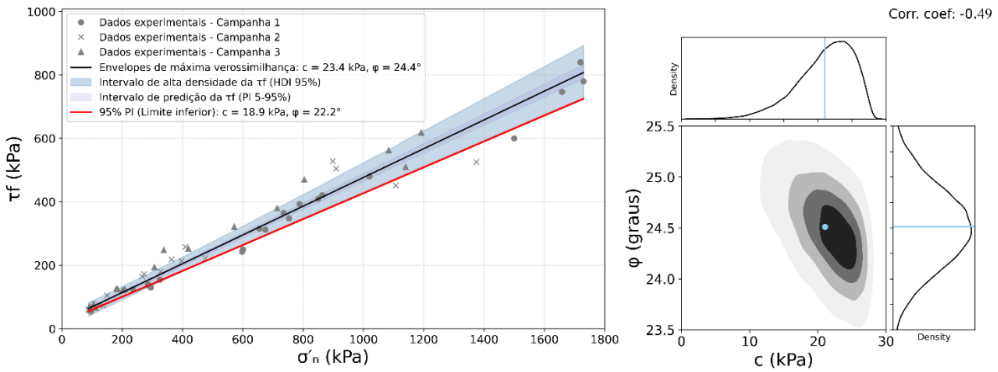


Figura 5. Campanha 1+2+3: envelopes de resistência e gráfico de canto (inferência bayesiana).

As análises bayesianas das Campanhas 1+2 e 1+2+3 apresentaram resultados semelhantes em termos de parâmetros de resistência ao cisalhamento. Em ambas, os envelopes de máxima verossimilhança indicaram valores elevados e consistentes para a coesão (c=21,2 e 23,4 kPa, respectivamente), tendo aumentado significativamente em relação à Campanha 1. Já o ângulo de atrito interno (ϕ=24,0° e 24,4°), mostra consistência do atrito interno mesmo com adição de mais dados. Essa estabilidade estatística também se refletiu nos envelopes "low bound", com valores de ϕ praticamente idênticos (ϕ=22,4° e 22,2°) e coesões próximas (16,6 e 18,9kPa), além de correlações negativas entre c e ϕ muito próximas (–0,51 e –0,50). Os gráficos corner plot confirmam esse comportamento, revelando distribuições semelhantes em forma e dispersão, com caudas levemente assimétricas, com cauda direita mais longa para coesão e alta concentração para ϕ. Os valores indicam que quanto mais dados, menor a necessidade de compensação entre parâmetros. Fisicamente, os dados estão cada vez mais capazes de distinguir a contribuição individual de c e ϕ.

Embora os resultados indiquem que os dados das Campanhas 1+2 já capturam de forma satisfatória a variabilidade estatística do solo analisado, a adição da Campanha 3 contribuiu para reforçar a confiabilidade e estabilidade dos parâmetros inferidos. Esse comportamento é característico da inferência bayesiana, que se beneficia da incorporação progressiva de novos dados para atualizar e refinar suas estimativas. Assim, ainda que haja um ponto de convergência nos resultados, novas campanhas de investigação continuarão sendo relevantes, especialmente quando associadas a mudanças no carregamento, nas condições de saturação ou no tempo, fortalecendo a base probabilística do modelo adotado.

4.3 Análise de Estabilidade com Base nos Parâmetros Estimados

A partir da geometria elaborada para o modelo (Figura 6) a seção geotécnica do perfil do solo foi gerada a partir de interpolações das campanhas executadas pela mesma empresa, contribuindo na elaboração do modelo geológico geotécnico. Além disso, é possível identificar as camadas de solo, aterro da barragem e o seu sistema de drenagem interna. A barragem foi projetada em aterro de solo compactado, por método convencional, e possui 61 metros de altura, taludes com 10m de altura, bermas com 5m de largura e inclinação entre bermas de 2H:1V. O software para a realização das análises de estabilidade foi o Slide da Rocsience®.

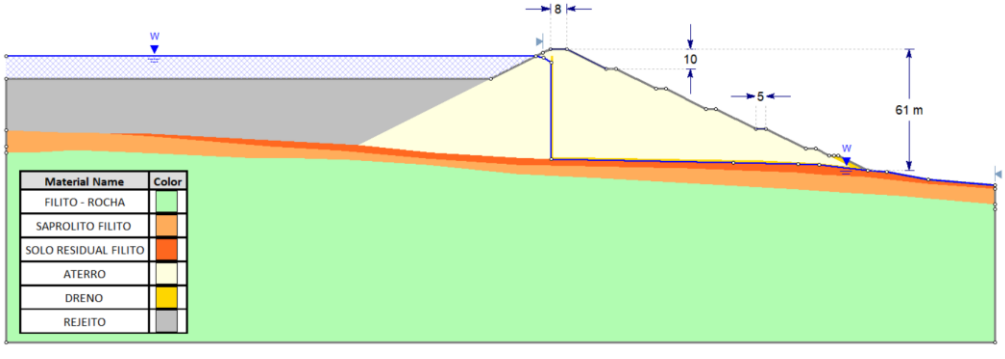


Figura 6. Modelo utilizado para as análises de estabilidade.

A metodologia utilizada para as simulações numéricas de análise de estabilidade, foi o método do equilíbrio limite, que consiste na subdivisão em fatias e a equação de equilíbrio de forças e momentos (Gerscovich, 2016). Adicionlamente, embora existam outros métodos analíticos e de modelagem física e numérica para análise de taludes, o método do equilíbrio limite continua sendo um método largamente utilizado na da engenharia geotécnica (Wang, Z., Li, A., & Yang, T., 2024). Estes métodos de equilibrio limite, quanto utilizados, possibilitam a verificação do FS com base, e para a presente pesquisa foram considerados os métodos de equilíbrio limite propostos por Bishop, Morgenstern-Price e Spencer, sendo considerado sempre o menor valor de FS entre os três métodos. Foram considerados que os materiais são isotrópicos e homogêneos, e adotadas superfícies de busca do tipo não-circular (Cuckoo Search), para superfície crítica de ruptura. Para a caracterização do comportamento mecânico dos solos, adotou-se MC. Os parâmetros utilizados nas análises encontram-se na Tabela 1. Vale destacar que a camada de residual de filito foi a única que variou os parâmetros.

Tabela 1. Parâmetros de resistência para análise de estabilidade – Solo Residual de Filito.

Material	**Campanha 1**			**Campanha 1+2**			**Campanha 1+2+3**		
	γ (kN/m³)	**c' (kPa)**	**ϕ' (º)**	**γ (kN/m³)**	**c' (kPa)**	**ϕ' (º)**	**γ (kN/m³)**	**c' (kPa)**	**ϕ' (º)**
Solo residual de filito **(Convencional – ML)**	18	11	24.1	19	31.1	23.5	18.6	35.5	23.8
Solo residual de filito **(Convencional – LB)**	18	9.4	22.6	19	9.4	22.6	18.6	9.4	22.6
Solo residual de filito **(Bayesianano – ML)**	18	13.53 ± 5.72	24.03 ± 0.43	19	18.73 ± 5.0	24.12 ± 0.48	18.6	21.12 ± 4.03	24.51 ± 0.42
Solo residual de filito **(Bayesianano – LB)**	18	9.8	22.4	19	16.6	22.4	18.6	18.9	22.2
Saprolito de filito	19	28	33	19	28	33	19	28	33
Filito – Rocha	20	60	35	20	60	35	20	60	35
Aterro	22	10	35	22	10	35	22	10	35
Filtro	19	5	35	19	5	35	19	5	35
Rejeito	22	0	20	22	0	20	22	0	20

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados obtidos a partir das análises de estabilidade foram organizados para comparar os desempenhos das três campanhas, considerando tanto a abordagem determinística convencional quanto a inferência bayesiana. As análises foram conduzidas para dois cenários: “Best estimate” (envelope médio ou de máxima verossimilhança) e “Low bound” (limite inferior conservador). A Tabela 2 apresenta os fatores de segurança resultantes, bem como as estatísticas de variabilidade associadas às análises probabilísticas.

Tabela 2. Parâmetros de resistência para análise de estabilidade – Solo Residual de Filito.

Analises	**Camp.**	**Abordagem Det.**	**Abordagem Bayesiana**
Melhor estimativa (ML)	1	FoS = 1.58	Mean FoS=1.62 (SD=0.048 / Range=1.49-1.75 / PoF=0%)
	1+2	FoS = 1.74	Mean FoS=1.67 (SD=0.035 / Range=1.56-1.77 / PoF=0%)
	1+2+3	FoS = 1.75	Mean FoS=1.69 (SD=0.025 / Range=1.61-1.76 / PoF=0%)
Limite inferior (LB)	1	FoS = 1.50	FoS = 1.50
	1+2	FoS = 1.52	FoS = 1.59
	1+2+3	FoS = 1.51	FoS = 1.61

De modo geral, observou-se um aumento gradual e coerente dos fatores de segurança com o acréscimo de dados nas campanhas. Na abordagem convencional, o FoS “best estimate” passou de 1,58 (Campanha 1) para 1,75 (Campanha 1+2+3). Na abordagem bayesiana, as médias dos FoS seguiram a mesma tendência, variando de 1,62 para 1,69, com probabilidade de falha nula (PoF = 0%) em todos os cenários. Os valores de desvio padrão e amplitude (range) indicam redução da variabilidade estatística com o aumento do banco de dados, refletindo maior confiabilidade nas estimativas com base na evidência acumulada.

No cenário “low bound”, a abordagem bayesiana apresentou FS ligeiramente superiores à convencional (1,61 contra 1,51 na Campanha 1+2+3), o que pode ser atribuído ao fato da análise bayesiana considerar a distribuição estatística de resistência como um todo, e não apenas os valores mínimos observados. Ambos os

métodos forneceram resultados consistentes, com FS > 1,5 em todos os casos. Os valores estão de acordo com recomendações como a ANCOLD (2012) e a GISTM (2020), que sugerem FS mínimos entre 1,3 e 1,5 para condições drenadas sob operação normal, além de indicarem probabilidades de falha <1% como referência para projetos com alto potencial de dano. No contexto brasileiro, a norma ABNT NBR 13028:2024 também estabelece diretrizes para a verificação de estabilidade de taludes, incluindo critérios distintos para análises drenadas e não drenadas. Considerando que os ensaios utilizados neste estudo foram do tipo CIUsat, os fatores de segurança obtidos mantêm-se dentro de faixas coerentes com os limites recomendados.

Embora as análises apresentadas neste estudo tenham sido baseadas principalmente no critério de ruptura de MC, a estrutura metodológica adotada permite a utilização de outros modelos de resistência ao cisalhamento sem alterações significativas no procedimento estatístico. A inferência bayesiana é particularmente flexível nesse aspecto, pois pode ser aplicada a diferentes formas funcionais que descrevem a relação entre tensão normal efetiva e resistência ao cisalhamento. Com o objetivo de ilustrar essa capacidade de adaptação metodológica, foi realizada uma simulação adicional utilizando um modelo potencial não linear ($\tau f = A \cdot \sigma_n'^{B}$) para representar a resistência ao cisalhamento, em que A e B são parâmetros do modelo obtidos por inferência bayesiana. Diferentemente dos parâmetros do critério de MC, esses coeficientes não possuem significado físico direto relacionado às propriedades do material, mas permitem ajustar uma curva de resistência capaz de representar adequadamente a tendência observada nos dados experimentais. A Figura 7 apresenta os resultados obtidos a partir da aplicação desse modelo utilizando o conjunto das campanhas 1+2+3.

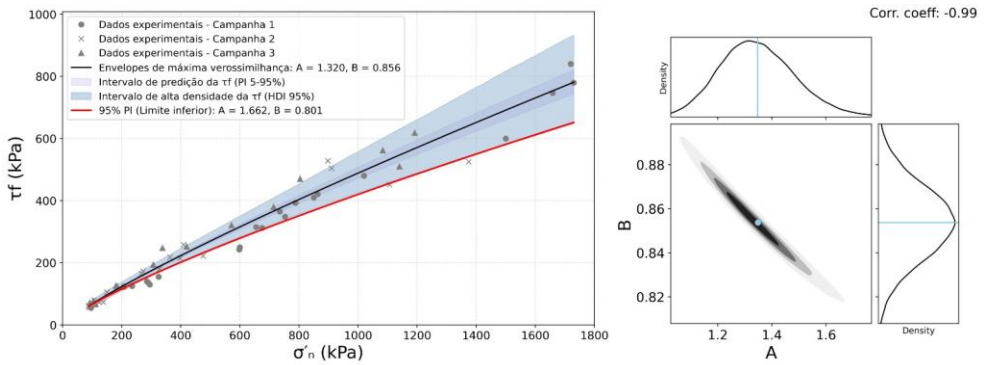


Figura 7. Campanha 1+2+3: Envelope de resistência (inferência bayesiana - modelo potencial não linear).

O envelope de máxima verossimilhança resultou em valores de A=1.320 e B=0.856, enquanto o intervalo de predição de 95% foi utilizado para definir um envelope conservador de resistência, representado pela curva inferior. A região sombreada entre os percentis de 5%-95% representa a faixa de incerteza associada às previsões do modelo, capturando de forma satisfatória a dispersão dos dados experimentais. Observa-se que o modelo potencial reproduz adequadamente a tendência crescente da resistência ao cisalhamento com o aumento da tensão normal efetiva, mantendo coerência com os dados experimentais das três campanhas. A forma não linear da curva permite capturar variações na rigidez do envelope de resistência ao longo da faixa de tensões analisada, o que pode ser particularmente útil em situações onde a relação linear do critério de MC não representa plenamente o comportamento do material.

Embora os parâmetros A e B não representem diretamente propriedades físicas do solo, o modelo potencial pode ser utilizado para gerar curvas de resistência equivalentes que podem servir como entrada em análises de estabilidade ou estudos paramétricos. Esse exercício demonstra que a abordagem bayesiana empregada neste trabalho não está limitada a um modelo constitutivo específico, podendo ser adaptada para analisar outros critérios de resistência ou relações empíricas entre tensão normal e resistência ao cisalhamento.

A integração entre abordagens determinísticas e probabilísticas reforça os princípios defendidos por Bowles (2001) e Whitman (1984), que destacam a importância de tratar incertezas não como ruídos a serem ignorados, mas como elementos centrais na tomada de decisão geotécnica fundamentada em risco. Enquanto a abordagem convencional fornece resultados rápidos e de fácil interpretação, a inferência bayesiana complementa o processo ao incorporar formalmente a incerteza, fornecer envelopes de resistência com significância estatística e apoiar decisões mais transparentes e alinhadas com os princípios de gerenciamento de risco. Essa dualidade metodológica oferece ao projetista não apenas maior robustez, mas também a capacidade de justificar tecnicamente as escolhas de parâmetros adotados.

6 CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou uma comparação estruturada entre abordagens determinísticas e probabilísticas para a estimativa de parâmetros de resistência ao cisalhamento de um solo residual de filito, com base em três campanhas triaxiais CIUsat realizadas sob diferentes condições sazonais e estruturais. Essa camada analisada foi determinante para o desempenho global da estrutura.

Os resultados demonstraram que a abordagem bayesiana foi eficaz em quantificar a variabilidade dos parâmetros geotécnicos, permitindo a construção de envelopes de resistência mais realistas e interpretáveis. A adição progressiva de dados entre as campanhas revelou estabilidade estatística nas estimativas, com redução de variância e convergência dos valores médios e conservadores (low bound), sem comprometer a representatividade física dos resultados. Quando aplicados a análises de estabilidade de taludes, os parâmetros inferidos produziram fatores de segurança compatíveis com diretrizes nacionais e internacionais, com destaque para a probabilidade de falha nula nos cenários probabilísticos avaliados.

A integração entre métodos determinísticos e bayesianos reforça a importância de modelos que não apenas estimem parâmetros médios, mas que incorporem de forma transparente a incerteza geotécnica ao processo de projeto. A abordagem utilizada contribui para uma engenharia de barragens mais crítica, adaptável e fundamentada em evidências, sobretudo em contextos de solos tropicais com elevada variabilidade natural. O uso contínuo de dados, aliado ao potencial de atualização da inferência bayesiana, pode fortalecer práticas de projeto mais seguras, informadas e coerentes com os desafios modernos da engenharia de barragens.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Vale pelo apoio técnico e institucional prestado durante o desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Australian National Committee on Large Dams (ANCOLD) (2012). Guidelines on the Consequence Categories for Dams, ANCOLD, Sydney.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2024). NBR 13028. *Projetos de barragens de mineração – Procedimento*. Rio de Janeiro.

Bowles, D.S. (2001) ALARP evaluation: Using cost effectiveness and disproportionate cost to justify risk reduction, Proceedings of the Australian Committee on Large Dams (ANCOLD). Conference on Dam Safety, ANCOLD, Sydney, pp. 89–106.

International Council on Mining and Metals (ICMM) (2020) Global Industry Standard on Tailings Management, ICMM, London.

Lezica, I.V. and Contreras, L.F. (2023) Application of Bayesian methods to the estimation of shear strength parameters for slope stability analysis of a TSF, *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 17(1), pp. 3–20.

Samat, S. (2016) *Thermomechanical modelling of ground response under environmental actions*. Doctoral Thesis. UPC, Departament d'Enginyeria Civil y Ambiental.

Wang, Y.; Cao, Z.; Li, D. (2016) Probabilistic Approaches For Geotechnical Site Characterization And Slope Stability Analysis. Hong Kong: Springer.

Wang, Z., Li, A., & Yang, T. (2024) Research on upper bound limit analysis of slope stability in open-pit mine based on least square principle. Heliyon, 10(2024), e37005.

Whitman, R.V. (1984) Evaluating calculated risk in geotechnical engineering, *Journal of Geotechnical Engineering*, 110(2), pp. 145–188.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/46

Influência da Geometria do Vale no Arqueamento do Núcleo de Barragens de Enrocamento.

Jaime Andres Castañeda Barbosa
Engenheiro Geotecnico, BVP Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, jaime.barbosa@bvp.eng.br

Paulo Roberto da Costa Cella
Diretor Técnico, BVP Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, paulo.cella@bvp.eng.br

Pablo Fernando Sanchez
Engenheiro Geotecnico, BVP Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, pablo.sanchez@bvp.eng.br

Lucas Faria
Engenheiro Geotecnico, BVP Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, lucas.faria@bvp.eng.br

Mariane de Jesus Pereira da Silva
Engenheira Geotecnica, Vale, Belo Horizonte, Brasil, mariane5.silva5@vale.com

Carlos Alex Lima
Geologo, Vale, Belo Horizonte, Brasil, carlos.alex.lima@vale.com

RESUMO: O arqueamento no núcleo argiloso compactado de barragens zoneadas de enrocamento constitui um fenômeno mecânico associado à redistribuição de tensões decorrente de incompatibilidades deformacionais entre núcleo, filtros, enrocamento e fundação. O presente estudo analisa o arqueamento de tensões em uma barragem de contenção de rejeitos implantada em vale encaixado, avaliando a influência da inclinação dos taludes, da geometria do vale e das condições de fundação sobre a redistribuição de tensões e os recalques diferenciais. A investigação foi conduzida por meio de modelagem numérica tridimensional considerando as etapas construtivas, a consolidação progressiva das camadas inferiores e o deslocamento relativo nas interfaces núcleo, transição e enrocamento. Adicionalmente, avaliou-se a adoção de núcleo com trecho inferior vertical e superior inclinado. Os resultados indicam que a configuração parcialmente inclinada melhora a adaptação às condições geométricas do vale, reduz concentrações de tensões e mitiga o risco de fissuração associada ao arqueamento. Conclui-se que a consideração integrada da geometria do vale, das condições de fundação e da configuração do núcleo é fundamental para a segurança estrutural de barragens de rejeitos implantadas em ambientes geológicos complexos.

PALAVRAS-CHAVE: Barragem de enrocamento; Núcleo argilos compactado; Arqueamento de Tensões; Fraturamento Hidraulico; Modelagem Numérica.

ABSTRACT: Arching in compacted clay cores of zoned rockfill dams is a mechanical phenomenon associated with stress redistribution resulting from deformational incompatibilities between the core, filters, rockfill shells, and foundation. This study investigates stress arching in a tailings containment dam constructed in a confined valley, evaluating the influence of slope inclination, valley geometry (L/H ratio), and foundation conditions on stress redistribution and differential settlements. The analysis was performed through three-dimensional numerical modeling, considering construction stages, progressive consolidation of lower layers, and relative displacements at the core–transition–rockfill interfaces. Additionally, a composite core configuration with a lower vertical section and an upper inclined section was assessed. The results indicate that the partially inclined configuration improves adaptation to valley geometry, reduces stress concentrations, and mitigates the risk of cracking associated with arching. It is concluded that the integrated consideration of valley geometry, foundation conditions, and core configuration is essential for the structural safety of tailings dams constructed under complex geological settings.
KEYWORDS: Rockfill dam; Compacted clay core; Stress arching; Hydraulic fracturing; Numerical modeling.

1 INTRODUÇÃO

Barragens de enrocamento com núcleo argiloso compactado são amplamente utilizadas em empreendimentos de mineração para contenção de água e rejeitos. O comportamento mecânico dessas estruturas é influenciado pela interação entre os materiais constituintes, as condições de fundação e a geometria do vale, fatores que afetam diretamente a distribuição de tensões e deformações no núcleo argiloso.

Entre os mecanismos que influenciam o desempenho dessas barragens destaca-se o efeito de arqueamento, fenômeno associado à redistribuição de tensões decorrente da diferença de rigidez entre os materiais da barragem, a fundação e os encontros laterais. Esse processo pode reduzir as tensões efetivas em determinadas regiões do núcleo, favorecer concentrações de deformações e, em casos extremos, contribuir para o desenvolvimento de fraturamento hidráulico.

Estudos experimentais, observações de campo e modelagens numéricas demonstram que a intensidade do arqueamento é influenciada por fatores como a geometria do vale, o contraste de rigidez entre materiais, as condições de fundação e a sequência construtiva adotada (Ling et al., 2013; Chen et al., 2011; Ding et al., 2013; Li et al., 2023; Liu e Wang, 2015; Yang et al., 2021). Apesar dos avanços obtidos, o comportamento tridimensional associado ao arqueamento ainda demanda investigações adicionais, especialmente em barragens implantadas em vales encaixados e sob condições geológicas complexas.

Neste contexto, o presente trabalho investiga os mecanismos de arqueamento em uma barragem de enrocamento com núcleo argiloso compactado inclinado por meio de modelagem numérica tridimensional. São analisadas as distribuições de tensões e deformações, bem como a ocorrência de plastificação e o potencial desenvolvimento de fraturamento hidráulico, considerando os cenários de final de construção e reservatório na elevação final de operação. O estudo busca avaliar a influência da geometria do vale, da inclinação do núcleo, do arranjo geométrico da barragem e das condições de contorno adotadas na modelagem numérica sobre o comportamento tensão e deformação da estrutura.

2 METODOLOGIA

2.1 Parâmetros geotécnicos e modelagem da barragem

O comportamento tensão–deformação dos materiais constituintes da barragem foi avaliado por meio de modelagem numérica tridimensional, sendo os resultados analisados em cortes longitudinais e transversais representativos do modelo. Assim, a transferência de tensões observada na barragem pode ser prevista por essa análise, permitindo a estimativa de possíveis condições associadas ao arqueamento de tensões e fraturamento hidraulico.

Para simular a construção da barragem em etapas, o maciço foi dividido em 49 etapas e nivel freatico com borda livre de 3 metros. As Tabelas 1 e 2 apresentam alguns parâmetros geotécnicos dos modelos constitutivos de mohr coulomb, Hoek Brown e hiperbólico (HSM) utilizados nas análises.

A Figura 1 apresenta o sequenciamento construtivo da barragem de enrocamento. Neste artigo, foram analisadas as seções transversal e longitudinal crítica por meio de modelagem 2D extraidas do modelo tridimensional (3D).

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos dos modelos constitutivos Mohr-Coulomb e Hoek-Brown.

Material	γ (kN/m^3)	c' (kPa)	φ (º)	k (m/s)	k_v/k_h	UCS (MPa)	GSI	m_i	D	E_0 (Mpa)	v
Filtro	20	0	35	$5{,}3\times10^{-4}$	1		-			80,00	0,33
Núcleo	19	21,0	28,9	1×10^{-7}	0,1		-			25,70	0,38
R2	23	-		5×10^{-6}	1	50,00	65	20	0	24.000,00	0,40
R1	22	-		5×10^{-6}	1	25,00	35	20	0	1.300,00	0,40
Reforço	19	0	35	5×10^{-5}	0,1		-			25,00	0,33
Aterro	19	12,9	30,9	1×10^{-7}	0,1		-			15,00	0,40

Rejeito	18	0	25	$5.3x10^{-4}$	1	-		8,00	0,40
E. xisto	20	Envoltória de Leps Superior, 1970		$6,65x10^{-5}$	1	-		30,00	0,30
Q. Pein	19	0	35	$6,65x10^{-5}$	1	-		30,00	0,30

Tabela 2. Parâmetros geotécnicos do modelo constitutivo hiperbólico Hardening Soil.

Material	c' (kPa)	ϕ'(º)	$E_{ref}50$ (kPa)	$E_{ref}oed$ (kPa)	$E_{ref}ur$ (kPa)	ν_{ur}	m	p_{ref} (kPa)	R_f
Enrocamento	0	42	40000	40000	200000	0,2	0,8	100	0,9

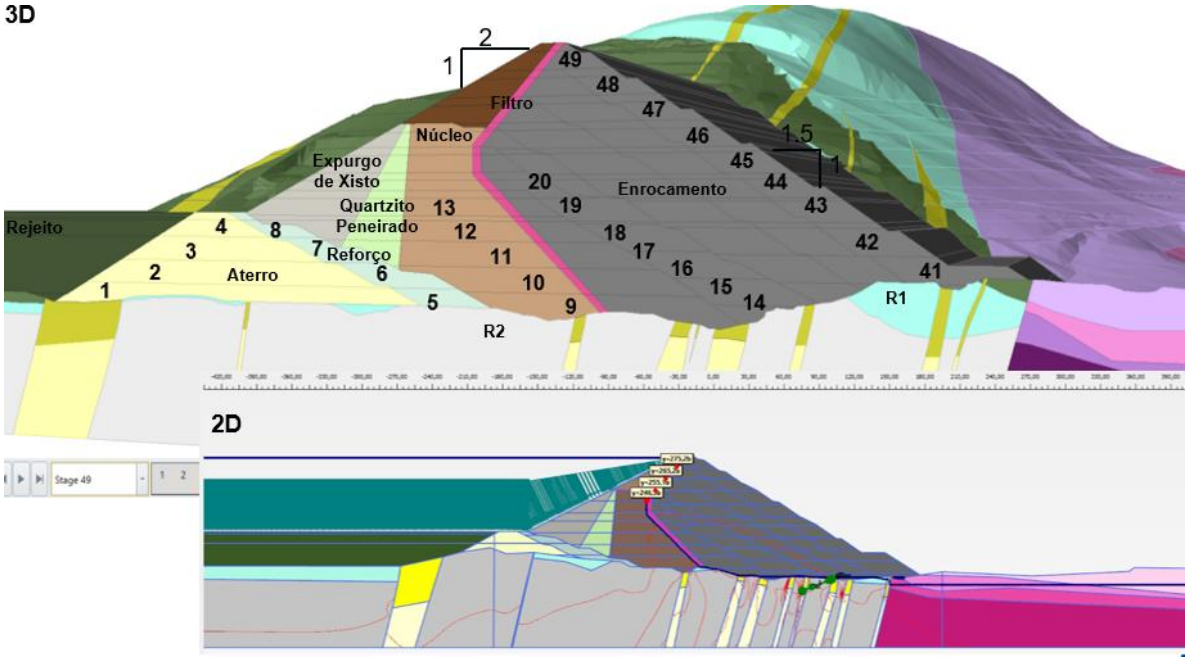


Figura 1. Sequenciamento construtivo da barragem de enrocamento com núcleo argiloso compactado: modelagem bidimensional (seção transversal) e tridimensional.

2.2 Modelo de elementos finitos

Este trabalho estabelece um modelo numérico com base em um projeto real. A altura máxima da barragem é de aproximadamente 100 m, a largura do coroamento é de 11,2 m, a inclinação do talude de montante é de 1:2 e a do talude de jusante é de 1:1,5. O núcleo argiloso compactado está localizado na região central, ligeiramente deslocado para montante nas etapas finais, sendo sua base apoiada sobre fundação considerada competente do ponto de vista geomecânico.

O modelo tridimensional foi desenvolvido por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF) no software RS3. A discretização foi realizada por meio de uma malha híbrida, composta por elementos tetraédricos de quatro nós (4-noded tetrahedra), com densidade definida pelo usuário. Foi adotado refinamento progressivo nas regiões com maiores gradientes de tensões e deformações, especialmente na interface núcleo e filtro e na transição núcleo e fundação, onde se espera maior concentração de tensões associadas ao fenômeno de arqueamento. A convergência numérica foi verificada por meio de análise de sensibilidade de malha, assegurando que os resultados obtidos fossem independentes do grau de discretização adotado (Figura 2 e Figura 3).

A origem do sistema de coordenadas foi definida na interseção entre a base da seção de maior altura da barragem e a fundação. O eixo x corresponde à direção transversal ao reservatório, o eixo y à direção longitudinal do reservatório (vale encaixado) e o eixo z à direção vertical. Para evitar efeitos de borda, o domínio do modelo foi estendido para dimensões de 1.500 × 1.500 m no plano horizontal, de modo a minimizar a influência das condições de contorno nos resultados obtidos nas Figuras 5, 6, 7, 8, 9 e 10).

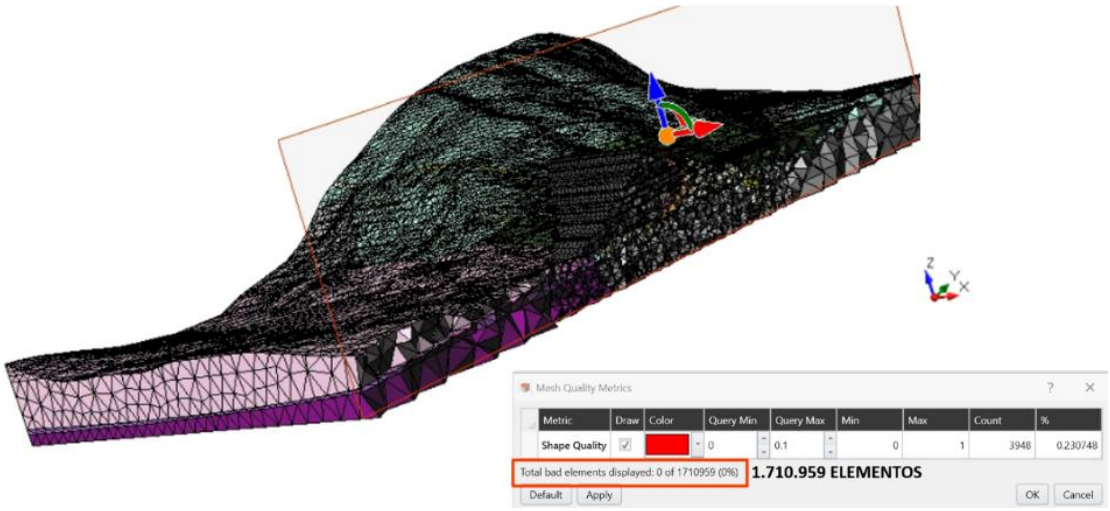


Figura 2. Discretização em elementos finitos do modelo tridimensional desenvolvido no software RS3.

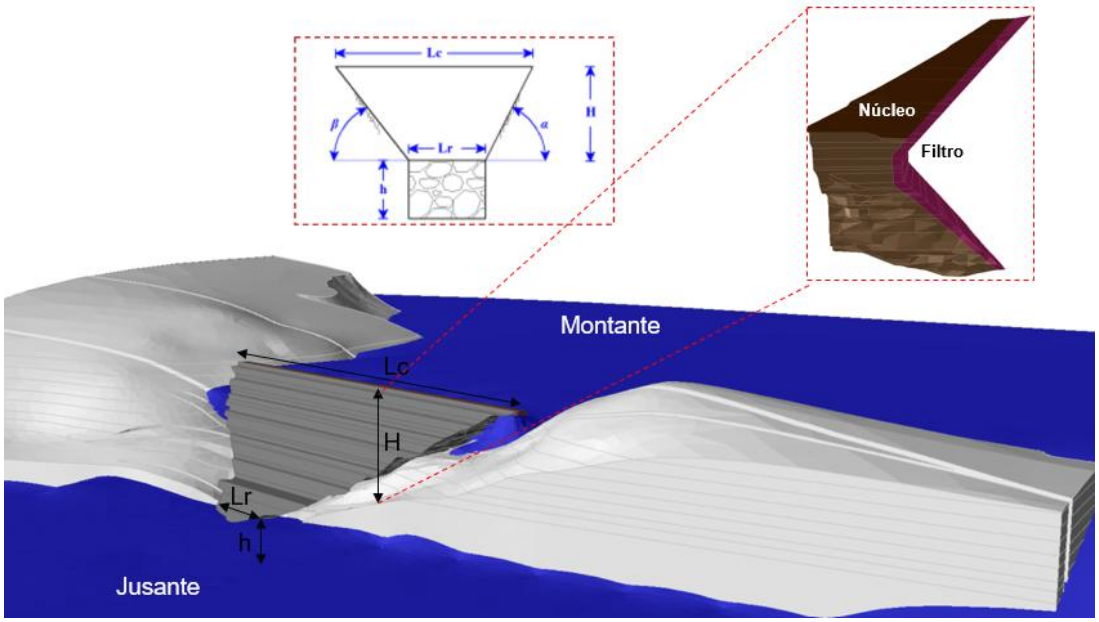


Figura 3. Modelo tridimensional da barragem de enrocamento, com indicação das dimensões geométricas do maciço, das encostas adjacentes e do reservatório.

Neste artigo, o coeficiente de arqueamento R_L é definido como a razão entre a tensão vertical no elemento (σ_z) e o peso próprio da coluna de solo acima do ponto considerado (γh) equação 1:

$$R_L = \frac{\sigma_Z}{\gamma h} \tag{1}$$

onde: σ_Z é a tensão vertical; γ é o peso específico do material; h é a espessura da camada de solo acima do elemento analisado.

Quanto menor o coeficiente de arqueamento, mais intenso é o efeito de arqueamento. Quando R < 1, isso indica que as tensões estão sendo transferidas do núcleo para a camada de transição, para as encostas e para o maciço da barragem. Caso a tensão no núcleo seja reduzida, em função do arqueamento, a valores inferiores à pressão de água no mesmo nível, podem ocorrer fissuras devido ao excesso de pressão hidráulica. Como o arqueamento reduz a tensão vertical no núcleo, pode levar ao fraturamento hidráulico. A partir da comparação entre o método das tensões totais, considera-se que a possibilidade de fraturamento hidráulico deve ser avaliada verificando se a pressão da água externa ao núcleo excede a tensão principal intermediária

na face de montante do núcleo. Assim, introduz-se o coeficiente de fraturamento hidráulico K como critério de avaliação equação 2:

$$K = \frac{\sigma_2 + \sigma_T}{P_W} \tag{2}$$

onde: σ_2 é a tensão principal intermediária; σ_T é a resistência à tração do núcleo argiloso compactado (geralmente entre 0 kPa e 50 kPa). Neste estudo, adota-se $\sigma_T = 0\ kPa$ para garantir margem de segurança adequada; P_W é a pressão hidrostática. Quando K ≤ 1, significa que a pressão da água na face de montante (P_W) do elemento considerado é maior ou igual à tensão total local, podendo ocorrer fraturamento hidráulico na superfície de tensões totais. Caso contrário, o fraturamento hidráulico não ocorrerá.

3 RESULTADOS

3.1 Influência da geometria do vale no arqueamento e comportamento tensão e deformação do núcleo

A análise da seção longitudinal representativa (Figura 4 montante) indicou que o núcleo permanece predominantemente submetido à compressão durante a construção. A distribuição do coeficiente de arqueamento apresentada na Figura 5 evidencia a influência da geometria do vale na redistribuição das tensões verticais, com valores variando entre 0,6 e 2,5. Os menores valores foram observados na região central do núcleo e próximos aos encontros com as encostas, caracterizando arqueamento de baixa a moderada intensidade.

Os deslocamentos verticais máximos atingiram aproximadamente 0,91 m na região central do núcleo (Figura 6), permanecendo compatíveis com o comportamento esperado para barragens de enrocamento com núcleo argiloso compactado.

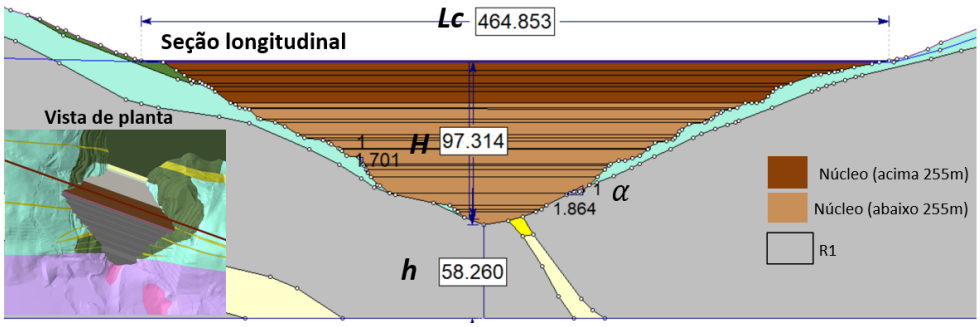


Figura 4. Seção longitudinal da barragem de enrocamento, destacando a geometria do vale e sua relação com o núcleo argiloso compactado.

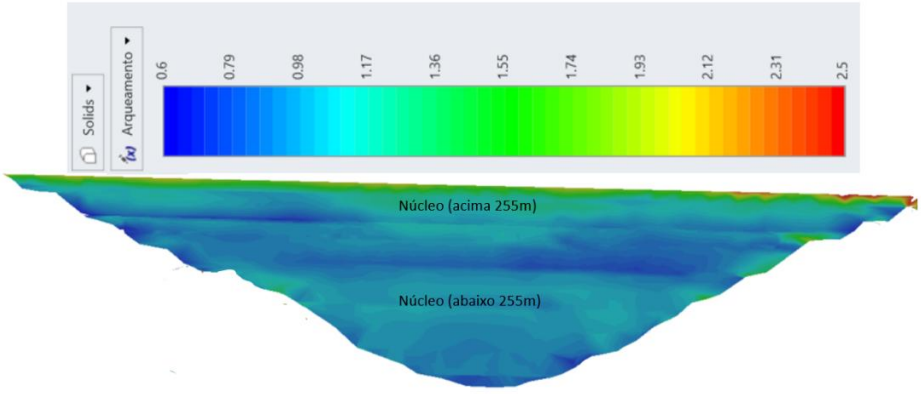


Figura 5. Seção longitudinal da barragem, apresentando a distribuição do coeficiente de arqueamento no núcleo argiloso compactado (Etapa Final).

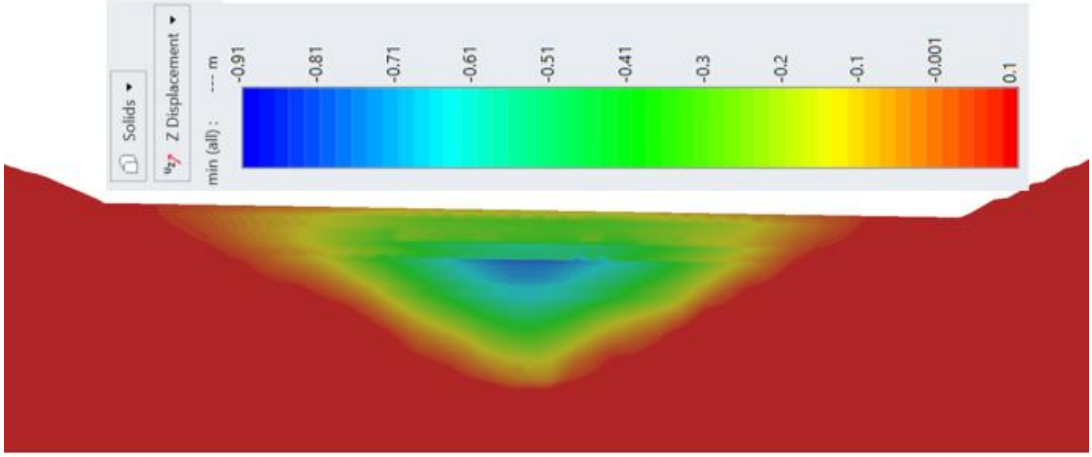


Figura 6. Seção longitudinal da barragem, apresentando a distribuição dos deslocamentos verticais (eixo z) no núcleo argiloso compactado (Etapa Final).

A verificação do potencial de fraturamento hidráulico (Figura 7) não indicou regiões críticas no núcleo, demonstrando a manutenção de estados predominantemente compressivos e a ausência de condições favoráveis ao desenvolvimento de fraturamento hidráulico.

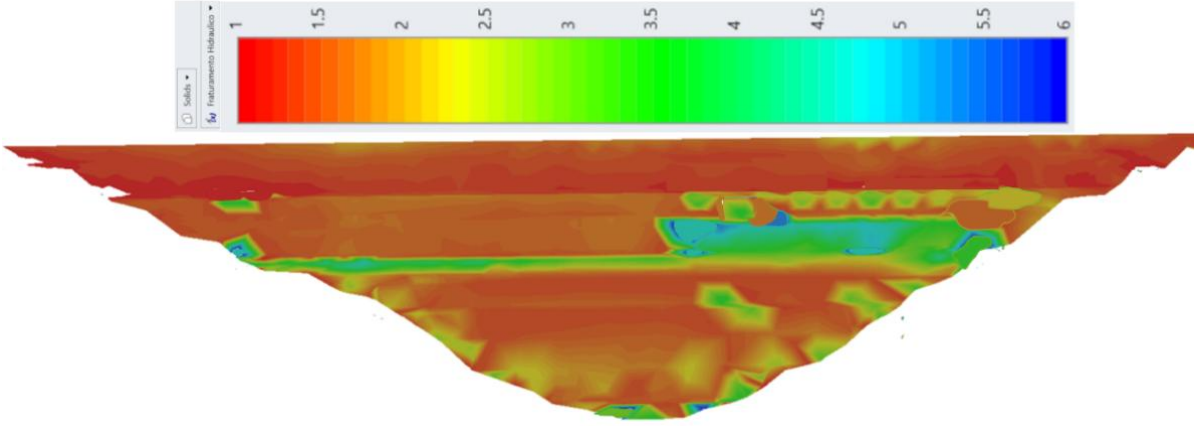


Figura 7. Seção longitudinal da barragem, com verificação do critério de fraturamento hidráulico no núcleo argiloso compactado (Etapa Final).

3.2 Influência da inclinação do núcleo

A avaliação da inclinação do núcleo mostrou que os deslocaentos verticais máximos ocorreram na região central da seção analisada, atingindo aproximadamente 0,91 m (Figura 8).

A distribuição dos deslocamentos evidencia que a inclinação do núcleo influencia diretamente a transferência de tensões entre o núcleo e os materiais adjacentes. Os resultados do coeficiente de arqueamento (Figura 9) indicam redução da intensidade do fenômeno para núcleos inclinados, com valores predominantemente próximos da unidade ao longo da interface núcleo-filtro. Esse comportamento sugere uma redistribuição mais uniforme das tensões verticais e menor suscetibilidade ao desenvolvimento de regiões submetidas a baixas tensões efetivas.

A análise das zonas de plastificação e das tensões principais efetivas mínimas (Figura 10) não indicou condições favoráveis ao fraturamento hidráulico nem a formação de superfícies contínuas de ruptura, evidenciando comportamento estável da barragem nas condições analisadas.

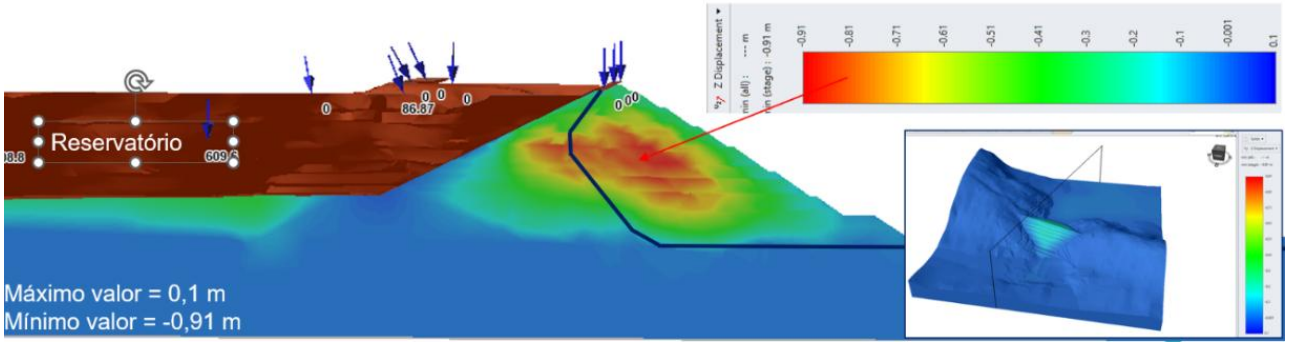


Figura 8. Seção transversal da barragem, apresentando a distribuição dos deslocamentos verticais no maciço de enrocamento (Etapa Final).

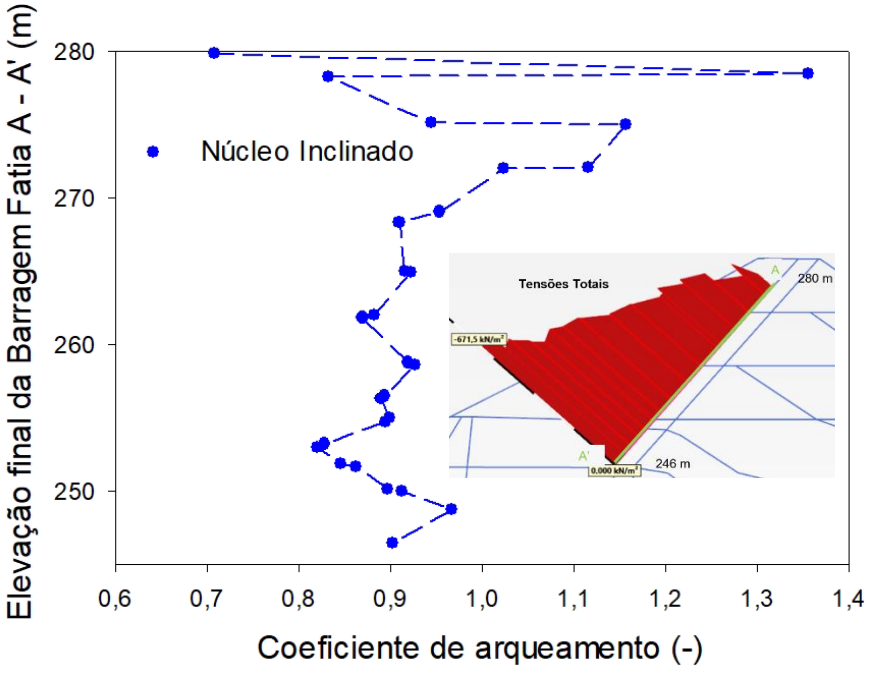


Figura 9. Seção transversal da barragem - fatia A-A' coeficiente de arqueamento na transição.

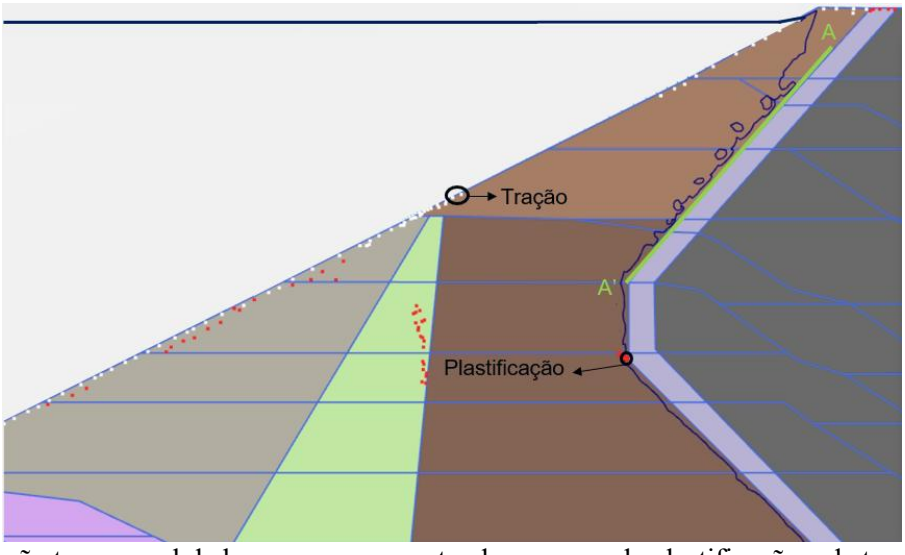


Figura 10. Seção transversal da barragem, apresentando as zonas de plastificação e de tração no núcleo argiloso compactado (Etapa Final).

4 CONCLUSÕES

Com base nas análises numéricas tridimensionais realizadas, podem ser destacadas as seguintes conclusões:

- A geometria do vale exerce influência significativa sobre o arqueamento do núcleo argiloso compactado, controlando a redistribuição das tensões verticais ao longo da estrutura.
- A adoção de um núcleo inclinado reduziu a intensidade do arqueamento e promoveu distribuição mais uniforme das tensões e deformações, contribuindo para um comportamento estrutural mais favorável.
- Os valores de coeficiente de arqueamento obtidos indicam predominância de arqueamento baixo a moderado, compatível com os deslocamentos observados durante a construção e enchimento do reservatório.
- Não foram identificadas condições favoráveis ao desenvolvimento de fraturamento hidráulico ou superfícies contínuas de plastificação no núcleo argiloso compactado, indicando comportamento estável para as condições analisadas.
- De forma geral, os resultados demonstram que a geometria do vale, a inclinação das encostas e a configuração do núcleo influenciam diretamente o estado de tensões da barragem, sendo parâmetros relevantes para o projeto e avaliação de barragens de enrocamento com núcleo argiloso compactado.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à BVP e à Vale pela disponibilização dos dados, incentivo e materiais utilizados neste estudo, bem como à PUC-Rio pelo apoio ao desenvolvimento da pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bi QT, Ding SY, Jia JC (2013). *Stress and Deformation Characteristics of Asphalt Concrete Core Dam on Deep Overburden Layers*. Applied Mechanics and Materials, 439:1359–1362.

Chen XH, Deng JH, Li P, Hu K (2011). *Arching monitoring and analysis of gravelly soil core wall in Pubugou dam during construction period*. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 30(S2):3763–3770.

Li Y, Li Y, Zhou B, Wen L, Liu Y, Zhou H, Li W (2023). *Influence of complex geological conditions on core arching of earth-rock dam* (Xi'an, Shaanxi Province, China). Structures, 51:1564–1578.

Ling J, Hu WY, Meng FL, Deng JH, Jia-wei C (2013). *Arching effect analysis of core wall in Pubugou dam*. Rock and Soil Mechanics, 34(07):2031–2035.

Liu Z, Wang C (2015). *The Analysis of Stress, Deformation and Arch Effect of the Lianghekou Earth-rockfill Dam*. Indian Geotechnical Journal, 46(1):77–84.

Yang C, Xue HB, Dang FN, Wang H (2021). *Mechanism and influence range of stress arching effect of CFRD in narrow valley regions.* Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 43(S1):214–218.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/47

Influência das vibrações produzidas por atividades de terraplenagem na geração de poropressão em barragens de rejeitos de minério ferro

Lucas Almeida Campos
Engenheiro Geotécnico, Walm Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, lucax.civil@live.com

Jhon Tiga Entralgo
Engenheiro Geotécnico, Walm Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, jhon.entralgo@walmengenharia.com.br

Renata Mattos Sampaio de Araujo Andrade
Engenheira Geotécnica, VALE S.A, Belo Horizonte, Brasil, renata.mattos.sampaio@vale.com

Andreatta Gomes Costa
Engenheira Geotécnica, VALE S.A , Belo Horizonte, Brasil, Andreatta.Costa@vale.com

Amanda de Sales Marotta da Silva
Engenheira Geotécnica, PROGEN, Belo Horizonte, Brasil, renata.mattos.sampaio@vale.com

Ana Luiza Resende Leal
Engenheira Geotécnica, VALE S.A , Belo Horizonte, Brasil, ana.leal@vale.com

RESUMO: A liquefação de rejeitos finos e arenosos pode ser desencadeada por processos estáticos ou dinâmicos. No Brazil, em função da necessidade de eliminação de barragens de rejeito alteadas a montante (Resolução 13 – ANM), houve a necessidade de estudar o potencial de liquefação dinâmica dos rejeitos frente às diferentes atividades de terraplanagem, já que a operação de equipamentos pode ter a capacidade de geração de vibração e poropressões com potencial de liquefação. Essa avaliação pode ser realizada a partir de testes de campo que medem o comportamento das atividades oriundas do processo de descaracterização com o auxílio de instrumentos como sismográfos de engenharia e piezômetros. Portanto, o presente estudo consistiu na avaliação da relação entre a velocidade de pico da partícula (PPV) medida em superfície e a geração de excesso de poropressão em profundidade, de modo a estabelecer diretrizes para o monitoramento e controle durante a operação de equipamentos. Os resultados mostraram para diferentes atividades de terraplanagem uma relação direta entre as vibrações e a geração de poropressão. Entretanto, a faixa de vibração produzidas pelos equipamentos não foi capaz de gerar excesso de poropressão significativos do ponto de vista geotécnico.

PALAVRAS-CHAVE: Barragem, Rejeitos, Liquefação, Vibração.

ABSTRACT: The liquefaction of fine and sandy tailings can be triggered by static or dynamic processes. In Brazil, due to the need to eliminate upstream-raised tailings dams (Resolution 13 – ANM), it was necessary to study the dynamic liquefaction potential of the tailings in relation to the decharacterization activities, once the operation of unmanned and manned equipment can generate vibrations and excess pore water pressures. This evaluation can be performed through field tests that measure the behavior of activities arising from decharacterization process, with the aid of instruments such as engineering seismographs and piezometers. Therefore, the present study consisted of evaluating the relationship between the peak particle velocity (PPV) measured on the surface and the generation of excess pore water pressure at depth, in order to establish guidelines for monitoring and control during equipment operation. For different earthmoving activities, the results showed a direct relationship between vibrations and pore pressure generation. However, the range of vibrations produced by the equipment was not capable of generating geotechnically significant excess pore pressure.

KEYWORDS: Dam, Tailings, Liquefaction, Vibration.

1 INTRODUÇÃO

O carregamento cíclico é uma das causas que podem instabilizar uma barragem de terra, já que ele apresenta a capacidade de reduzir a resistência dos materiais devido ao excesso de poropressão cumulativo em materiais contráteis e suscetíveis à liquefação, sob condição não drenada.

A liquefação pode ser entendida como o fenômeno que provoca a alteração do estado sólido do material para o estado fluido. Em rejeitos de mineração, além da alteração do estado do material seu comportamento está ligado a uma perda resistência repentina a pequenas deformações (PEREIRA, 2005).

A liquefação de materiais finos e arenosos contráteis podem ser desencadeadas por processos estáticos ou dinâmicos. O processo estático pode ser provocado, por exemplo, pelo carregamento imposto pelas fundações, construção de aterros conquista, escavações, ou qualquer outro evento capaz de alterar as tensões efetivas do solo. Por outro lado, o processo dinâmico pode estar ligado aos eventos sísmicos naturais, ou por vibrações geradas por detonação de explosivos ou equipamentos de construção, como tratores de esteira, rolo compactadores, escavadeiras etc.

As avaliações do efeito das vibrações na geração de poropressão podem ser realizadas em laboratório ou campo. Em laboratório é possível simular em ensaios triaxiais cíclicos, com modelos de grande escala e centrífugas. Já em campo é possível verificar o efeito das vibrações na geração de poropressão a partir da realização de praças experimentais instrumentadas com sismográfos e piezômetros, em superfície e em profundidade.

Uma das vantagens em se realizar testes de campo é a garantia de avaliação dos resultados considerando a real condição do meio, uma vez que os rejeitos hidráulicos apresentam estrutura de disposição típica de sedimentação, tendo características lamelares de distintos comportamentos, que, por vezes, o efeito escala não é possível de ser representado em laboratório. Além disso, os ensaios de campo permitem avaliar a relação entre apenas uma atividade ou de diferentes atividades em conjunto, permitindo entender os seus impactos em termos de geração de vibração, geração de poropressão e atenuação/ampliação das vibrações no meio.

Em relação aos instrumentos comumente adotados, os sismógrafos de engenharia são instrumentos compostos por até 3 (três) sensores capazes de medir a velocidade de vibração de partículas e as suas frequências em três direções ortogonais. Segundo a NBR 9653:2018, a velocidade de vibração de partículas é a oscilação de uma determinada partícula em torno do seu ponto de repouso devido à passagem de uma onda sísmica. A Peak Particle Velocity (PPV) é o valor máximo instantâneo da velocidade de vibração da partícula numa direção em um ponto durante um intervalo de tempo e a Velocidade de Vibração de Partícula resultante de pico (PVS) consiste no valor máximo obtido pela soma vetorial das três componentes ortogonais simultâneas de PPV. Por fim, a frequência de vibração da partícula corresponde ao número de oscilações por segundo que o meio físico vibra pela passagem da onda.

Já os piezômetros elétricos de corda vibrante têm o objetivo de medir as poropressões utilizando um diafragma com um componente de corda vibrante sensível o suficiente para causar deflexões pelas pressões proporcionalmente aplicadas.

As pesquisas realizadas ao longo dos anos em relação ao efeito das vibrações e seus impactos em estruturas de rejeito tiveram um foco principal nos impactos de sismos naturais ou nas detonações de explosivos, uma vez que é comum se ter essa atividade em minas, como abordado por Veyera (1985) e Larson-Robl (2016). Entretanto, dada a necessidade de descaracterização de barragens alteadas a montante no Brazil, desde 2019 vem sendo realizados estudos do impacto das vibrações dos equipamentos de terraplanagem na geração de poropressão durante as atividades de remoção de rejeito, como abordado por Jardim et. al. (2020) e Sanchez (2024).

Por isso, o presente estudo teve como objetivo avaliar o efeito das vibrações na geração de poropressão provenientes da operação de máquinas durante atividades comuns de terraplenagem em uma região saturada do reservatório de uma barragem de rejeitos de minério de ferro. As avaliações foram realizadas por meio de sismógrafos de engenharia e piezômetros instalados em uma área de teste.

2 METODOLOGIA

A avaliação da potencial geração de poropressão devido às atividades de terraplanagem foram realizadas em duas (2) fases de atividades:

(1) A primeira fase teve como objetivo avaliar o comportamento do rejeito durante a execução de escavações no entorno do ponto monitorado por um (1) sismógrafo e dois (2) piezômetros, tendo sido realizado atividades simultâneas com um conjunto de equipamentos:

a. Consistiu na adequação da área para a construção dos aterros, incluindo atividades como remoção de material e nivelamento da superfície, tendo duração de sete (7) dias seguidos. Nesta fase, foram contempladas atividades de movimentação de material com uma (1) escavadeira hidráulica e uma (1) motoniveladora, além do carregamento e trânsito de até quatro (4) caminhões basculantes.

(2) A segunda fase teve como objetivo avaliar com sete (7) sismógrafos e dois (2) piezômetros o comportamento das principais atividades previstas de forma isolada, ou conjunta, pelos equipamentos, de modo a identificar as potenciais vibrações geradas e seus impactos na geração de poropressão, seja por carregamento estático ou dinâmico. Foram contempladas atividades de movimentação de material com uma (1) escavadeira hidráulica, uma (1) motoniveladora e um (1) trator de esteira, além do carregamento e trânsito de até quatro (4) caminhões basculantes, sendo avaliadas durante a construção e remoção de pistas experimentais (aterros) com espessura de 60, 120 e 180 centímetros.

Os testes foram conduzidos diretamente na área do reservatório de forma a reproduzir fielmente as características e condições reais do processo de remoção do rejeito, assegurando que os dados obtidos refletissem as situações encontradas durante a execução das obras.

O teste consistiu no monitoramento de uma área do reservatório saturada com o uso de dois (2) piezômetros, instalados a 2,5 e 5,0 metros de profundidade, e de 7 (sete) sismográfos instalados na superfície, a 0, 15, 20, 30, 40 e 60 metros da ilha de controle dos piezômetros.

A instalação dos sismográfos adicionais em linha visou, além da avaliação da poropressão, verificar a curva de atenuação das vibrações provocadas pela fonte (equipamentos) de modo a tentar correlacionar e auxiliar na avaliação dos resultados. A Figura 1 ilustra o arranjo do local dos testes e a localização dos sensores utilizados.

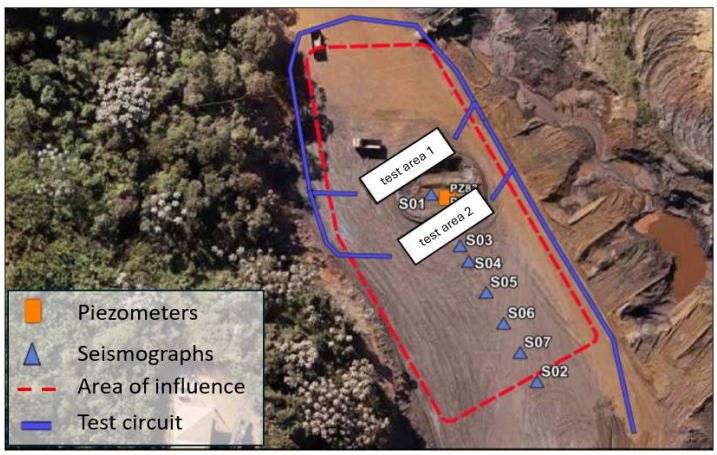


Figura 1. Arranjo dos testes

Os testes de campo contaram com o uso de sete (7) sismógrafos de engenharia para a aquisição de dados em superfície (modelo Vibracord FX e Vibracord Tellus). Os sensores apresentam 3 eixos ortogonais, representando os eixos transversal, vertical e longitudinal. Esses equipamentos têm a capacidade de registrar dados em dois modos: contínuo (Waveform), que define uma taxa de amostragem, ou discreto (Histogram), que define uma janela de tempo na qual é registrado o maior valor. Nos testes realizados, os sensores funcionaram no modo discreto, que é mais simples e requer menos capacidade de armazenamento de dados, e foram configurados para registrar o maior valor a cada 30 segundos.

Além dos sismógrafos foram instalados dois piezômetros de corda vibrante do tipo push-in, em profundidades de 2,5 e 5,0 metros, abaixo do sismógrafo de engenharia mais próximo às fontes de interesse do estudo (S01). A instalação foi realizada por cravação com o auxílio do equipamento de execução de ensaios CPTu.

A definição do intervalo de medição dos piezômetros automáticos deve levar em consideração a natureza dos fenômenos que influenciam a variação dos níveis piezométricos. No caso de eventos vibratórios, como tráfego pesado e operação de equipamentos, as variações de pressão no meio saturado são instantâneas ou apresentam uma resposta rápida.

Se o intervalo de medição for muito elevado, há o risco de que essas variações não sejam registradas adequadamente, pois o piezômetro pode captar apenas os níveis estabilizados, sem registrar os picos transitórios de aumento ou diminuição do nível d'água. Isso compromete a sensibilidade da instrumentação na identificação de oscilações rápidas e a correlação com eventos externos. Por isso, os testes de campo foram conduzidos com leituras em intervalos de um (1) minuto, permitindo a detecção precisa das respostas dos piezômetros às vibrações.

Além disso, o teste experimental utilizou quatro tipos de veículos, sendo até quatro Caminhões Basculantes (Mercedez 4144), uma Escavadeira Hidráulica (CAT 336), um Trator de Esteira (D6T) e uma Motoniveladora (CAT 12M). Na Figura 2 são ilustrados os equipamentos e na Figura 3 são ilustradas algumas atividades realizadas durante os testes.



Figura 2 Imagens durante a realização do teste.

Com base nos resultados obtidos e no tratamento dos dados brutos dos testes de campo, os dados foram organizados e com base nas informações das atividades executadas durante os testes. O objetivo foi atribuir características sistemáticas a cada atividade, possibilitando a avaliação e comparação dos resultados por meio de filtros, como tipo de equipamento, tipo de atividade, área de teste, entre outros.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Ao longo da execução dos testes, os piezômetros apresentaram uma tendência geral de redução dos níveis piezométricos, o que pode estar associado a processos naturais de drenagem, intensificados pelo fato de os ensaios terem sido realizados durante o período seco, além dos efeitos da retirada de material e das melhorias recentes no sistema de drenagem do reservatório e seu entorno.

O piezômetro PZ83, situado a uma cota inferior, apresentou variações mais expressivas em comparação ao PZ82, sugerindo uma maior sensibilidade às operações realizadas. Esse comportamento contraria a expectativa inicial, uma vez que o PZ82, mais superficial, deveria apresentar maiores variações nas leituras, devido à sua proximidade com as fontes de vibração e às menores tensões de confinamento. Essa resposta inesperada pode estar associada às diferenças nas condições geotécnicas das camadas onde os piezômetros foram instalados ou pela condição do PZ82 estar em uma região limiar entre a superfície freática.

Observou-se também que o PZ83 apresentou as maiores variações de poropressão, com picos de aumento de aproximadamente 0,3 m e reduções de até 0,7 m em relação à tendência geral. Por outro lado, o PZ82 exibiu oscilações menos expressivas, com incrementos máximos em torno de 0,15 m e reduções de cerca de 0,1 m, exceto por um aumento anômalo, que será abordado adiante. Esses valores indicam que, apesar da tendência decrescente dos níveis piezométricos ao longo do período seco, os piezômetros responderam pontualmente às vibrações geradas pelas atividades de remoção, demonstrando sua sensibilidade às condições dinâmicas impostas pela obra.

Além disso, a atividade que gerou as maiores vibrações registradas nos ensaios foi o impacto da pá da escavadeira contra a superfície. Na FASE 1, os golpes da pá resultaram em valores de PVS Max. inferiores a 10 mm/s. Estes eventos ocorreram em momentos isolados e não geraram impactos significativos nas leituras piezométricas.

Já na FASE 2, a mesma atividade apresentou um comportamento distinto, com PVS Max. inferiores a 18 mm/s, atingindo picos próximos a 32 mm/s. Além disso, observou-se que os piezômetros PZ82 e PZ83 registraram oscilações nas pressões intersticiais durante esses eventos, refletindo uma resposta do solo às vibrações geradas.

Excluindo os golpes da pá da escavadeira, que representam uma atividade incomum durante as escavações, a atividade que mais gerou vibrações foi a remoção de camadas de aterro com escavadeira, atingindo valores máximos de PVS próximos a 12 mm/s. Essa atividade apresentou vibrações significativas e consistentes ao longo dos ensaios, com registros distribuídos ao longo da Fase 2 dos ensaios. Os valores de PVS indicam que a remoção de camadas gerou impactos dinâmicos relevantes no terreno, embora inferiores aos observados nos golpes da escavadeira.

A Figura 3 ilustra no eixo horizontal a data de realização dos testes para 11 atividades, no eixo vertical esquerdo a máxima vibração registrada (PVS Max.) e no eixo vertical direito a variação dos níveis em dois piezômetros de corda vibrante (PZ82 e PZ83).

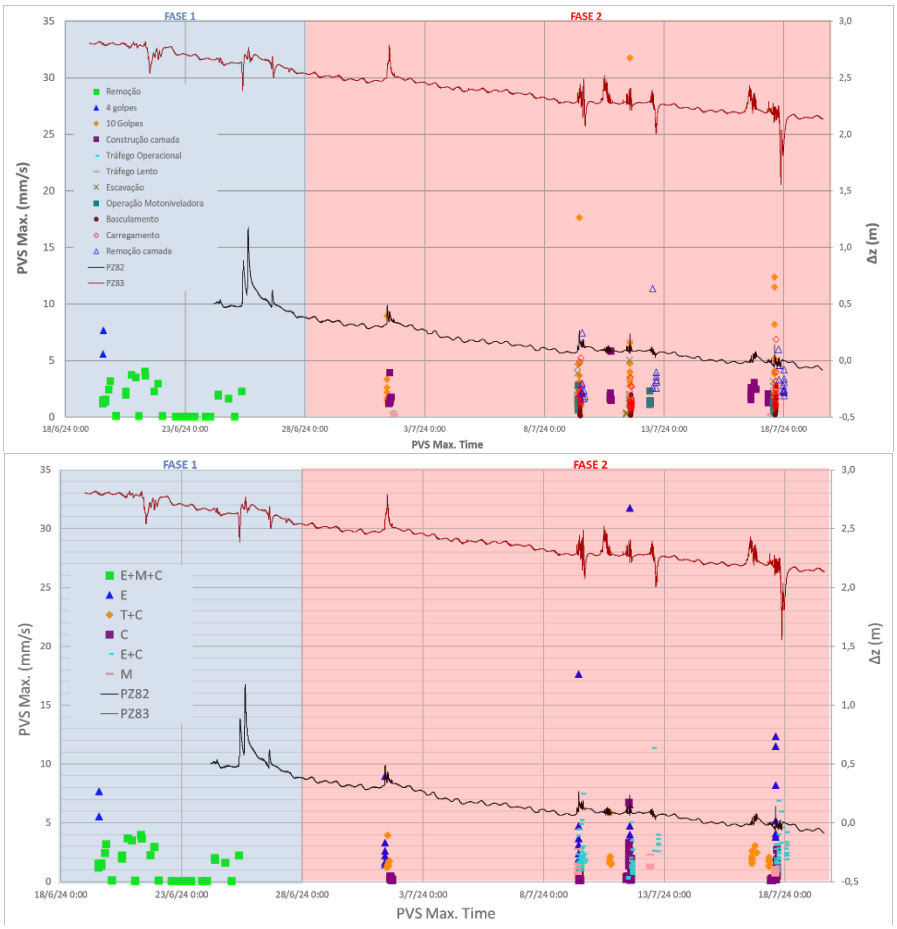


Figura 3 Vibrações em termos de PVS e carga hidráulica dos PZ82 e PZ83 de acordo com as atividades executadas durante todos os testes de campo.

Observou-se que o equipamento que gerou as maiores vibrações nos ensaios foi a escavadeira (E), seja operando isoladamente ou em conjunto com outros equipamentos. Além disso, combinações envolvendo o trator (T) e o caminhão (C) também demonstraram gerar vibrações relevantes, especialmente quando operando sobre os aterros compactados da Fase 2.

A Figura 4 apresenta os ensaios realizados na Fase 2, classificados de acordo com a espessura da camada de aterro sobre a qual foram realizados. Destaca-se a relação direta das atividades com a geração de poropressão, mantendo incrementos semelhantes independentemente da espessura da camada.

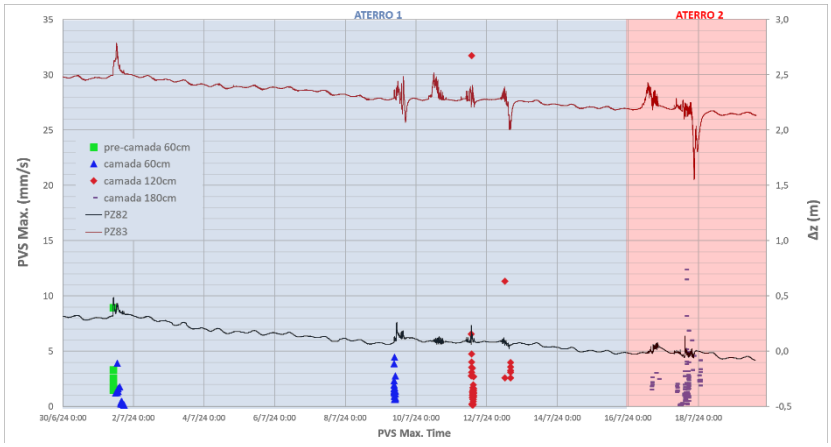


Figura 4 Vibrações em termos de PVS de acordo com a espessura das camadas e carga piezométrica (Leitura – cota do fundo do instrumento) dos PZ82 e PZRESULTADOS FASE 2 ATERRO 1 (01/07/2024).

A Figura 5 ilustram os resultados obtidos para diferentes atividades. O golpes da pá da escavadeira diretamente sobre o rejeito foi responsável pelos maiores valores de vibração registrados, chegando a aproximadamente 9 mm/s, com uma clara atenuação das vibrações nos outros sensores à medida que a distância da fonte aumentava. Além das vibrações elevadas, os impactos resultaram em geração de poropressão nos piezômetros PZ82 e PZ83, com elevações da ordem de 16 cm (≈1,6 kPa), demonstrando uma resposta hidrodinâmica do rejeito a esse tipo de solicitação.

Na sequência, iniciou-se a construção da camada de 60 cm do aterro com o uso de trator e caminhão. Essa etapa apresentou vibrações inferiores a 5 mm/s, bem menores do que as geradas pelos impactos da escavadeira.

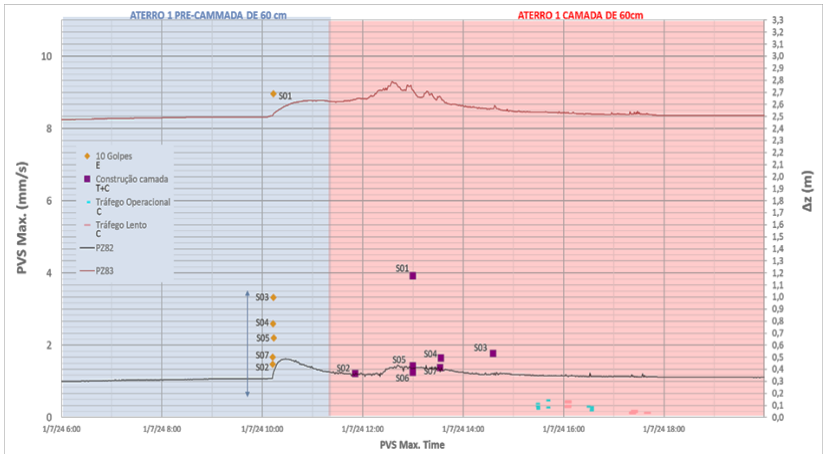


Figura 5 Vibrações em termos de PVS, de acordo com as diferentes atividades da Fase 2 dos testes, e carga hidráulica dos PZ82 e PZ83.

A construção da camada de 60 cm de aterro, com o uso de trator e caminhão, apresentou vibrações inferiores a 5 mm/s. Entretanto, apesar dos menores níveis de vibração, os piezômetros continuaram registrando um acúmulo de poropressões da atividade anterior. Como o tempo entre os golpes da escavadeira e a construção da camada foi curto, a dissipação completa das pressões ainda não havia ocorrido completamente.

Durante a construção da camada, o PZ82 mostrou um aumento de 8 cm (0,8 kPa) associado a uma vibração de 4 mm/s, enquanto o PZ83 aumentou 15 cm (1,5 kPa). O aumento durante os golpes da escavadeira

foi de aproximadamente 16 cm (1,6 kPa) em ambos os piezômetros, mostrando uma relação direta entre a poropressão e a vibração.

Por fim, o gráfico exibe a resposta do solo ao tráfego do caminhão, tanto em velocidade operacional quanto em velocidade lenta. Os dados indicam que ambas as condições geraram vibrações baixas, inferiores a 1 mm/s, e praticamente nenhuma variação nos piezômetros, sugerindo um efeito desprezível na geração de poropressões.

Isso reforça a hipótese de que a velocidade do caminhão tem pouca influência na geração de vibrações e poropressões, sendo um fator de menor impacto em comparação com os golpes da escavadeira ou mesmo a construção da camada.

O tráfego de caminhão, tanto lento quanto operacional, gerou vibrações muito menores do que as atividades anteriores. No entanto, além disso, também é perceptível que as vibrações da construção (T + C) são significativamente maiores do que as do tráfego, indicando que a compactação mecânica influencia muito mais a transmissão de energia ao solo do que o simples peso de um veículo em movimento. Além disso, espera-se que a atividade de um conjunto de caminhões transitando na mesma frequência tenha impactos mais significativos na geração de poropressão.

A tabela 1 e Figura 6 é apresentado um registro dos incrementos em cada piezômetro gerados pelas vibrações de cada atividade em diferentes espessuras de aterro. Os resultados mostram que o nível de vibração durante os testes gerou incrementos na piezometria máximos da ordem de 2,5 kPa, com a maioria dos registros apresentando poropressões abaixo de 1,0 kPa.

Tabela 1 Acréscimo de poropressão observado nos piezômetros para cada atividade e espessura de aterro.

Superfície	Atividade	PVS (mm/s) Máximo	Poropressão PZ 82-2,5m (kPa)	Poropressão PZ 83-5,0m (kPa)
Sobre rejeito	Golpes	9	1,6	1,5
Aterro 60 cm	Construção	4	0,8	-
Aterro 60 cm	Tráfego	0,5	0,3	0,2
Aterro 60 cm	Escavação	5	0,5	1
Aterro 60 cm	Regularização	3	0,1	0,2
Aterro 60 cm	Golpes	18	1,6	1,2
Aterro 60 cm	Carregamento	5,3	0,1	1,2
Aterro 60 cm	Remoção	7,5	0,8	1,8

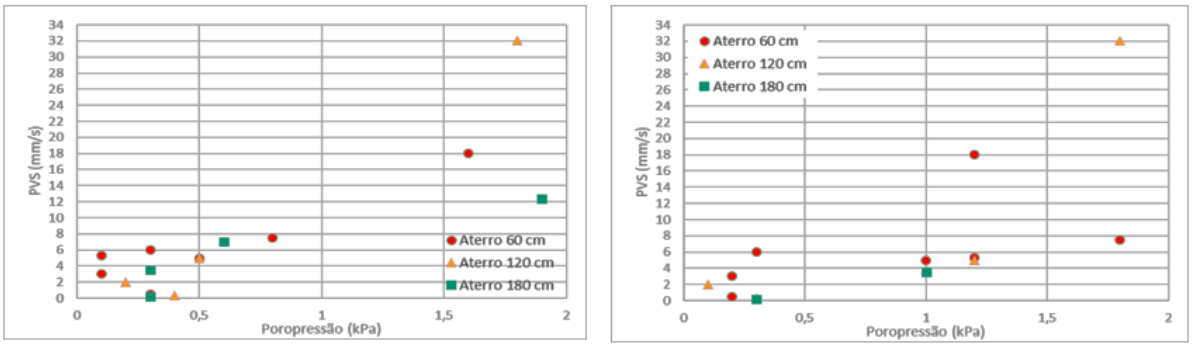


Figura 6 Incremento de Poropressão Máximo versus PVS para todas as atividades.

3 CONCLUSÕES

Os testes de vibrações avaliaram onze (11) atividades típicas realizadas durante os trabalhos de remoção de rejeito. Algumas dessas atividades são comuns, como a escavação de rejeito, construção de aterros de acesso e carregamento de caminhões. Outras são atípicas, mas de grande impacto e possíveis de ocorrer por acidente ou desconhecimento, como os golpes com a pá de escavadeira.

De forma geral, ao longo da execução dos testes os piezômetros apresentaram uma tendência geral de redução dos níveis piezométricos, associada possivelmente a processos naturais de drenagem, intensificados

pelo fato dos ensaios terem sido realizados durante o período seco, além dos efeitos da retirada de material e das melhorias recentes no sistema de drenagem do reservatório e seu entorno. Especificamente, nos momentos de execução dos testes, observou-se que as pressões intersticiais foram sensíveis às atividades executadas, registrando incrementos ou decréscimos pontuais em resposta às vibrações geradas. Isto reforça a necessidade de monitoramento contínuo para avaliar os impactos da execução das atividades no comportamento hidromecânico do meio.

A atividade que gerou os maiores níveis de vibração a 5 metros da fonte foram os golpes da escavadeira, atingindo valores máximos de 32 mm/s. A remoção de camadas de aterro apresentou o seguinte nível importante de vibrações, alcançando até 12 mm/s. O tráfego operacional e lento apresentou os menores níveis de vibração, com valores abaixo de 1 mm/s.

Os registros dos incrementos em cada piezômetro gerados pelas vibrações de cada atividade em diferentes espessuras de aterro mostram que os níveis de vibração durante os testes geraram incrementos na piezometria máximos da ordem de 2,5 kPa, com a maioria dos registros apresentando poropressões inferiores a 1 kPa.

Além disso, o intervalo de 1 minuto utilizado nos testes demonstrou ser altamente preciso para caracterizar a resposta do sistema, servindo como referência para validar a escolha do intervalo operacional da instrumentação. O intervalo de 6 minutos representa, assim, um equilíbrio entre precisão e eficiência operacional, proporcionando um monitoramento eficaz das variações piezométricas sem gerar um excesso de dados desnecessários.

Considera-se que o estudo apresentado contribui para o entendimento do fenômeno analisado e pode ser utilizado para orientar e prever condições seguras de trabalhos de campo em obras com tipos de materiais e equipamentos semelhantes, sempre com instrumentação e monitoramento adequados.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a VALE e a WALM Engenharia pela execução dos testes e disponibilização dos dados para a comunidade científica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO - ANM. Resolução nº 13, de 8 de agosto de 2019. Revoga a Resolução nº 4, de 15 de fevereiro de 2019. Estabelece medidas regulatórias objetivando assegurar a estabilidade de barragens de mineração, notadamente aquelas construídas ou alteadas pelo método denominado "a montante" ou por método declarado como desconhecido e dá outras providências. <https://www.in.gov.br/en/web/dou/-/resolucaon-13-de-8-de-agosto-de-2019-210037027>.

Charlie, W. A.; Bretz T. E.; Schlee, L.A.; Doring, D. O. (2013). “BlastInduced Pore Pressure and Liquefaction of Saturated Sand,” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 139, No. 8, August 2013, pp.

Jardim, E.C, et al. (2020) Avaliação de Potencial de Liquefação Cíclica por Vibrações de Obra de Descaracterização de Barragem de Rejeitos. COBRAMSEG, 8p.

Larson-Robl, K. M. (2016). Pore Pressure Measurement Instrumentation. Response To Blasting. Theses and Dissertations-Mining Engineering. University of Kentucky.

Pereira, E. L. (2005).” Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático”. Magister Degree. Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP).

Sachez, F. P. Análise de vibrações, poropressões e potenciais de liquefação Induzidos por ações dinâmicas de equipamentos de construção em rejeitos de mineração (2024). Tesis. Universidade Federal do Parana (UFP), 259.

Veyera, G. E. (1985) “Transient Porewater Pressure Response and Liquefaction" In a Saturated Sand”. Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, Colorado State University.

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/COBRAMSEG2026.1/48

Influência do Modelo Constitutivo na Previsão dos Estados de Tensões em Barragens de Rejeitos Alteadas a Montante

Filipe Britto dos Reis
Engenheiro Civil, WALM BH Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, filipe.reis@walmengenharia.com.br

André Renato Rocha Alves
Mestrando, Universidade Estadual Paulista, Bauru, Brasil, andre.renato@unesp.br
Engenheiro Civil, Walm Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, andre.alves@walmengenharia.com.br

Gian Franco Napa Garcia
Consultor, Hidroestatistica, Geotecnia e Gestão Ltda, Belo Horizonte, Brasil, gian@hidroestatistica.com
Pesquisador, Universitat Politècnica de Valência, Valencia, Espanha, gianagar@iiama.upv.es

Vitor dos Santos Albuquerque
Doutorando, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, vitoralbuquerque9@gmail.com

RESUMO: A modelagem numérica por elementos finitos tornou-se uma ferramenta essencial na previsão e interpretação do comportamento de estruturas geotécnicas, especialmente no estudo de barragens de rejeito, cujos materiais apresentam comportamento complexo. Seja na simulação de um novo alteamento, de um reforço ou da descaracterização da estrutura, o estado inicial do modelo deve representar adequadamente as condições observadas em campo. Este trabalho investigou, por meio de um modelo numérico, a influência do modelo constitutivo no estado de tensões de uma barragem alteada a montante após sucessivas etapas de alteamento. Foram conduzidas simulações comparando os modelos NorSand e Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness (HSsmall). Os resultados indicam que o modelo constitutivo adotado influencia significativamente o estado de tensões final da estrutura. Nas simulações com o NorSand, os estados de tensões se aproximaram da condição hidrostática, com valores do coeficiente de empuxo no repouso (K_0) superiores a 0,7, o que implica em um afastamento da linha de instabilidade. Já nas análises com o HSsmall, K_0 tendeu ao valor calculado pela equação de Jaky, resultando em um comportamento mais conservador. A partir desta avaliação, recomenda-se cautela na utilização do modelo NorSand na simulação do enchimento do reservatório de barragens.

PALAVRAS-CHAVE: Modelagem numérica, barragem de rejeitos, NorSand, Hardening Soil Model

ABSTRACT: Finite element numerical modeling has become an essential tool for predicting and interpreting the behavior of geotechnical structures, particularly in the study of tailings dams, whose materials exhibit complex mechanical behavior. Whether in the simulation of a new raising stage, a reinforcement, or the decharacterization of a structure, the initial state of the model must adequately represent the conditions observed in the field. This study investigated, through numerical modeling, the influence of the constitutive model on the stress state of an upstream-raised dam after successive raising stages. Simulations were conducted comparing the NorSand model and the Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness (HSsmall). The results indicate that the adopted constitutive model significantly influences the final stress state of the structure. In the simulations using NorSand, the stress states approached a hydrostatic condition, with values of the coefficient of earth pressure at rest (K_0) greater than 0.7, which implies a departure from the instability line. In contrast, in the analyses using HSsmall, K_0 tended toward the value calculated by Jaky's equation, resulting in a more conservative behavior. Based on this evaluation, caution is recommended when using the NorSand model to simulate the reservoir filling stage of dams.

KEYWORDS: Numerical modeling, tailings dam, NorSand, Hardening Soil Model

1 INTRODUÇÃO

A segurança de barragens de rejeitos tem sido amplamente discutida nas últimas décadas em função de rupturas recentes (e.g., Morgenstern et al., 2016; Jefferies et al., 2019; Robertson et al., 2019; Arroyo e Gens, 2021), frequentemente associadas à ocorrência de liquefação estática em materiais contráteis e saturados, especialmente em estruturas alteadas pelo método de montante. Nesse contexto, análises numéricas baseadas em tensões efetivas têm se consolidado como ferramentas fundamentais para avaliar a estabilidade e a suscetibilidade à liquefação em barragens de rejeitos, permitindo investigar diferentes trajetórias de tensões e a proximidade do estado de tensões às condições de instabilidade.

Um aspecto relevante na modelagem de problemas geotécnicos é a correta representação dos estados de tensões iniciais no modelo. Usualmente, para atingir esse objetivo, simula-se numericamente a construção da estrutura em etapas até o estágio atual, levando em conta as mudanças nas condições de contorno que ocorreram ao longo do tempo, como alterações na posição da superfície freática. Reid et al. (2022, 2023), por meio de um extenso conjunto de simulações numéricas, demonstraram que os estados de tensões iniciais na estrutura exercem influência significativa nos resultados de análises de liquefação estática.

O coeficiente de empuxo, definido como a razão entre as tensões efetivas horizontal e vertical ($K = \sigma'_h/\sigma'_v$), é um parâmetro amplamente empregado para descrever o estado de tensões em um ponto no solo. Na condição geostática (ou de repouso), na qual as deformações horizontais são nulas, esse coeficiente é denominado coeficiente de empuxo no repouso (K_0). A relação de Jaky (1944) é usualmente empregada para determinação do K_0 para materiais na condição normalmente adensada:

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi') \quad (1)$$

Segundo Reid et al. (2022), valores de K_0 de rejeitos arenosos e siltosos determinados em ensaios laboratoriais com amostras reconstituídas tendem a ser próximos aos estimados pela Equação (1). Valores menores de K_0 resultam em estados de tensões mais próximos da linha de instabilidade e, portanto, mais conservadores.

O estudo desenvolvido por Castonguay e Konrad (2016), comparando simulações numéricas com resultados de ensaios laboratoriais, indica que o modelo NorSand tende a prever tensões horizontais mais elevadas em trajetórias edométricas e, consequentemente, maiores valores de K_0.

Diante desse contexto, este estudo investiga a influência do modelo constitutivo na previsão dos estados de tensões em uma barragem de rejeitos e suas implicações práticas, por meio de simulações numéricas da construção de uma barragem alteada pelo método de montante, utilizando os modelos constitutivos NorSand e Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness para representar o comportamento do rejeito do reservatório.

2 METODOLOGIA

Neste trabalho, para o rejeito do reservatório, foram adotados dois modelos constitutivos: o NorSand (Jefferies, 1993; Jefferies e Been, 2016) e o Hardening Soil Model with small-strain stiffness (Schanz, 1998; Benz, 2006), denominado neste trabalho como HSsmall. O modelo NorSand foi escolhido por sua capacidade de representar fenômenos associados à liquefação estática e comportamento dependente do parâmetro de estado, enquanto o modelo HSsmall foi adotado como um modelo elastoplástico amplamente utilizado em análises geotécnicas convencionais.

Os modelos foram calibrados a partir de ensaios triaxiais disponíveis em amostras dos materiais presentes na seção geológico-geotécnica da estrutura. Os parâmetros adotados são apresentados nas Tabela 1 e 2.

Tabela 1 - Parâmetros do NorSand e HSsmall para o Rejeito do Reservatório

NorSand		HSsmall	
Parâmetro	Valor	Parâmetro	Valor
LEC	$e_c = 1{,}225\text{-}0{,}612(p'/100)^{0{,}035}$	ϕ'	34,4º
M_{tc}	1,39	c'	0,0 kPa

NorSand		HSsmall	
Parâmetro	Valor	Parâmetro	Valor
N	0,054	E_{50}^{ref}	4600 kPa
χ_{tc}	3,93	E_{oed}^{ref}	3200 kPa
H	76-473ψ	E_{ur}^{ref}	41500 kPa
G	13,7 MPa × (p'/100)^{0,75}	m	0,85
ν	0,25	ν	0,30
ψ_0	0,04	G_0^{ref}	54800 kPa
		$\gamma_{0,7}$	0,1E-3
		p^{ref}	100 kPa

Para os alteamentos em rejeito compactado foi adotado o modelo Hardening Soil Model (HSM), já para a fundação da barragem foi considerado o modelo linear elástico.

Tabela 2 - Parâmetros dos alteamentos e fundação

Alteamentos – HSM		Fundação – Linear Elástico	
Parâmetro	Valor	Parâmetro	Valor
ϕ'	30º	E	750000 kPa
c'	5 kPa	ν	0,28
E_{50}^{ref}	15000 kPa		
E_{oed}^{ref}	15000 kPa		
E_{ur}^{ref}	45000 kPa		
m	0,7		
ν	0,30		
p^{ref}	100 kPa		

Neste estudo foi utilizado o software Plaxis 2D (Brinkgreve et al., 2020), considerando o estado plano de deformações e elementos finitos triangulares de 6 nós. A seção geológico-geotécnica da estrutura foi obtida a partir da simplificação da seção de uma barragem real alteada pelo método de montante (Figura 1).

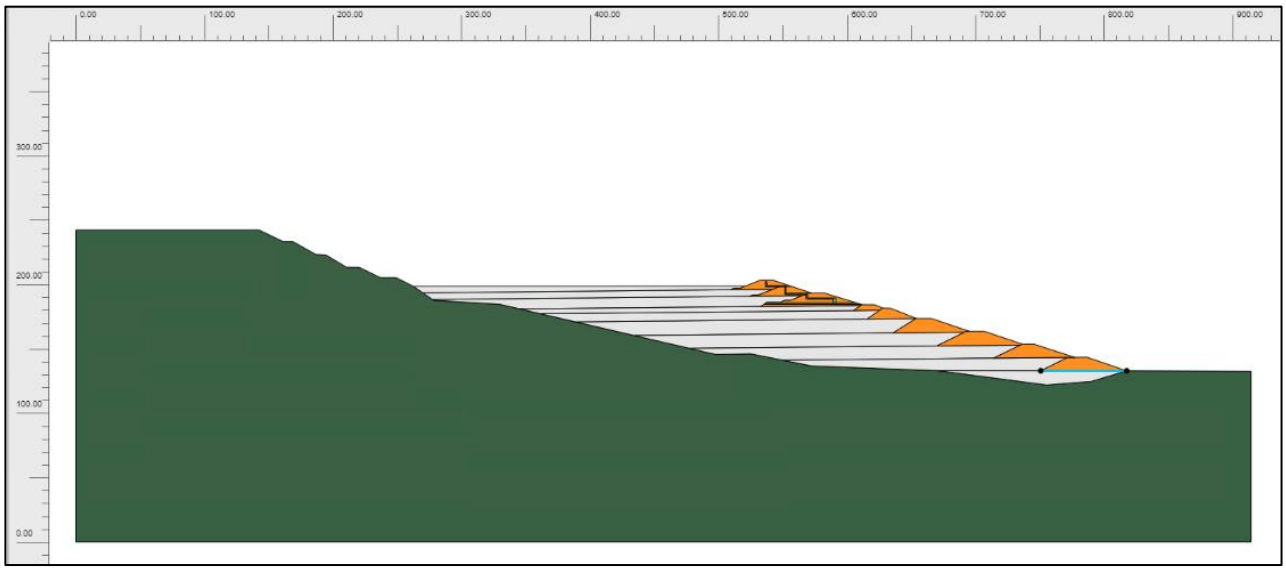


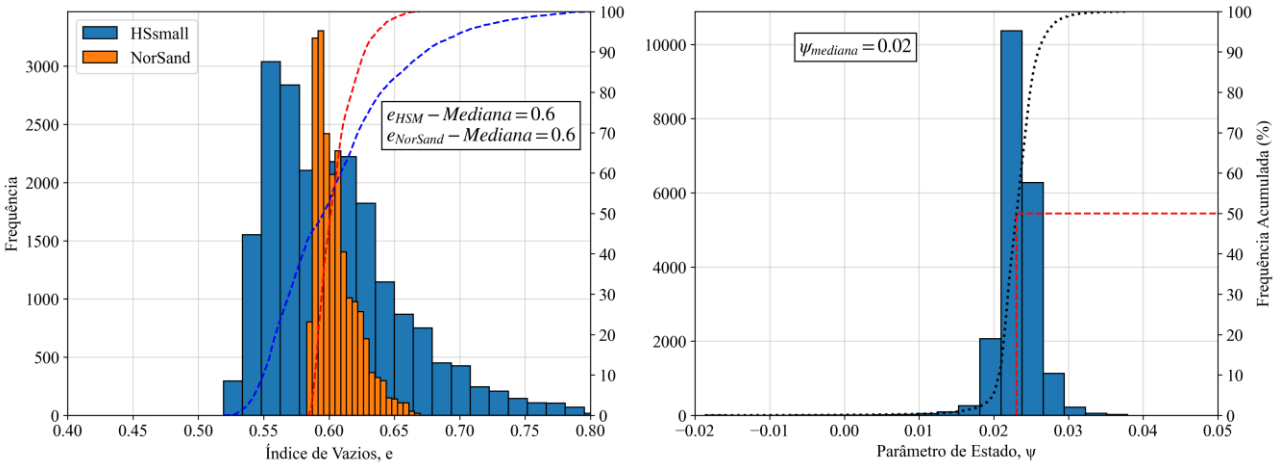
Figura 1. Seção da barragem no Plaxis.

A construção do modelo foi feita em 20 fases. A primeira consiste na inicialização das tensões na fundação, da fase 2 à fase 19 são simulados os alteamentos da estrutura e o enchimento do reservatório em condições drenadas. A última etapa simula o período em que barragem ficou sem receber rejeitos até atualmente, numa análise hidromecânica acoplada.

3 RESULTADOS

Os índices de vazios iniciais foram definidos de modo que a distribuição dos índices de vazios finais, obtidos após a simulação do processo construtivo, fosse semelhante nos dois modelos. Como se nota na Figura 2-a, os índices de vazios finais HSsmall variam em uma faixa mais ampla, se comparados aos obtidos com modelo NorSand, entretanto, as duas distribuições possuem a mesma mediana.

A Figura 2-b mostra a distribuição do parâmetro de estado no rejeito do reservatório da barragem, ao final da construção. Os valores são menores que o parâmetro de estado atribuído inicialmente ao rejeito o que é explicado pelas deformações volumétricas e distorcionais que ocorreram com os sucessivos alteamentos e as variações do nível d'água, resultando na densificação do material.



a) b)

Figura 2. Distribuição, no rejeito, dos valores de a) índices de vazios finais nos dois modelos b) parâmetro de estado no modelo NorSand

A Figura 3 apresenta os valores do coeficiente de empuxo calculados nos pontos de integração (*stress points*) no rejeito do reservatório. Nota-se que os valores são maiores para o modelo numérico construído com o NorSand. Nos dois cenários os valores são mais elevados na região mais próxima ao talude de jusante da barragem, onde tende a ocorrer a rotação das tensões principais e, consequentemente, trajetórias de tensões mais distantes da condição K_0. Nesta região, a simulação com HSsmall resultou em $0,5 \geq K \geq 0,7$, enquanto o NorSand obteve $0,7 \geq K \geq 1,1$, aproximadamente. Próximo à superfície do reservatório também são observados valores mais elevados do coeficiente do empuxo, de forma muito mais pronunciada na simulação com o modelo constitutivo NorSand.

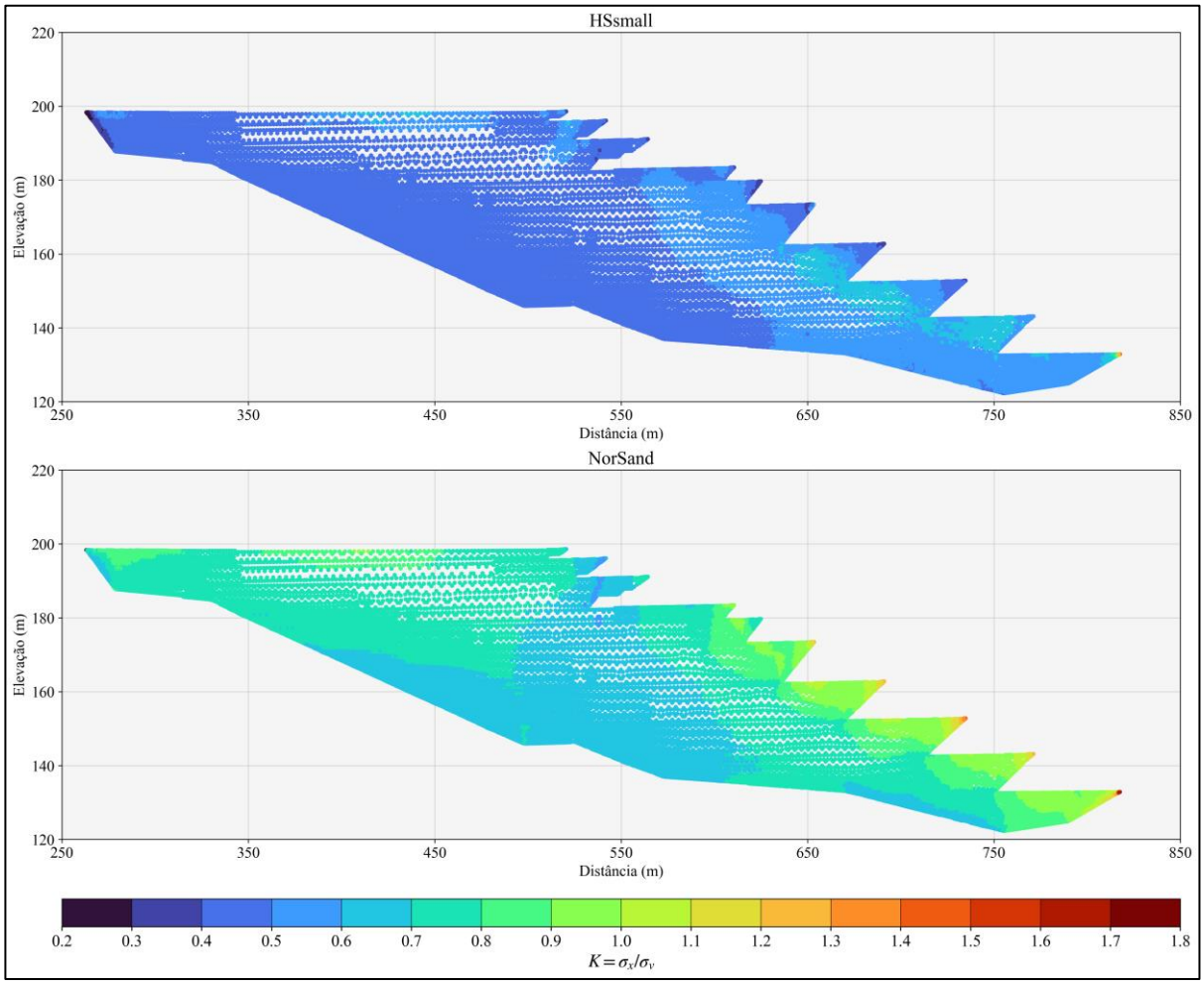


Figura 3. Valores do coeficiente de empuxo no rejeito do reservatório

A Figura 4 apresenta a distribuição dos valores de K nos dois modelos. Aplicando a Equação (1), com um ângulo de atrito de 34,4° (Tabela 1), obtém-se K_0 = 0,44, o mesmo valor da mediana de K do modelo HSsmall. Isso indica que o modelo HSsmall tende a reproduzir trajetórias de tensões edométricas com valores de K_0 próximos aos estimados pela equação de Jaky.

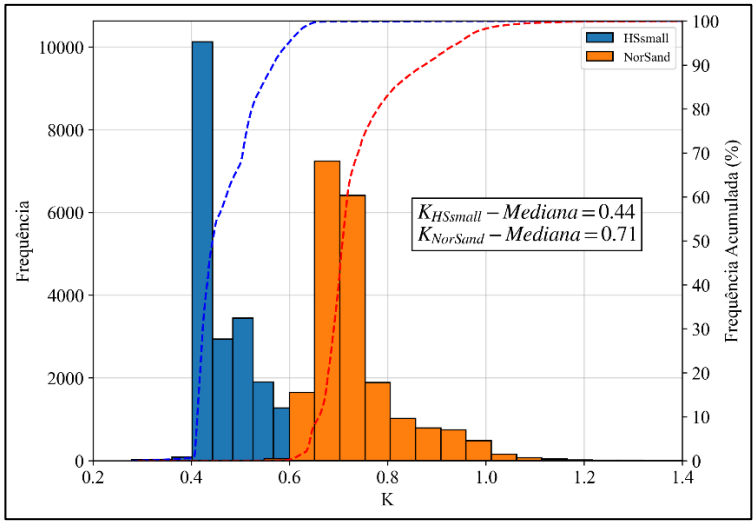


Figura 4. Distribuições dos valores do coeficiente de empuxo nos dois modelos

Para avaliar a influência dos estados de tensões iniciais na resposta não drenada do material, foram realizadas simulações de ensaios triaxiais não drenados utilizando o modelo NorSand no módulo Soil Test do Plaxis. Os corpos de prova (CP) virtuais foram adensados para os valores de K_0 iguais aos das medianas mostradas na Figura 4. Os estados de tensões iniciais foram definidos de forma que os dois CPs fossem submetidos a mesma tensão vertical (que neste caso corresponde a tensão principal maior), de 700 kPa, aproximadamente a tensão média obtida no modelo numérico da barragem. Foi adotado um $\psi = 0{,}02$, como o representativo do parâmetro de estado do rejeito do reservatório (Figura 2-b). Os resultados destas simulações são apresentados na Figura 5.

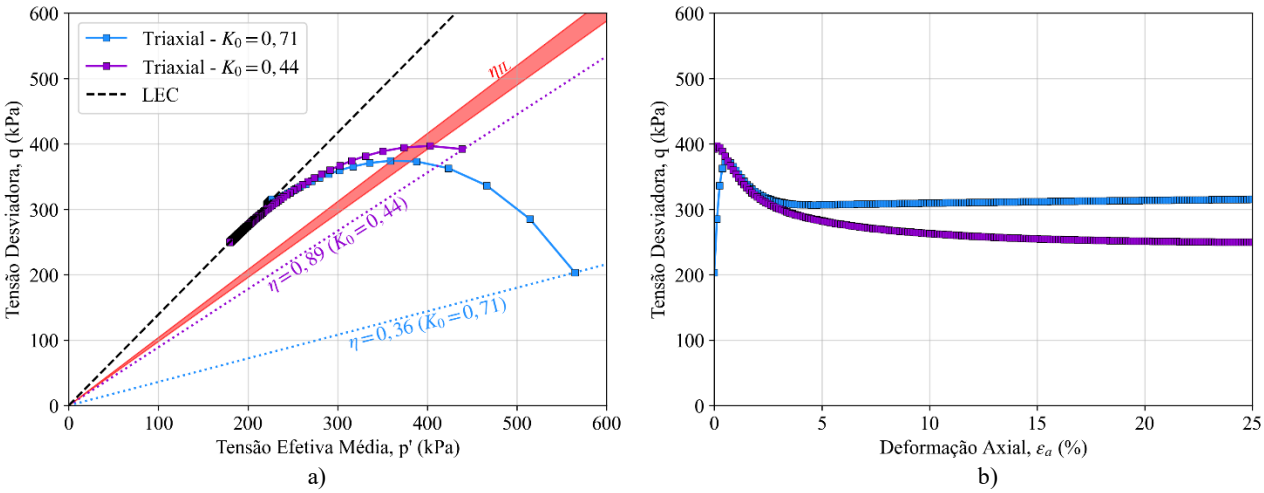


Figura 5. Resultados dos ensaios triaxiais simulados com diferentes valores de K_0: a) trajetórias de tensões efetivas b) tensão desviadora por deformação axial

A linha de instabilidade (η_{IL}), que marca o ponto a partir do qual o material apresenta perda de resistência (strain softening), variou entre os ensaios, por esse motivo ela é representada no gráfico como uma região, em vez de uma linha de fato.

O estado de tensões inicial correspondente ao adensamento com $K_0 = 0{,}44$ se encontra mais próximo da região de instabilidade, consequentemente, neste ensaio, os acréscimos de tensões e deformações necessários para levar o material à instabilidade são menores que os necessários para produzir o mesmo efeito no ensaio adensado com $K_0 = 0{,}71$. No ensaio triaxial $K_0 = 0{,}71$, a resistência não drenada de pico é atingida para uma deformação axial de 0,63%, já no ensaio com $K_0 = 0{,}44$, a tensão de pico é atingida para 0,38%, um valor 40% menor. Estes resultados ilustram as diferenças significativas que podem ser encontradas na resposta do modelo numérico a depender dos estados de tensões iniciais na estrutura, os quais, como mostrado anteriormente, são função do modelo constitutivo adotado.

Também foram realizadas simulações de ensaios de adensamento edométrico, utilizando o NorSand, para verificar a sensibilidade do K_0 a alguns parâmetros do modelo. As trajetórias de tensões obtidas nestes ensaios são mostradas na Figura 6, juntamente com um ensaio realizado com o HSsmall para comparação. Em todas as simulações, apenas um parâmetro foi variado, enquanto os demais permaneceram constantes, conforme os valores indicados na Tabela 2.

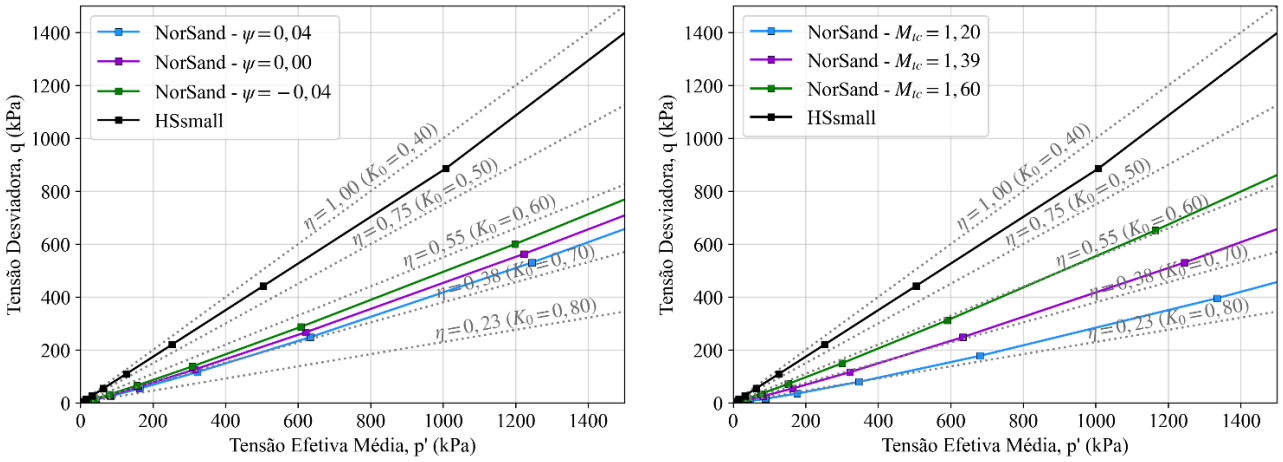


Figura 6. Análises de sensibilidade do NorSand: a) parâmetro de estado b) M_{tc}

Assim como observado na simulação numérica da barragem, o modelo HSsmall resulta em valores menores de K_0, por volta de 0,44. Ressalta-se que o HSsmall não é um modelo baseado na teoria dos estados críticos e não possui um "parâmetro de estado". Por esse motivo, as comparações entre este modelo e o NorSand só podem ser feitas quando os dois modelos foram calibrados para um mesmo comportamento.

Os rejeitos no reservatório de uma barragem, em geral, se encontram em um estado fofo, devido ao processo de disposição destes, dessa maneira, são esperados valores de ψ positivos neste material. A Figura 6-a mostra que um aumento no valor do parâmetro de estado, o que implica numa transição do comportamento dilatante para o contrátil, promove uma redução do K_0. O aumento de M_{tc}, ainda que represente um aumento da resistência do material, resulta em valores mais elevados de K_0 e, consequentemente, estados de tensões mais próximos da linha de instabilidade.

4 CONCLUSÃO

Este trabalho investigou a influência do modelo constitutivo na previsão dos estados de tensões em uma barragem de rejeitos alteada pelo método de montante, por meio de simulações numéricas realizadas no software Plaxis 2D. Foram comparados os modelos NorSand e Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness (HSsmall) na representação do comportamento do rejeito do reservatório ao longo das etapas construtivas da estrutura.

Os resultados indicaram diferenças significativas nos estados de tensões finais obtidos com os dois modelos constitutivos. As simulações realizadas com o NorSand resultaram em valores mais elevados do coeficiente de empuxo, frequentemente superiores a 0,7, aproximando o estado de tensões da condição hidrostática. Por outro lado, o modelo HSsmall produziu valores de K próximos ao coeficiente de empuxo no repouso estimado pela equação de Jaky, resultando em estados de tensões mais próximos da condição edométrica esperada para materiais normalmente adensados.

As análises numéricas de ensaios triaxiais não drenados demonstraram que essas diferenças nos estados de tensões iniciais têm impacto significativo na resposta mecânica do material. Estados de tensões associados a menores valores de K_0 posicionam o material mais próximo da linha de instabilidade, reduzindo o incremento de tensões e deformações necessário para atingir condições de perda de resistência.

As análises de sensibilidade realizadas em ensaios edométricos simulados com o modelo NorSand indicaram que os valores de K_0 são influenciados por parâmetros do modelo, evidenciando a sensibilidade da previsão dos estados de tensões à calibração do modelo constitutivo.

De forma geral, os resultados evidenciam que a escolha do modelo constitutivo pode influenciar significativamente os estados de tensões iniciais obtidos em modelos numéricos de barragens de rejeitos, com potenciais implicações na avaliação da suscetibilidade à liquefação estática. Nesse contexto, recomenda-se que outros modelos constitutivos sejam utilizados na simulação da construção de uma barragem de rejeitos, como o HSsmall, utilizado neste estudo. O NorSand é mais indicado para a fase subsequente da análise, onde se busca capturar especificamente a perda de resistência e o comportamento de softening durante o gatilho da

liquefação em condições não drenadas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à WALM Engenharia pelo apoio ao desenvolvimento deste trabalho e pela disponibilização dos recursos necessários para a realização das simulações numéricas. Os autores também agradecem aos colegas que contribuíram com discussões técnicas durante o desenvolvimento deste estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Arroyo, M., Gens, A. (2021). Report of the Expert Panel on the Technical Causes of the Failure of Feijão Dam I. Vale S.A.

Benz, T. (2006). *Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences*. PhD Thesis, Universität Stuttgart, Stuttgart, Germany.

Brinkgreve, R. B. J., Kumarswamy, S., Swolfs, W. M., Zampich, L., Galavi, V. (2020). PLAXIS 2D Reference Manual. Bentley Systems.

Castonguay, V., Konrad, J.-M. (2016). Prediction of the fraser river sand response to oedometric loading using the norsand soil model. *69th Canadian Geotechnical Conference*.

Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, 355–358.

Jefferies, M. G. (1993). Nor-Sand: A simple critical state model for sand. *Géotechnique*, 43(1), 91–103.

Jefferies, M., Been, K. (2015). *Soil Liquefaction: A Critical State Approach*. 2nd Edition, CRC Press, Taylor & Francis.

Jefferies, M., Shuttle, D., Been, K. (2019). The Cadia tailings dam failure. Proceedings of Tailings and Mine Waste Conference.

Morgenstern, N. R., Vick, S. G., Viotti, C. B., Watts, B. D. (2016). Fundão Tailings Dam Review Panel Report. Report on the Failure of the Fundão Dam, Brazil.

Reid, D., Dickinson, S., Mital, U., Fanni, R. & Fourie, A. (2022). On some uncertainties related to static liquefaction triggering assessments. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - *Geotechnical Engineering* 175, 1–53.

Reid, D., Dickinson, S., Fanni, R., Fourie, A. & Mital, U. (2023). Discussion of "procedure for assessing the liquefaction vulnerability of tailings dams" by Ledesma, O, Sfriso, A, and Manzanal, D. *Computers and Geotechnics* 153, 105062.

Robertson, P. K., de Melo, L., Williams, D. J., Wilson, G. W. (2019). Report of the Expert Panel on the Technical Causes of the Failure of Feijão Dam I.

Schanz, T. (1998). Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. Habilitation Thesis, Universität Stuttgart, Germany.

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/COBRAMSEG2026.1/49

Inovação no Controle de Pilha de Rejeito: Implantação do Picnômetro a Gás para Otimização de Processos no Laboratório de Solos

Flávio Da Silva Assis
Técnico processo laboratório , Samarco, Mariana, Brasil, flavio.assis@samarco.com

Caio De Paula Rodrigues
Técnico processo laboratório , Samarco, Ouro Preto, Brasil, caio.rodrigues@samarco.com

Andiara de Carvalho Vieira
Supervisora de laboratório , Samarco, Mariana, Brasil, andiara.vieira@samarco.com

Andre Borges Coutinho
Engenheiro geotécnico, Samarco, Ouro Preto, Brasil, andre.coutinho@samarco.com

RESUMO: Os ensaios de hilf e massa especifica real dos grãos são largamente utilizados no controle de aterros de rejeito provenientes do processo produtivo na mineração. Estes rejeitos são empilhados, compactados e possuem controle de qualidade a serem seguidos. O presente trabalho tem como propósito apresentar o picnômetro a gás como uma alternativa ao ensaio de massa específica real dos grãos, tradicionalmente realizado com o picnômetro de vidro em obras de disposição de rejeitos. Para a análise comparativa, foram conduzidos ensaios em amostras duplicadas utilizando ambos os métodos. Os resultados evidenciaram ganhos relevantes em termos de repetibilidade, redução no tempo de execução (com um ganho médio de aproximadamente 15 horas por ensaio, considerando que pelo método do picnômetro de vidro as amostras necessitam permanecer imersas por no mínimo 12 horas), maior agilidade na liberação para disposição dos rejeitos e incremento na confiabilidade dos dados obtidos.

PALAVRAS-CHAVE: Otimização; rejeito; repetibilidade; densidade; picnômetro.

ABSTRACT: Hilf tests and the determination of the real specific gravity of grains are widely applied in the quality control of tailings embankments generated by mining processes. These tailings are stacked, compacted, and subjected to strict quality requirements. This study aims to present the gas pycnometer as an alternative to the conventional glass pycnometer method for determining the real specific gravity of grains in tailings disposal operations. Comparative tests were performed on duplicate samples using both techniques. The results demonstrated significant improvements in repeatability, reduced testing time, faster release for tailings disposal, and enhanced reliability of the obtained data.

KEYWORDS: Optimization; reject; repeatability; density; pycnometer.

1 INTRODUÇÃO

Picnômetros a gás são instrumentos que fazem a medição do volume de sólidos utilizando a relação física entre pressão e volume. Esses equipamentos são aplicados na determinação de densidade de sólidos como fragmentos de materiais, pedras e pós obtidos em extração ou em procedimentos químicos. A picnometria a gás é o método mais usado na medição de volumes de sólidos pois é um processo físico rápido e não destrutivo (TAMARI, 2004).

O picnômetro a gás é um instrumento moderno que utiliza transdutores de pressão para a obtenção de dados, realizando os cálculos da relação pressão-volume por meio de microcontroladores. Essa tecnologia

possibilita maior precisão, agilidade e confiabilidade na determinação da massa específica real dos grãos, configurando-se como uma alternativa eficiente em comparação aos métodos tradicionais.

Neste trabalho, foi desenvolvido o picnômetro a gás utilizando um sensor de pressão, aliado a um software para análise dos dados obtidos. O uso desse dispositivo poderá trazer benefícios à instituição, sobretudo em pesquisas voltadas à síntese e caracterização de materiais.

2 MATERIAL E MÉTODOS

Para a execução do estudo, as amostras foram preparadas conforme os procedimentos estabelecidos na NBR 6458. Em seguida, foram realizados ensaios para a determinação da massa específica real dos grãos, empregando dois métodos distintos: o picnômetro de vidro e o picnômetro a gás. O ensaio com picnômetro de vidro foi conduzido segundo as recomendações da NBR 6458, enquanto o ensaio com picnômetro a gás foi realizado de acordo com os critérios estabelecidos na NBR ISO 12154.

Os resultados obtidos pelo picnômetro de vidro foram comparados com os do picnômetro a gás com o objetivo de avaliar a precisão, a repetibilidade e a consistência entre os métodos, considerando como parâmetro a média da massa específica real dos grãos. A análise estatística foi realizada por meio de testes de comparação, permitindo identificar diferenças significativas entre os resultados obtidos pelos dois métodos.

Foram realizadas a calibração do picnômetro a gás conforme as instruções do manual do fabricante, bem como a calibração dos picnômetros de vidro de acordo com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 6458.

3 FIGURAS E TABELAS



Figura 1. Picnometro de vidro



Figura 2. Compactação automática

Tabela 1. Comparativo entre métodos

Amostras	Pic. Vidro(g/cm³)	Pic. Gás (g/cm³)	Diferença
AM_01	2,908	2,922	0,014
AM_02	2,914	2,904	0,010
AM_03	2,884	2,886	0,002
AM_04	2,808	2,807	0,001
AM_05	2,914	2,912	0,002
AM_06	2,866	2,866	0,000
AM_07	2,871	2,878	0,007
AM_08	2,839	2,830	0,009
AM_09	2,836	2,826	0,010
AM_10	2,838	2,828	0,010

4 EQUAÇÕES

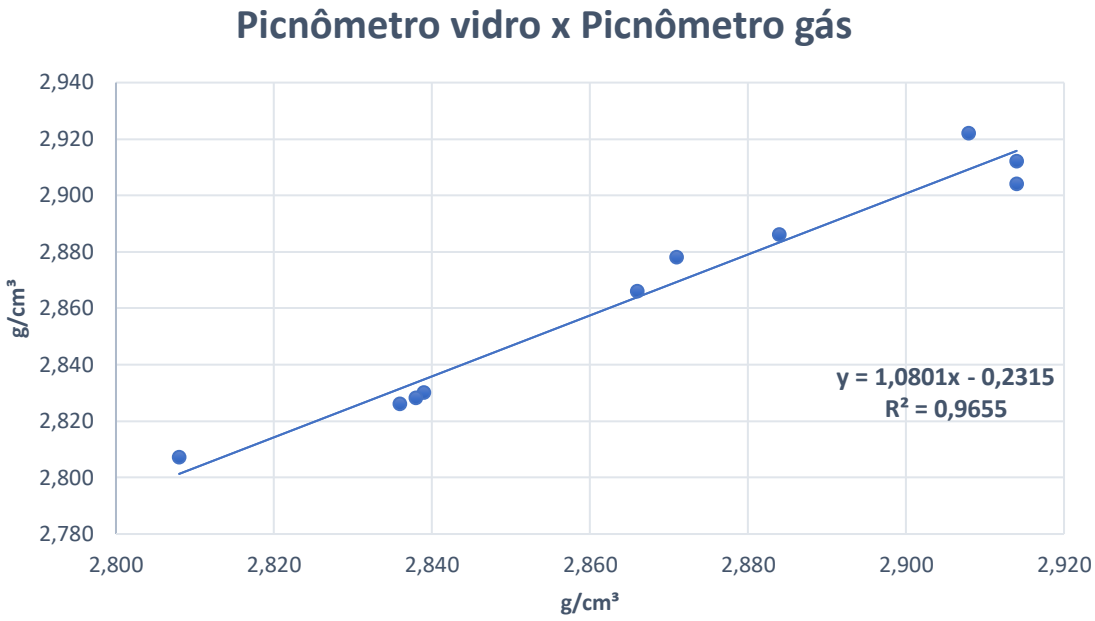


Gráfico 1. Linha de tendência entre métodos

AGRADECIMENTOS

Como Laboratório de Controle Geotécnico da Samarco, agradecemos à equipe técnica, à Samarco, e aos parceiros pelo apoio e confiança.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

SAFF ENGENHARIA, *Pilhas de rejeito e estéril*. Disponivel em: <https://saffengenharia.com.br/pilhas- de-esteril-e-rejeito-devemos-nos-preocupar-com-elas/>. Acesso em: 01 set. 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/COBRAMSEG2026.1/50

Integração entre PAEBM, PNSB e o GISTM: Avanços e Lacunas na Governança da Segurança de Barragens de Mineração no Brasil

Danilo Manata Eloi
Senior Geotechnical Consultant, WSP Canada, Vancouver, Canada, danilo.eloi@wsp.com

Michelle Cristina dos Reis Braga
Analista de Gestão de Riscos Sênior, Vale S.A., Belo Horizonte, Brasil, michelle.braga@vale.com

RESUMO: Os recentes desastres envolvendo barragens de mineração no Brasil impulsionaram mudanças significativas no arcabouço regulatório voltado à gestão de segurança e emergência, ampliando a abrangência do Plano de Ação de Emergência para Barragens de Mineração (PAEBM) e fortalecendo a governança institucional prevista na Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB). Paralelamente, o Global Industry Standard on Tailings Management (GISTM), especialmente em seu Pilar 3, Governança Eficaz, estabelece diretrizes internacionais que enfatizam independência técnica, transparência e participação das partes interessadas. Este artigo apresenta uma análise comparativa entre PAEBM, PNSB e GISTM, com foco na governança de emergência e na capacidade institucional de empreendedores, órgãos fiscalizadores e defesas civis. Com base na legislação brasileira atualizada e nos princípios do GISTM, avaliam-se convergências e divergências relacionadas à classificação de risco, monitoramento, estudos de inundação, comunicação de risco e sistemas de alerta. Os resultados indicam avanços regulatórios relevantes após os rompimentos de Fundão e B1, mas evidenciam desafios persistentes quanto à efetividade da governança, capacitação institucional, participação comunitária e mecanismos de responsabilização. São propostas recomendações para aproximar as práticas nacionais dos padrões internacionais e fortalecer a prevenção de desastres.

PALAVRAS-CHAVE: GISTM, PAEBM, PNSB, Mineração, Segurança, Governança

ABSTRACT: Recent disasters involving mining tailings dams in Brazil have driven significant changes in the regulatory framework for safety and emergency management, expanding the scope of the Emergency Action Plan for Mining Dams (PAEBM) and strengthening the institutional governance established by the National Dam Safety Policy (PNSB). In parallel, the Global Industry Standard on Tailings Management (GISTM), particularly its Pillar 3—Effective Governance, establishes international guidelines that emphasize technical independence, transparency, and stakeholder engagement. This paper presents a comparative analysis of the PAEBM, PNSB, and GISTM, focusing on emergency governance and the institutional capacity of operators, regulators, and civil defense agencies. Based on the updated Brazilian legislation and the principles of the GISTM, the study evaluates areas of convergence and divergence related to risk classification, monitoring, inundation studies, risk communication, and warning systems. The results indicate relevant regulatory advances following the Fundão and B1 failures, but also reveal persistent challenges related to governance effectiveness, institutional capacity, community participation, and accountability mechanisms. Recommendations are proposed to better align national practices with international standards and to strengthen disaster prevention.

KEYWORDS: GISTM, PAEBM, PNSB, Mining, Safety, Governance

1 INTRODUÇÃO

A governança da segurança de barragens de mineração no Brasil tem sido historicamente marcada por avanços normativos relevantes, mas também por lacunas estruturais que se tornaram evidentes diante de eventos catastróficos. A criação da Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), por meio da Lei nº 12.334/2010 (Brasil, 2010), representou um marco inicial ao estabelecer diretrizes gerais para a gestão de risco, a classificação de estruturas e a definição de responsabilidades do empreendedor e dos órgãos fiscalizadores. Contudo, seu desenho institucional refletia um contexto anterior aos grandes desastres recentes, caracterizado por baixa integração entre instituições, ausência de mecanismos robustos de governança preventiva e limitada capacidade operacional dos entes públicos responsáveis pela fiscalização e resposta a emergências (ANA, 2021; Bowker & Chambers, 2017).

Os rompimentos das barragens de Fundão, em Mariana (2015), e da barragem B1, em Brumadinho (2019), constituíram pontos de inflexão nesse cenário. Ambos os eventos expuseram fragilidades profundas na caracterização geotécnica dos depósitos, na interpretação de dados de monitoramento, na comunicação de risco com comunidades potencialmente afetadas e na articulação entre empreendedor, órgãos ambientais, Agência Nacional de Mineração (ANM) e defesas civis. Além das perdas humanas e ambientais, esses desastres evidenciaram a insuficiência dos instrumentos normativos existentes para garantir níveis adequados de prevenção, preparação e resposta, desencadeando uma reestruturação regulatória sem precedentes no país (Morgenstern et al., 2016; Robertson et al., 2019).

Nesse contexto, a Lei nº 14.066/2020 introduziu mudanças substanciais na PNSB, ampliando obrigações do empreendedor, reforçando penalidades administrativas e criminais, aprimorando critérios de classificação de risco e dano potencial associado e, de forma emblemática, proibindo o alteamento a montante, técnica associada a maior suscetibilidade à liquefação e presente nos dois rompimentos (Brasil, 2020; ICOLD, 2018). A lei também buscou fortalecer a governança institucional ao exigir maior transparência, padronização de informações e integração entre órgãos públicos, embora sua efetividade dependa da capacidade operacional e financeira das instituições envolvidas (ANA, 2021).

A consolidação desse movimento regulatório ganhou novo impulso com a Resolução ANM nº 220/2025, que atualizou de maneira abrangente os requisitos para o Plano de Ação de Emergência para Barragens de Mineração (ANM, 2025). Entre os avanços, destacam-se a padronização dos estudos de inundação, a definição de critérios mínimos para sistemas de alerta, a obrigatoriedade de rotinas de comunicação com comunidades e autoridades locais e a formalização de mecanismos de articulação entre empreendedores e defesas civis. A resolução também reforça a integração entre monitoramento geotécnico, gestão de risco e planejamento de emergência, aproximando o arcabouço brasileiro de práticas internacionais contemporâneas.

Em paralelo, o cenário internacional passou por transformações relevantes após o desastre de Brumadinho, culminando na publicação do Global Industry Standard on Tailings Management (GISTM), em 2020, resultado de uma iniciativa conjunta do International Council on Mining and Metals (ICMM), do United Nations Environment Programme (UNEP) e dos Principles for Responsible Investment (PRI). O GISTM estabelece 15 princípios e 77 requisitos voltados à gestão segura de estruturas de rejeitos ao longo de todo o seu ciclo de vida, com ênfase na governança corporativa, independência técnica, transparência e engajamento social (ICMM, UNEP & PRI, 2020).

Apesar desses progressos, a evolução normativa brasileira permanece marcada por um caráter predominantemente reativo, frequentemente impulsionado por eventos extremos e pela necessidade de recompor a confiança social. A governança da segurança de barragens ainda enfrenta desafios significativos, como a assimetria de informações entre atores, a insuficiência de recursos técnicos e financeiros para a implementação plena do PAEBM, a baixa participação comunitária nos processos decisórios e a dificuldade de harmonizar práticas nacionais com padrões globais, como o GISTM (Bowker & Chambers, 2017; ICMM et al., 2020). Nesse sentido, compreender a trajetória regulatória e institucional do país é fundamental para

avaliar a maturidade atual do sistema, identificar lacunas persistentes e orientar recomendações que fortaleçam a prevenção, a resiliência e a transparência na gestão de barragens de mineração.

Diante desse contexto, o presente trabalho adota uma abordagem de análise comparativa documental entre o arcabouço regulatório brasileiro, representado pela PNSB e pelo PAEBM, e o Global Industry Standard on Tailings Management (GISTM). A análise concentra-se nos aspectos de governança técnica, independência profissional, participação social e integração entre gestão de risco e planejamento de emergência. A partir da revisão de instrumentos legais, resoluções regulatórias e diretrizes internacionais, busca-se identificar convergências, divergências e lacunas estruturais, contribuindo para a compreensão do nível de maturidade do sistema brasileiro e para a formulação de recomendações alinhadas às melhores práticas internacionais de segurança de barragens de mineração.

2 INTERFACES TÉCNICAS E OPERACIONAIS ENTRE PAEBM, PNSB E O GISTM

A articulação entre o marco regulatório brasileiro e os padrões internacionais de gestão de rejeitos revela um cenário complexo, no qual avanços normativos convivem com lacunas estruturais que limitam a convergência plena entre práticas nacionais e diretrizes globais. Embora o PAEBM, a PNSB e o GISTM compartilhem o objetivo comum de reduzir riscos e fortalecer a governança da segurança de barragens, suas abordagens diferem em escopo, profundidade e maturidade institucional. A análise comparativa desses instrumentos evidencia tanto pontos de alinhamento quanto divergências relevantes, especialmente no que se refere à governança técnica, à independência profissional e à participação social.

O GISTM, publicado em 2020, estabelece um conjunto abrangente de 77 requisitos distribuídos em 15 princípios e seis tópicos, com destaque para o Pilar 3, Governança Eficaz. Esse pilar enfatiza estruturas organizacionais claras, independência técnica, mecanismos de supervisão e transparência ativa. Já o arcabouço brasileiro, composto pela PNSB (Lei nº 12.334/2010), suas alterações pela Lei nº 14.066/2020 e regulamentações como a Resolução ANM nº 220/2025, concentra-se na classificação de risco e dano potencial associado, na fiscalização estatal e na estruturação de instrumentos de emergência, como o PAEBM. Assim, enquanto o GISTM adota uma abordagem sistêmica e preventiva, o marco nacional mantém foco mais operacional e, historicamente, reativo, orientado para cenários de ruptura e resposta emergencial.

Entre as convergências mais relevantes, destaca-se a adoção de critérios de classificação de risco e dano potencial associado, presentes tanto na PNSB quanto nos requisitos de caracterização e avaliação de risco do GISTM. Os estudos de inundação, os cenários de ruptura e os sistemas de monitoramento e alerta também constituem elementos centrais em ambos os instrumentos. A Resolução ANM nº 220/2025, ao padronizar diretrizes para estudos de inundação e sistemas de alerta, aproxima-se de práticas recomendadas internacionalmente, reforçando a necessidade de comunicação tempestiva e eficaz com comunidades potencialmente afetadas. A ênfase na transparência e na comunicação de risco, presente no GISTM, encontra eco nas exigências brasileiras de divulgação de informações e interação com defesas civis e autoridades locais.

Entretanto, quando se analisam aspectos estruturais de governança, as diferenças tornam-se mais evidentes. O GISTM incorpora a segurança de barragens dentro de um sistema integrado de gestão de risco corporativo, com responsabilidades explícitas para a alta administração, conselhos de administração e estruturas independentes de supervisão. No modelo brasileiro, a governança é predominantemente centrada na responsabilização legal do empreendedor e na fiscalização estatal, com menor ênfase em mecanismos internos de governança corporativa e accountability técnica contínua.

Essa diferença de enfoque se reflete também na participação de comunidades e stakeholders. O GISTM exige processos estruturados de engajamento, consulta e inclusão social, com mecanismos formais de registro, resposta e acompanhamento. No Brasil, embora o PAEBM preveja interação com comunidades e defesas civis, não há diretrizes nacionais padronizadas para engajamento comunitário contínuo, resultando em práticas

heterogêneas e, muitas vezes, insuficientes para construir confiança social ou garantir participação efetiva nos processos decisórios.

Apesar dessas aproximações, persistem divergências estruturais que dificultam a harmonização entre os instrumentos. Uma das mais relevantes refere-se à independência técnica e ao papel do Engineer of Record (EoR). Embora o Brasil exija responsáveis técnicos habilitados para as atividades de projeto, operação e monitoramento de barragens, não existe uma figura institucional plenamente equivalente ao EoR, tal como definido pelo GISTM. Na prática, muitos empreendimentos contam com profissionais ou consultorias que desempenham funções semelhantes, porém a legislação brasileira não assegura a esses agentes a independência decisória, a autoridade técnica e o respaldo institucional necessários para uma governança robusta e livre de conflitos de interesse.

Essa fragilidade decorre, em grande medida, da assimetria de poder entre áreas de engenharia e áreas operacionais dentro das mineradoras, o que pode limitar a autonomia do responsável técnico na tomada de decisões críticas. Além disso, não existem mecanismos formais que protejam o profissional contra pressões operacionais, restrições orçamentárias ou conflitos corporativos, elementos que o GISTM busca mitigar ao estabelecer o EoR como uma função independente, com autoridade explícita e suporte institucional garantido. A ausência de instâncias de supervisão técnica contínua, para além das atribuições regulatórias dos conselhos profissionais, reforça esse vazio institucional e reduz a força decisória do responsável técnico em comparação com padrões internacionais.

Outra diferença importante diz respeito aos requisitos de transparência e divulgação pública de informações. O GISTM estabelece obrigações amplas de disclosure, incluindo dados de monitoramento, relatórios de auditoria, avaliações de risco e planos de gestão. No Brasil, embora existam exigências de divulgação de informações e classificação de barragens, a padronização, a acessibilidade e a atualização desses dados ainda variam entre empreendimentos e regiões, o que limita a transparência e a comparabilidade das informações.

As diferenças também se manifestam na forma como cada instrumento trata o ciclo de vida das barragens. O PAEBM possui foco predominantemente emergencial, voltado para cenários de ruptura e resposta a desastres, enquanto a PNSB estabelece diretrizes gerais de segurança ao longo da operação. O GISTM, por sua vez, adota uma abordagem integral, abrangendo desde a caracterização geotécnica e o projeto até o fechamento e o pós-fechamento, integrando governança, gestão de risco, aspectos sociais e ambientais em um único sistema.

Dessa forma, a análise comparativa evidencia que, embora o arcabouço regulatório brasileiro tenha evoluído de maneira significativa, sua convergência com o GISTM ainda depende de aprimoramentos institucionais, normativos e operacionais. O fortalecimento da independência técnica, a estruturação de mecanismos de governança corporativa, a padronização de processos de participação social e a ampliação da transparência pública emergem como elementos centrais para a consolidação de um sistema de governança preventiva, alinhado às melhores práticas internacionais

3 DESAFIOS PERSISTENTES NA IMPLEMENTAÇÃO E EFETIVIDADE DA GOVERNANÇA DE EMERGÊNCIA

Apesar dos avanços normativos observados na última década, a implementação efetiva da governança de emergência em barragens de mineração no Brasil continua marcada por desafios estruturais, operacionais e institucionais. As lições extraídas dos rompimentos de Fundão (2015) e B1 (2019) evidenciam que a mera existência de instrumentos legais e planos formais não garante, por si só, a prevenção de desastres ou a capacidade de resposta adequada. Persistem fragilidades que comprometem a efetividade do PAEBM, a articulação entre atores e a consolidação de uma cultura de segurança robusta.

A análise comparativa apresentada no tabela 1 evidencia que, embora o arcabouço brasileiro tenha avançado na padronização de estudos de inundação, sistemas de alerta e mecanismos de comunicação, permanecem diferenças estruturais relevantes em relação ao GISTM, especialmente no que se refere à independência técnica, governança corporativa, participação social e transparência pública. Essas lacunas ajudam a explicar por que, mesmo com instrumentos normativos mais robustos, a efetividade da governança de emergência ainda encontra obstáculos significativos no contexto brasileiro.

Tabela 1. Comparação entre o PAEBM, a PNSB e o GISTM nos aspectos de governança e gestão de emergência

Critério	PNSB (Lei 12.334/2010 e Lei 14.066/2020)	PAEBM (Resolução ANM nº 220/2025)	GISTM (2020)
Escopo principal	Gestão de segurança, classificação de risco e responsabilidades do empreendedor	Preparação, resposta e comunicação em cenários de emergência	Governança integral do ciclo de vida das estruturas de rejeitos
Abordagem predominante	Regulatório, com foco em controle e fiscalização	Operacional e emergencial	Sistêmica e preventiva
Classificação de risco e dano potencial	Prevista como elemento central da política	Utilizada como base para definição de níveis de emergência	Integrada à avaliação de riscos e consequências ao longo do ciclo de vida
Sistemas de monitoramento e alerta	Exigência geral de monitoramento pelo empreendedor	Definição de critérios mínimos para sistemas de alerta e comunicação	Monitoramento contínuo integrado à gestão de risco e tomada de decisão
Integração com defesa civil	Prevista de forma geral	Articulação formal entre empreendedor e defesas civis municipais e estaduais	Integração com autoridades e comunidades como parte da governança social
Participação comunitária	Não possui diretrizes detalhadas e padronizadas	Prevê comunicação com comunidades, mas sem modelo nacional uniforme de engajamento	Exige processos estruturados de engajamento, consulta e participação contínua
Governança corporativa	Foco na responsabilização legal do empreendedor	Não trata diretamente de governança corporativa	Exige envolvimento da alta gestão e conselhos de administração
Independência técnica	Responsáveis técnicos obrigatórios, mas sem mecanismos formais de autonomia institucional	Não aborda independência técnica de forma estruturada	Exige independência técnica, supervisão e mecanismos de controle de conflitos de interesse
Figura do EoR	Não há previsão formal do Engineer of Record	Não prevista	EoR definido como função técnica central e independente

Ciclo de vida da barragem	Enfoque predominante na fase operacional e de segurança geral	Foco em cenários de ruptura e resposta emergencial	Abordagem completa: projeto, construção, operação, fechamento e pós-fechamento
Integração entre gestão de risco e emergência	Parcial, com instrumentos separados	Integra monitoramento, estudos de inundação e resposta emergencial	Integra caracterização geotécnica, governança, risco e resposta em um único sistema
Caráter normativo	Obrigatório, com força de lei federal	Obrigatório para barragens de mineração reguladas pela ANM	Voluntário, mas adotado por empresas, investidores e padrões ESG globais

Os desastres de Mariana e Brumadinho revelaram falhas críticas em múltiplas dimensões. No campo técnico, destacaram-se deficiências no monitoramento e na interpretação de dados, incluindo leituras piezométricas, análises de estabilidade e sinais precursores que não foram adequadamente reconhecidos ou comunicados. Em ambos os casos, a ausência de uma cultura de risco consolidada contribuiu para a normalização de desvios operacionais e para a subestimação de anomalias. No âmbito social, observou-se comunicação deficiente com comunidades potencialmente afetadas, marcada por baixa transparência, linguagem técnica pouco acessível e ausência de processos participativos estruturados. Esses elementos, combinados, resultaram em respostas tardias, descoordenação institucional e impactos humanos e ambientais de grande magnitude.

Um desafio crítico refere-se à articulação entre empreendedor, ANM e defesas civis, que ainda é marcada por assimetrias de informação, fluxos de comunicação pouco padronizados e ausência de protocolos integrados de tomada de decisão. A complexidade técnica dos estudos de inundação, que exigem modelagens hidrodinâmicas avançadas, dados topográficos de alta resolução e atualizações periódicas, também representa um obstáculo, sobretudo quando empreendedores e órgãos públicos possuem capacidades técnicas desiguais. Em muitos casos, a atualização desses estudos não acompanha a evolução das condições operacionais da barragem, gerando descompasso entre o risco real e o risco formalmente comunicado.

A baixa participação comunitária e a falta de confiança social constituem outro ponto sensível. Conforme indicado no tabela 1, o GISTM estabelece requisitos formais de engajamento contínuo com comunidades e stakeholders, enquanto o PAEBM prevê predominantemente ações de comunicação associadas a cenários de emergência. Na prática, esse modelo tende a resultar em interações pontuais, frequentemente marcadas por linguagem técnica e pouca abertura para diálogo efetivo. A assimetria de informações entre atores, na qual o empreendedor detém conhecimento técnico detalhado, enquanto comunidades e autoridades locais possuem acesso limitado a esses dados, reforça essa distância e dificulta a construção de uma governança verdadeiramente compartilhada.

No âmbito corporativo, persistem desafios relacionados à governança interna e à responsabilização técnica. Conforme discutido na análise comparativa, a ausência de mecanismos formais de independência técnica limita a autonomia dos responsáveis pela segurança das barragens, especialmente em contextos de pressão por metas operacionais, restrições orçamentárias ou conflitos de interesse. A inexistência de uma figura institucional equivalente ao Engineer of Record, com autoridade técnica explícita e proteção organizacional, reduz a capacidade de tomada de decisão baseada exclusivamente em critérios de segurança.

Um aspecto adicional refere-se à centralização normativa no âmbito federal brasileiro. A PNSB e suas regulamentações são aplicadas de forma uniforme em todo o território nacional, sem considerar plenamente as diversidades sociais, culturais, geológicas, ambientais e climáticas que caracterizam as diferentes regiões do país. Essa abordagem contrasta com modelos descentralizados, como o canadense, no qual províncias

possuem autonomia regulatória, permitindo adaptações às especificidades locais e maior flexibilidade na implementação de políticas de segurança. No Brasil, a ausência de mecanismos regionais de adaptação normativa pode resultar em planos de emergência pouco aderentes às realidades locais, reduzindo sua efetividade prática e dificultando a integração com estruturas municipais e estaduais.

Outro desafio relevante diz respeito à capacidade institucional dos entes públicos responsáveis pela gestão de emergências. As defesas civis municipais, frequentemente posicionadas na linha de frente da resposta, enfrentam limitações de recursos, infraestrutura e capacitação técnica. Essa realidade compromete a implementação plena do PAEBM, especialmente em regiões com menor capacidade administrativa e financeira. A assimetria de recursos e conhecimentos entre empreendedores e órgãos públicos contribui para a dependência excessiva das estruturas corporativas, o que pode fragilizar a autonomia das ações de emergência.

Assim, embora o arcabouço regulatório brasileiro tenha avançado de forma significativa, a efetividade da governança de emergência ainda depende da superação de desafios relacionados à capacidade institucional, à integração entre atores, à participação social, à independência técnica e à adaptação normativa às realidades regionais. A análise comparativa sintetizada no tabela 1 demonstra que a aproximação entre o modelo brasileiro e os princípios do GISTM exige não apenas ajustes normativos, mas também transformações institucionais e culturais, capazes de converter avanços legais em práticas concretas de prevenção, transparência e resiliência.

4 CONCLUSÃO

A análise integrada entre o PAEBM, a PNSB e o GISTM evidencia que a governança da segurança de barragens de mineração no Brasil avançou de maneira significativa na última década, impulsionada sobretudo pelos desastres de Fundão e B1, que expuseram fragilidades estruturais e catalisaram mudanças regulatórias profundas. A ampliação das responsabilidades do empreendedor, a atualização dos requisitos de emergência, a padronização de estudos de inundação e a incorporação de mecanismos mais robustos de comunicação de risco demonstram um esforço consistente para fortalecer a prevenção e a resposta a emergências. No entanto, a análise comparativa apresentada no Quadro 1 indica que a convergência entre práticas nacionais e padrões globais ainda se encontra em processo de maturação.

Entre as lacunas mais relevantes, destaca-se a ausência de mecanismos formais de independência técnica equivalentes ao papel do Engineer of Record, conforme estabelecido pelo GISTM. Embora o Brasil conte com responsáveis técnicos habilitados, a inexistência de dispositivos institucionais que assegurem autonomia decisória, continuidade técnica e proteção organizacional limita a consolidação de uma governança plenamente preventiva. A experiência internacional demonstra que a efetividade do EoR não depende apenas da qualificação técnica, mas também da autoridade formal, da rastreabilidade das decisões e da capacidade de atuar como guardião da integridade da estrutura ao longo de todo o seu ciclo de vida.

Outro aspecto crítico refere-se à capacidade institucional dos atores públicos envolvidos na gestão de emergências. As defesas civis municipais, frequentemente responsáveis pela linha de frente da resposta, enfrentam limitações de recursos, infraestrutura e capacitação técnica, o que compromete a implementação plena do PAEBM. A assimetria de informações entre empreendedores, órgãos fiscalizadores e comunidades reforça essas dificuldades e evidencia a necessidade de mecanismos de transparência ativa, comunicação acessível e participação social contínua, elementos centrais no GISTM, mas ainda incipientes no contexto nacional.

A análise também demonstra que a centralização normativa no âmbito federal, embora importante para garantir coerência regulatória, apresenta limitações quando confrontada com a diversidade social, geológica, ambiental e institucional do território brasileiro. A comparação com modelos descentralizados, como o

canadense, sugere que arranjos com maior flexibilidade regional podem favorecer maior aderência prática, sensibilidade às especificidades locais e integração mais efetiva entre instrumentos de emergência e realidades institucionais.

De forma geral, a comparação entre o arcabouço brasileiro e o GISTM indica que a evolução normativa recente representa um avanço significativo, porém ainda insuficiente para assegurar uma governança plenamente preventiva e integrada. O fortalecimento de mecanismos formais de independência técnica, a ampliação da transparência pública, a estruturação de processos consistentes de participação comunitária e o reforço da capacidade institucional dos entes públicos emergem como elementos centrais para o aprimoramento do sistema.

Nesse contexto, a aproximação progressiva entre o modelo brasileiro e os princípios do GISTM não deve ser entendida apenas como um exercício de conformidade normativa, mas como uma oportunidade de transformação estrutural da governança de barragens no país. A consolidação de uma cultura de segurança baseada em independência técnica, integração entre atores e construção de confiança social constitui passo essencial para a transição de um modelo predominantemente reativo para um sistema efetivamente preventivo, resiliente e transparente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANM – Agência Nacional de Mineração (2025). Resolução ANM nº 220/2025. Dispõe sobre o Plano de Ação de Emergência para Barragens de Mineração (PAEBM).

ANA – Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (2021). Relatório de Segurança de Barragens 2020. Brasília: ANA.

Bowker, L. N., & Chambers, D. M. (2017). In the dark shadow of the supercycle tailings failures. Resources Policy, 51, 281–292.

Brasil (2010). Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. Institui a Política Nacional de Segurança de Barragens.

Brasil (2020). Lei nº 14.066, de 30 de setembro de 2020. Altera a Política Nacional de Segurança de Barragens.

ICMM, UNEP, PRI (2020). Global Industry Standard on Tailings Management. London: ICMM.

ICOLD (2018). Tailings Dams: Risk of Dangerous Occurrences. Bulletin 139. Paris: International Commission on Large Dams.

Morgenstern, N. R., Vick, S. G., Viotti, C. B., & Watts, B. D. (2016). Fundão Tailings Dam Review Panel Report. Independent Panel.

Robertson, P. K., de Melo, L., Williams, D. J., & Wilson, G. W. (2019). Report of the Expert Panel on the Technical Causes of the Failure of Feijão Dam I.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/51

LGPD e Segurança de Barragens: Desafios Normativos e Boas Práticas na Governança de Dados dos Planos de Ação de Emergência

Michelle Cristina dos Reis Braga
Analista de Gestão de Riscos Sênior, Vale, Belo Horizonte, Brasil, michelle.braga@vale.com

Henrique Rocha Ribeiro
Analista de Sustentabilidade Master, Vale, Nova Lima, Brasil, henrique.ribeiro7@vale.com

Augusto Otavio Simeone Henriques
Coordenador de Socioeconomia, Vale, Nova Lima, Brasil, augusto.henriques@vale.com

RESUMO: A Lei Geral de Proteção de Dados (LGPD) impõe diretrizes rigorosas para a coleta, tratamento e armazenamento de dados pessoais, impactando diretamente a elaboração e divulgação dos Planos de Ação de Emergência (PAEs). Este artigo investiga, sob a perspectiva da governança de riscos, como os requisitos de proteção de dados influenciam a qualidade, a efetividade e a transparência dos PAEs em diferentes setores como indústria, geração hidrelétrica, abastecimento de água e mineração. Discute-se, ainda, como tais setores podem conciliar as exigências da LGPD com as normas específicas de segurança de barragens, especialmente nas fases de definição das bases de dados sociais, comunicação com populações vulneráveis e estratégias de divulgação pública. A pesquisa adotou como metodologia o mapeamento das legislações aplicáveis às barragens, a análise comparativa intersetorial e apresentação de exemplos práticos aplicados no setor de mineração. Foram mapeadas e analisadas criticamente uma série de boas práticas, tais como: segregação entre versões pública e operacional, consultas comunitárias com registro mínimo e anonimização de dados. Como contribuição científica, o estudo propõe medidas para conciliar segurança e privacidade, apontando caminhos para a harmonização entre proteção de dados e transparência dos PAEs. Os resultados ampliam o debate técnico da gestão de riscos de barragens e da privacidade de dados, contribuindo para o aprimoramento de políticas públicas e práticas empresariais.

PALAVRAS-CHAVE: PAE, Plano de Ação para Emergência para Barragens, Dados Sociais, Lei Geral de Proteção de Dados, Transparência.

ABSTRACT: The Brazilian General Data Protection Law (LGPD) establishes strict guidelines for the collection, processing, and storage of personal data, directly affecting the development and disclosure of Emergency Action Plans (EAPs). This article investigates, from a risk governance perspective, how data protection requirements influence the quality, effectiveness, and transparency of EAPs across different sectors, including industry, hydropower generation, water supply, and mining. It also discusses how these sectors may reconcile the requirements of the LGPD with specific dam safety regulations, particularly in the stages involving the definition of social databases, communication with vulnerable populations, and public disclosure strategies. The research methodology comprised the mapping of legislation applicable to dams, intersectoral comparative analysis, and the presentation of practical examples applied in the mining sector. A set of good practices was identified and critically analyzed, including the segregation between public and operational versions of the plans, community consultations with minimum necessary records, and data anonymization. As a scientific contribution, the study proposes measures to reconcile safety and privacy, indicating pathways for harmonizing data protection and transparency in EAPs. The results broaden the technical debate on dam risk management and data privacy, contributing to the improvement of public policies and corporate practices.

KEYWORDS: PAE, Emergency Action Plan for Dams, Social Data, Brazilian General Data Protection Law, Transparency.

1 INTRODUÇÃO

A promulgação da Lei Geral de Proteção de Dados (LGPD) inaugurou uma nova etapa para órgãos públicos e setores produtivos no Brasil, ao estabelecer princípios rigorosos para o tratamento de informações pessoais. A LGPD reforça que qualquer coleta, armazenamento ou compartilhamento de dados deve observar critérios de necessidade, finalidade, proporcionalidade e segurança, exigindo que organizações mantenham governança sólida, controles de acesso e processos transparentes para garantir a proteção de direitos fundamentais. Esse arcabouço legal impacta diretamente instrumentos de planejamento e resposta a emergências, como os Planos de Ação de Emergência para Barragens (PAEs).

Na última década, o Brasil vivenciou um processo de fortalecimento das práticas de gestão de segurança e emergência de barragens em diversos setores, como indústria, geração hidrelétrica, abastecimento de água e mineração. Esse movimento resultou na modernização de parâmetros técnicos, na ampliação das exigências de monitoramento e na adoção de padrões internacionais de governança, com avanços na gestão de riscos e na transparência (IBRAM, 2024).

Nesse cenário, ganha relevância a convergência entre os requisitos de gestão de segurança e emergência de barragens e os princípios de privacidade de dados. A elaboração e implementação dos PAEs envolve informações pessoais de moradores, líderes comunitários e equipes de resposta. Esse processo exige que os operadores mantenham bases de dados atualizadas, porém estritamente limitadas ao necessário e que adotem mecanismos de proteção compatíveis com os riscos associados. A LGPD, portanto, não representa apenas um requisito jurídico, mas um componente indispensável para garantir confiança social, especialmente em regiões onde a relação entre comunidades e empreendimento depende da transparência e do acesso claro às informações de segurança.

Padrões internacionais, como o *Global Industry Standard on Tailings Management* (GISTM) reforçam a centralidade dessa abordagem baseada em pessoas. Embora desenvolvido para estruturas de rejeitos, o GISTM tornou-se referência global em governança, ao estabelecer que a comunicação com comunidades deve ser clara, inclusiva e orientada à proteção de direitos. Seus princípios, voltados à transparência, ao engajamento significativo e à responsabilização têm influenciado práticas de outros setores, estimulando, no Brasil, uma visão integrada que coloca as populações no centro da gestão de riscos.

A integração equilibrada entre proteção de dados, gestão de riscos, transparência e segurança estrutural é fundamental para aprimorar a governança de barragens, fortalecer políticas públicas e consolidar uma cultura de prevenção orientada à responsabilidade social, garantindo que as comunidades potencialmente afetadas recebam informações adequadas, seguras e transparentes, sem exposição indevida de seus dados pessoais.

Diante desse contexto, torna-se essencial compreender como os diferentes setores que operam barragens têm conciliado as exigências de proteção de dados pessoais com as normas técnicas e operacionais de segurança. Assim, o presente estudo visa comparar e analisar de que maneira esses setores integram os princípios da LGPD às práticas de gestão de riscos e aos Planos de Ação de Emergência (PAEs), identificando estratégias que equilibrem privacidade, transparência e comunicação eficaz com as comunidades. Ao mapear boas práticas e desafios recorrentes, a pesquisa busca contribuir para o aprimoramento de políticas públicas, fortalecer a governança setorial e apoiar a construção de uma cultura de prevenção que valorize tanto a segurança física quanto a proteção de direitos fundamentais.

No âmbito da engenharia geotécnica, este estudo sustenta que a governança de dados constitui dimensão técnico-operacional da segurança de barragens, ao influenciar diretamente a confiabilidade informacional dos PAEs, a comunicação com populações potencialmente afetadas e a efetividade da resposta emergencial. Sob essa perspectiva, o trabalho contribui para ampliar a compreensão da segurança de barragens ao incorporar a governança de dados como componente indissociável dos Planos de Ação de Emergência (PAEs). Diferentemente de abordagens centradas exclusivamente em parâmetros físicos, hidráulicos ou estruturais, o artigo evidencia que a confiabilidade dos levantamentos de dados sociais, a proteção dos dados pessoais e a organização dos fluxos de comunicação também condicionam a operacionalidade dos instrumentos de gestão de emergência. Como contribuição científica, o estudo demonstra que a proteção de dados deve ser compreendida não como exigência jurídica acessória, mas como componente estruturante da qualidade e da operacionalidade dos PAEs, interferindo diretamente na comunicação com populações potencialmente afetadas, na capacidade institucional de gestão do risco e, por consequência, na efetividade das medidas de resposta. Dessa forma, o trabalho reforça, no âmbito temático do evento, que a segurança de barragens deve

ser compreendida de maneira integrada, articulando estabilidade estrutural, planejamento de emergência e governança da informação.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

A Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), instituída pela Lei nº 12.334/2010 e modificada pela Lei nº 14.066/2020, estabelece o marco jurídico fundamental para gestão da segurança de barragens no Brasil. A lei federal determina que todas as barragens de mineração bem como as demais barragens (acumulação de água para quaisquer usos e resíduos industriais) classificadas como de médio e alto dano potencial associado ou alto risco devem dispor de um Plano de Ação de Emergência (PAE). Tal instrumento é essencial para orientar medidas de alerta, comunicação e evacuação das populações potencialmente afetadas em situações de emergência. Esta norma consolidou a responsabilidade dos empreendedores na prevenção de desastres e na transparência das informações relevantes à segurança pública, exigindo que o PAE esteja disponível no site do empreendedor, no SNISB, no empreendimento, nos órgãos de proteção e defesa civil dos municípios inseridos no mapa de inundação ou, na inexistência desses órgãos, na prefeitura municipal.

No setor de abastecimento de água e usos múltiplos, a Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA) exerce competência regulatória sobre barragens situadas em corpos hídricos de domínio da União. A regulamentação vigente (Resolução nº 265/2025) define expressamente em quais situações o PAE é obrigatório e determina que o documento seja articulado com órgãos de defesa civil, reforçando a necessidade de comunicação transparente e planejamento preventivo.

No âmbito da geração hidrelétrica, a Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL) regulamenta a segurança das barragens por meio da Resolução Normativa nº 1.064/2023, posteriormente ajustada pela REN nº 1.129/2025. Esta normativa determina expressamente quando os empreendedores devem elaborar o PAE e define seus componentes necessários, incluindo cenários de ruptura, fluxos de comunicação e articulação com a Defesa Civil. As revisões implementadas em 2025 reforçam ainda mais a necessidade de bases técnicas atualizadas, consolidando parâmetros como “área afetada” e “área de inundação” para a definição de cenários de emergência.

Já a regulamentação aplicada ao setor mineral, conduzida pela Agência Nacional de Mineração (ANM), apresenta elevado nível de detalhamento. A Resolução ANM nº 95/2022 estrutura os requisitos fundamentais para elaboração dos Planos de Segurança de Barragens (PSBs) e dos Planos de Ação de Emergência para Barragens de Mineração (PAEBMs). Em 2025, foi publicada a Resolução ANM nº 220/2025, que estará vigente a partir de 2027. Esta revisão introduziu novos conceitos técnicos, fluxos operacionais digitalizados e diretrizes modernizadas para o PAEBM. O normativo estabelece com precisão os casos em que o PAE é obrigatório e disciplina sua composição, destacando a importância de estudos de ruptura e mapas de inundação como elementos estruturantes da resposta emergencial.

Barragens industriais, de rejeitos, de resíduos ou associadas a processos produtivos encontram regulamentação robusta em Minas Gerais. A Política Estadual de Segurança de Barragens, instituída pela Lei nº 23.291/2019, estabelece que empreendimentos enquadrados em critérios de porte, potencial de dano ou composição do reservatório devem apresentar PAE como parte obrigatória do processo de licenciamento ambiental. O Estado abrange na política as barragens industriais e de água associadas à mineração, conferindo tratamento regulatório mais rigoroso a esse conjunto de estruturas.

O Decreto Estadual nº 48.078/2020, que regulamenta a lei mencionada, detalha minuciosamente os requisitos formais e técnicos do PAE, abrangendo desde a estruturação de sistemas de alerta sonoro e tecnológico com redundância até os procedimentos de realização de exercícios simulados. Esse decreto foi reforçado por alterações posteriores, como as promovidas pelos Decretos nº 48.454/2022 e nº 48.759/2024, que aprimoraram prazos, reforçaram competências institucionais e ajustaram critérios para análise e aprovação das cinco seções do PAE pela FEAM, IGAM, IEF, SEMAD, CEDEC, IEPHA e IMA. O conjunto normativo mineiro representa um dos modelos mais estruturados do país em termos de exigências para elaboração, revisão e divulgação de PAEs.

Em Minas Gerais, destaca-se a Resolução GMG nº 83/2024, onde a Coordenadoria Estadual de Defesa Civil (CEDEC) estabelece, dentre outros assuntos, as premissas a serem consideradas no cadastro da população inserida na Zona de Autossalvamento, a saber:

> Art. 68 Conforme inciso IX, do Art. 12 da Lei Federal n. 12.334/2010, deverá ser realizado o levantamento cadastral e mapeamento atualizado da população

existente na ZAS, incluindo a identificação de vulnerabilidades sociais. Parágrafo único. Os dados pessoais devem incluir as seguintes informações:

I - nome completo;
II - cadastro de pessoa física;
III - idade;
IV - filiação;
V - endereço completo: avenida, rua, travessa, beco, número, bairro, distrito, comunidade e cidade;
VI - coordenadas geográficas da residência (Datum Sirgas 2000) e data do cadastramento;
VII - eventuais comorbidades e dificuldades de locomoção.

Art. 69 É obrigatório o cadastro não apenas do morador titular do imóvel, mas também a inclusão dos dados pessoais de todos os residentes em cada residência, abrangendo idosos, adultos, crianças e pessoas com dificuldade de locomoção.

Art. 70 As pessoas que possuem dificuldade de locomoção, devem ser relacionadas por grau de prioridade para evacuação.

§ 1º O primeiro critério que deve ser levado em conta é o tempo de chegada da onda de rejeitos ou outro resíduo.

§ 2º Como critério adicional, deverá ser utilizado o tipo de comorbidade ou dificuldade de locomoção aliada ao recurso necessário para retirada da pessoa do local.

Art. 71 As informações pessoais, de acordo com o inciso III do artigo 6° da Lei Federal n. 12.527/2011, estão protegidas contra divulgação ou compartilhamento, exceto em situações de urgência e emergência, quando estritamente necessário e classificado com um grau de sigilo adequado pelas autoridades competentes (Resolução GMG nº 83/2024, pág. 20).

Em âmbito global, o GISTM, lançado em agosto de 2020, estabelece as melhores práticas na gestão de rejeitos englobando monitoramento, governança e transparência, sendo o primeiro padrão global do setor e um marco mundial para a segurança de barragens de rejeitos (GISTM, 2020).

Ao compilar esse conjunto normativo e de boas práticas, percebe-se que, embora cada setor possua suas especificidades, todos convergem na exigência de que o PAE seja um documento robusto, tecnicamente fundamentado e articulado com mecanismos de comunicação eficazes. Contudo, a elaboração e operação desses planos envolvem inevitavelmente o tratamento de dados pessoais e sensíveis, especialmente quando se trata da identificação de populações vulneráveis (levantamento de dados sociais), comunicação direta com moradores e divulgação do plano. É nesse ponto que a Lei Geral de Proteção de Dados (LGPD) torna-se componente transversal indispensável (Lei nº 13.709/2018 alterada pela Lei nº 13.853/2019).

A LGPD estabelece diretrizes para o tratamento de dados pessoais no Brasil, visando proteger os direitos de privacidade e liberdade dos indivíduos. A Lei contempla as etapas de coleta, armazenamento, compartilhamento e descarte, impondo obrigações específicas quanto à finalidade, necessidade, transparência e responsabilização, reafirmando que o tratamento desses dados deve ocorrer exclusivamente para fins legítimos e estritamente vinculados à proteção da vida e à mitigação de riscos.

Isso significa que os dados utilizados para a execução dos PAEs devem ser estritamente limitados ao necessário, protegidos por medidas técnicas e administrativas adequadas e acessados apenas por pessoas formalmente autorizadas. A proteção da privacidade não pode ser colocada em segundo plano, mesmo em contextos associados à segurança de barragens e à defesa civil, exigindo alto nível de governança por parte dos empreendedores, dos órgãos reguladores e órgãos de proteção e defesa civil.

A aplicação da LGPD aos PAEs revela desafios significativos, sobretudo diante das normas setoriais que exigem o mapeamento detalhado das populações vulneráveis, incluindo identificação nominal, endereço completo, coordenadas geográficas e informações sobre comorbidades e limitações de mobilidade. A citada Resolução GMG nº 83/2024, por exemplo, estabelece requisitos rigorosos para o levantamento de dados sociais da população da ZAS, ampliando o escopo de dados necessários para o planejamento de rotas de fuga, definição de prioridades de evacuação e protocolos de resposta. Ademais, as normas de segurança de barragens determinam transparência e ampla divulgação de informações que permitam às comunidades conhecer as medidas de autoproteção, tais como rotas de fuga e sistemas de alerta. Entretanto, a divulgação indiscriminada

de dados pessoais contraria diretamente a LGPD. Desta maneira, tal demanda cria tensionamentos entre a necessidade operacional de precisão nas informações e os princípios de minimização e proporcionalidade previstos na LGPD. Assim, a conformidade legal demanda, por exemplo, a produção de diferentes versões do PAE: uma para uso interno e restrito às autoridades competentes, contendo informações pessoais e operacionais completas, e outra para divulgação pública, desprovida de dados identificáveis, garantindo o equilíbrio entre segurança coletiva e privacidade individual.

3 METODOLOGIA

O estudo concentrou-se nos Planos de Ação de Emergência (PAEs) para barragens enquadradas na Política Nacional de Segurança de Barragens (Lei nº 12.334/2010 alterada pela Lei nº 14.066/2020), com foco em quatro setores: mineração, geração hidrelétrica, abastecimento de água e barragens industriais.

O artigo foi desenvolvido por meio de mapeamento das legislações aplicáveis às barragens, análise comparativa intersetorial e apresentação de exemplos práticos aplicados no setor de mineração, os quais permitiram confrontar os requisitos normativos com práticas efetivamente adotadas em campo.

A análise comparativa intersetorial baseou-se nas legislações aplicáveis à elaboração dos PAEs e foi estruturada a partir das seguintes dimensões:

- Regulatória (marco legal);
- Informacional (tipo de dado exigido, inclusive sensível);
- Operacional (uso dos dados para evacuação, alerta e comunicação);
- Transparência (publicidade do plano e divulgação digital);
- Governança (controle de acesso, segregação, segurança, auditoria).

Tais critérios de análise da revisão documental permitiram avaliar não apenas o grau de conformidade normativa entre os diferentes setores, mas também os *trade-offs* existentes entre a necessidade de detalhamento informacional para gestão de emergências e os princípios de minimização e proteção de dados pessoais, possibilitando uma análise crítica da aplicabilidade da LGPD no contexto da segurança de barragens. A partir deste panorama foram discutidos como os requisitos de proteção de dados influenciam a qualidade, a efetividade e a transparência dos PAEs nos diferentes setores.

Adicionalmente, a análise foi enriquecida com apresentação de evidências empíricas baseadas na experiência profissional e vivência técnica dos autores nas áreas de gestão de riscos, segurança de barragens e governança de dados, especialmente no contexto da elaboração, revisão e implementação de Planos de Ação de Emergência (PAEs) para barragens de mineração. Essa abordagem empírico-analítica possibilitou não apenas a interpretação crítica dos dispositivos legais, mas também a avaliação de sua aplicabilidade em cenários reais, considerando aspectos operacionais, desafios de implementação e soluções adotadas por empreendedores. Dessa forma, o estudo articula evidências práticas e fundamentação técnico-normativa, conferindo maior robustez às análises e fortalecendo a consistência das discussões e recomendações apresentadas.

Por fim, a partir da articulação entre comprovação empírica e aportes teóricos de autores da área, foram identificadas e sistematizadas boas práticas e recomendações capazes de contribuir para a compatibilização entre as exigências da LGPD e os requisitos normativos específicos da segurança de barragens. A identificação das boas práticas foi orientada por critérios analíticos previamente definidos, com o objetivo de assegurar consistência metodológica à análise. Foram consideradas como boas práticas as medidas que, simultaneamente, apresentaram: (i) aderência aos princípios da LGPD, especialmente finalidade, necessidade, segurança, transparência e responsabilização; (ii) viabilidade operacional no contexto dos Planos de Ação de Emergência, sem comprometer a efetividade das ações de alerta, comunicação e evacuação; (iii) potencial de redução de riscos associados à exposição indevida de dados pessoais e sensíveis; e (iv) possibilidade de replicação, com as devidas adaptações, nos diferentes setores analisados. A avaliação desses critérios foi realizada a partir da articulação entre revisão documental, análise comparativa das legislações setoriais, evidências empíricas oriundas da experiência profissional dos autores e exemplos práticos observados no setor de mineração.

A presente pesquisa baseou-se em fontes normativas e evidências documentais, não incluindo auditorias de campo ou avaliação quantitativa de desempenho de PAEs. Segue abaixo um fluxograma das etapas metodológicas descritas (Figura 1).

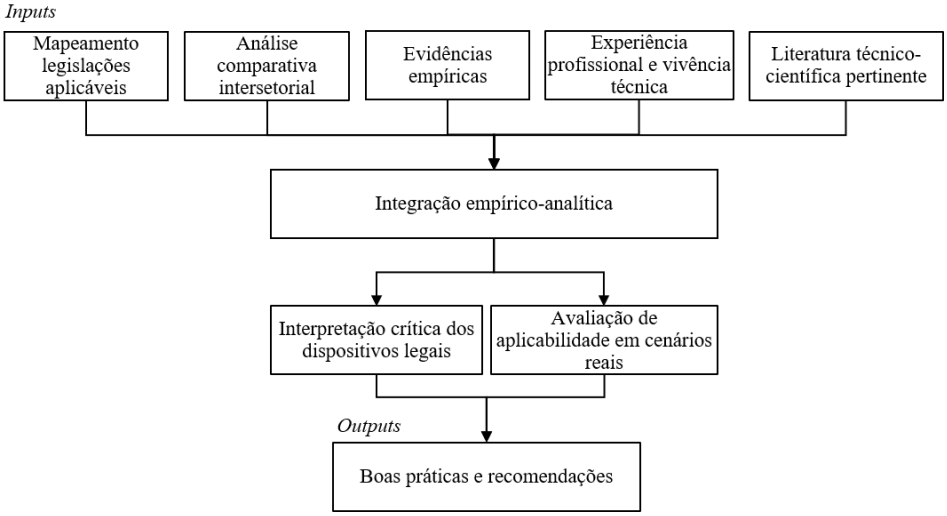


Figura 1. Fluxograma das etapas metodológicas adotadas no estudo. Fonte: Elaborado pelos autores.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Após o mapeamento das legislações aplicáveis aos Planos de Ação de Emergência (PAEs) para barragens, foi realizada análise comparativa das exigências legais para elaboração e divulgação do PAE de barragens dos diferentes setores (indústria, geração hidrelétrica, abastecimento de água e mineração) considerando as dimensões regulatória, informacional, operacional, transparência e governança. Os resultados encontram-se na Tabela 1.

Tabela 1. Análise comparativa setorial à luz da LGPD

Dimensão/Critério	Mineração	Geração hidrelétrica	Abastecimento de água / usos múltiplos	Barragens industriais (MG)	Leitura comparativa à luz da LGPD
Regulatória (Marco regulatório principal)	Resolução ANM nº 95/2022 e Resolução ANM nº 220/2025	Resolução Normativa ANEEL nº 1.064/2023 e nº 1.129/2025	Resolução ANA nº 265/2025	Lei nº 23.291/2019, Decreto nº 48.078/2020 e alterações;	Há base comum nacional na PNSB, mas o setor mineral e o modelo mineiro apresentam maior detalhamento normativo, com impactos mais intensos sobre coleta, guarda e circulação de dados pessoais
Informacional (Nível de detalhamento dos dados populacionais)	Elevado, sobretudo em Minas Gerais, com exigência de dados individualizados e georreferenciados para a ZAS	Intermediário, com foco em áreas afetadas, fluxos de alerta e articulação institucional	Tendência a comunicação contínua com comunidades, porém menor explicitação de cadastro social minucioso no texto normativo citado	Elevado em Minas Gerais, sobretudo quando articulado com exigências estaduais de resposta emergencial	Um dos principais pontos de tensão com a LGPD: quanto maior o detalhamento cadastral, maior o desafio de justificar necessidade, adequação e minimização dos dados
Operacional (Dados sensíveis: saúde, mobilidade, vulnerabilidades)	Relevância alta, especialmente para evacuação prioritária e definição de apoio a pessoas com dificuldade de locomoção	Relevância moderada, conforme necessidade operacional local	Relevância variável, dependendo das características das comunidades potencialmente afetadas	Relevância alta quando aplicadas as regras mineiras de cadastro de vulnerabilidades na ZAS	O tratamento de dados sensíveis exige proteção reforçada e base legal adequada, sobretudo quando envolve comorbidades, mobilidade reduzida e outras condições pessoais utilizadas para priorização de evacuação
Operacional (Comunicação com populações vulneráveis)	Prevista com alto grau de exigência, incluindo engajamento, comunicação prévia e simulados	Prevê planos de alerta integrados, simulados e articulação com Defesa Civil	Determina comunicação contínua com comunidades e Defesa Civil	Inclui simulados, visitas técnicas, sistemas redundantes de alerta e interação institucional	A LGPD influencia o modo como a comunicação é estruturada: os setores precisam informar e orientar sem divulgar dados identificáveis, o que favorece soluções por agrupamentos,

Dimensão/Critério	Mineração	Geração hidrelétrica	Abastecimento de água / usos múltiplos	Barragens industriais (MG)	Leitura comparativa à luz da LGPD
					mapas anonimizados e canais controlados
Transparência (Divulgação pública do PAE)	Divulgação de informações essenciais e submissão digital; necessidade de separar conteúdo público e conteúdo restrito	Exige disponibilização pública de informações de segurança	Exige publicação de mapas e alertas em meios oficiais	Exige divulgação de informações de segurança e uso de sistemas oficiais estaduais	A publicidade do PAE é exigida pela regulação de barragens, mas a LGPD impõe limites à exposição de dados pessoais, demandando segregação entre versão pública e versão operacional
Transparência (Sistemas digitais de submissão/publicação)	SIGBM e fluxos operacionais digitalizados	Sistemas e meios regulatórios do setor elétrico	Meios oficiais do setor hídrico e órgãos competentes	Uso do SEI e fluxos institucionais estaduais	A digitalização amplia rastreabilidade e padronização, mas também exige segurança da informação, controle de permissões, versionamento e políticas de retenção compatíveis com a LGPD
Governança (Controles de acesso e guarda da informação)	Tendencialmente mais robustos, mas dependentes de governança interna e integração entre áreas	Moderados a robustos, a depender da estrutura institucional do empreendedor	Variáveis; podem ser limitados por maturidade digital e capacidade institucional	Dependem fortemente da capacidade dos empreendedores e dos órgãos públicos estaduais/municipais	A efetividade da LGPD depende menos da existência formal da norma e mais da infraestrutura de TI, da rastreabilidade, do controle de acesso e da capacidade das instituições que operam o PAE

Fonte: Elaborado pelos autores.

A análise comparativa evidência que, embora os diferentes setores compartilhem a obrigação de estruturar PAEs compatíveis com a segurança de barragens, há diferenças relevantes quanto ao grau de detalhamento cadastral exigido, ao tratamento de dados sensíveis, aos mecanismos de comunicação com populações vulneráveis e às formas de divulgação pública dos planos. O setor de mineração, especialmente quando associado ao arcabouço regulatório de Minas Gerais, apresenta as maiores tensões com os princípios da LGPD, em razão da maior densidade de dados pessoais requeridos para a operacionalização do PAE. Em contrapartida, setores como geração hidrelétrica e abastecimento de água tendem a concentrar seus desafios na conciliação entre transparência pública e restrição de dados identificáveis. Em todos os casos, observa-se que a conformidade com a LGPD depende não apenas da interpretação normativa, mas também da maturidade institucional, da governança da informação e da capacidade tecnológica dos agentes envolvidos. O conflito central é o *trade-off* entre precisão operacional e proteção da privacidade: mais dados podem melhorar a resposta emergencial, mas ampliam riscos de exposição e não conformidade. A Tabela 2 apresenta a síntese dos principais pontos de tensão identificados por setor.

Tabela 2. Síntese dos principais pontos de tensão entre a LGPD e as legislações de barragens

Mineração	Geração hidrelétrica	Abastecimento de água / usos múltiplos	Barragens industriais (MG)
Levantamento de Dados Sociais detalhado de moradores, vulnerabilidades, dados sensíveis e ampla circulação operacional das informações	Equilíbrio entre publicidade das informações de segurança e restrição de dados pessoais	Garantir comunicação pública sem expor indivíduos em comunidades menores ou dispersas	Conciliação entre exigências estaduais detalhadas de cadastro e princípios de minimização/necessidade

Fonte: Elaborado pelos autores.

Os requisitos de proteção de dados introduzidos pela LGPD influenciam de forma direta a qualidade, a efetividade e a transparência dos Planos de Ação de Emergência (PAEs), ao redefinirem como as informações sociais são coletadas, tratadas e divulgadas nos diferentes setores que operam barragens. Do ponto de vista da qualidade, a exigência de minimização e finalidade impõe maior rigor na seleção dos dados coletados, evitando redundâncias, mas também criando o risco de insuficiência informacional para o planejamento de evacuação e priorização de grupos vulneráveis. Em termos de efetividade operacional, especialmente em setores como a mineração onde há maior complexidade e densidade de áreas potencialmente impactadas, a LGPD exige a implementação de controles de acesso, sistemas seguros e segregação de bases de dados, o que pode elevar a robustez da governança, mas também aumentar a complexidade operacional e os custos de implementação. Já

na perspectiva da transparência, os setores enfrentam o desafio de manter a ampla divulgação de informações essenciais à autoproteção das comunidades, conforme previsto nas legislações de segurança de barragens, sem expor dados pessoais, o que leva à adoção de versões públicas dos PAEs com informações anonimizadas ou agregadas.

A conciliação entre LGPD e normas setoriais ocorre, portanto, por meio de soluções técnicas e organizacionais, como a definição de bases legais adequadas (cumprimento de obrigação legal e proteção da vida), a segregação entre versões operacionais e públicas dos planos, a anonimização estruturada de dados e o fortalecimento da governança da informação. Contudo, essa conciliação não é homogênea entre os setores: enquanto a mineração e o setor hidrelétrico tendem a apresentar maior maturidade em estratégias de conformidade, devido ao maior rigor regulatório e escrutínio público, setores como abastecimento de água e estruturas industriais ainda enfrentam limitações institucionais e tecnológicas. Assim, a LGPD não apenas impõe restrições, mas atua como vetor de qualificação dos PAEs, ao introduzir a governança de dados como componente crítico da gestão de riscos em barragens.

Para além do setor mineral, observa-se que segmentos como geração hidrelétrica e abastecimento de água já incorporam estratégias de transparência compatíveis com a proteção de dados, por meio da divulgação, em canais oficiais, de informações essenciais à segurança (como mapas de inundação, alertas e orientações de autoproteção) sem individualização dos moradores potencialmente afetados. De modo convergente, no caso das barragens industriais em Minas Gerais, a exigência de sistemas institucionais para tramitação e divulgação de informações de segurança revela maior formalização dos fluxos informacionais, favorecendo o controle de acesso, a rastreabilidade e a circulação mais segura dos dados tratados.

A proteção de dados é não apenas possível, mas necessária no contexto de gestão de riscos de barragens. Neste sentido, a governança de dados nos PAEs deve ser estruturada a partir de práticas robustas que assegurem não apenas o cumprimento normativo, mas também a confiança das comunidades envolvidas. Isso implica a adoção de medidas como a definição clara das bases legais para o tratamento, especialmente o cumprimento de obrigação legal e a proteção da vida, o estabelecimento de políticas internas de retenção e descarte, além da aplicação de controles de acesso e criptografia. Ademais, é imprescindível que as mineradoras e órgãos públicos implementem processos de anonimização sempre que possível, reduzindo a exposição de dados sensíveis sem comprometer a funcionalidade dos planos. Órgãos como ANA, ANEEL, ANM e FEAM avançam continuamente na padronização de critérios de segurança, ao passo que a LGPD consolida o marco ético e jurídico para o tratamento responsável de informações pessoais. Nesse cenário, a governança de dados torna-se elemento central para a efetividade dos PAEs, contribuindo para políticas públicas mais consistentes e para a construção de relações de confiança entre empreendedores e comunidades potencialmente afetadas.

A relação entre LGPD e gestão de risco de barragens configura um aspecto crucial para a efetiva elaboração e operacionalização dos PAEs. Segundo a experiência profissional e a vivência acadêmica dos autores do presente artigo, diversas práticas já vêm sendo adotadas no setor mineral visando conciliar o cumprimento das obrigações legais, dentre as quais destacam-se:

(i) obtenção de termo de autorização e consentimento à utilização de dados sociais, explicitando a finalidade da coleta de cada dado bem como as premissas de armazenamento e descarte, indicando prazos;
(ii) limitar a coleta de dados sociais ao que é estritamente exigido;
(iii) correto armazenamento e controle de acesso aos dados pessoais, sendo restrito às equipes que atuam diretamente com a informação;
(iv) rotina de auditorias para checagem dos processos internos de segurança da informação e conformidade com LGPD;
(v) ampla divulgação e abordagem assertiva no momento da coleta de dados, gerando confiança por parte da população;
(vi) anonimização ou ocultação de dados, previamente à divulgação;
(vii) separação entre versões pública (com dados anonimizados) e operacional (versão completa) do PAE;
(viii) gestão documental eficiente, com checks periódicos das informações publicizadas;
(ix) realização de consultas comunitárias com registro mínimo necessário, como registros fotográficos que não exponham o rosto das pessoas;
(x) utilização de siglas para identificação de responsáveis técnicos pela elaboração dos planos;

(xi) uso de canais oficiais para comunicação com populações vulneráveis, tais como o site/redes sociais do empreendedor e dos órgãos de proteção de defesa civil;
(xii) governança integrada entre segurança de barragens e proteção de dados, com profissionais capacitados para acompanhar o processo de elaboração/atualização do PAE;
(xiii) capacitação contínua das equipes sob os aspectos da LGPD e comunicação em emergência;
(xiv) monitoramento contínuo e revisão periódica das práticas de coleta e comunicação a cada atualização do PAE;
(xv) preparação de protocolos para incidentes envolvendo dados pessoais (incluindo protocolo de resposta, notificações e revisão de controles de segurança).

As práticas observadas no setor mineral para compatibilizar os PAEs com a LGPD encontram respaldo na literatura especializada sobre proteção de dados, governança da informação e gestão de riscos, mas sua adoção deve ser avaliada à luz da efetividade operacional do plano, e não apenas da conformidade formal. A doutrina destaca que o tratamento de dados pessoais deve observar, de forma integrada, os princípios da finalidade, da adequação, da necessidade, da segurança e da responsabilização, exigindo que o fluxo informacional seja tecnicamente justificado e proporcional às finalidades de prevenção, alerta e evacuação (DONEDA, 2006; DONEDA et al., 2021; MENDES, 2014). Na prática da mineração, isso se materializa na padronização dos levantamentos de dados sociais vinculados à Zona de Autossalvamento (ZAS), na segregação entre bases operacionais de acesso restrito e conteúdos públicos do PAEBM, bem como na realização de reuniões com comunidades e na manutenção de cópias atualizadas do plano junto aos órgãos de defesa civil, conforme previsto pela regulamentação setorial (ANM, 2022; ANPD, 2024; ANPD, 2025). Também são exemplos concretos já aplicados no setor a disponibilização pública de mapas de inundação, rotas de fuga, pontos de encontro e orientações de autoproteção em páginas institucionais, preservando-se para uso restrito os dados individualizados dos cadastros/dados populacionais, bem como o uso do SIGBM para segregação entre informação pública e informação operacional de acesso controlado (ANM, 2025; ANM, 2026).

Não obstante, tais medidas apresentam limites técnicos e jurídicos que precisam ser explicitados. A minimização de dados pode entrar em tensão com exigências regulatórias que demandam identificação detalhada de moradores, vulnerabilidades e limitações de mobilidade para fins de evacuação prioritária (ANPD, 2024; ANPD, 2025; ANM, 2022). Além disso, a anonimização e a separação entre versões pública e operacional do plano somente produzem efeitos concretos quando acompanhadas de infraestrutura de tecnologia da informação, controle de acesso, versionamento documental e capacitação institucional. Esse entendimento converge com o Global Industry Standard on Tailings Management (GISTM), que associa a segurança de estruturas de rejeitos à governança robusta, ao engajamento significativo com comunidades e à transparência responsável, reforçando que a proteção de dados deve ser tratada como componente da confiabilidade operacional dos PAEs, e não como requisito jurídico periférico (GISTM, 2020).

Com base em comprovação empírica e aportes teóricos de autores da área, este estudo identificou que não há padronização nacional clara sobre limites de coleta de dados em PAEs; que muitos municípios não dispõem de infraestrutura para cumprimento integral da LGPD e que ferramentas tecnológicas e capacitação ainda são gargalos relevantes. Além disso, o estudo evidência que a proteção de dados deve ser incorporada como parâmetro de qualidade dos PAEs, e não apenas como exigência jurídica.

Além disso, outros desafios precisarão ser superados. Sob a ótica da governança pública destaca-se a necessidade de estruturação dos órgãos públicos e organismos de resposta para atendimento aos pré-requisitos de LGPD, tais como gestão de controle e acesso aos dados. Diversos estudos apontam que a maior parte dos municípios brasileiros enfrentam limitações estruturais significativas no campo da tecnologia da informação, caracterizadas pela insuficiência de infraestrutura digital, pela ausência de sistemas integrados e pela falta de bases de dados institucionalizadas que permitam o tratamento seguro e eficiente das informações coletadas. Pesquisas revelam que mais da metade das administrações municipais opera em níveis baixos de maturidade digital e governança de TI, apresentando fragilidades sistêmicas que impactam diretamente a capacidade de atendimento às exigências da LGPD (BRASIL, 2024; CORREA XAVIER, 2025; FILGUEIRAS; LUI; VELOSO, 2024; SILVA, 2025). Neste sentido, vivencia-se órgãos públicos, especialmente em esferas municipais, com a não disposição de infraestrutura tecnológica adequada que permitam absorver e tratar de forma segura e eficiente as informações coletadas e apresentadas nos planos.

No que tange aos desafios enfrentados pelos empreendedores, destaca-se a implementação de práticas de anonimização e/ou ocultação de dados no âmbito dos Planos de Ação de Emergência. Tal atividade enfrenta

obstáculos uma vez que demanda-se profissionais dedicados e softwares específicos. Assim, embora essencial para reduzir a exposição de informações sensíveis, torna-se operacionalmente complexa. Ademais, a ausência de sistemas informatizados interoperáveis pode resultar em cadastros armazenados de forma dispersa, com uso de planilhas manuais, formatos incompatíveis e fluxos informais de compartilhamento de dados, ampliando os riscos de vazamento e de uso inadequado das informações (HEUSER, 1998; RIBEIRO, 2025).

Por fim, a falta de equipes capacitadas em proteção de dados e governança digital (nas esferas pública e privada) agrava o cenário, visto que a LGPD pressupõe conhecimento técnico e processos consolidados. Assim, destaca-se a dependência de estruturas precárias também dificulta a implementação de protocolos de auditoria, rastreabilidade e controles de segurança mínimos, tornando a conformidade legal um desafio contínuo.

As limitações citadas comprometem diretamente a capacidade institucional de atender às exigências da LGPD, que demanda soluções robustas de segurança, mecanismos de controle de acesso e ferramentas tecnicamente sofisticadas. As governanças pública e privada enfrentam um dilema: necessitam cumprir rigorosas determinações legais e garantir a proteção de direitos, em um ambiente marcado por insuficiência tecnológica, escassez de recursos e ausência histórica de cultura organizacional voltada à gestão qualificada de dados.

5 CONCLUSÃO

O presente trabalho contribui para a engenharia geotécnica ao introduzir a governança de dados como elemento estruturante da segurança de barragens, ampliando a abordagem tradicionalmente centrada em aspectos físicos, hidráulicos e operacionais. Os resultados evidenciaram que a governança de dados influencia diretamente a qualidade dos Planos de Ação de Emergência (PAEs), na medida em que condiciona a consistência dos levantamentos de dados sociais, a efetividade da comunicação com populações potencialmente afetadas e a confiabilidade das informações utilizadas nos processos de alerta e evacuação. O estudo também demonstrou que práticas como anonimização e segregação de informações constituem medidas relevantes para a conformidade com a LGPD, embora apresentem limitações operacionais e dependam de infraestrutura tecnológica, controles de acesso e capacidade institucional para sua implementação efetiva.

A análise desenvolvida permitiu concluir que a harmonização entre proteção de dados e transparência dos PAEs é tecnicamente viável, desde que sustentada por estruturas robustas de governança, padronização de procedimentos, revisões periódicas e definição clara de responsabilidades entre empreendedores, órgãos reguladores e organismos de proteção e defesa civil. Nesse contexto, a conformidade com a LGPD não deve ser compreendida como requisito jurídico periférico, mas como componente da própria qualidade informacional e da eficácia operacional dos planos. Verificou-se, ainda, a existência de uma tensão inerente entre o nível de detalhamento informacional exigido para a gestão da emergência e os princípios de necessidade e minimização de dados, o que torna indispensável a adoção de soluções calibradas, proporcionais e aderentes às especificidades de cada contexto regulatório e territorial.

As evidências analisadas também indicam que a integração entre LGPD e segurança de barragens envolve decisões técnicas complexas e dependentes de contexto, exigindo abordagem multidisciplinar e maior maturidade institucional dos agentes envolvidos. De um lado, os marcos regulatórios de segurança de barragens demandam cadastros abrangentes, atualização contínua das informações e respostas céleres; de outro, a realidade operacional de parte da administração pública e de alguns entes locais ainda é marcada por lacunas de infraestrutura, baixa interoperabilidade de sistemas, rotinas pouco institucionalizadas e limitações na gestão segura de dados pessoais e sensíveis. Nessa perspectiva, a governança de dados aplicada aos PAEs revela-se menos como uma questão meramente formal de adequação normativa e mais como um indicador de maturidade organizacional, que requer planejamento, recursos, capacitação e liderança técnica.

No setor mineral, observam-se experiências práticas já consolidadas para o atendimento simultâneo às exigências da LGPD e da Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), tais como a divulgação pública de informações essenciais do PAE com anonimização de dados pessoais e sensíveis, o controle de acesso às versões operacionais completas compartilhadas com órgãos públicos e a adoção de metodologias mais estruturadas para levantamento de dados sociais, armazenamento, revisão e governança da informação. Embora derivadas da realidade da mineração, tais práticas apresentam potencial de replicabilidade para os

setores de geração hidrelétrica, abastecimento de água e barragens industriais, desde que adequadamente adaptadas às especificidades regulatórias, operacionais e institucionais de cada tipologia de barragem.

Em síntese, o principal desafio contemporâneo não consiste apenas em "cumprir a LGPD", mas em incorporar a proteção de dados ao próprio desenho dos PAEs, transformando-a em atributo de qualidade, confiabilidade e eficácia operacional. Ao fortalecer capacidades técnicas, institucionalizar processos, aperfeiçoar mecanismos de controle e adotar formas seguras de coleta, tratamento, armazenamento e divulgação de informações, empreendedores e administração pública não apenas mitigam riscos de vazamento, uso indevido ou exposição indevida de dados, mas também elevam a confiabilidade dos planos: condição indispensável para mobilização, resposta coordenada e proteção de vidas em cenários de emergência. Assim, o estudo contribui para o aprimoramento de políticas públicas e práticas empresariais ao evidenciar que a integração entre gestão de riscos, segurança de barragens e privacidade de dados constitui dimensão estratégica da governança contemporânea desses empreendimentos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA). Resolução nº 265, de 17 de janeiro de 2025. Dispõe sobre requisitos de segurança de barragens de usos múltiplos. Brasília, DF, 2025. Disponível em: <https://www.gov.br/ana>. Acesso em: 3 fev. 2026.

Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL). Resolução Normativa nº 1.064, de 2 de maio de 2023. Brasília, DF, 2023. Disponível em: <https://www.aneel.gov.br>. Acesso em: 3 fev. 2026.

Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL). Resolução Normativa nº 1.129, de 2025. Brasília, DF, 2025. Disponível em: <https://www.aneel.gov.br>. Acesso em: 3 fev. 2026.

Agência Nacional de Mineração (ANM). Resolução nº 95, de 7 de fevereiro de 2022. Brasília, DF, 2022. Disponível em: <https://www.gov.br/anm>. Acesso em: 3 fev. 2026.

Agência Nacional de Mineração (ANM). Resolução nº 220, de 16 de outubro de 2025. Brasília, DF, 2025. Disponível em: <https://www.gov.br/anm>. Acesso em: 3 fev. 2026.

Agência Nacional de Mineração (ANM). Manual do usuário do Sistema Integrado de Gestão de Segurança de Barragens de Mineração – SIGBM. Brasília, DF: ANM, 2026. Disponível em: <https://www.gov.br/anm/pt-br/assuntos/acesso-a-sistemas/sistema-integrado-de-gestao-de-barragens-de-mineracao-sigbm-versao-minerador/manual/manual>. Acesso em: 21 jun. 2026.

Autoridade Nacional de Proteção de Dados (ANPD). Guia orientativo para definições dos agentes de tratamento de dados pessoais e do encarregado. Brasília, DF: ANPD, 2024. Disponível em: <https://www.gov.br/governodigital/pt-br/privacidade-e-seguranca/outros-documentos-externos/anpd_guia_agentes_de_tratamento.pdf/view>. Acesso em: 21 jun. 2026.

Autoridade Nacional de Proteção de Dados (ANPD). Guia ANPD: tratamento de dados pessoais pelo poder público. Brasília, DF: ANPD, 2025. Disponível em: <https://www.gov.br/anpd/pt-br/centrais-de-conteudo/materiais-educativos-e-publicacoes/guia-poder-publico-anpd-versao-final.pdf>. Acesso em: 21 jun. 2026.

Brasil. Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens. Diário Oficial da União: Brasília, DF, 21 set. 2010. Disponível em: <https://www.planalto.gov.br>. Acesso em: 3 fev. 2026.

Brasil. Lei nº 12.527, de 18 de novembro de 2011. Lei de Acesso à Informação. Diário Oficial da União: Brasília, DF, 18 nov. 2011. Disponível em: <https://www.planalto.gov.br>. Acesso em: 3 fev. 2026.

Brasil. Lei nº 13.709, de 14 de agosto de 2018. Lei Geral de Proteção de Dados Pessoais. Diário Oficial da União: Brasília, DF, 15 ago. 2018. Disponível em: <https://www.planalto.gov.br>. Acesso em: 3 fev. 2026.

Brasil. Lei nº 13.853, de 8 de julho de 2019. Altera a Lei Geral de Proteção de Dados. Diário Oficial da União: Brasília, DF, 9 jul. 2019. Disponível em: <https://www.planalto.gov.br>. Acesso em: 3 fev. 2026.

Brasil. Tribunal de Contas da União; Secretaria de Governo Digital. Diagnóstico da maturidade digital dos municípios brasileiros. Brasília, 2024. Disponível em: <https://www.gov.br/governodigital>. Acesso em: 3 fev. 2026.

Correa Xavier, L. Gestão pública digital: desafios de infraestrutura e governança de TI em municípios brasileiros. São Paulo: Editora Pública, 2025.

Doneda, Danilo. Da privacidade à proteção de dados pessoais. Rio de Janeiro: Renovar, 2006.

Doneda, Danilo et al. Tratado de proteção de dados pessoais. Rio de Janeiro: Forense, 2021.

Filgueiras, F.; Lui, N.; Veloso, L. Transformação digital no setor público: avanços e desafios no Brasil. Rio de Janeiro: FGV, 2024.

Fundação Estadual do Meio Ambiente (FEAM). Zonas de autossalvamento dos planos de ação de emergência de barragens (PAEs). Belo Horizonte: FEAM, 2025. Disponível em: <https://idesisema.meioambiente.mg.gov.br/geonetwork/srv/api/records/1d2e7b81-f729-454d-bf7f-035266599d52>. Acesso em: 21 jun. 2026.

Global Tailings Review. Global Industry Standard on Tailings Management. Londres, 2020. Disponível em: <https://globaltailingsreview.org>. Acesso em: 3 fev. 2026.

Heuser, C. A. Projeto de banco de dados. 6. ed. Porto Alegre: Bookman, 1998.

Instituto Brasileiro de Mineração (IBRAM). Relatório de Governança e Segurança de Barragens. Brasília, 2024. Disponível em: <https://ibram.org.br>. Acesso em: 3 fev. 2026.

Mendes, Laura Schertel. Privacidade, proteção de dados e defesa do consumidor: linhas gerais de um novo direito fundamental. São Paulo: Saraiva, 2014.

Minas Gerais. Decreto nº 48.078, de 5 de novembro de 2020. Belo Horizonte, 2020. Disponível em: <https://www.almg.gov.br>. Acesso em: 3 fev. 2026.

Minas Gerais. Decreto nº 48.454, de 2022. Belo Horizonte, 2022. Disponível em: <https://www.almg.gov.br>. Acesso em: 3 fev. 2026.

Minas Gerais. Decreto nº 48.759, de 2024. Belo Horizonte, 2024. Disponível em: <https://www.almg.gov.br>. Acesso em: 3 fev. 2026.

Minas Gerais. Lei nº 23.291, de 25 de fevereiro de 2019. Institui a Política Estadual de Segurança de Barragens. Belo Horizonte, 2019. Disponível em: <https://www.almg.gov.br>. Acesso em: 3 fev. 2026.

Minas Gerais. Coordenadoria Estadual de Defesa Civil. Resolução GMG nº 83, de 16 de abril de 2024. Belo Horizonte, 2024. Disponível em: <https://www.consultapublica.mg.gov.br>. Acesso em: 3 fev. 2026.

Ribeiro, J. F. Governança de dados na administração pública municipal: desafios e perspectivas pós-LGPD. Belo Horizonte: Fórum, 2025.

RIBEIRO, HENRIQUE ROCHA. Legislação de barragens no Brasil: desenvolvimento de instrumento para o levantamento de dados sociais para responder as questões normativas sobre barragens da mineração. Mestrado Ciências Ambientais do curso de Mestrado Profissional Uso Sustentável de Recursos Naturais em Regiões Tropicais – Instituto Tecnológico Vale - Belém: 2025b.

Silva, R. M. Infraestrutura digital e capacidade institucional nos municípios brasileiros. Brasília: ENAP, 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/COBRAMSEG2026.1/52

Métodos Geoelétricos para Análise de Fluxo em Barragens de Rejeito do Quadrilátero Ferrífero em Processo de Descaracterização

Adriana Gomes Ribeiro
Engenheiro Civil Geotécnico, Mineradora Herculano, Belo Horizonte, Brasil, adriana.ribeiro@grupoherculano.com.br/ agr.solos@gmail.com

Carla Palomino Tinoco
Engenheiro civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, capalti@gmail.com

Kayque Bergamaschi
Geofísico e Engenheiro Civil, Rural Tech, Brasília, Brasil, kayque@ruraltech.com.br

Fabio de Novaes Filho
Empresário, Rural Tech, Brasília, Brasil, fabiodenovaes@ruraltech.com.br

Aline Jordana
Engenheiro Civil, Vale SA, Nova Lima, Brasil, aline.jordana@vale.com /aline.jordana16@gmail.com

RESUMO: Este trabalho apresenta uma abordagem integrada de métodos geoelétricos para caracterização geotécnica de barragens de rejeito de minério de ferro no Quadrilátero Ferrífero, visando auxiliar processos de descaracterização. Foram aplicados os métodos de eletrorresistividade e potencial espontâneo, integrados com dados de piezometria e monitoramento de nível d'água, para identificar a linha freática e compreender o regime de fluxo de água. O estudo de caso envolveu uma barragem alteada a montante, submetida à Resolução 13 da ANM, onde foram executadas 8 linhas de eletrorresistividade comparando arranjos Schlumberger e dipolo-dipolo. O primeiro apresentou melhor eficiência e resolução. A Tomografia Elétrica 2D mapeou anomalias de baixa resistividade indicativas de zonas saturadas, enquanto o Potencial Espontâneo identificou caminhos de percolação de água. Os resultados demonstraram boa correlação entre anomalias geofísicas e leituras dos instrumentos convencionais (piezômetros de Casagrande e indicadores de nível d'água), validando a metodologia. A análise integrada possibilitou compreender o comportamento hidrogeológico, identificando áreas de recarga e fluxos subterrâneos, permitindo definir estratégias mais seguras de rebaixamento da linha freática durante a descaracterização. Conclui-se que essa abordagem multidisciplinar reduz incertezas, melhora o custo-benefício dos projetos geotécnicos e contribui para a resolução de desafios técnicos contemporâneos na mineração.

PALAVRAS-CHAVE: Métodos geoelétricos; Barragens de rejeito; Linha freática; descaracterização de barragens; piezométrico.

ABSTRACT: This work presents an integrated approach using geoelectrical methods for the geotechnical characterization of iron ore tailings dams in the Quadrilátero Ferrífero, aiming to support decommissioning processes. Electrical resistivity and self-potential methods were applied, integrated with piezometric data and water level monitoring, to identify the water table and understand the water flow regime. The case study involved an upstream-raised dam subject to ANM Resolution 13, where 8 electrical resistivity lines were executed comparing Schlumberger and dipole-dipole arrays. The former showed better efficiency and resolution. 2D Electrical Resistivity Tomography mapped low-resistivity anomalies indicative of saturated zones, while Self-Potential identified water seepage pathways. Results demonstrated good correlation between geophysical anomalies and readings from conventional instruments (Casagrande piezometers and water level indicators), validating the methodology. The integrated analysis enabled understanding of the hydrogeological behavior, identifying recharge areas and subsurface flows, and allowing the definition of safer strategies for

water table drawdown during decommissioning. It is concluded that this multidisciplinary approach reduces uncertainties, improves the cost-effectiveness of geotechnical projects, and contributes to addressing contemporary technical challenges in mining.

KEYWORDS: Geoelectrical methods; Tailings dams; Water table; Dam decommissioning; Piezometric monitoring.

1 INTRODUÇÃO

As barragens de rejeito são estruturas complexas que evoluíram com o tempo e são implacáveis quanto à necessidade de que todos os aspectos técnicos funcionem adequadamente. Sua confiabilidade depende da execução eficiente de diversos itens interligados: planejamento criterioso, investigações geotécnicas abrangentes, projeto detalhado contemplando todos os estudos necessários, rigoroso controle de qualidade, acompanhamento técnico contínuo, monitoramento durante todas as fases de execução e auditorias regulares (GISTM, 2020).

Os rejeitos constituem um subproduto inerente à atividade mineradora e, quando não gerenciados de maneira responsável e segura, podem representar riscos significativos ao meio ambiente e à sociedade. As falhas ocorridas nestas estruturas nos últimos 40 anos ilustram esses riscos potenciais, que na maioria das vezes resultaram em fatalidades, deslocamento de comunidades, danos à infraestrutura e perda irreparável de ecossistemas (GISTM, 2020). Em resposta a esses eventos, o International Council on Mining and Metals publicou o Tailings Management Good Practice Guide (ICMM, 2025), reconhecendo o fechamento e a descaracterização como fases críticas do ciclo de vida das barragens de rejeito e recomendando abordagens integradas e multidisciplinares para reduzir incertezas e riscos durante estas etapas.

A construção das barragens de rejeito é realizada em etapas sucessivas que acompanham o ritmo de lavra, de modo que os alteamentos são executados à medida que os rejeitos são gerados no processo de beneficiamento (Duarte, 2008). Estas estruturas podem ser construídas utilizando material proveniente de áreas de empréstimo externas ou com o próprio material do rejeito, aproveitando-se as partículas de granulometria mais grossa à jusante, que podem ser separadas pelo processo de ciclonagem (Boscov, 2018).

Segundo Boscov (2018), as barragens de rejeito construídas ou alteadas com o próprio material podem ser edificadas por três métodos distintos, que se referem à direção em que os alteamentos são realizados em relação ao dique inicial: o método de montante, o método de linha de centro e o método de jusante. As barragens alteadas pelos métodos de linha de centro e de jusante podem ser construídas com o uso de ciclones, onde o material de maior granulometria, denominado underflow, é utilizado para o alteamento do dique de contenção, enquanto os finos, conhecidos como overflow, são depositados atrás do dique formando a praia da estrutura. As deposições ocorrem através de aterro hidráulico, ou seja, aterros construídos por transporte e deposição de solo em meio aquoso (Boscov, 2018).

A utilização da técnica do aterro hidráulico aplicado ao método de montante proporciona redução significativa de custos de construção pela facilidade na execução das barragens, sendo assim o método mais atrativo economicamente para as mineradoras. Entretanto, problemas construtivos e de segurança podem ocorrer, principalmente devido à falta de controle das características do rejeito e das variáveis de descarga durante o lançamento. Desta forma, aumenta-se a necessidade de estudos mais detalhados das propriedades do rejeito de modo a reduzir as incertezas geradas quanto às características do aterro formado com sua utilização.

Em decorrência dos últimos acidentes envolvendo barragens de rejeitos, os levantamentos geofísicos para barragem se intensificaram, buscando-se compreender as variações do nível freático, surgências e os diferentes materiais utilizados na construção da estrutura. Para uma boa interpretação, os resultados dos levantamentos geofísicos precisam ser avaliados do ponto de vista geotécnico, considerando as informações complementares dos monitoramentos disponíveis na estrutura.

A Agência Nacional de Mineração instituiu a Resolução 13 (ANM, 2019), que estabelece normas regulatórias para assegurar a estabilização de barragens de rejeito alteadas pelo método construtivo à montante, e estabelece prazo para que ocorra a descaracterização destas estruturas.

Conforme os itens expostos acima, será apresentada a análise da aplicação de métodos geoelétricos (eletrorresistividade e potencial espontâneo) como auxílio na determinação das diretrizes da descaracterização de barragens de rejeito de mineração.

O principal objetivo deste trabalho é consolidar a importância da utilização da geofísica na geotecnia, avaliando a utilização dos métodos de eletrorresistividade e potencial espontâneo em barragens de rejeito para determinar o nível da linha freática. No presente relatório serão apresentadas duas barragens como estudo de caso. Com base nas características geotécnicas das estruturas, nos índices pluviométricos e leituras piezométricas, procura-se demonstrar se é possível fazer uma análise da origem do fluxo de água na barragem e o nível da linha freática. Esta identificação pode auxiliar na escolha do método adequado para a descaracterização de barragens de rejeito, pois atualmente esta atividade tem sido um grande desafio para a mineração.

Os objetivos específicos são verificar a situação atual da superfície freática em duas barragens de rejeito por meio do monitoramento da instrumentação geotécnica existente, analisar os resultados da geofísica e elaborar estudo comparativo dos resultados de eletrorresistividade e potencial espontâneo com o monitoramento da instrumentação e investigações geotécnicas, visando definir o método mais eficiente e seguro para a descaracterização de barragens de rejeito

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Caracterização da barragem

A Barragem Alfa foi construída na década de setenta com maciço inicial em solo na elevação 923,0 m, sendo posteriormente alteada pelo método de montante até a cota atual de 942,40 m. A estrutura não possui registros de projeto executivo ou documentação As Built, limitando sua caracterização histórica.

O sistema de extravasão compreende duas estruturas independentes: uma galeria retangular em concreto (0,56 m × 0,45 m, declividade 5%, soleira na cota 939,48 m) na ombreira direita, e uma tubulação em aço corrugado de 2,0 m de diâmetro (soleira na cota 939,23 m) na região oeste do reservatório.

O sistema de drenagem superficial inclui descida de água na ombreira esquerda, canaletas nas bermas, descidas nos taludes e canais periféricos com dissipadores de energia. Atualmente, o reservatório não apresenta lâmina d'água superficial.

2.2 Métodos: Eletrorresistividade e Potencial Espontâneo

Os métodos geofísicos, especialmente os geoelétricos, ainda são pouco explorados na geotecnia de barragens, mas representam abordagens inovadoras de investigação. Estes métodos permitem determinar a distribuição espacial e em profundidade de diversas propriedades físicas dos maciços, tais como velocidade de propagação de ondas acústicas, resistividade elétrica, contrastes de densidade e variações do campo magnético terrestre. Estas propriedades físicas guardam estreitas relações com características geológico-geotécnicas fundamentais do maciço, incluindo o grau de alteração e fraturamento das rochas, além do tipo litológico.

A eletrorresistividade baseia-se na dificuldade encontrada pela corrente elétrica para se propagar nas rochas, podendo ocorrer por mecanismos iônicos ou eletrônicos. Esta propriedade física apresenta o maior intervalo de variações entre todas as características das rochas, variando de 10^{-5} ohm.m para minerais metálicos até 10^{7} ohm.m para sedimentos extremamente secos. A resistividade elétrica depende basicamente da composição, granulometria, porosidade, grau de saturação e salinidade da água que preenche os vazios das rochas. A técnica utiliza um sistema de quatro eletrodos AMNB, onde os eletrodos A e B constituem o circuito de corrente que injeta corrente I no terreno, enquanto os eletrodos M e N compõem o circuito de potencial que mede a diferença de potencial elétrico ΔV.

A Tomografia Elétrica 2D mede tanto a variação lateral quanto em profundidade da resistividade elétrica das rochas em subsuperfície, permitindo obter seções 2D de alta resolução através de grande número de leituras. O arranjo Schlumberger é o que geralmente apresenta melhores resultados devido à boa resolução e sinal forte, garantindo qualidade superior dos dados. Diferentemente do arranjo Dipolo-dipolo, que apresenta

rápido caimento do sinal com o aumento do nível de profundidade, o Schlumberger mantém melhor estabilidade do sinal em profundidade.

A interpretação das anomalias geofísicas em barragens requer compreensão dos diferentes padrões de resistividade. Anomalias de baixa resistividade pode ser causadas tanto pelo aumento de umidade do meio, resultante do aumento na porosidade e permeabilidade com consequente percolação de água, quanto pela mudança no tipo de material, como redução do grau de compactação ou aumento da fração argilosa. No interior de barragens, estas anomalias normalmente indicam zonas com maior porosidade e grau de saturação. Por outro lado, os minerais metálicos do minério de ferro, como hematita ou itabirito friável, geram altos de resistividade, não se confundindo com zonas de maior saturação.

As anomalias de potencial espontâneo indicam os caminhos de percolação das águas no interior da barragem, onde o fluxo ocorre normalmente no sentido dos baixos para os altos potenciais. As anomalias detectadas podem refletir tanto a estrutura construtiva esperada da barragem, como filtros, sistemas de drenagem ou linhas de centro onde a percolação é prevista, quanto podem indicar desvios indesejados, como zonas de infiltração, piping ou surgências. Portanto, uma anomalia geofísica detectada poderá ou não representar um comportamento esperado para a estrutura construtiva da barragem.

Os ensaios geofísicos utilizados com cautela no desenvolvimento de um estudo provavelmente reduzem o número de ensaios diretos requeridos para uma devida caracterização da subsuperfície da área de interesse, reduzindo os custos finais do projeto. Em muitos casos, a execução de ensaios geofísicos apropriados pode se tornar essencial para garantir a análise correta e interpolação de dados geológicos preexistentes.

2.3 Equipamentos Utilizados

Será utilizado o programa Leapfrog Geo 5.0 para a análise dos resultados através da integração dos levantamentos da geofísica com as leituras dos piezômetros, indicadores de nível d'água, medidor de vazão e sondagens.

Os levantamentos utilizados foram a eletrorresistividade e o SP (Potencial Espontâneo) e visaram dar auxílio aos estudos geotécnicos do local e têm a finalidade de mapear anomalias geofísicas.

O equipamento utilizado nos levantamentos com os métodos da Eletrorresistividade e Potencial Espontâneo, é um resistivímetro modelo SuperSting R8IP, fabricado pela AGI Advanced Geosciences Inc., com capacidade de aquisição automática de dados, usando cabos multieletrodos.

A modelagem/inversão dos dados para o método da Eletrorresistividade foi realizada utilizando o software RES2DINV, desenvolvido pela Geotomo Software Inc. Os mapas do método Potencial Espontâneo foram gerados através do Geosoft.

2.4 Instrumentação Geotécnica

Para uma boa interpretação, os resultados dos levantamentos geofísicos precisam ser avaliados conforme o ponto de vista geotécnico considerando as leituras dos instrumentos (piezômetros de Casagrande e os Indicadores de Nível d'água) dispostos na barragem, as informações geológicas, as sondagens existentes e todas as outras informações consideradas relevantes.

Como parte do monitoramento da barragem, ela foi instrumentada atendendo a carta de controle da estrutura. Os instrumentos de auscultação, que são os piezômetros e indicadores de nível d'água, se alinham ao longo de três seções distintas.

No desenvolvimento da dissertação a leitura da instrumentação será comparada com os resultados de eletrorresistividade e potencial espontâneo realizados na estrutura entre os dias 24 de maio e 26 de julho de 2019.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A barragem foi instrumentada conforme a carta de controle da estrutura (Figura 1), como parte do programa de monitoramento. Os instrumentos de auscultação (piezômetros e indicadores de nível d'água) estão distribuídos em três seções transversais distintas.

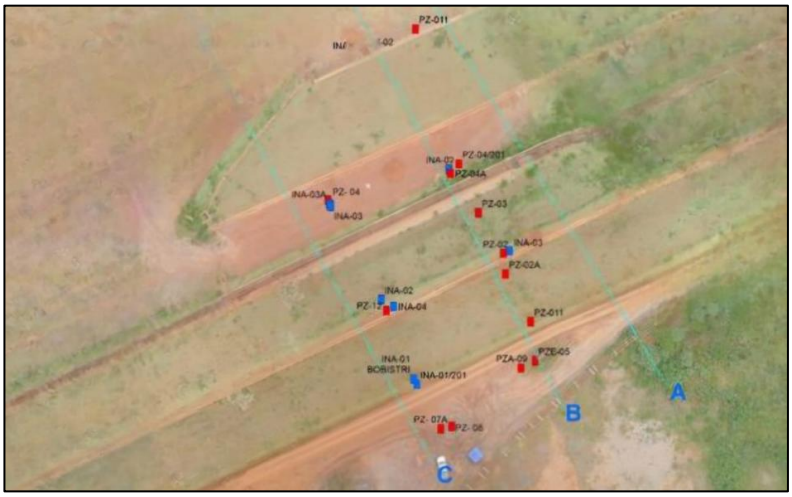


Figura 1 - Planta de localização dos instrumentos ao longo de três seções. (Autor, 2019)

Foram realizadas 8 linhas geofísicas de eletrorresistividade, mapas de resistividade e Potencial Espontâneo na área da Barragem Alfa. Para fins de estudo será apresentado a avaliação da linha 2 que melhor representa a análise da estrutura e o mapa de resistividade à profundidade de 15 metros.

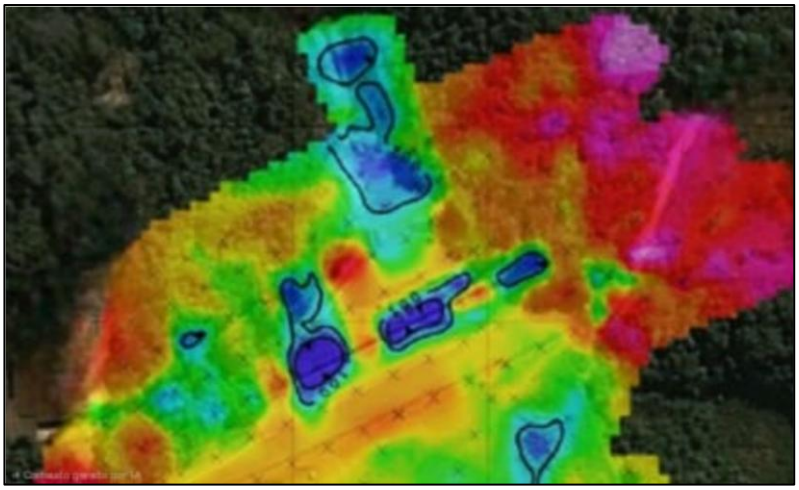


Figura 2 - mapa de resistividade à profundidade de 15 metros.

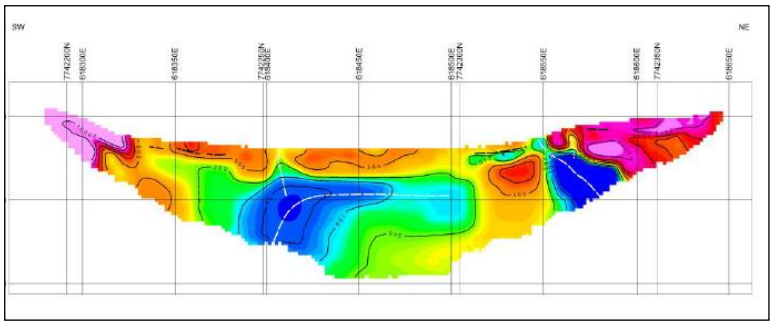


Figura 3 - Linha 2 (Alfa, 2019).

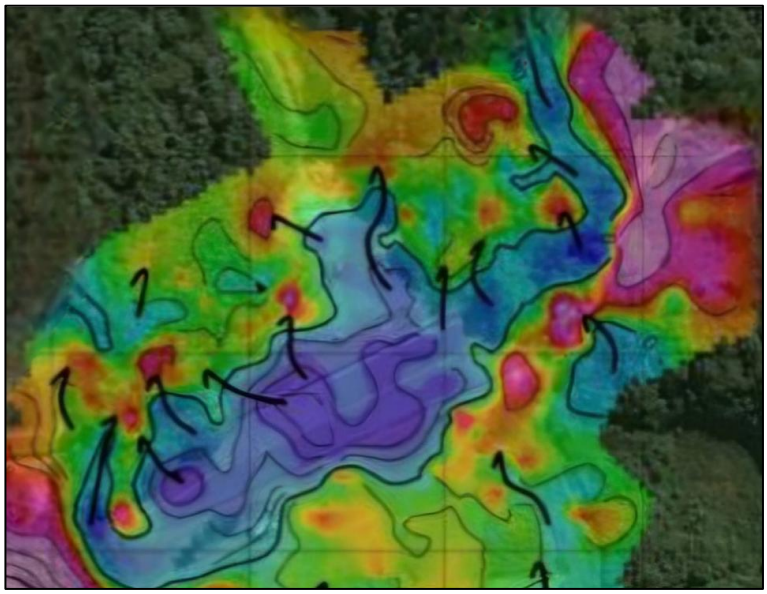


Figura 4 - Mapa do Potencial Espontâneo Barragem Alfa.

Na Linha 2 foram identificadas duas anomalias geofísicas intensas e extensas com resistividades entre 0 e 100 Ohm.m. A primeira anomalia estende-se de 120 a 265 m, apresentando geometria horizontalizada no trecho 195-265 m (cotas 910-995 m) e configuração subvertical no trecho 120-195 m (a partir da cota 915 m), com eixo em torno de 150 m. A segunda anomalia ocorre entre 315 e 355 m, desde a cota 928 m até o limite de investigação, com eixo subvertical em torno de 335 m.

O mapa apresenta baixos de potencial espontâneo (cores azuis) indicando zonas de entrada d'água com fluxo descendente, e altos (vermelho) indicando zonas de saída com fluxo ascendente. As setas sugerem fluxo de montante para jusante, na direção norte/noroeste para sul/sudeste (Figura 4).

A interpretação das seções de eletrorresistividade permitiu estimar o nível freático entre 4 metros e 7 metros de profundidade ao longo das seções investigadas. Esta variação observada reflete a heterogeneidade do maciço de rejeitos e as diferentes condições hidrogeológicas locais, evidenciando a influência de fatores como variações na compactação, porosidade do material e contribuições laterais de água.

Para validar os resultados obtidos pelos métodos geofísicos, foram realizadas leituras dos Indicadores de Nível de Água (INA's) no mesmo período da campanha geofísica de eletrorresistividade e potencial espontâneo, conforme apresentado na Tabela *1*. A coleta simultânea de dados foi essencial para garantir a correlação temporal entre as diferentes fontes de informação e permitir uma análise comparativa consistente.

Tabela 1- Leitura da instrumentação (Autor, 26/07/2019)

Código do Instrumento	Data de Medição	Valor	Condição Adversa
INA-01	26/07/2019	-	Inoperante
INA-02	26/07/2019	916,37m	-
INA-04	26/07/2019	919,43m	-
INA-03B	26/07/2019	905,77m	Seco
INA-01/2017	26/07/2019	-	Inativo
INA-03	26/07/2019	-	Inativo

A análise integrada dos dados geofísicos com as leituras da instrumentação revelou excelente correlação espacial entre as anomalias detectadas e as medições diretas do nível d'água. Especificamente na seção B-B', verificou-se que a zona caracterizada por baixa resistividade elétrica (representada pela área azul na Figura 4) coincide precisamente com o nível de água registrado pelo instrumento INA-02, situado na cota 916,37m.

Considerando que o terreno nesta região está aproximadamente na cota 920m, a anomalia de baixa resistividade identificada pela geofísica ocorre a aproximadamente 4 metros de profundidade, correspondendo exatamente à posição do nível freático medido pelo INA-02 (cota 916,37m). Esta concordância fortalece significativamente a confiabilidade dos resultados geofísicos e demonstra a eficácia do método de

eletrorresistividade na detecção de zonas saturadas em barragens de rejeito.

A metodologia de análise integrada foi estendida sistematicamente para todos os instrumentos de monitoramento disponíveis na estrutura, abrangendo tanto a instrumentação instalada no corpo da barragem quanto as investigações realizadas na área do reservatório. Em cada localização onde havia instrumentação operante, foram identificadas anomalias geofísicas de baixa resistividade nas cotas correspondentes às leituras dos instrumentos, confirmando de forma consistente a presença de água nas profundidades indicadas. Esta convergência de resultados entre métodos diretos (instrumentação) e indiretos (geofísica) proporcionou maior confiabilidade na definição da superfície freática e reduziu significativamente as incertezas inerentes ao processo de caracterização hidrogeológica da estrutura.

Para a região do reservatório, onde a instrumentação era mais limitada, foram utilizadas as sondagens executadas pela equipe de geologia operacional como parâmetros complementares para determinar o nível d'água. A integração destes dados diretos com os resultados geofísicos permitiu uma caracterização tridimensional mais completa da distribuição de água na estrutura, superando as limitações impostas pela distribuição pontual dos instrumentos de monitoramento.

A avaliação geofísica consolidada reforçou substancialmente o traçado da linha freática utilizada nas análises de estabilidade da estrutura. A confiança nos dados de entrada para os modelos geotécnicos foi significativamente elevada, uma vez que a linha freática não se baseou apenas em interpolações entre pontos de monitoramento discretos, mas foi validada por uma investigação contínua ao longo das seções geofísicas. Esta abordagem permitiu identificar variações localizadas do nível freático que poderiam não ser detectadas apenas pela instrumentação pontual, contribuindo para análises de estabilidade mais precisas e representativas das condições reais da estrutura.

Um resultado particularmente relevante obtido através da investigação geofísica foi a identificação de que a barragem recebe uma contribuição significativa de água proveniente da direção da ombreira direita. As seções de eletrorresistividade evidenciaram a presença de zonas de baixa resistividade orientadas desde a ombreira em direção ao corpo da barragem, indicando fluxo preferencial de água subsuperficial nesta direção. Este achado tem implicações práticas importantes para a gestão hídrica da estrutura e para o planejamento das obras de descaracterização da barragem.

Baseando-se nesta constatação hidrogeológica, foram definidas intervenções de engenharia para mitigar os efeitos da contribuição lateral de água. Para as obras de descaracterização da barragem, foram implantadas estacas drenantes estrategicamente posicionadas na região da ombreira direita com dois objetivos principais: reduzir a contribuição de água no reservatório através do rebaixamento do nível freático local e permitir condições adequadas para escavar os rejeitos, que constitui parte fundamental das obras de descaracterização. As estacas drenantes atuam como drenos verticais profundos, interceptando o fluxo de água proveniente da ombreira antes que este atinja o corpo da barragem e o reservatório.

A implantação deste sistema de drenagem foi monitorada através de leituras subsequentes da instrumentação e de novos ensaios geofísicos de acompanhamento, permitindo avaliar a efetividade das intervenções realizadas. Os resultados preliminares indicaram redução nos níveis freáticos nas proximidades das estacas drenantes, confirmando a eficácia da solução adotada e demonstrando como a investigação geofísica contribuiu diretamente para decisões de engenharia fundamentadas em evidências técnicas sólidas.

4 CONCLUSÕES

Com a conclusão deste estudo, pretende-se analisar a eficiência do emprego de métodos geoelétricos aplicados em barragens de rejeito de minério de ferro no Quadrilátero Ferrífero para compreender o comportamento do fluxo d'água no interior destas estruturas. Este entendimento é fundamental para subsidiar tecnicamente os processos de descaracterização de barragens, proporcionando maior segurança e eficiência nas intervenções necessárias.

O principal desafio técnico da descaracterização de barragens de rejeito através de um método seguro reside no prévio rebaixamento do lençol freático, condição essencial para garantir a estabilidade dos taludes durante as etapas de desmonte. Neste contexto, a aplicação de métodos geofísicos combinada com estudos hidrogeológicos detalhados pode identificar a existência de possíveis conexões hidráulicas entre a estrutura e seu entorno, fornecendo informações cruciais sobre o sistema de fluxo subterrâneo.

A partir do conhecimento das áreas de contribuição e recarga do nível d'água na estrutura, torna-se possível viabilizar e dimensionar adequadamente os métodos mais eficientes para o rebaixamento do lençol freático. Entre as alternativas técnicas disponíveis, destacam-se a implantação de poços profundos de bombeamento, a construção de trincheiras drenantes perimetrais ou outras soluções de engenharia que se mostrem eficazes para as condições hidrogeológicas específicas de cada estrutura.

Com a implementação de sistemas de rebaixamento adequados, obtém-se acréscimo significativo nos fatores de segurança dos taludes, permitindo que o processo de descaracterização ocorra de maneira mais segura e controlada. A abordagem multidisciplinar adotada neste estudo — integrando geofísica, instrumentação geotécnica convencional e hidrogeologia — está alinhada às diretrizes do Tailings Management Good Practice Guide (ICMM, 2025), que preconiza investigações integradas e baseadas em evidências para reduzir incertezas nas fases de fechamento e descaracterização de barragens de rejeito.
Recomenda-se que estudos futuros ampliem a aplicação destas metodologias geofísicas em diferentes configurações de barragens, consolidando protocolos técnicos que possam ser replicados em projetos de descaracterização no Quadrilátero Ferrífero e em outras regiões mineradoras do país.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional de Mineração. ANM Resolução 13 de 08 de agosto de 2019, Brasília. *Resolução para medidas regulatórias para as barragens de mineração, notadamente aquelas construídas ou alteadas pelo método denominado "a montante" ou por método declarado como desconhecido e dá outras providências.*

Associação Brasileira de Normas Técnicas. Mineração (2025). NBR 13028. *Elaboração e apresentação de projetos de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água – Requisitos.*

Bartels, J. & Angenheister, G. (1970) *Geofísica* - Volume 8 – Editora Meridiano, São Paulo, SP.

Boscov, M. E. G. (2008) *Geotecnia Ambiental* – Oficina de Textos, São Paulo, SP.

Braga, A. C. O. (2016) *Geofísica Aplicada - Métodos Geoelétricos em Hidrogeologia* - Oficina de Textos, São Paulo, SP.

Feitosa, F.A.C. et. al (2008) *Hidrogeologia Conceitos e Aplicações* – CPRM, 3ª edição revisada, Rio de Janeiro, RJ.

International Council on Mining and Metals; United Nations Environment Programme; Principles for Responsible Investment – ICMM; UNEP; PRI (2020). *Global Industry Standard on Tailings Management – GISTM*. London: ICMM. Disponível em: https://www.icmm.com/en-gb/our-principles/tailings/global-industry-standard-on-tailings-management. Acesso em: 05/03/2025.

International Council on Mining and Metals – ICMM (2021). *Tailings Management Good Practice Guide*. 1st edition. London: ICMM. Disponível em: https://www.icmm.com/tailings-management. Acesso em: 05/02/2025.

Kearey, P., Brooks, M. E Hill, I. (2002) *An Introduction to Geophysical Exploration* – Blackwell Science Ltda.

Kearey, P., Brooks, M. E Hill, I. – Tradução: COELHO, M. C. M. (2009) *Geofísica de Exploração* - Oficina de Textos, São Paulo, SP.

Martin, T. E., & McRoberts, E. C. (1999). *Some considerations in the stability analysis of upstream tailings dams. In Proceedings of the Sixth International Conference on Tailings and Mine Waste*, Vol. 99, 287-302.

Oliveira, D. V. (2018) *"Caracterização Geofísica e Estrutural de Área Cárstica na Cidade de Sete Lagoas – MG Como Subsídio para Estudo Geotécnico".* Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia na UFOP. Ouro Preto, MG.

Oliveira, A.M.S. E Brito, S. N. A. (1998) *Geologia de Engenharia* – ABGE – São Paulo, SP.

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/COBRAMSEG2026.1/53

Modelagem Numérica de Sismicidade Induzida por Reservatório: Estudo de Caso da Barragem Irapé

Sabrine Júlia Alves Rodrigues
Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, sabrinejjarodrigues@gmail.com

Giuliano Santanna Marotta
Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, marotta@unb.br

Antônio Maurício Nabuco Tartarini
Petrobrás, Rio de Janeiro, Brasil, antonio.tartarini@petrobrás.com.br

Manoel Porfírio Cordão Neto
Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, porfirio@unb.br

RESUMO: A sismicidade induzida por reservatórios (SIR) é um fenômeno decorrente da modificação das condições de tensão e pressão nos maciços rochosos ocasionada pelo enchimento de grandes barragens. Diversos registros históricos, no Brasil e no exterior, demonstram que variações abruptas do nível d'água podem atuar como mecanismos de gatilho para a ocorrência de sismos. No contexto nacional, dos 19 casos documentados, destaca-se o evento de novembro de 1973, quando um sismo de magnitude 4,2 foi associado aos reservatórios vizinhos de Porto Colômbia (SP) e Volta Grande (MG). Na Usina Hidrelétrica Presidente Juscelino Kubitschek de Oliveira (UHE Irapé), localizada no rio Jequitinhonha, região nordeste de Minas Gerais, foram igualmente registrados eventos associados à sismicidade induzida durante o enchimento do reservatório. Com 205 m de altura, trata-se da barragem mais alta do Brasil, em operação desde 2006, com potência instalada de 399 MW. O monitoramento sismológico da UHE Irapé foi implantado em 2003, e o enchimento do reservatório iniciou-se em dezembro de 2005. Nenhum evento sísmico havia sido registrado até então; entretanto, pequenos sismos foram detectados logo após o início do enchimento, culminando em um evento de magnitude 3,0, ocorrido em 14 de maio de 2006 e sentido por moradores do distrito de Lelivélia e por operários da usina. Estudos posteriores indicam que a resposta não drenada das rochas micaxistosas de baixa permeabilidade levou ao acúmulo de poropressões e à reação poroelástica do maciço, desestabilizando falhas pré-existentes e caracterizando o evento como SIR. Diante desse contexto, o presente estudo tem como objetivo propor e estruturar uma metodologia de modelagem computacional, baseada no método dos elementos finitos, para a análise da sismicidade induzida pelo enchimento de reservatórios, aplicada, em nível conceitual, ao caso da UHE Irapé. A metodologia fundamenta-se em uma revisão técnica e sistemática da literatura especializada, com ênfase em abordagens de modelagem numérica para representação explícita da reativação de falhas geológicas. São discutidos os fundamentos teóricos da modelagem dinâmica em elementos finitos, bem como estratégias de definição de condições de contorno, propriedades constitutivas e carregamento hidráulico transiente, com destaque para o uso do software ABAQUS. A sistematização proposta visa fornecer um arcabouço conceitual e metodológico consistente para a investigação dos mecanismos físicos associados à SIR, contribuindo para a interpretação de eventos observados e para o aprimoramento de práticas de monitoramento sísmico e avaliação da segurança de grandes barragens.

PALAVRAS-CHAVE: Sismicidade Induzida, Modelagem Numérica, Irapé, Enchimento de Reservatórios.

ABSTRACT: Reservoir-induced seismicity (RIS) is a phenomenon resulting from modifications in stress and pore pressure conditions within rock masses caused by the impoundment of large dams. Numerous historical records, both in Brazil and worldwide, demonstrate that abrupt variations in reservoir water levels may act as triggering mechanisms for seismic events. In the Brazilian context, among the 19 documented cases, the November 1973 event stands out, when a magnitude 4.2 earthquake was associated with the neighboring Porto

Colômbia (São Paulo) and Volta Grande (Minas Gerais) reservoirs. At the Presidente Juscelino Kubitschek de Oliveira Hydroelectric Power Plant (UHE Irapé), located on the Jequitinhonha River in northeastern Minas Gerais, Brazil, seismic events associated with reservoir-induced seismicity were likewise recorded during reservoir filling. With a height of 205 m, Irapé is the tallest dam in Brazil and has been in operation since 2006, with an installed capacity of 399 MW. Seismological monitoring at the site was implemented in 2003, and reservoir filling began in December 2005. No seismic events had been recorded prior to that time; however, small earthquakes were detected shortly after the onset of filling, culminating in a magnitude 3.0 event on May 14, 2006, which was felt by residents of the Lelivélia district and by plant workers. Subsequent studies indicate that the undrained response of low-permeability mica-schist rocks led to pore pressure buildup and a poroelastic response of the rock mass, destabilizing pre-existing faults and characterizing the event as RIS. In this context, the present study aims to propose and structure a computational modeling methodology, based on the finite element method, for the analysis of reservoir-induced seismicity associated with reservoir impoundment, conceptually applied to the UHE Irapé case. The methodology is grounded in a systematic technical review of the specialized literature, with emphasis on numerical modeling approaches for the explicit representation of geological fault reactivation. The theoretical foundations of dynamic finite element modeling are discussed, as well as strategies for defining boundary conditions, constitutive properties, and transient hydraulic loading, with particular emphasis on the use of ABAQUS software. The proposed systematization aims to provide a consistent conceptual and methodological framework for investigating the physical mechanisms associated with RIS, contributing to the interpretation of observed events and to the improvement of seismic monitoring practices and safety assessment of large dams.

KEYWORDS: Induced Seismicity, Numerical Modeling, Irapé, Reservoir Impoundment.

1 INTRODUÇÃO

Segundo Assumpção e Dias Neto (2001), sismos ou terremotos ocorrem quando o limite de resistência das descontinuidades das rochas é ultrapassado em decorrência do acúmulo de tensões geradas pelo movimento lento das placas litosféricas, que se deslocam alguns centímetros por ano. Quando ocorre a ruptura, a energia acumulada é liberada na forma de vibrações, ondas, que se propagam em todas as direções e podem ser captadas por sismógrafos. O plano da ruptura caracteriza-se como uma falha geológica, e os sismos podem se manifestar tanto no contato entre placas, que se trata de uma situação mais frequente, quanto no interior delas, sem que a ruptura necessariamente chegue à superfície.

Os eventos sísmicos podem ocorrer por causas naturais (de origem tectônica ou geológica intrínseca) ou antrópicas. Diferentemente dos eventos sísmicos naturais, os sismos induzidos resultam de alterações nas condições de tensão e pressão dentro da crosta terrestre, provocadas por intervenções antrópicas como o enchimento de reservatórios de barragens, a exploração mineral, fraturamento hidráulico, extração de petróleo e gás, e injeção ou retirada de fluidos do subsolo (Ammon et al., 2021).

Essas atividades de engenharia podem reduzir as tensões efetivas normais que mantêm as falhas geológicas travadas, facilitando o seu deslizamento e, consequentemente, a ocorrência de abalos sísmicos (Ammon et al., 2021). Conforme Barros et al. (2016), a sismicidade induzida por reservatório (SIR) é o tipo mais comum de sismicidade induzida e ocorre devido ao efeito da massa de água do reservatório que pode vir a causar um aumento significativo nas tensões efetivas que atuam sobre as rochas da fundação do reservatório. Nesse contexto, a sismicidade induzida é um fenômeno dinâmico e complexo. Assumpção et al. (2002) discutem que o efeito do reservatório é relativamente pequeno em comparação às tensões liberadas por alguns dos maiores eventos do tipo e, portanto, essa sismicidade só poderia ocorrer em locais com rochas próximas do estado de tensões tectônicas críticas. No entanto, Barros et al. (2016) argumentam que no Brasil a probabilidade de ocorrência de sismicidade induzida por reservatório torna-se expressiva maior do que 50% de chance ao se tratar de grandes reservatórios, com altura superior a 100 m.

No mundo, 127 eventos sísmicos foram registrados como sismicidade induzida por reservatório e dentre eles, quatro eventos apresentaram magnitude superior a 4.0 (Qiu e Fenton, 2015). O Brasil apresenta 19 casos confirmados de sismicidade induzida por reservatório (França et al., 2008). O primeiro caso ocorreu em 1971, na usina de Capivari-Cachoeira, na região da Serra do Mar, no estado do Paraná, com sismo registrado de 2.8

de magnitude na escala Richter. Dos 19 casos registrados, destaca-se o maior evento de sismicidade induzida por reservatório ocorrido em 1974, com magnitude 4,2 e intensidade MMI VI–VII, na região dos reservatórios vizinhos de Volta Grande, em Minas Gerais, e Porto Colômbia, em São Paulo, cujos enchimentos tiveram início em abril e setembro de 1973, respectivamente (Veloso, 1992).

Conforme Chen & Talwani (2001), a sismicidade inicial corresponde à resposta imediata, ou não drenada, na qual o carregamento hidráulico resulta em variações instantâneas no estado de tensão, bem como em um aumento súbito da poropressão. Essas alterações podem reduzir a resistência efetiva e provocar uma variação instantânea da resistência ao cisalhamento ao longo da falha. O segundo processo é a resposta retardada, associada à dissipação da poropressão no interior do maciço rochoso ao longo do tempo. À medida que a poropressão se propaga pelas fraturas e zonas permeáveis, ocorre uma redução adicional da tensão efetiva normal, contribuindo para uma variação lenta da resistência ao cisalhamento ao longo da falha e possibilitando a ativação sísmica mesmo semanas ou meses após o enchimento inicial.

As barragens de água são essenciais para a geração de energia elétrica e para a segurança hídrica, constituindo obras de grande impacto econômico e social. No entanto, a fase de enchimento, após a construção da estrutura, demanda atenção e monitoramento, tendo em vista que a rápida alteração das condições de pressão e tensão nos maciços rochosos da fundação podem induzir sismos, o que reforça a necessidade de estudos preventivos para garantir a segurança estrutural, ambiental e das populações potencialmente afetadas.

Do ponto de vista acadêmico, a análise e previsão de sismos induzidos contribuem para o avanço do conhecimento em geomecânica e sismologia, permitindo compreender a interação entre estruturas da engenharia e o meio geológico-geotécnico. Já na perspectiva prática, o estudo torna-se fundamental para subsidiar planos de monitoramento sísmico, definição de protocolos de operação segura durante o enchimento do reservatório de grandes barragens e adequação e revisão dos projetos de engenharia de barragens aos padrões de segurança exigidos para a execução e operação desse tipo de obra.

Localizada no estado de Minas Gerais, Brasil, a Usina de Irapé (Usina Presidente Juscelino Kubitschek) é a barragem mais alta do país, com cerca de 205 m, sendo também a segunda maior da América do Sul (França et al., 2010). A barragem registrou aumento da atividade sísmica logo após o início do enchimento do reservatório e a finalização da estrutura, tendo como maior evento um sismo de magnitude 3.0 na escala Richter, registrado em 14 de maio de 2006, coincidente com o nível máximo de água no reservatório (Raza et al., 2024).

Nesse contexto, coloca-se em discussão de que forma a simulação numérica pode simular a sismicidade induzida por reservatórios com base no processo de reativação de falhas, de modo a contribuir para a compreensão desses fenômenos e para o aprimoramento da previsão desses eventos e mitigação de riscos associados. Sendo assim, o objetivo deste estudo é propor e estruturar uma metodologia de modelagem computacional, para a análise da sismicidade induzida pelo enchimento de reservatórios, apoiada em estudos anteriores, com ênfase em formulações dinâmicas e na representação do processo de reativação de falhas geológicas.

2 DESENVOLVIMENTO

2.1 Metodologia

A metodologia adotada neste estudo fundamenta-se em uma revisão técnica e crítica da literatura especializada, com o propósito de identificar, analisar e sistematizar pesquisas relacionadas à sismicidade induzida por reservatórios, com ênfase em estudos de caso e em abordagens de modelagem numérica voltadas à reativação de falhas geológicas. A revisão abrange trabalhos que utilizam formulações, considerando a interação entre tensões e poropressões, e destaca a aplicação do método dos elementos finitos por meio de ferramentas computacionais, como o *software* ABAQUS.

Com base nessa revisão, é estruturada uma metodologia de modelagem aplicada, em nível conceitual, ao contexto geológico e hidrológico da Usina Hidrelétrica de Irapé, visando representar os mecanismos físicos associados ao enchimento do reservatório e à possível reativação de falhas previamente existentes. Essa análise fornece a base conceitual e metodológica para a proposição do modelo numérico, além de permitir a identificação de parâmetros relevantes, hipóteses adotadas e limitações inerentes às abordagens previamente

empregadas.

Ressalta-se, contudo, que a metodologia proposta é apresentada em caráter conceitual, não contemplando sua implementação por meio de simulações numéricas do estudo de caso abordado, aspecto que representa uma limitação do presente estudo.

2.2 Sismicidade Induzida na Usina Hidrelétrica de Irapé

A Usina Hidrelétrica Presidente Juscelino Kubitschek de Oliveira, conhecida como Usina Hidroelétrica de Irapé ou Barragem Irapé, possui a barragem mais alta do Brasil, com 205 m de altura e 540 m de crista e se encontra localizada no rio Jequitinhonha, região nordeste do estado de Minas Gerais (AIRES, 2006). A estrutura, composta por enrocamento com núcleo argiloso fechando o vale, apresenta túneis de desvio na margem direita, tomada d'água, vertedouro e extravasor na margem esquerda e casa de força à jusante do barramento (CEMIG, 2025).

Com um reservatório de 5,95km³, potência instalada de 399MW e 3 unidades geradoras, as obras de construção da UHE Irapé iniciaram-se em 2002, entrando em operação no ano de 2006 (CEMIG, 2025). Logo em 2003, iniciou-se o monitoramento sismológico na região, com projeto de sistema composto por quatro estações sismográficas (IRP1, IRP2, IRP3 e IRP4), tendo em vista que um dos instrumentos (IRP1) parou de operar em maio de 2005. As distâncias entre as estações operantes e o eixo da barragem variam de 23 a 35 km, sendo a estação IRP2 a mais distante (Silva, 2014).

O enchimento do reservatório da UHE Irapé teve início em dezembro de 2005 e, segundo Chimpliganond et al. (2007), até esse momento não havia registro de eventos sísmicos na região. No entanto, pequenos sismos passaram a ser registrados um dia após o início do enchimento do reservatório. O evento de magnitude máxima ocorreu no dia 14 de maio de 2006 e alcançou 3.0 de magnitude de duração. Esse sismo foi sentido por morados da região de Lelivélia, distrito mais próximo da região do barramento, e por operários da UHE (Silva, 2014).

Segundo Raza et al. (2024), estudos analíticos e testes laboratoriais (avaliação da porosidade e permeabilidade dos maciços rochosos da fundação da barragem) sustentam a hipótese que a sismicidade inicial da região da UHE Irapé foi desencadeada por uma resposta não drenada da fundação ao enchimento do reservatório de Irapé, enquadrando o evento como sismicidade induzida por reservatório. A presença de micaxistos de baixa permeabilidade impediu a dissipação significativa da poropressões, levando a alterações no estado de tensões capazes de desestabilizar falhas pré-existentes. Na Figura 1 é apresentada uma descrição esquemática do mecanismo de SIR em UHE Irapé.

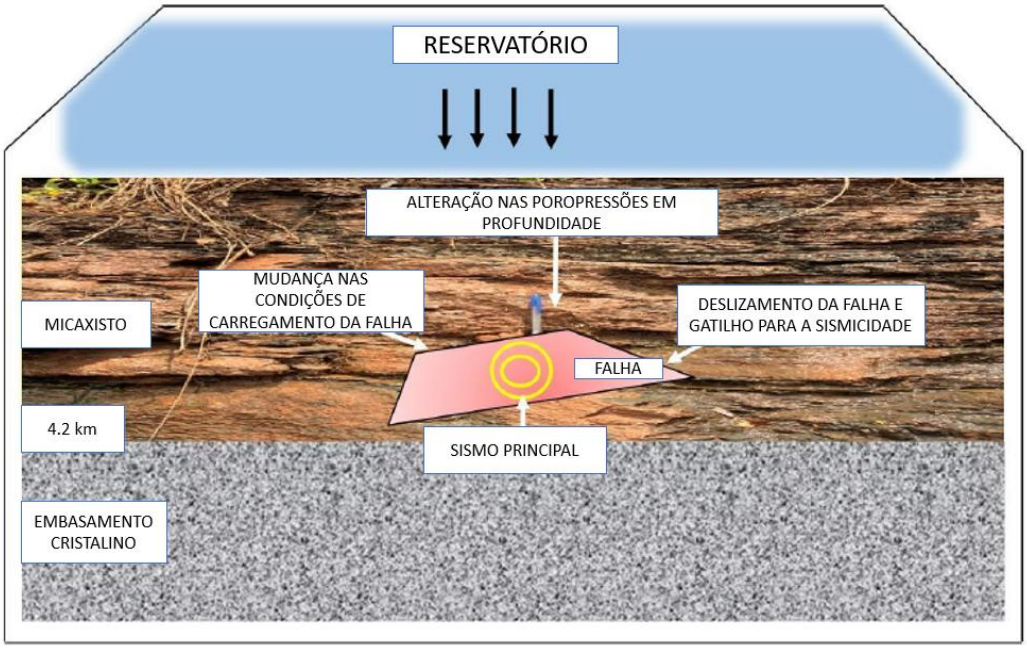


Figura 1. Descrição esquemática do mecanismo de SIR em Irapé. Adaptado de Raza et al. (2024).

Diante do exposto, observa-se que, para o caso da UHE Irapé, dispõe-se de um conjunto de informações relativas à geometria e às características da barragem e do reservatório, ao histórico de enchimento, ao monitoramento sismológico implantado previamente à operação e ao registro do evento máximo de magnitude 3,0, além de evidências geológicas que indicam a presença de micaxistos de baixa permeabilidade e a ocorrência de resposta.

Com base nesses dados, torna-se possível a simulação numérica do carregamento hidráulico decorrente do enchimento do reservatório e de seu potencial efeito na reativação de falhas, por meio de uma formulação dinâmica que permita avaliar a variação das tensões efetivas e dos critérios de ruptura. Essa abordagem possibilitará verificar se o modelo conceitual proposto é capaz de reproduzir, em termos físicos e mecânicos, o comportamento observado no caso de Irapé.

2.3 Modelagem Numérica de Processos de Reativação de Falhas

Dentre os métodos numéricos, destacam-se o método das diferenças finitas (Zhang et al., 2009; Fouladvand et al., 2009), o método dos elementos discretos (Zhang & Sanderson, 1996), o método dos elementos finitos (Vidal-Gilbert, 2009; Zhang et al., 2009; Mendes et al., 2010), bem como estratégias híbridas que combinam diferentes técnicas numéricas, visando capturar de forma mais realista a interação entre processos hidráulicos e mecânicos em meios fraturados (Rutqvist et al., 2007).

O método dos elementos finitos permite a representação consistente de meios contínuos heterogêneos, geometrias complexas e descontinuidades geológicas sob condições fortemente não lineares (Zienkiewicz et al., 2005; Belytschko et al., 2000). Em comparação com métodos de diferenças finitas e discretos, oferece maior flexibilidade na discretização espacial e na definição de leis constitutivas, além de possibilitar a simulação de processos dinâmicos transientes e da propagação de ondas elásticas, aspectos fundamentais na modelagem da reativação de falhas e da geração de sismos (Scholz, 2002; Aki & Richards, 2002).

A versatilidade do método dos elementos finitos possibilita a incorporação de formulações acopladas e não lineares, tornando-o particularmente apropriado para a simulação dos mecanismos físicos que governam a reativação de falhas e a geração de eventos sísmicos induzidos, por exemplo. Nesse contexto, a modelagem numérica da reativação de falhas associada à geração de sismos baseia-se na representação de processos físicos acoplados que atuam em diferentes escalas temporais.

O processo hidráulico controla a evolução espacial e temporal das poropressões no interior do reservatório e nas regiões adjacentes, influenciando diretamente a redução das tensões efetivas normais ao longo de planos de fraqueza preexistentes, conforme o princípio das tensões efetivas (Terzaghi, 1943) e os mecanismos de instabilidade induzida por fluido discutidos por Hubbert e Rubey (1959).

O processo geomecânico, por sua vez, governa a redistribuição do campo de tensões, o desenvolvimento de deformações e a mobilização do cisalhamento ao longo das falhas, podendo levar ao deslizamento instável quando o critério de resistência ao cisalhamento é superado (Jaeger et al., 2007; Scholz, 2002). Esse deslizamento abrupto resulta na liberação súbita de energia elástica acumulada no maciço rochoso, caracterizando a fonte sísmica e dando origem à propagação de ondas sísmicas, conforme descrito na teoria clássica da sismologia (Aki & Richards, 2002; Stein & Wysession, 2003).

A representação integrada desses mecanismos físicos constitui a base das abordagens numéricas empregadas na análise de sismos induzidos, exigindo formulações capazes de capturar simultaneamente a evolução das poropressões, a resposta geomecânica do maciço e a propagação dinâmica das ondas sísmicas.

Para a análise de fenômenos associados à reativação dinâmica de falhas geológicas e à geração de sismos induzidos, o *software* ABAQUS, dentre outros, oferece uma formulação robusta baseada no método dos elementos finitos em regime dinâmico-explícito. O módulo *ABAQUS/Explicit* resolve diretamente as equações do movimento a partir da integração explícita no tempo, fundamentada no método das diferenças centrais, dispensando a solução de sistemas globais de equações e evitando problemas de convergência típicos de formulações implícitas em cenários altamente não lineares (Dassault Systèmes, 2014).

Do ponto de vista teórico, a formulação explícita permite capturar a propagação de ondas mecânicas, a liberação abrupta de energia elástica e os efeitos inerciais associados ao deslizamento instável em planos de falha, sendo amplamente empregada em problemas de dinâmica estrutural e geomecânica (Belytschko et al., 2000; Zienkiewicz et al., 2005). No ABAQUS, falhas geológicas podem ser representadas por meio de

superfícies de contato com comportamento friccional dependente de tensão normal efetiva, utilizando leis constitutivas do tipo Coulomb ou formulações mais gerais de plasticidade, permitindo simular tanto o início quanto a evolução do deslizamento ao longo da descontinuidade (Dassault Systèmes, 2016).

Além disso, o códigodo *software* citado possibilita a extração direta de grandezas dinâmicas relevantes, como velocidades de partícula, acelerações, deslocamentos relativos e energia dissipada durante o processo de ruptura, tornando viável a correlação entre o comportamento numérico da falha e parâmetros observáveis em registros sismológicos. Dessa forma, a modelagem dinâmico-explícita no ABAQUS constitui uma ferramenta adequada para investigar os mecanismos físicos associados à reativação de falhas induzida por variações de tensão e poropressão em maciços rochosos, fornecendo suporte teórico e numérico para a interpretação de eventos de sismicidade induzida por reservatórios.

Como exemplo de aplicação de modelagem numérica voltada à análise de sismicidade induzida, destaca-se o trabalho de Rutqvist et al. (2016), no qual foi empregada uma abordagem hidromecânica acoplada para simular a reativação de falhas decorrente da injeção de CO_2 em reservatórios geológicos profundos. Os autores utilizaram o simulador TOUGH-FLAC, que integra a modelagem de fluxo multifásico em meios porosos com análises geomecânicas, permitindo representar a evolução das poropressões, a redistribuição de tensões e os mecanismos de ruptura associados à reativação de descontinuidades geológicas.

A reativação da falha foi simulada por meio do aumento gradual da poropressão associado à injeção de CO_2, combinado a um modelo constitutivo de enfraquecimento por cisalhamento (*slip-weakening*), permitindo reproduzir a perda de resistência da descontinuidade e a consequente ruptura sísmica.

Embora o mecanismo de indução analisado seja distinto daquele associado à SIR, os resultados apresentados por Rutqvist et al. (2016) demonstram a capacidade da modelagem numérica em reproduzir o processo de reativação de falhas geológicas, de forma a obsevar a propagação de ondas, velocidades de partícula e acelerações na superfície do terreno (ver Figura 2).

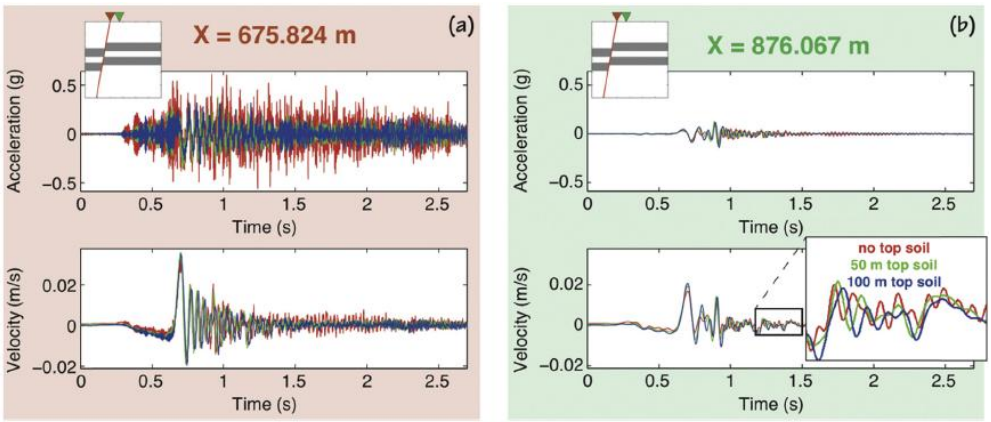


Figura 2. Componentes simuladas de aceleração e velocidade horizontais em (a) X = 676 m (sobre o topo da falha) e (b) X = 876 m (a 200 m da falha), considerando cenários com e sem uma camada superficial de solo mais deformável (mais macia) (resultados de Rutqvist et al., 2014). Adaptado de Rutqvist et al. (2016).

3 DISCUSSÕES FINAIS

A análise desenvolvida evidencia que a modelagem da sismicidade induzida associada à Usina Hidrelétrica de Irapé deve fundamentar-se em uma análise capaz de representar de forma integrada a evolução das poropressões e a redistribuição do campo de tensões no maciço rochoso da fundação e no entorno do reservatório. A representação explícita de descontinuidades estruturais, especialmente de uma falha potencialmente reativável, é essencial para capturar os mecanismos físicos envolvidos, devendo essa descontinuidade ser modelada por elementos de interface ou superfícies de contato com comportamento friccional dependente da tensão normal efetiva. A caracterização constitutiva dos materiais deve basear-se em parâmetros obtidos por ensaios laboratoriais, investigações geológico-geotécnicas e valores de referência da literatura, enquanto o estado inicial de tensões deve incorporar a contribuição tectônica regional combinada às tensões gravitacionais.

O enchimento do reservatório deve ser simulado como um carregamento hidráulico transiente, permitindo reproduzir tanto a resposta não drenada inicial quanto a dissipação das poropressões ao longo de fraturas e zonas mais permeáveis. Esse processo é reconhecido como fator determinante na redução das tensões efetivas normais e na aproximação do sistema ao limiar de ruptura, podendo concentrar deformações cisalhantes de forma localizada e favorecer a nucleação de instabilidades. Nesse contexto, a retroanálise dos registros sísmicos observados durante o enchimento constitui ferramenta relevante para a calibração do modelo, ajustando parâmetros de resistência e permeabilidade de modo a compatibilizar a resposta numérica com a evolução temporal da atividade sísmica registrada na área.

Ao analisar a literatura especializada, observa-se que a reprodução numérica da sismicidade induzida normalmente envolve modelos hidromecânicos acoplados e leis constitutivas capazes de representar a redução progressiva da resistência ao cisalhamento da descontinuidade geológica durante o processo de deslizamento, permitindo simular desde o gatilho da ruptura até a propagação das ondas sísmicas e, consequentemente, a ocorrência de eventos sísmicos.

Com base nesse encadeamento conceitual, propõe-se a organização das etapas de simulação em um fluxo metodológico estruturado, conforme apresentado na Figura 3, que integra a caracterização geológica e geomecânica, a definição do modelo numérico em elementos finitos, a aplicação do carregamento hidráulico transiente, a verificação das condições de ruptura e a análise dinâmica explícita da reativação da falha.

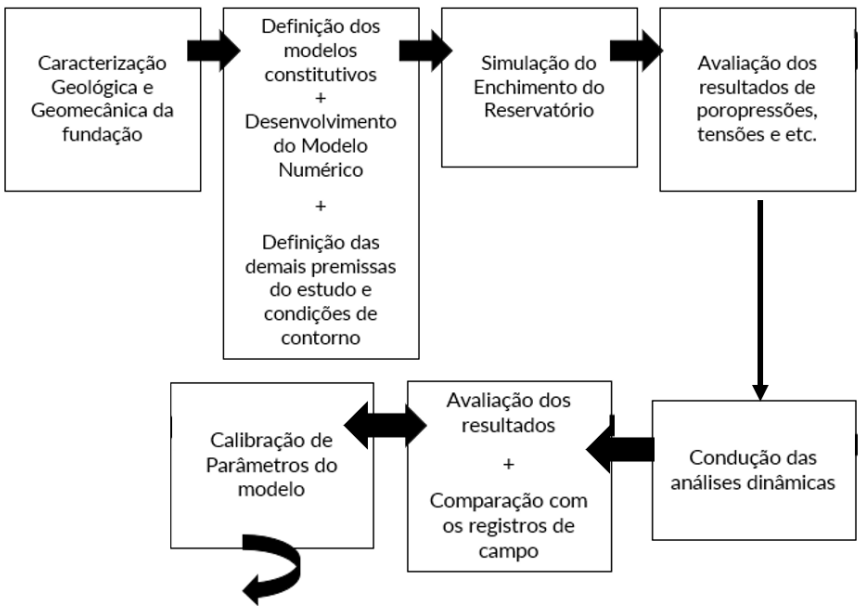


Figura 3. Fluxograma metodológico proposto para a modelagem numérica da sismicidade induzida por reservatórios.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Universidade de Brasília e à Petrobrás pelo apoio no desenvolvimento do trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AKI, K.; RICHARDS, P. G. Quantitative seismology. 2. ed. Sausalito: University Science Books, 2002.

BELYTSCHKO, T.; LIU, W. K.; MORAN, B. Nonlinear finite elements for continua and structures. Chichester: John Wiley & Sons, 2000.

COSTA, A. M. Estudo do acoplamento hidromecânico em reservatórios fraturados. 1984. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1984.

DASSAULT SYSTÈMES. ABAQUS Analysis User's Manual. Providence: Dassault Systèmes, 2014.

DASSAULT SYSTÈMES. ABAQUS Theory Manual. Providence: Dassault Systèmes, 2016.

HUBBERT, M. K.; RUBEY, W. W. Role of fluid pressure in mechanics of overthrust faulting. Geological Society of America Bulletin, v. 70, n. 2, p. 115–166, 1959.

KIM, J.; TCHELEPI, H. A.; JUANES, R. Stability, accuracy, and efficiency of sequential methods for coupled flow and geomechanics. SPE Journal, v. 16, n. 2, p. 249–262, 2011.

MENDES, R. M.; ROEHL, D.; COSTA, A. M. Hydromechanical modeling of fault reactivation in fractured reservoirs. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, v. 47, n. 7, p. 1110–1122, 2010.

PEREIRA, J. P.; ROEHL, D.; COSTA, A. M. Avaliação numérica de limites de pressão de injeção considerando acoplamento hidromecânico. Revista Brasileira de Geotecnia, v. 34, n. 2, p. 45–58, 2014.

RUEDA, J. A. Modelagem numérica do acoplamento hidromecânico em reservatórios geotérmicos. 2013. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.

RUTQVIST, Jonny; RINALDI, Antonio P.; CAPPA, Frédéric; JEANNE, Pierre; MAZZOLDI, Alberto; URPI, Luca; GUGLIELMI, Yves; VILARRASA, Victor. Fault activation and induced seismicity in geological carbon storage: lessons learned from recent modeling studies. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, v. 8, n. 6, p. 789–804, 2016. DOI: https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2016.09.001.

SCHOLZ, C. H. The mechanics of earthquakes and faulting. 2. ed. Cambridge: Cambridge University Press, 2002.

SETTARI, A.; WALTERS, D. A. Advances in coupled geomechanical and reservoir modeling. SPE Journal, v. 6, n. 3, p. 334–342, 2001.

STEIN, S.; WYSESSION, M. An introduction to seismology, earthquakes, and Earth structure. Oxford: Blackwell Publishing, 2003.

VIDAL-GILBERT, S. Hydromechanical modeling of fault reactivation in reservoir systems. 2009. PhD Thesis – École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 2009.

ZHANG, X.; SANDERSON, D. J. Numerical modeling of fault reactivation. Journal of Structural Geology, v. 18, n. 1, p. 117–126, 1996.

ZHANG, X.; WONG, L. N. Y.; LI, G. Finite difference modeling of fault slip induced by fluid injection. Journal of Geophysical Research, v. 114, p. 1–15, 2009.

BOSTRØM, B.; SKOMEDAL, E. Reservoir aeromechanics with ABAQUS. In: ABAQUS Users' Conference, p. 117-131, 2004.

CASTAÑO, M. A. R. Modelagens 2D e 3D para avaliação de reativação de falhas geológicas em reservatórios de petróleo. 2016. 105 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

CORDERO, J. A. R. Reativação de falhas geológicas com modelos numéricos discretos e distribuído. 2013. 137 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

FOULADVAND, A. et al. Geomechanical modeling integrating subseismic faults. In: SPE Asia Pacific Oil and Gas Conference and Exhibition, Society of Petroleum Engineering, 2009.

HERGERT, T. et al. Modelling production-induced dynamic rupture of intra-graben faults and related earthquakes in the north german basin. Geomechanics for Energy and the Environment, v. 31, 100342, 2022.

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/COBRAMSEG2026.1/54

Monitoramento, instrumentação e alerta: limites do modelo brasileiro e caminhos para um sistema integrado de resposta rápida

Michelle Cristina dos Reis Braga
MSc. Engenharia Ambiental, Vale S.A., Belo Horizonte, Brasil, michelle_crb@yahoo.com.br

Danilo Manata Eloi
Senior Geotechnical Consultant, WSP Canada, Vancouver, Canada, danilo.eloi@wsp.com

RESUMO: A regulamentação vigente da Agência Nacional de Mineração (ANM) dispõe sobre uma série de exigências técnicas para barragens classificadas como DPA alto, incluindo monitoramento automatizado, redundância de energia, vídeo-monitoramento ativo, registros contínuos, armazenamento mínimo de 90 dias de dados e sistemas de alerta com sirenes instaladas fora da mancha de inundação. Embora essas medidas representem avanço significativo, sua aplicação prática demonstra desafios operacionais que podem comprometer a eficácia real do sistema de resposta. Em contraste, modelos internacionais como os adotados no Canadá, Estados Unidos e Austrália enfatizam sistemas híbridos, combinando monitoramento automático, supervisão humana contínua, análise probabilística de tendência e integração com protocolos estruturados de tomada de decisão. Além disso, grande parte dos empreendimentos ainda não dispõe de modelos robustos de *early warning* que integrem dados de instrumentação aos protocolos de emergência, limitando a capacidade de acionar alertas com base em limiares dinâmicos de comportamento. O trabalho discute também a ausência de integração plena entre instrumentação automatizada, paineis de risco, controle operacional e diretrizes de quem aciona o sistema de alerta. A partir dessa análise, propõe-se um caminho para evolução do modelo brasileiro, com foco em padronização de limiares operacionais, integração entre dados automáticos e modelos de risco, ampliação da redundância sistêmica e fortalecimento da governança de resposta rápida.

PALAVRAS-CHAVE: Monitoramento de barragens; governança; limitações; integração de dados; alerta; práticas internacionais.

ABSTRACT: The current regulations of the National Mining Agency (ANM) stipulate a series of technical requirements for dams classified as having a high potential for flood damage (PDD), including automated monitoring, energy redundancy, active video monitoring, continuous recording, a minimum data storage of 90 days, and warning systems with sirens installed outside the flood zone. While these measures represent significant progress, their practical application demonstrates operational challenges that can compromise the actual effectiveness of the response system. In contrast, international models such as those adopted in Canada, the United States, and Australia emphasize hybrid systems, combining automatic monitoring, continuous human supervision, probabilistic trend analysis, and integration with structured decision-making protocols. Furthermore, a large number of projects still lack robust early warning models that integrate instrumentation data with emergency protocols, limiting the ability to trigger alerts based on dynamic behavioral thresholds. This work also discusses the lack of full integration between automated instrumentation, risk panels, operational control, and guidelines for those who activate the warning system. Based on this analysis, a path is proposed for the evolution of the Brazilian model, focusing on the standardization of operational thresholds, integration between automated data and risk models, expansion of systemic redundancy, and strengthening of rapid response governance.

KEYWORDS: Dam monitoring; governance; limitations; data integration; alert; international practices.

1 INTRODUÇÃO

A segurança de barragens de mineração tem recebido crescente atenção no Brasil e, consequentemente, houve o aprimoramento das normas publicadas pela Agência Nacional de Mineração (ANM). Para estruturas classificadas com Dano Potencial Associado (DPA) alto, o marco regulatório estabelece um conjunto de requisitos que inclui monitoramento automatizado, redundância de energia1, vídeo-monitoramento ativo com registros contínuos e sistemas de alerta fora da mancha de inundação. Embora tais medidas representem avanços relevantes, seu desempenho prático evidencia lacunas estruturais que podem comprometer a eficácia da gestão de risco. Como ressaltado por Vick (2002) e Morgenstern (2018), a segurança de barragens requer não apenas critérios normativos, mas sistemas organizacionais e operacionais capazes de transformar dados em ações decisivas.

A implementação de instrumentação automatizada em regiões remotas constitui um desafio central, sobretudo pela dependência de infraestrutura energética, telecomunicações e manutenção, aspectos já discutidos por Fell et al. (2015) no contexto de *risk-informed dam management*. Além disso, o grande volume de dados gerado por sensores e plataformas de supervisão demanda sistemas robustos de filtragem e análise. Duncan & Wright (2005) destacam que o comportamento de taludes e estruturas de contenção só pode ser adequadamente interpretado quando os dados instrumentais são avaliados sob modelos consistentes de evolução de deformações e pressões neutras. Sem processamentos adequados, há risco de sobrecarga das equipes técnicas e perda de sensibilidade na detecção de anomalias críticas, ponto enfatizado por Mitchell (1993), ao discutir limites de interpretação frente à variabilidade de materiais geotécnicos.

No cenário internacional, países como Canadá, Estados Unidos e Austrália adotam modelos híbridos que combinam monitoramento automático, supervisão humana contínua, análises probabilísticas e protocolos formais de tomada de decisão. Esses modelos refletem princípios descritos por Caldwell (2014) e Fell et al. (2015), que defendem a integração entre monitoramento, análise de tendência e gestão operacional como base da prevenção de rupturas. Tais sistemas apresentam ainda clareza na definição de responsabilidades, como o papel central do *Engineer of Record*, conforme argumentado por Morgenstern (2010), que destaca a importância da autoridade técnica contínua sobre o desempenho da estrutura.

Outro elemento crítico refere-se aos sistemas de alerta e às sirenes de emergência. Embora a exigência de instalação fora da mancha de inundação seja tecnicamente fundamentada, restrições topográficas e logísticas podem dificultar sua implementação efetiva. Vick (2002) ressalta que sistemas de alerta só são eficazes quando integrados a modelos de *early warning* baseados em limiares dinâmicos e indicadores confiáveis de comportamento estrutural. Entretanto, observa-se que muitos empreendimentos brasileiros ainda carecem dessa integração, resultando em limitações na capacidade de detecção precoce e na resposta a sinais de deterioração.

A ausência de integração plena entre monitoramento automatizado, painéis de risco, processos decisórios e governança operacional reforça a necessidade de evolução sistêmica. Fell et al. (2008) observam que uma abordagem de segurança de barragens baseada em risco depende fundamentalmente da padronização de limiares, da consistência entre dados e modelos probabilísticos e da definição clara de responsabilidades de acionamento. Quando comparado a modelos de referência internacional, o arcabouço brasileiro ainda apresenta lacunas relevantes nessas dimensões.

Diante desse contexto, o presente artigo analisa criticamente o modelo brasileiro, suas limitações em relação às práticas internacionais e propõe diretrizes para o aprimoramento técnico e operacional da gestão de segurança de barragens.

2 LIMITAÇÕES DO MODELO BRASILEIRO DE GESTÃO DE SEGURANÇA DE BARRAGENS DE MINERAÇÃO

O modelo brasileiro de monitoramento, instrumentação e alerta em barragens de mineração apresenta avanços normativos importantes, mas ainda está distante das práticas internacionais mais maduras quando analisado sob a perspectiva de desempenho, integração sistêmica e governança técnica. A atualização legal promovida pela Lei nº 14.066/2020, que reforça a Política Nacional de Segurança de Barragens, e a

[1] A Resolução ANM nº 220/2025, que entrará em vigor em 2027, não impõe tal exigência.

consolidação normativa da Resolução ANM nº 95/2022 estabeleceram requisitos essenciais como a implementação de instrumentação com níveis de controle e a criação de centros de monitoramento geotécnico 24 horas/7 dias na semana (BRASIL, 2020; ANM, 2022). Embora esses elementos representem um salto qualitativo, a eficácia prática do sistema ainda é limitada pela ausência de integração plena entre dados instrumentais, modelos de risco, controle operacional e protocolos de resposta - um desafio amplamente discutido em revisões internacionais sobre segurança de barragens de rejeitos (ICOLD, 2022; GISTM, 2020).

Quando comparado ao estado da arte mundial, percebe-se que o arcabouço brasileiro adota uma lógica predominantemente prescritiva, voltada ao cumprimento de requisitos formais, enquanto diretrizes internacionais enfatizam sistemas que integram monitoramento, análise probabilística, governança e resposta rápida. O *Global Industry Standard on Tailings Management* (GISTM), por exemplo, trata o monitoramento como parte de um processo interdisciplinar de gestão de risco, com ênfase em rastreabilidade, revisão independente e responsabilidade executiva (UNEP; ICMM; PRI, 2020). O ICOLD Boletim 194 reforça que o monitoramento deve ser orientado à detecção precoce e à decisão, e não apenas ao registro de leituras (ICOLD, 2022). Esse contraste se evidencia no Brasil quando leituras instrumentais, mesmo automatizadas, são analisadas de forma isolada, sem ferramentas robustas de análise de tendência, detecção de anomalias ou coerência multissensor, conforme sugerido por Fell et al. (2008; 2015) e por Zare et al. (2024).

Outro ponto crítico refere-se aos limites tecnológicos e operacionais da instrumentação automatizada no Brasil, sobretudo em regiões remotas. A Resolução ANM nº 95/2022 exige níveis de controle e centros de monitoramento ininterruptos, mas a qualidade desses sistemas depende de disponibilidade energética, redundância de telecomunicações e rotinas consolidadas de *Quality Assurance e Quality Control* (QA/QC) de dados, elementos frequentemente frágeis na prática (ANM, 2022). Diretrizes internacionais, como o World Bank Technical Note 7 e as recomendações do ICOLD, advogam por soluções redundantes de energia e comunicação, *store-and-forward*, validação físico-estatística e indicadores compostos baseados em taxas e acelerações de comportamento (WORLD BANK, 2021; ICOLD, 2022). Sem essa arquitetura de dados, mesmo um centro 24/7 não garante sensibilidade suficiente a mudanças críticas no comportamento da estrutura.

A transição de limiares estáticos - adotados de forma ainda comum no país - para limiares dinâmicos e multicritério constitui outro ponto de afastamento das melhores práticas. A literatura de risco em barragens, como os manuais do *Bureau of Reclamation* e das *Federal Guidelines for Dam Safety Risk Management*, enfatiza o uso de probabilidades condicionais de falha, análise de tendência e tempo disponível de resposta para estruturar níveis de alerta (USBR, 2019; FERC, 2020). No Brasil, apesar da previsão normativa de níveis de controle, não há padronização nacional consolidada para cálculo, revisão e auditoria desses limiares com base em análise probabilística. Esse descompasso pode comprometer a tempestividade de respostas e aumentar o risco de falsos positivos ou negativos.

A crítica mais profunda, entretanto, recai sobre a governança. O Brasil ainda não formalizou de forma ampla o papel de uma autoridade técnica contínua com prerrogativas explícitas para interpretar anomalias e recomendar o acionamento de alertas. Em contrapartida, o modelo canadense documentado no *Tailings Guide* e no *OMS Guide da Mining Association of Canada* consolida o *Engineer of Record* (EoR) como a figura central de governança técnica. O EoR é responsável por definir limiares dinâmicos, validar dados, avaliar anomalias e recomendar a elevação de estado, com suporte de revisões independentes proporcionais às consequências potenciais da instalação (MAC, 2019; MAC, 2021). O GISTM reforça esse arranjo ao exigir a nomeação e o empoderamento do EoR e ao estabelecer a figura do *Accountable Executive*, que garante que a cadeia de decisão esteja alinhada à proteção de vidas (UNEP; ICMM; PRI, 2020). Morgenstern (2018), ao analisar falhas recentes de barragens de rejeitos, argumenta que a ausência de autoridade técnica clara e contínua é um fator determinante para atrasos decisórios e para a perda de sensibilidade organizacional frente a sinais precoces.

Ao confrontar o modelo nacional com essas referências, torna-se evidente que a estrutura brasileira criou uma espinha dorsal regulatória adequada contemplando: centros de monitoramento geotécnico 24/7, PAEBM, instrumentação e níveis de controle, mas ainda não amadureceu sua musculatura operacional. Sem integração digital ponta a ponta, sem limiares dinâmicos revisados por especialistas independentes e sem uma autoridade técnica com atribuição inequívoca para comandar a resposta, persiste um risco sistêmico: o de que dados existam, mas não se convertam em ação ágil. Como enfatizam Zare et al. (2024) e o World Bank (2021), a qualidade da resposta depende mais da coordenação entre instrumentos, algoritmos, pessoas e protocolos do que da mera presença de sensores.

A convergência com práticas internacionais, portanto, requer que o Brasil avance para um modelo orientado a desempenho e risco, institucionalizando funções técnicas contínuas, harmonizando limiares dinâmicos multicritério, integrando dados em painéis decisórios e assegurando a rastreabilidade das decisões. O arcabouço já existente permite esse avanço, contudo, falta consolidar a cultura técnica, os processos e as estruturas de autoridade que encurtam o caminho entre a detecção de uma anomalia e a proteção efetiva de vidas e comunidades.

3 DIRETRIZES PARA O APRIMORAMENTO TÉCNICO E OPERACIONAL DA GESTÃO DE SEGURANÇA DE BARRAGENS NO BRASIL

O aperfeiçoamento da gestão de segurança de barragens demanda a adoção de soluções que já se mostraram eficazes em contextos internacionais maduros, nos quais monitoramento, análise e resposta rápida formam um sistema integrado e orientado a desempenho. As diretrizes adotadas em países como Canadá, Estados Unidos, Austrália e os padrões globais consolidados pelo ICOLD e pelo GISTM demonstram que a eficiência de um sistema de segurança depende menos da quantidade de instrumentos e mais da forma como dados, modelos e pessoas operam de modo coordenado ao longo de todo o ciclo de vida da infraestrutura.

Um dos pilares mais consistentes diz respeito à padronização de limiares operacionais dinâmicos e multicritério, abordagem amplamente recomendada nas diretrizes do *Bureau of Reclamation* e nas *Federal Guidelines for Dam Safety Risk Management* (USBR, 2019; FERC, 2020). Nesses modelos, limiares deixam de ser valores absolutos e passam a refletir probabilidades condicionais de falha, incorporando variáveis como taxa e aceleração de deslocamentos, variações transientes de poropressão, coerência entre diferentes sensores e, sobretudo, o tempo disponível para resposta. Essa lógica, alinhada à visão de Fell et al. (2008; 2015), posiciona o limiar como ferramenta de decisão e não como marcador estático. Sistemas desse tipo reduzem ruídos, tornam anomalias mais perceptíveis e vinculam cada nível de alerta a ações proporcionais e previamente ensaiadas.

Outro eixo central nas práticas internacionais contemporâneas é a integração entre dados automáticos e modelos de risco, combinando telemetria contínua, inspeções estruturadas e análises probabilísticas. O GISTM estabelece que dados de monitoramento, independentemente de sua origem, devem alimentar um modelo de risco vivo, que reflita o desempenho atual da estrutura, atualize hipóteses de comportamento e permita reavaliações rápidas sempre que surgirem novos indícios (UNEP; ICMM; PRI, 2020). O ICOLD Bulletin 194 reforça que sistemas de monitoramento devem ser interpretados à luz de modelos físicos e probabilísticos, e nunca de forma isolada (ICOLD, 2022). De acordo com Zare et al. (2024), países que empregam pipelines de qualidade de dados com validações físico-estatísticas, detecção de anomalias, algoritmos de *rate-of-change* e cruzamentos multissensores apresentam maior capacidade de antecipação frente a trajetórias de instabilidade.

A literatura também evidencia que a confiabilidade operacional de instalações críticas depende da ampliação sistemática da redundância técnica, garantindo continuidade de dados mesmo em cenários adversos. Referenciais como o *Technical Note 7 – Tailings Storage Facilities* do Banco Mundial recomendam redundância em quatro níveis: energia (solar-bateria-gerador), telecomunicações (dupla rota, rádio, satélite), sensores (sobreposição instrumental para variáveis críticas) e armazenamento local (*store-and-forward*) com capacidade suficiente para suportar períodos prolongados de indisponibilidade remota (WORLD BANK, 2021). Sistemas desse tipo não apenas aumentam a disponibilidade de dados, como também reduzem vulnerabilidades em situações de emergência, quando a confiabilidade da informação é especialmente determinante.

O fortalecimento da governança de resposta rápida é outro componente recorrente em países referência. No Canadá, o modelo liderado pela *Mining Association of Canada* (MAC) se consolidou como uma das práticas mais maduras ao instituir a figura do *Engineer of Record* (EoR) como autoridade técnica permanente da instalação, responsável por definir limiares, interpretar dados, avaliar anomalias e recomendar a elevação de estado e o acionamento de alertas (MAC, 2019; MAC, 2021). O GISTM adota e globaliza essa abordagem, ao exigir que o EoR seja formalmente nomeado, tecnicamente independente e inserido em uma cadeia decisória que inclui revisões independentes e a figura do *Accountable Executive* (UNEP; ICMM; PRI, 2020). A literatura de governança geotécnica argumenta que a presença de um responsável técnico contínuo e investido de autoridade reduz atrasos decisórios e aumenta a rastreabilidade, como destacado por Morgenstern (2018) ao discutir as falhas organizacionais que precederam diversos colapsos recentes.

No mesmo sentido, práticas internacionais recomendam a incorporação de sistemas integrados de resposta que conectem monitoramento, painéis de risco, controle operacional e planos de emergência em uma única cadeia lógica e auditável. O *Tailings Guide* e o *OMS Guide* da MAC estabelecem que níveis de alerta devem ser vinculados a procedimentos operacionais e comunitários claramente definidos e testados periodicamente em exercícios simulados, com registro de tempos de resposta, falhas de execução e planos de melhoria contínua (MAC, 2019; 2021). O ICOLD reforça que sistemas eficazes devem manter "traços de decisão" (*decision traces*) que permitam reconstruir o raciocínio técnico e identificar pontos de atenção após qualquer evento, mesmo que não evolua para emergência (ICOLD, 2022).

Além disso, organismos como a ANCODE e o *World Bank* recomendam que sistemas de monitoramento incorporem múltiplas tecnologias convergentes, como sensores *in situ*, VANTs, interferometria por radar, imagens orbitais de alta resolução e modelos digitais de superfície, permitindo verificar coerência entre diferentes fontes de informação (WORLD BANK, 2021; ZARE et al., 2024). Essa convergência não substitui métodos tradicionais, mas os complementa, aumentando a robustez da curva de evidências e reduzindo a probabilidade de interpretações equivocadas.

O conjunto dessas práticas internacionais demonstra que o aprimoramento da segurança de barragens depende de uma visão sistêmica que integre padrões técnicos, governança, tecnologia e cultura organizacional. O caminho para evolução de qualquer sistema de gestão passa por estabelecer limiares dinâmicos orientados por risco, assegurar redundância técnica proporcional ao dano potencial, integrar dados contínuos a modelos probabilísticos vivos e investir na institucionalização de uma autoridade técnica contínua com autonomia e responsabilidade formal na cadeia de decisão. Esses elementos definem a maturidade dos sistemas internacionais e constituem referências sólidas para orientar o aperfeiçoamento técnico-operacional da gestão de barragens em qualquer país que busque convergir para padrões de excelência e desempenho.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise desenvolvida ao longo deste artigo demonstra que a gestão de segurança de barragens, especialmente no contexto de estruturas de rejeitos, exige uma abordagem sistêmica que transcenda a simples conformidade normativa e avance para um modelo integrado, orientado ao desempenho e sustentado por governança técnica robusta. Embora o Brasil tenha introduzido avanços significativos em seu arcabouço legal e regulatório, sobretudo com a Lei nº 14.066/2020 e a Resolução ANM nº 95/2022 (BRASIL, 2020; ANM, 2022), o panorama internacional evidencia que a maturidade operacional em segurança de barragens depende da capacidade de converter dados confiáveis em decisões oportunas, justificadas e rastreáveis.

As contribuições de autores como Mitchell (1993), Duncan e Wright (2005) e Fell et al. (2015), além dos referenciais internacionais recentes do ICOLD (2022), da MAC (2019; 2021), do GISTM (UNEP; ICMM; PRI, 2020) e de organismos multilaterais como o Banco Mundial (WORLD BANK, 2021), reforçam que a segurança de barragens é um produto da integração entre conhecimento do comportamento físico das estruturas, análise probabilística de risco, monitoramento robusto, redundância sistêmica e governança clara.

A literatura contemporânea converge na defesa de limiares operacionais dinâmicos, capazes de captar tendências e probabilidades condicionais; de sistemas de dados com QA/QC integrados e interoperabilidade; e de cadeias decisórias que posicionam a autoridade técnica contínua, exemplificada internacionalmente pelo *Engineer of Record*, como elemento central da resposta rápida (MAC, 2019; MORGENSTERN, 2018).

A partir desse conjunto de evidências, o artigo propõe um caminho para o aprimoramento do modelo brasileiro com base em quatro dimensões estruturantes: padronização de limiares multicritério orientados a risco; integração entre monitoramento automatizado, análise probabilística e painéis de decisão; ampliação da redundância técnica para assegurar continuidade de dados e confiabilidade operacional; e fortalecimento da governança, com institucionalização de uma autoridade técnica responsável por consolidar, interpretar e transformar evidências em ação. Essas diretrizes não apenas alinham o sistema nacional às melhores práticas internacionais, mas também reconhecem a natureza dinâmica, incerta e altamente consequente da gestão de barragens de rejeitos.

O avanço necessário é, portanto, menos regulatório e mais operacional, exigindo convergência de tecnologia, processos e capacidades humanas. A construção de um sistema capaz de identificar precocemente mudanças de comportamento, interpretar riscos de forma probabilística e acionar respostas proporcionais

depende de investimentos em cultura técnica, padronização metodológica e clareza institucional. A experiência internacional demonstra que sistemas bem-sucedidos são aqueles capazes de reduzir a distância entre o monitoramento e a decisão, bem como entre a decisão e a ação.

Conclui-se, assim, que a evolução da segurança de barragens no Brasil depende da consolidação de um modelo integrado, orientado ao risco e suportado por governança técnica contínua. Este artigo contribui ao identificar, estruturar e justificar diretrizes para esse aprimoramento, oferecendo um arcabouço conceitual alinhado às práticas internacionais e direcionado à construção de um sistema efetivamente preventivo, resiliente e comprometido com a proteção da vida humana e do meio ambiente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANM – AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO. *Resolução nº 95, de 7 de fevereiro de 2022*. Consolida os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração. Brasília, 2022. Disponível em: <https://www.gov.br/anm/pt-br/assuntos/barragens/legislacao/resolucao-no-95-2022.pdf>. Acesso em: 13 fev. 2026.

BRASIL. *Lei nº 14.066, de 30 de setembro de 2020.* Altera a Política Nacional de Segurança de Barragens. Diário Oficial da União, Brasília, 1 out. 2020. Disponível em: <https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2019-2022/2020/Lei/L14066.htm>. Acesso em: 13 fev. 2026.

CALDWELL, J. A. Risk-Informed Decision Making for Tailings Dam Safety. In: *Tailings and Mine Waste Conference*, 2014, Vancouver. Proceedings… Vancouver: University of British Columbia, 2014.

DUNCAN, J. M.; WRIGHT, S. G. *Soil Strength and Slope Stability.* 2. ed. Hoboken: John Wiley & Sons, 2005.

FELL, R. et al. *Guidelines for Dam Safety Risk Assessment.* Sydney: Australian National Committee on Large Dams (ANCOLD), 2008.

FELL, R.; MACGREGOR, P.; STAPLEDON, D.; BELL, G. *Geotechnical Engineering of Dams.* 2. ed. Boca Raton: CRC Press, 2015.

FERC – FEDERAL ENERGY REGULATORY COMMISSION. *Federal Guidelines for Dam Safety Risk Management.* Washington, D.C., 2020. Disponível em: <https://www.ferc.gov/sites/default/files/2020-04/draft-guidelines.pdf>. Acesso em: 13 fev. 2026.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. *Bulletin 194 – Tailings Dam Safety*. Paris, 2022. Disponível em: <https://klohn.com/wp-content/uploads/B194-ICOLD-Tailings-Dam-Safety.pdf>. Acesso em: 13 fev. 2026.

MAC – MINING ASSOCIATION OF CANADA. *A Guide to the Management of Tailings Facilities.* Version 3.1. Ottawa, 2019. Disponível em: <https://mining.ca/wp-content/uploads/dlm_uploads/2021/06/MAC-Tailings-Guide_2019.pdf>. Acesso em: 13 fev. 2026.

MAC – MINING ASSOCIATION OF CANADA. *Developing an Operation, Maintenance, and Surveillance (OMS) Manual for Tailings and Water Management Facilities.* Version 2.1. Ottawa, 2021. Disponível em: <https://mining.ca/wp-content/uploads/dlm_uploads/2023/02/MAC-OMS-Guide-March-2021-no-popups.pdf>. Acesso em: 13 fev. 2026.

MITCHELL, J. K. *Fundamentals of Soil Behavior.* 2. ed. New York: Wiley-Interscience, 1993.

MORGENSTERN, N. R. *Geotechnical Risk, Regulation, and Public Policy.* 6th Victor de Mello Lecture, 2018. Disponível em: <https://victorfbdemello.com.br/arquivos/Lectures/6TH_VICTOR_DE_MELLO_LECTURE.pdf>. Acesso em: 13 fev. 2026.

MORGENSTERN, N. R. Safety and Risk in Geotechnical Engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2010.

UNEP; ICMM; PRI – UNITED NATIONS ENVIRONMENT PROGRAMME; INTERNATIONAL COUNCIL ON MINING & METALS; PRINCIPLES FOR RESPONSIBLE INVESTMENT. *Global Industry Standard on Tailings Management (GISTM).* 2020. Disponível em: <https://globaltailingsreview.org/wp-content/uploads/2020/08/global-industry-standard_EN.pdf>. Acesso em: 13 fev. 2026.

USBR – UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION. *Best Practices in Dam and Levee Safety Risk Analysis.* Denver: U.S. Department of the Interior, 2019. Disponível em: <https://www.usbr.gov/damsafety/risk/methodology.html>. Acesso em: 13 fev. 2026.

VICK, S. G. *Degrees of Belief: Subjective Probability and Engineering Judgment.* Reston, VA: ASCE Press, 2002.

WORLD BANK. *Good Practice Note on Dam Safety – Technical Note 7: Tailings Storage Facilities.* Washington, D.C., 2021. Disponível em: <https://documents1.worldbank.org/curated/en/981621619171243500/pdf/Tailings-Storage-Facilities.pdf>. Acesso em: 13 fev. 2026.

ZARE, M. et al. A Review of Tailings Dam Safety Monitoring Guidelines and Systems. *Minerals*, v. 14, n. 6, 2024. DOI: 10.3390/min14060551. Disponível em: <https://www.mdpi.com/2075-163X/14/6/551>. Acesso em: 13 fev. 2026.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/55

Práticas e desafios para a descaracterização de barragens de rejeitos: uma revisão bibliométrica

Ian Henrique Pires
Mestrando em Engenharia Hídrica, Universidade Federal de Itajubá (UNIFEI), Itajubá - MG, Brasil, ianhpires@gmail.com

Adinele Gomes Guimarães
Doutora em Engenharia Civil, Universidade Federal de Itajubá (UNIFEI), Itajubá - MG, Brasil, adinele@unifei.edu.br

RESUMO: Diante dos desastres envolvendo barragens de rejeitos no Brasil, em específicos aquelas construídas pelo método de alteamento a montante, a legislação brasileira passou por importantes alterações. A Lei Federal nº 14.066/2020, que alterou a Política Nacional de Segurança de Barragens, proibiu a construção e o licenciamento ambiental de novas barragens desse tipo e determinou a descaracterização das estruturas já existentes, ou seja, a alteração da função dessas estruturas para que não atuem mais como barramentos de contenção de rejeitos.O presente artigo tem por finalidade de conduzir uma revisão bibliométrica sobre a descaracterização de barragens e rejeitos de mineração. Para isso, a revisão foi realizada a partir da definição das palavras-chave (strings) e, em seguida, a busca na base de dados SCOPUS e o tratamento dos dados com o emprego da linguagem de programação R. A linguagem R é um software que permite a análise estatística dos dados de busca e a geração de gráficos.A produção acadêmica mundial referente ao tema apresentou um crescimento nos últimos 10 anos. Este aumento decorreu da influência dos desastres ocorridos no Brasil, que configura como um ponto de inflexão na produção científica.A literatura tem explorado a descaracterização sob diferentes abordagens, desde a fase de planejamento, custos, monitoramento, meio ambiente até a gestão de riscos.

PALAVRAS-CHAVE: Revisão bibliométrica, desastres, análise de dados, descaracterização de barragens.

ABSTRACT: In light of the disasters involving tailings dams in Brazil, specifically those constructed using the upstream raising method, Brazilian legislation has undergone significant changes. Federal Law No. 14,066/2020, which amended the National Policy on Dam Safety, prohibited the construction and environmental licensing of new dams of this type and mandated the closure of existing structures—that is, altering their function so they no longer serve as tailings containment barriers. The purpose of this article is to conduct a bibliometric review on the closure of mining tailings dams. To this end, the review was performed by defining keywords (strings), followed by a search in the SCOPUS database and data processing using the R programming language. The R language is a software that enables statistical analysis of search data and the generation of graphics. Global academic production on the subject has shown growth over the last 10 years. This increase resulted from the influence of the disasters that occurred in Brazil, which represent an inflection point in scientific production. The literature has explored closure through different approaches, ranging from the planning phase, costs, and monitoring to environmental aspects and risk management.

KEYWORDS**:** Bibliometric review; disasters; data analysis; dam closure.

1. INTRODUÇÃO

A indústria de mineração é fundamental para o desenvolvimento socioeconômico de diversas nações. No entanto, a geração de grandes volumes de rejeitos, subprodutos do processo de beneficiamento de minerais, exigem medidas adequadas para seu armazenamento e disposição final. Barragens de rejeito são estruturas artificiais construídas para confinar esses materiais, mas falhas em sua construção, operação ou monitoramento podem levar a rompimentos catastróficos, com severas consequências ambientais e sociais.

Estudos indicam que, entre 1940 e 2010, ocorreram 214 falhas em sistemas de barragens de rejeitos de mineração, sendo 31% consideradas graves ou muito graves. A principal causa dessas falhas foi a deposição de rejeitos acima do permitido, combinada com gerenciamento inadequado, de acordo com Freitas e Silva (2019). Nesse sentido, é crescente as preocupações em relação a estabilidade física e à passagem de cheias dessas estruturas, além da garantia da estabilidade estrutural de fundações e área adjacentes, principalmente pelo aumento do número de barragens e envelhecimento de diversas estruturas existentes (Fernandes, 2022).

Este artigo tem como objetivo revisar e analisar criticamente a literatura científica sobre descaracterização de barragens de rejeitos, com foco nas implicações trazidas pela nova legislação brasileira e nas práticas de fechamento aplicadas. Por meio de revisão bibliométrica, busca-se identificar avanços, lacunas técnicas e desafios persistentes na gestão e desativação dessas estruturas.

2. METODOLOGIA

A pesquisa bibliométrica foi conduzida em duas bases de dados, sendo selecionadas aquelas mais destacam no ramo da engenharia, a saber: *Web of Science* e *Scopus*. A pesquisa foi realizada em janeiro de 2026, e compreende janeiro de 2000 a dezembro de 2025.

As palavras-chave (*strings*) atuam como pontos de acesso para encontrar trabalhos relevantes nas bases de dados. As palavras-chaves selecionadas e combinadas foram (em inglês): *tailing dam, closure, upstream dam, decommissioning e dam.*

As *strings*, no contexto da busca e análise de documentos científicos ou literatura acadêmica, consistem em sequências de palavras-chave cuidadosamente selecionadas para otimizar a recuperação de informações relevantes (Smith, 2020). Elas são construídas com base em critérios específicos, podendo incluir palavras-chave relacionadas a um tópico de interesse, nomes de autores relevantes, títulos de periódicos de renome, instituições de pesquisa renomadas ou áreas de pesquisa específicas (Jones, 2018).

Os operadores booleanos são ferramentas com objetivo de combinar ou excluir as palavras-chaves na pesquisa bibliométrica, de modo a restringir e gerar resultados mais precisos. Os principais operados booleanos são:

- AND: limita os resultados a artigos que contenham todas as palavras-chaves especificadas;
- OR: expande as possibilidades de pesquisa. Ele é utilizado para incluir artigos que tenham qualquer uma das palavras-chaves especificadas;
- AND NOT: é aplicado quando deseja excluir o termo ou palavra em específico da pesquisa.

A partir da escolha das *strings* para a pesquisa, elas foram combinadas com o uso dos operadores booleanos AND e OR. Para ambas as bases, a busca foi ajustada e aplica-se os termos apenas no título, resumo e palavras-chave de cada artigo. A Tabela 1 apresenta as combinações das *strings* utilizadas na pesquisa.

Tabela 1 – Strings utilizadas na pesquisa bibliométrica

	STRING	SCOPUS (TITLE-ABS-KEY)	WOS (TOPIC)
1	("Dam" OR "Upstream Dam" OR "Tailing Dam") AND ("Closure" OR "Decommissioning")	1065	559
2	(" Dam" AND "Closure")	883	478
3	("Tailing Dam" AND "Closure")	100	32
4	**("Tailing Dam" AND ("Closure" OR " Decommissioning"))**	**126**	**10**
5	("Upstream Dam" AND ("Closure" OR " Decommissioning")	9	6

Com base em uma avaliação quantitativa da pesquisa nas bases de dados, que serviu como critério primário para a seleção da *string*, e uma breve análise nos títulos e de alguns resumos dos artigos mais relevantes como critério secundário, a *string* número 4 foi selecionada como a mais adequada para conduzir a revisão bibliométrica

A base de dados selecionada para a revisão bibliométrica foi a *Scopus*, escolhida devido ao maior número de artigos *open acess* encontrados em relação a WOS, somada pela sua ampla cobertura de literatura científica na área de engenharia e ciências ambientais, pelas suas ferramentas analíticas robustas e pela qualidade dos artigos indexados.

O estudo foi baseado em um conjunto de dados bibliométricos exportado a partir do pacote Bibliometrix, contendo metadados de artigos científicos, incluindo títulos, palavras-chave e resumos; e analisados pela plataforma de Linguagem de Programação R. A análise concentrou-se especificamente no campo resumo (AB), uma vez que os resumos fornecem uma síntese padronizada dos objetivos, métodos e principais contribuições de cada estudo.

3. REVISÃO BIBLIOMÉTRICA

A Figura 1 ilustra a produção acadêmica entre os anos 2000 e 2025, na base de dados Scopus. Com base no gráfico, notas-se três fases na produção acadêmica, a saber:

- Fase de estagnação (2000 - 2005): o tema de fechamento de barragens era incipiente. Com baixas produções ou nulas (2003 e 2004). O tema era pouco explorado e tampouco uma prioridade científica global nesse período;
- Fase de oscilação (2006 - 2018): observa-se o primeiro pico em 2006, seguido por uma produção científica irregular;
- Fase de crescimento (2019 – 2025): caracterizado por um crescimento exponencial a partir de 2019. O ano de 2023 marca o ápice da produção, com amis de 100 publicações acumulada. Embora os anos de 2024 e 2025, apresente uma retração, o patamar de publicações permanece superior às fases anteriores.

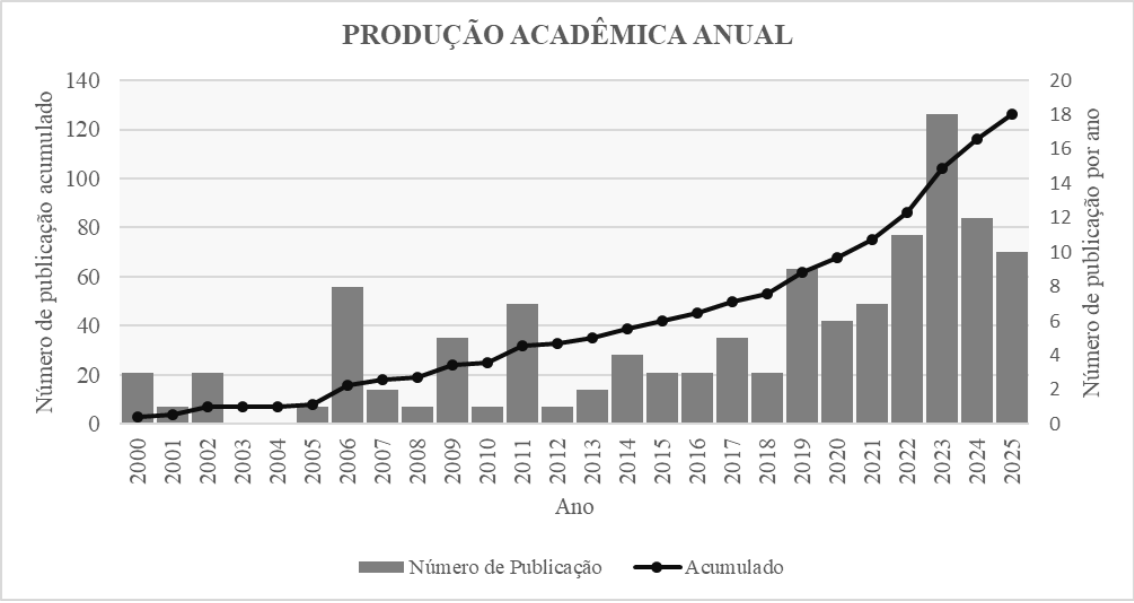


Figura 1: Produção Acadêmica anual sobre a descaracterização de barragens

O aumento súbito após 2019 pode estar associado aO desastre de grande magnitude na barragem de rejeitos de Brumadinho no Brasil, que geraram uma demanda global por estudos e rigor técnico sobre descaracterização e segurança no fechamento dessas estruturas.

A Figura 2 apresenta o número de publicações por país. Após o Brasil, destacam-se Austrália, Canadá, Estados Unidos e Espanha como fortes expoentes no número de artigos científicos publicados na área de fechamento de barragens de rejeitos. De acordo com Kossmann (2023), as principais reservas de minério de ferro estão localizadas no Brasil, Austrália, China, Índia, Ucrânia, Rússia, Estados Unidos, Canadá e África do Sul. Esses países, juntos, dominam a produção mundial.

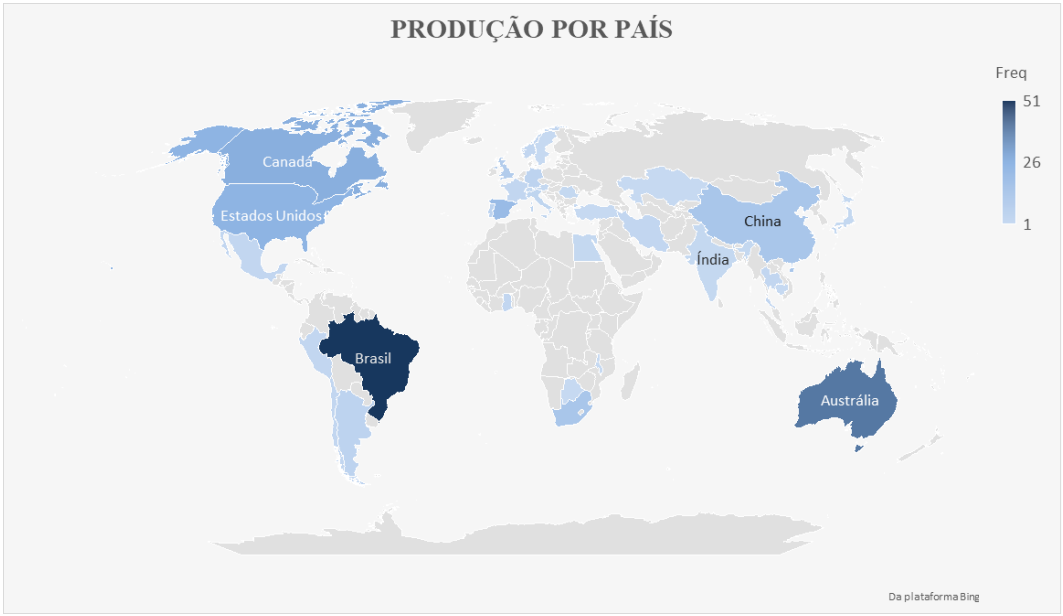


Figura 2. Produção científica por país

O gráfico de barras 100% empilhadas apresentado na Figura 3 apresenta a produção acadêmica ao longo do tempo dos principais países. O gráfico aponta que o tema era restrito a pouco países no início dos anos 2000, dominado pelo Estados Unidos e Austrália. A partir de 2006 observa-se a entrada de novos *players*, o Brasil e a Espanha começam destacar no cenário acadêmico. Em 2017 nota-se um salto expressivo na produção brasileira e em 2025 o Brasil atinge o apíce com 51 publicações, superandos os demais países.

O Canadá apresenta um crecimento linear e sólido, principalmente após o ano de 2018. Enquanto os Estados Unidades estabilizou-se o númeto de publicações na área, mas menos volumoso que a produção brasileira, auastraliana e canadense. Já a Austrália mantém-se uma produção robusta e crescente ao longo dos anos.

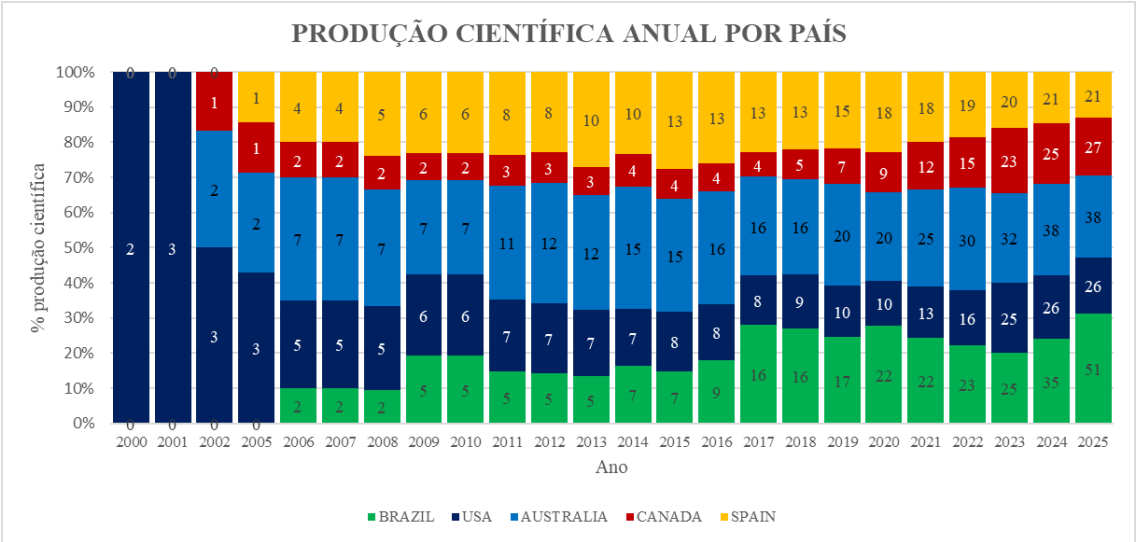


Figura 3: Produção científica por país nos últimos 25 anos

O gráfico apresentado na Figura 4 de Frequência de Palavras Anual complementa a análise bibliométrica com as quatros palavras mais utilizadas nos resumos dos artigos indexados. Assim como a Figura 1: Produção Acadêmica anual sobre a descaracterização de barragens, nota-se uma inflexão a partir do ano de 2015, principalmente pelas palavras *tailings*, *dam* ou *dams* e *mine* ou *mining*. Esse crecimento coincide com rompimaneto da barragem de Fundão no munícipio de Mariana em 2015, o que reforça a relação entre eventos críticos, pressão regulatória e intensificação da produção científica.

A ocorrência da palavra *closure* é mais acentuado nos anos mais recente, o que implica que há uma mudança de foco na fase operacional dessas estruturas para o fechamento e pós fechamentos das barragens de rejeitos. Também coicinde com o rompimento da barragem de rejeitos B1 no munícipio de Brumadinho em 2019.

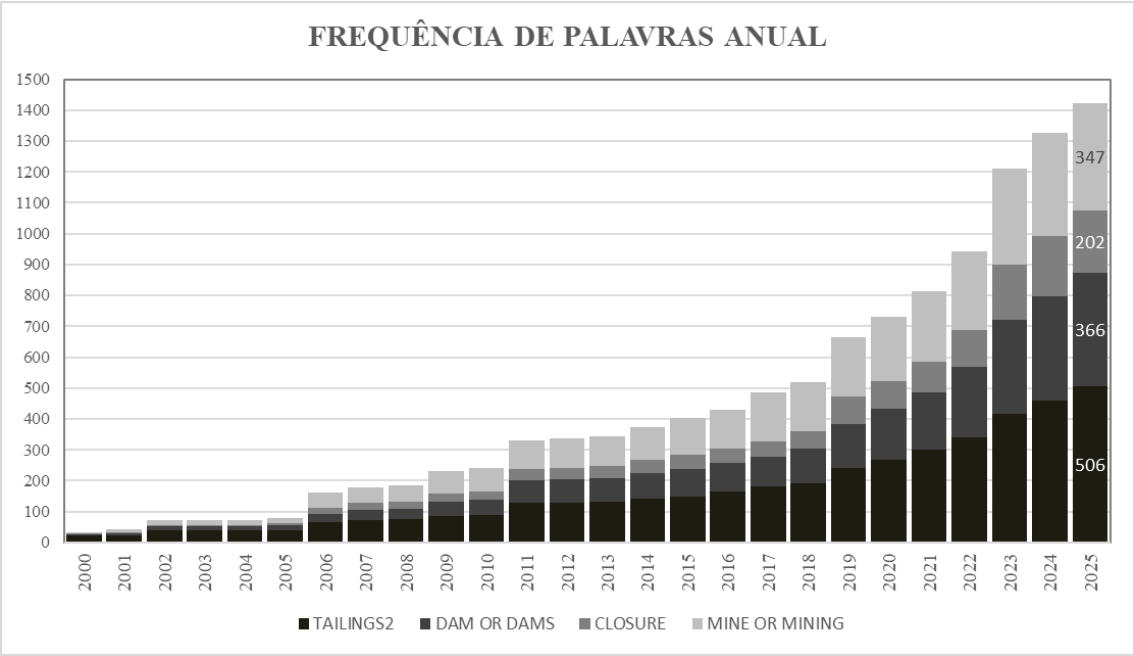


Figura 4. Frequência de palavras anual

A análise da Nuvem de Palavras (Figura5) sintetiza visualmente os temas centrais apresentados nos artigos da *String* 4 selecionada. Ela revela não apenas a frequência, mas a interconexão semântica entre os termos que compõem o estado da arte sobre barragens de rejeitos. O centro da nuvem é dominado pelos termos de maior peso, que servem como os pilares da pesquisa bibliométrica:

- *Tailings* e *Dam*: Aparecem com o maior destaque visual, o que é coerente com a frequência de 506 e 243 menções, respectivamente, identificada no gráfico de frequência anual.
- *Closure*: Ocupa uma posição central e de grande escala, confirmando que o foco do seu estudo — o fechamento de barragens de rejeitos — é um dos tópicos de maior relevância acadêmica atual.
- *Mining* e *mine*: Atuam como os conectores setoriais, contextualizando onde esses problemas e soluções se aplicam.

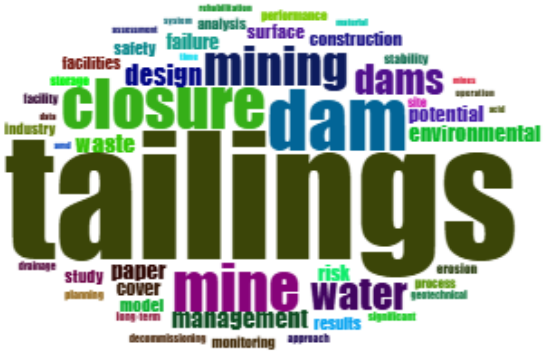


Figura 5. Nuvem de pontos

Ao redor dos termos de maior peso, observa-se as palavras como *desing, construction* e *facilities*, indicando que a pesuisa bibliometrica está ligada nos aspectos técnicos de projeto e infraestrutura. Também é observado as palavras *risk, safety, failure, stability* e *Environmental* o que remete a preocupação com a integridade física das estruturas e os impactos ambientais associados. As palavras *management, model, monitoring, planning e rehabilitation* sugere uma abordagem a longo prazo do ciclo de vida das barragens não apenas como a etapa final e isolada. .

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A revisão bibliométrica apresentada neste artigo, fundamentada na análise de dados indexados na base *Scopus* entre 2000 e 2025, demonstra um crescimento acelerado e recente nas produções acadêmicas sobre a descaracterização e o fechamento de barragens de rejeitos de mineração. A aplicação da *String* 4 possibilitou a análise quantitativa de 126 documentos relevantes, permitindo um refinamento voltado especificamente para a fase final do ciclo de vida dessas estruturas.

Este crescimento correlaciona-se diretamente com o aumento expressivo da frequência dos termos *closure* e *tailings* nos artigos científicos, refletindo uma especialização temática na área. Nesse cenário, o Brasil surgiu como o epicentro da pesquisa sobre o fechamento de barragens, impulsionado pela necessidade urgente de respostas técnicas ante às recentes mudanças regulatórias nacionais frente aos recentes rompimentos de barragens de rejeitos no país. Como resultado, a produção científica brasileira superou a de países com consolidada tradição minerária, como Austrália, Canadá e Estados Unidos.

A análise da frequência de palavras revela uma mudança de paradigma no foco da discussão acadêmica: a abordagem anteriormente centrada na operação da estrutura (*Dam*) deu lugar a uma visão abrangente e gerencial, voltada para o fechamento seguro (*Closure*), a gestão de riscos, a estabilidade geotécnica e a mitigação de impactos ambientais. Em suma, o cenário atual reflete o fortalecimento de uma produção científica que posiciona o fechamento de barragens como um processo indispensável e multidisciplinar para a o setor mineral.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, a minha família e amigos, a UNIFEI e especialmente a minha coordenadora dO mestrado profissional Adinele Guimarães.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BRASIL. Lei nº 14.066, de 30 de setembro de 2020. Altera a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB). Diário Oficial da União, Brasília, DF, 1º out. 2020. Disponível em: https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2019-2022/2020/Lei/L14066.htm. Acesso em: 26 out. 2024.

FERNANDES, Rafaela Baldí. *Inspeção, monitoramento e estabilidade de barragens*: volume I. 1. ed. Curitiba: Appris, 2022. 473 p.

FREITAS, C. M; SILVA, M. A. da. *Acidentes de trabalho que se tornam desastres: os casos dos rompimentos em barragens de mineração no Brasil*. Revista Brasileira de Medicina do Trabalho, São Paulo, v. 17, n. 1, p. 21–29, 2019. DOI: 10.5327/Z1679443520190405. Disponível em: https://www.rbmt.org.br/details/416/pt-BR/acidentes-de-trabalho-que-se-tornam-desastres--os-casos-dos-rompimentos-em-barragens-de-mineracao-no-brasil. Acesso em: 22 maio 2025

KOSSMANN, C. H.. *Mercado do minério de ferro no Brasil e no mundo: demanda, consumo e preço*. 2023. 49 f. Monografia (Graduação) - Curso Superior de Engenharia Metalúrgica, Instituto Federal do Espírito Santo, Vitória, 2023

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/COBRAMSEG2026.1/56

Prediction of seismic displacements in tailings dam decommissioning using artificial neural networks

Celso Antero Ivan Salvador Villalobos
Engineer, BVP Geotecnia & Hidrotecnia, Rio de Janeiro, Brasil, celsosalvador0513@gmail.com

Rebeca Pereira Fernandes
Engineer, BVP Geotecnia & Hidrotecnia, Rio de Janeiro, Brasil, rebeca.pereira.fernandes@hotmail.com

Ivan Silva Guillén
Doctoral Candidate, PUC Rio, Rio de Janeiro, Brasil, isilvagui@yahoo.com

Celso Romanel
Consultant, PUC Rio, Rio de Janeiro, Brasil, celso.romanel@gmail.com

ABSTRACT: This study investigates the application of artificial neural networks to predict seismically induced permanent displacements in tailings dams during the decommissioning process. Training was conducted using finite element analyses with constitutive models specifically designed for cyclic loading (PM4Sand and PM4Silt), combined with 14 seismic records corresponding to a 10.000-year return period. The dam foundation was characterized as soft rock (Class B, VS30 = 800 m/s). Input variables included peak ground acceleration, Arias Intensity, Cumulative Absolute Velocity, fundamental vibration period, and the ratio between excavated height and initial dam height. Results confirm the potential of neural networks to anticipate permanent displacements in complex dynamic scenarios, supporting more effective safety and risk management strategies in mining structures.

KEYWORDS: Artificial neural networks; tailings dam; seismic behavior; permanent displacements.

1 INTRODUCTION

Tailings dams are critical structures in mining, whose stability must be ensured even in regions of low seismicity. Predicting permanent displacements induced by seismic loading becomes essential for risk management and operational safety. Traditional analysis methods, although robust, have limitations when faced with the complexity of the dynamic behavior of geotechnical materials.

In this context, the use of artificial neural networks emerges as a promising alternative, capable of learning patterns from numerical analyses and representative seismic records. This approach offers greater precision in anticipating structural responses and contributes to more effective risk mitigation strategies in mining structures.

2 ANALYSIS OF DYNAMIC RESPONSE

Four geotechnical units were defined to characterize the structure of the dam under study, as shown in Figures 1 and 2: a) Tailings (R), subdivided into R11, R12, R21, R22, R31 and R32; b) Starter Dike (DP), consisting of compacted alluvial soil embankments at the base of the structure; c) Subsequent Perimeter Dikes (DA), formed by alluvial soil and/or coarse tailings embankments that increase the dam height, which may or may not be compacted; d) Rock Foundation (FR), composed of rock and highly weathered soils.

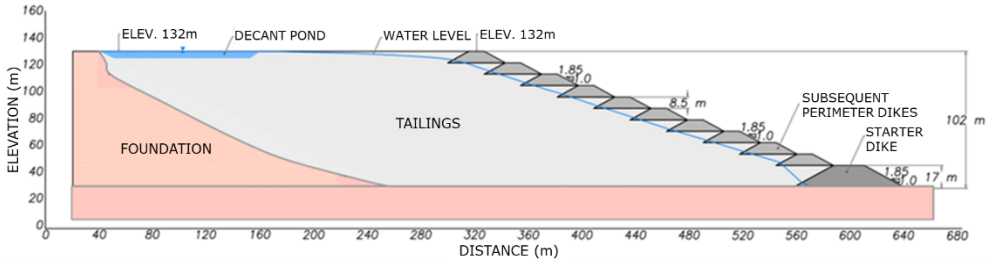


Figure 1. Geometry of the cross-section of the analyzed tailings dam.

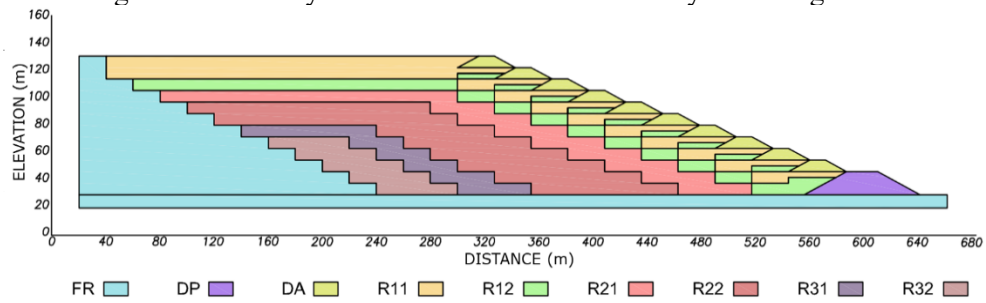


Figure 2. Distribution of constituent materials in the dam cross-section.

2.1 Parameters of cyclic constitutive models

In the numerical modeling of the dam behavior, the following constitutive models were employed: a) Linear Elastic Model for the foundation in both static and cyclic simulations; b) Hardening Soil Small (HSS) Elastoplastic Model for the tailings, starter dam, and raise dams in the static loading simulation; c) Hardening Soil Small (HSS) Elastoplastic Model with Rayleigh damping addition for the starter dam and raise dams in the cyclic loading simulation; d) PM4Sand and PM4Silt Models for the tailings in the cyclic loading simulation, whose parameters are listed in Tables 1 and 2. Tailings R11, R12, R21, and R22 were classified as silty sand (SM), while tailings R31 and R32 were classified as low plasticity clayey silt (ML).

Table 1. Parameters of the PM4Sand model used in the cyclic simulation of tailings classified as silty sand (SM)

Material	Description	Dr	G_0	hpo	e_{max}	e_{min}
			(-)	(-)	(-)	(-)
R11	R Dr:30 hp0:0,02 Sand	0,3	430,3	0,02	1,25	0,49
R12	R Dr:30 hp0:0,40 Sand	0,3	430,3	0,40	1,25	0,49
R21	R Dr:50 hp0:0,40 Sand	0,5	624,9	0,40	1,25	0,49
R22	R Dr:50 hp0:0,85 Sand	0,5	624,9	0,85	1,25	0,49

Note: Values calibrated according to recommendations by Boulanger & Ziotopoulou (2023), considering different relative density (Dr) and plasticity parameters.

Table 2. Parameters of the PM4Silt model used in the cyclic simulation of tailings classified as low plasticity clayey silt (ML)

Material	Description	γ_{unsat}	γ_{sat}	$S_{u,ratio}$	G_0	hpo
		(kN/m^3)	(kN/m^3)	(-)	(-)	(-)
R31	R Su:0,2 Silt	19	20	0,2	350	20
R32	R Su:0,4 Silt	19	20	0,4	400	30

Nota: Parâmetros ajustados com base em ensaios laboratoriais e recomendações de Boulanger & Ziotopoulou (2023), incluindo densidade aparente, resistência não drenada (Su,ratio) e módulo inicial de cisalhamento (G0).

2.2 Seismic Records

The selection of seismic records (Table 3) was carried out to adequately represent the local site effects, considering Brazil's classification as a Stable Continental Region (SCR). Records obtained from seismographic

stations with shear wave velocity (V_{S30}) equal to 800 m/s, compatible with the foundation's geotechnical profile, were employed. The spectral matching of the records was performed to reflect conditions associated with a 10.000-year return period, according to safety criteria applied in seismicity studies for tailings dams. The choice of seismic records for defining the design earthquake considered criteria such as spectral content, magnitude, epicentral distance, and focal mechanism, in agreement with the results of the previously conducted seismic hazard disaggregation. The Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER, NGA-East) database was used to select real accelerograms meeting these characteristics, which were subsequently adjusted for use in the numerical modeling of the dam.

The generation of the design earthquake adopted the time-domain spectral matching method, based on the algorithm by Al Atik and Abrahamson (2010). This method modifies real seismic records by adding or subtracting wavelets in segments of the acceleration history where discrepancies exist between the record's response spectrum and the target spectrum. This technique is especially recommended in situations with limited availability of representative seismic records for the site under study.

Table 3. Seismic records considered in the spectral matching for rock foundation with V_{S30}= 800 m/s and 10.000-year return period.

#	Earthquake Name	Year	Station Name	Magnitude	R_{jb} (km)	R_{rup} (km)	V_{S30} (m/s)
1 / 2	Saguenay_1988-11-25	1988	US,DCKY	5,85	190,15	192,07	822,1
3 / 4	Saguenay_1988-11-25	1988	US,ISFL	5,85	319,53	320,51	866,7
5 / 6	Mineral_2011-08-23	2011	Standing Stone_ PA	5,74	298,58	298,64	940
7 / 8	Mineral_2011-08-23	2011	Standing Stone_ PA	5,74	298,58	298,64	940
9 / 10	Mineral_2011-08-23	2011	Blacksburg_ VA	5,74	227,25	227,33	789
11 / 12	Sparks_2011-11-06	2011	Salina_ OK	5,68	175,43	175,53	799,4

In the characterization of artificial earthquakes, seismic intensity measures (IMs) were considered, selected based on their relevance to different response mechanisms. Arias Intensity (AI) is recognized as a robust parameter for evaluating seismic slope displacements, as it reflects the energy accumulated during ground motion (Bray and Travasarou, 2007). Cumulative Absolute Velocity (CAV), especially in its modified version CAV5, has been used as a reliable indicator for the triggering of soil liquefaction, as it captures the contribution of repeated amplitudes throughout the seismic record (Kramer and Mitchell, 2006). The choice of these IMs is justified by their ability to directly relate motion intensity to potential geotechnical and structural effects, differing from other measures limited to spectral parameters or isolated peaks. AI and CAV values were determined for each seismic record, forming the methodological basis for evaluating performance and structural response under the different simulated seismic loading conditions.

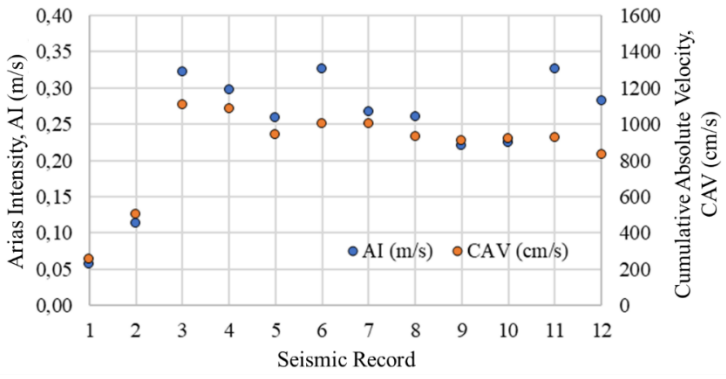


Figure 3. Seismic intensity measures (Arias Intensity and CAV) of the records matched for a 10.000-year return period.

2.3 Dynamic Response

The analysis of the seismic behavior of the tailings dam was conducted using a performance-based approach, aligned with guidelines proposed in seismic and geotechnical engineering studies (e.g., Kramer, 1996; Bray & Travasarou, 2007). This methodology allows evaluating not only the immediate structural response to seismic loading but also the accumulated effects that compromise the global stability of the structure. Unlike traditional approaches based on strength criteria, performance-based assessment seeks to identify acceptable response levels in terms of permanent displacements, plastic deformations, and excess pore pressure generation, providing parameters directly related to the dam's operational safety.

Figure 4 presents the observation points used for predicting permanent displacements in the dam. Points P1 to P5 were strategically positioned along the crest of the raise dams to optimize the monitoring of deformations in critical regions of the structure. This figure shows the temporal evolution of displacements induced by artificial earthquake 1 (Saguenay 1988), applied to the compliant base of the numerical model, corresponding to a 10.000-year return period. This approach allows estimating the dynamic behavior of the dam under extreme seismic events.

In this context, Figure 5(a) presents the field of total permanent displacements, highlighting the zones with the highest concentration of deformations induced by seismic loading. Complementarily, Figure 5(b) illustrates the final distribution of the excess pore pressure ratio (r_u), allowing the identification of regions with greater susceptibility to liquefaction and, consequently, higher structural vulnerability. The integration of these results enables a comprehensive assessment of the dam's response, reinforcing the importance of the performance-based approach as a tool for reliability studies and risk mitigation in large-scale geotechnical works.

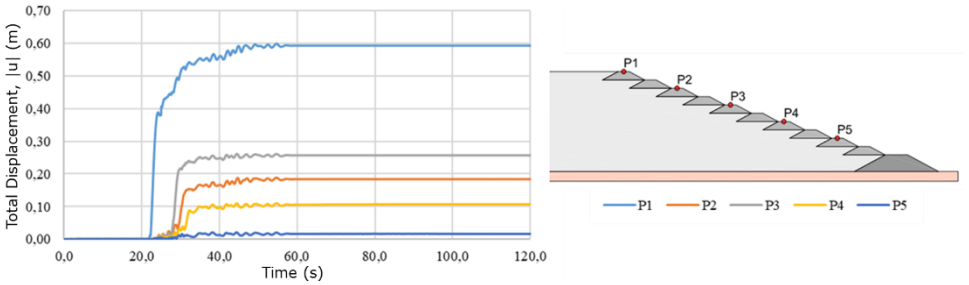


Figure 4. Temporal evolution of permanent displacements at points P1 to P5, obtained for the Saguenay (1988) seismic record, matched for a 10.000-year return period, considering a compliant base.

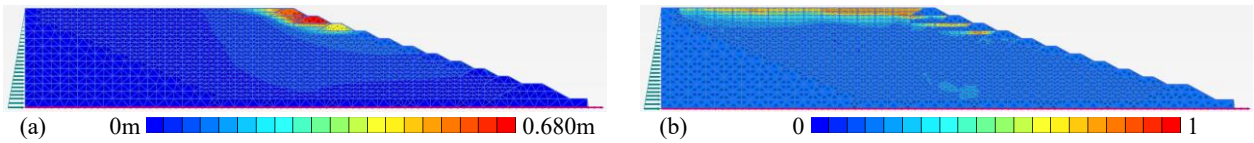


Figure 5. (a) Field of accumulated permanent displacements and (b) final distribution of the excess pore pressure ratio (r_u) after application of the Saguenay (1988) seismic record.

3 PERFORMANCE PREDICTION USING NEURAL NETWORKS

3.1 Multilayer Perceptron neural network

The use of artificial neural networks, especially the Multilayer Perceptron (MLP) architecture, proves highly effective in predicting nonlinear systems, such as the dynamic performance of geotechnical structures. The MLP consists of input, hidden, and output layers, connected by neurons with nonlinear activation functions, trained by backpropagation algorithms and adjusted by the conjugate gradient method. This structure allows the approximation of complex functions through training and validation samples with strong robustness against uncertain or noisy data. Even with a single hidden layer, the MLP can represent nonlinear behaviors with high precision, being recommended for small datasets to avoid overfitting and maintain generalization capability. The appropriate selection of the number of layers and neurons is essential to achieve good predictive results.

The artificial neural network can approximate any nonlinear mapping through learning and has broad application prospects in predicting nonlinear systems. The operating principle of artificial neural network

prediction is mainly divided into two stages: first, using training samples to design and train the network to obtain prediction rules; then, validating the test samples according to the rules obtained to verify its reliability with the accuracy of the test results (LIU B. et al., 2021).

The main advantage of artificial neural network algorithms is their strong adaptability to training samples. They have a strong capacity to process uncertain information. They can still function normally in the presence of noisy or nonlinear data. The artificial neural network possesses strong robustness, memory capacity, nonlinear mapping capacity, and strong self-learning capacity during training (Voukantsis D. et al., 2011; Chaudhuri B. & Bhattacharya U., 2000).

The Multilayer Perceptron (MLP) neural network is a unidirectional propagation multilayer feedforward network structure based on the error backpropagation algorithm. As shown in Figure 6, its structure can be divided into three layers, namely the input layer, the hidden layer, and the output layer. Each layer consists of several nodes, and each layer can be passed to the next layer until the output layer. Except for the input nodes, each node is a neuron with a nonlinear activation function. Equation (1) is its output, ωnj is the node weight, and bjk is the bias.

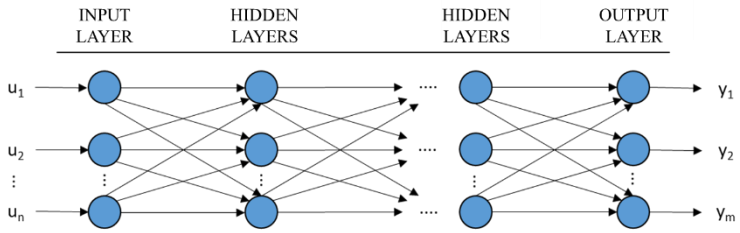


Figure 6. General structure of the multilayer perceptron (MLP) neural network, composed of input, hidden, and output layers.

$$o_k = \sum_j w_{nj} x_n + b_{jk} \tag{1}$$

MLP is a typical supervised learning algorithm, and its loss function is defined as Eq. (2), where $o_{\omega,b(x)}$ is the MLP output value and y is the actual value

$$J(w, b, x, y) = \frac{1}{2} \left\| o_{w,b(x)} - y \right\|^2 \tag{2}$$

Parameters are adjusted by the conjugate gradient method to minimize the loss function. The calculation formulas for the conjugate gradient method are Eqs. (3) and (4).

$$S(n+1) = -g(n+1) + \beta(n+1)\, x\, S(n) \tag{3}$$

$$\beta(n) = \frac{(-g(n+1))^T x (g(n) - g(n+1))}{g(n)^T x g(n)} \tag{4}$$

The hidden layer in the MLP neural network model can be single or multiple. However, provided the number of neuron nodes in the hidden layer is appropriately adjusted, a single hidden layer neural network can approximate any nonlinear function. Therefore, a single hidden layer can meet most engineering needs.

With the application of Multilayer Perceptron (MLP) neural networks, it is possible to approximate a nonlinear function, verified by the training and validation loss values, as well as the prediction and observation outputs.

In the MLP neural network, choosing the number of hidden layers and the number of neurons in each layer is particularly important. In a small dataset, many hidden layers will not only make the model more complicated but also lead to overfitting of the model and low generalization capability. Therefore, in small datasets, one or two hidden layers of the MLP neural network are generally used for modeling.

3.1.1 Error assessment

After model development, the accuracy of the model depends on the error, which can be calculated with the aid of statistics. Each error has different criteria for checking model accuracy.

In this model, the first error evaluation method used was the coefficient of determination R^2 (Eq. 5); its value typically ranges between 0 and 1, and a value close to 1 indicates a smaller error. 'y' represents the observed or actual value, while 'w' represents the predicted value.

The mean absolute percentage error (Eq. 6), mean absolute error (Eq7), mean squared error (Eq. 8), and root mean squared error (Eq. 9) were also used to determine the final number of the hidden layer.

The error valuation criterion used in this research was the root mean square deviation (RMSE) (Eq. 9). In the case of RMSE, a value closer to 0 is good compared to a value further from 0, therefore 0 is considered the benchmark. In the RMSE equation, the actual value is represented by 'y' and the predicted value by 'w'. The mean absolute error (MAE) (Eq. 7) was also used in this research; the closer the value is to zero, the better the predicted results.

$$R^2 = \frac{\sum_{t=1}^{n}(y_t - \bar{y})\,(w_t - \bar{w})}{\sqrt{\sum_{t=1}^{n}(y_t - \bar{y})^2 \sum_{t=1}^{n}(w_t - \bar{w})^2}} \tag{5}$$

$$MAPE = \frac{1}{n}\sum_{t=1}^{n}\left|\frac{y_t - w_t}{y_t}\right| \tag{6}$$

$$MAE = \frac{1}{n}\sum_{t=1}^{n}|y_t - w_t| \tag{7}$$

$$MSE = \frac{1}{n}\sum_{t=1}^{n}(y_t - w_t)^2 \tag{8}$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{t=1}^{n}(y_t - w_t)^2} \tag{9}$$

To predict seismic-induced displacements in tailings dams, a Multilayer Perceptron (MLP) neural network model was developed. The model architecture comprises seven input neurons, two hidden layers, and one output neuron, as illustrated in Figure 7.

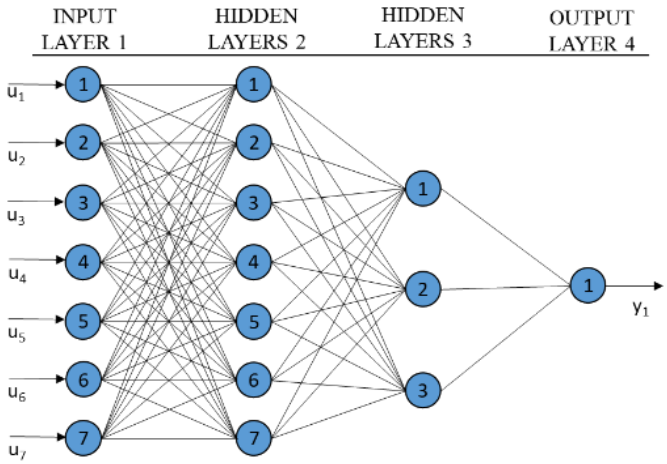


Figure 7. Architecture of the MLP Neural Network for Seismic Displacement Prediction.

Input Variables Description – The seven input parameters were selected based on their relevance to seismic response and geotechnical behavior:

- x_1 – Peak Ground Acceleration (PGA): Maximum acceleration during the seismic event, expressed in g.
- x_2 – Arias Intensity (AI): A measure of seismic energy, expressed in m/s.
- x_3 – Cumulative Absolute Velocity (CAV): Represents the total absolute velocity over time, expressed in cm/s.
- x_4 – Fundamental Vibration Period (Ts): Calculated using the expression Ts = 4H/Vs, where H is the dam height and Vs is the shear-wave velocity.
- x_5 – Relative Observation Height (y/H): Ratio between the elevation of the observation point and the initial dam height. Values considered: P1= 5/5, P2= 4/5, P3= 3/5, P4= 2/5 e P5= 1/5
- x_6, x_7 – Material Strength Scenarios: Binary indicators representing different geotechnical conditions:
    - Standard scenario: [0, 1]

- Safety scenario: [1, 0]
- Maximum performance scenario: [0, 0]

Output Variable

- y – Displacement (D): Predicted permanent displacement at the observation point, expressed in meters.

During model calibration, the input variables were manipulated to improve correlation and predictive accuracy. The use of neural networks proved advantageous for capturing the nonlinear relationships inherent in seismic response analysis. The MLP architecture was selected for its robustness and adaptability in modeling complex geotechnical phenomena. The methodology and training process of the neural network are detailed in the following section.

3.2 Evaluation of the neural network architecture

Networks with a larger number of layers were tested, where 80% of the data were chosen for network training and 20% of the data were chosen for network validation. The attempts with different neural network architectures are presented below (Table 4) for Tr = 10.000 years. It shows the errors in the training data and validation data, obtaining low error values, indicating good predictive capability.

Table 4. Training and validation errors for the MLP neural network architecture applied to seismic displacement prediction (Tr = 10.000 years).

	Model (7-7-3-1)	
	Training	**Validation**
R^2	0,9440	1,0771
MAPE	0,0151	0,5617
MAE	0,0639	0,0999
MSE	0,0041	0,0100
RMSE	0,0639	0,0999
Epochs	5000	

In the figures presented below, the prediction results obtained from the training and validation datasets are illustrated. In Figure 8, the consistency between the training and validation results is evident, demonstrating good predictive capability in both sets. This behavior indicates that the model presents high stability and robustness, being suitable for application in the proposed predictions. A decreasing trend and convergence of the losses of the training and validation data can be seen, discarding overfitting.

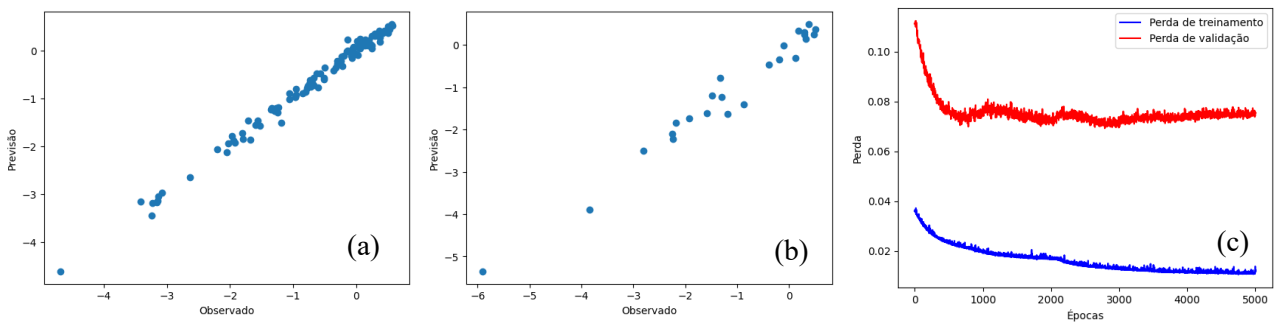


Figure 8. Prediction results for (a) training set, (b) validation set and (c) Evolution of losses.

3.3 Forecast for Tailing Dam

For this study, an upstream-raised tailings dam with representative geotechnical and hydraulic characteristics was adopted as a reference case (Figure 9). This configuration was used to evaluate the predictive capacity of neural network models in estimating seismic-induced displacements. Based on numerical modeling, the displacement at the dam crest (P1) immediately after the seismic event was 0.83 m, corresponding to a percentage variation of approximately 13.70% when compared with the prediction obtained from the neural network model.

Input Variables of the Neural Network Model

- x_1 – Peak Ground Acceleration (PGA): 0,25 g.
- x_2 – Arias Intensity (AI): 1,59 m/s.
- x_3 – Cumulative Absolute Velocity (CAV): 1765 cm/s.
- x_4 – Fundamental Vibration Period (Ts): 0,25s.
- x_5 – Relative Observation Height (y/H): P1= 1,0
- x_6, x_7 – Material Strength Scenarios: [0, 0]

Output Variable of the Neural Network Model

- y – Displacement (D): 0,73 m.

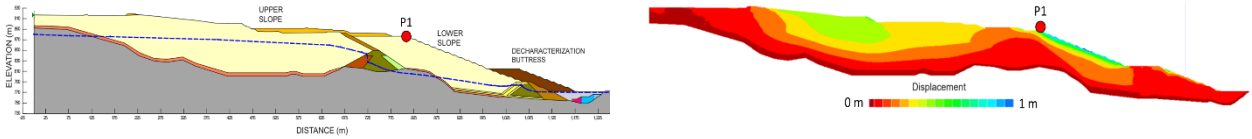


Figure 9. Application of the Neural Network Model to a Tailings Dam Compared with Numerical Modeling Results.

4 CONCLUSION

The findings highlight the effectiveness of artificial neural networks, particularly the Multilayer Perceptron (MLP) architecture, in predicting permanent displacements in tailings dams subjected to extreme seismic loading. The proposed model exhibited strong performance, with high generalization capability and consistent stability across both training and validation datasets.

The inclusion of dynamic behavior variables—such as peak ground acceleration, Arias Intensity, Cumulative Absolute Velocity, fundamental vibration period, geometric ratios, and material strength scenarios—proved effective in capturing the primary structural response mechanisms.

Overall, the neural network approach complements traditional numerical methods, enhancing safety strategies and risk management in tailings dam decommissioning, especially under stringent regulatory and environmental protection requirements.

ACKNOWLEDGEMENTS

This study was financed in part by the Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Finance Code 001. The authors also acknowledge BVP Geotecnia & Hidrotecnia for providing seismic and geotechnical data essential to this research.

REFERENCES

Boulanger, R. W., & Ziotopoulou, K. (2018). *PM4Silt (version 1): A silt plasticity model for earthquake engineering applications* (Report No. UCD/CGM-18/01). Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis.

Boulanger, R., & Ziotopoulou, K. (2023). *PM4Sand (version 3.3): A sand plasticity model for earthquake engineering applications* (Report UCD/CGM-23/01). Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis.

Chaudhuri, B. B., & Bhattacharya, U. (2000). Efficient training and improved performance of multilayer perceptron in pattern classification. *Neurocomputing*, 34(1–4), 11–27. <https://doi.org/10.1016/S0925-2312(00)00300-5>.

Liu, B., et al. (2021). Application of combined model of stepwise regression analysis and artificial neural network in data calibration of miniature air quality detector. *Scientific Reports*, 11(1), 3247. <https://doi.org/10.1038/s41598-021-82952-8>.

Voukantsis, D., et al. (2011). Intercomparison of air quality data using principal component analysis, and forecasting of PM10 and PM2.5 concentrations using artificial neural networks, in Thessaloniki and Helsinki. *Science of the Total Environment*, 409(7), p. 1266–1276. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2010.12.021>.

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/COBRAMSEG2026.1/57

Prova de carga estática *in situ* de um grupo de colunas de brita injetadas na solução de tratamento de fundação de uma barragem de aterro

Miriam Lopes
Engenheira geotécnica, JETsj, Lisboa, Portugal, mlopes@jetsj.com

Fábio Silva
Gerente Técnico, JETbr, Belo Horizonte, Brasil, fsilva@jetsj.com

Nuno Braz da Silva
Diretor Técnico, JETbr, Lisboa, Portugal, nsilva@jetsj.com

Cláudio Barbosa
Engenheiro Geólogo - Geotécnico, Vale, Belo Horizonte, Brasil, C0663734@vale.com

Marcos Vinicius de Souza Silva
Engenheiro Geólogo - Geotécnico, Vale, Belo Horizonte, Brasil, Marcos.Vinicius.Silva1@vale.com

RESUMO: O aterro com aproximadamente 90m de altura que constitui o corpo de uma barragem de rejeitos, localizada em Minas Gerais, Brasil, encontra-se parcialmente assente sobre solos residuais caracterizados por reduzida resistência e elevada deformabilidade. Visando assegurar a estabilidade de todo o conjunto da barragem e estrutura de fundação e limitar potenciais recalques diferenciais, foram concebidas soluções de tratamento dos solos de fundação, destacando-se a execução de colunas de brita injetadas. A avaliação do desempenho do conjunto solo *in situ* e colunas de brita injetadas foi realizada através de um ensaio de carga estático sobre um grupo de sete colunas, submetidas a uma carga máxima de 10 000 kN, aplicada mediante oito macacos hidráulicos e um bloco em concreto com 9 m² de área. O plano de instrumentação contemplou extensômetros distribuídos ao longo das colunas e no solo confinante, células de pressão total, células de carga e réguas potenciométricas, integrados num sistema automatizado de monitoramento contínuo. Os resultados permitiram avaliar o comportamento tensão-deformação do compósito formado pelo conjunto de colunas e do solo confinado entre as colunas, concluindo-se que a realização dos ensaios de carga prévios dos tirantes de reação condicionou o desempenho observado, introduzindo desvios face ao comportamento esperado.

PALAVRAS-CHAVE: Colunas de brita injetadas, Prova estática de carga, Tratamento de fundação, Sistema automatizado de monitoramento.

ABSTRACT: An approximately 90 m high earthfill dam, forming part of a tailings storage facility (TSF) in Minas Gerais, Brazil, is partially founded on residual soils with low undrained shear strength and high compressibility. To ensure global stability of the dam–foundation system and to control differential settlements, ground improvement was implemented, with particular emphasis on grouted stone columns. The in-situ response of the soil–column composite was evaluated by a static load test on a seven-column group, loaded to 10.000,0kN using eight hydraulic jacks reacting against a 9 m² concrete reaction block. Instrumentation comprised extensometers within selected columns and in the surrounding soil, total stress (pressure) cells, load cells and displacement transducers, all connected to an automated continuous acquisition system. The measurements enabled assessment of load transfer and stress–strain response of the composite mass formed by the columns and the confined soil within the group. The results also indicated that prior proof-loading of the reaction anchors altered the initial stress state and stiffness of the test domain, introducing a systematic bias relative to the behaviour expected under “virgin” loading conditions.

KEYWORDS: Grouted stone columns, Static load test, Foundation treatment, Automated monitoring system.

1 INTRODUÇÃO

Barragens de aterro implantadas sobre solos residuais apresentam, frequentemente, desafios significativos do ponto de vista geotécnico, associados à reduzida resistência e elevada deformabilidade dos materiais de fundação. Em estruturas de grande porte, estas condicionantes podem traduzir-se em problemas de estabilidade global e em recalques diferenciais excessivos, com impacto direto no desempenho e na segurança da obra.

Entre as diversas soluções de melhoramento de solos disponíveis, a execução de colunas de brita injetadas (CBI) é uma possível técnica a aplicar, particularmente em contextos onde se pretende aumentar a rigidez do maciço de fundação, melhorar a capacidade de carga e promover uma redistribuição mais favorável das tensões aplicadas. O comportamento deste tipo de solução resulta da interação complexa entre as colunas e o solo envolvente, formando um compósito cujo desempenho não é, muitas vezes, plenamente captado por abordagens de dimensionamento baseadas exclusivamente em métodos empíricos ou analíticos simplificados.

Neste enquadramento, os ensaios de carga estática in situ assumem um papel fundamental na validação das soluções de tratamento adotadas, permitindo avaliar diretamente o comportamento tensão–deformação do conjunto solo–colunas, bem como a repartição de cargas entre os diferentes elementos do sistema. Apesar da sua relevância, a documentação técnica disponível na literatura relativa a ensaios de carga realizados sobre grupos de colunas de brita, especialmente com instrumentação extensiva, é ainda relativamente limitada.

O presente trabalho apresenta os resultados de um ensaio de carga estática realizado in situ sobre um grupo de sete colunas de brita injetadas, executadas como solução de tratamento de fundação de uma barragem de aterro de grande altura. O ensaio foi concebido de modo a mobilizar níveis de tensão representativos das condições de serviço e de estado limite último previstas em projeto, recorrendo a um plano de instrumentação abrangente que incluiu a medição de deslocamentos, deformações internas e tensões no solo e nas colunas.

O principal objetivo do estudo consiste em caracterizar o comportamento mecânico do compósito formado pelas colunas de brita injetadas e pelo solo confinado entre elas, analisando a sua resposta global e os mecanismos de transferência de carga mobilizados. Adicionalmente, são discutidas as limitações e condicionantes associadas à execução do ensaio, nomeadamente a influência de ações prévias nos elementos de reação, e as implicações destes aspetos na interpretação dos resultados obtidos.

2 ENQUADRAMENTO GEOTÉCNICO GERAL

A barragem de aterro em estudo de aproximadamente de 90 m de altura, encontra-se implantada numa área onde a fundação é constituída, de forma significativa, por solos residuais. Estes solos apresentam-se, na zona de talvegue, como de reduzida resistência ao cisalhamento e de elevada deformabilidade, características que condicionam de forma determinante o desempenho de estruturas de aterro de grande altura.

A variabilidade espacial dos materiais de fundação, associada à presença de diferentes horizontes residuais e a transições graduais para o maciço rochoso subjacente, traduz-se numa resposta mecânica heterogênea quando sujeita às solicitações impostas pelo peso próprio do aterro. Neste contexto, a ocorrência de recalques diferenciais e a mobilização não uniforme das tensões constituem preocupações centrais no dimensionamento e na execução da obra.

As análises de projeto evidenciaram que, nas zonas onde a espessura dos solos residuais é mais significativa, o comportamento deformacional da fundação poderia assumir um papel condicionante, tanto em termos de deformações admissíveis como de margens de segurança aos estados limite últimos (Silva *et al*., 2024). Face a este enquadramento, tornou-se necessário adotar uma solução de tratamento dos solos de fundação capaz de melhorar o desempenho global do conjunto, assegurando simultaneamente níveis de rigidez e capacidade de carga compatíveis com as exigências da estrutura.

A solução selecionada baseou-se na execução de colunas de brita injetadas, dispostas segundo uma malha regular, visando a constituição de um maciço reforçado com comportamento compósito. A metodologia de execução das referidas colunas é apresentada em Brumano *et al*. (2024). Esta abordagem permite reduzir a deformabilidade global da fundação, promover uma redistribuição mais eficiente das tensões aplicadas e limitar a magnitude dos recalques diferenciais, mantendo um adequado nível de segurança.

Neste enquadramento, a compreensão do comportamento real do sistema solo–colunas, sob níveis de carga representativos das condições de serviço e de estado limite último, assume particular relevância para a validação das hipóteses de projeto e para a calibração dos parâmetros geotécnicos adotados. O ensaio de carga estática descrito nas seções seguintes insere-se precisamente neste contexto, constituindo um elemento fundamental de apoio à avaliação do desempenho da solução de tratamento implementada.

3 DESCRIÇÃO DO ENSAIO DE CARGA ESTÁTICA

O ensaio de carga estática foi concebido com o objetivo de avaliar o comportamento global do sistema de fundação reforçado com colunas de brita injetadas, incluindo a integridade estrutural das colunas, sob níveis de solicitação representativos das condições de serviço e de dimensionamento previstas em projeto. O ensaio incidiu sobre um grupo de sete colunas, consideradas representativas da solução de tratamento adotada. A localização do ensaio de carga, no contexto da área alvo de tratamento com colunas de brita injetadas, encontra-se ilustrada na Figura 1.

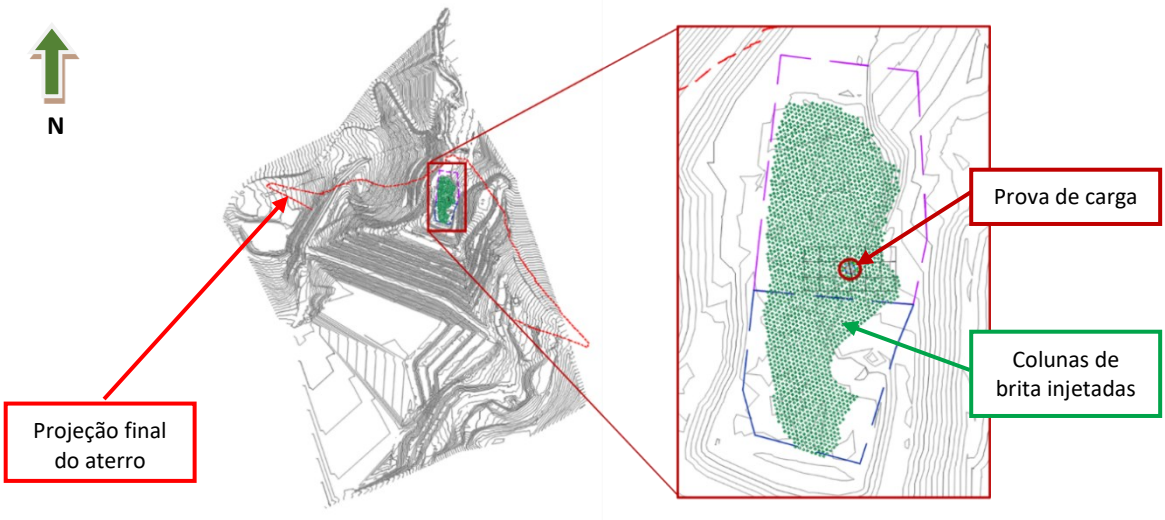


Figura 1. Planta de localização da prova de carga (sem escala)

3.1 Geometria do ensaio e sistema de carregamento

O carregamento foi aplicado através de um bloco rígido em concreto armado, apoiado diretamente sobre uma camada de areia, com 1,00 m de espessura, disposta sobre o topo das colunas e do solo envolvente, com uma geometria hexagonal com uma área aproximada de 9 m² e 1,00 m de altura. A geometria do bloco foi definida de modo a garantir uma distribuição aproximadamente uniforme das tensões aplicadas sobre o conjunto ensaiado, minimizando efeitos de flexão ou rotações indesejáveis durante o carregamento.

A aplicação da carga vertical foi realizada por intermédio de um conjunto de macacos hidráulicos acionados individualmente, associados a um sistema de reação constituído por tirantes ancorados em profundidade. O acionamento independente dos macacos permitiu controlar a horizontalidade do bloco ao longo de todo o ensaio, acomodando eventuais diferenças de rigidez entre as colunas e o solo de fundação. A Figura 2 apresenta o registo fotográfico da estrutura da prova de carga e dos macacos hidráulicos utilizados.

A carga máxima aplicada ao conjunto foi da ordem de 10 000 kN, correspondente a níveis de tensão compatíveis com os valores de dimensionamento considerados para a fundação da barragem. O carregamento foi efetuado de forma incremental, com controle rigoroso das forças aplicadas e dos deslocamentos induzidos.



Figura 2. Registo fotográfico da estrutura da prova de carga (à esquerda) e dos macacos hidráulicos utilizados (à direita)

3.2 Características das colunas de brita injetadas alvo de ensaio

Com base nos registos de execução das CBI, foi possível estimar a geometria final das colunas alvo do ensaio, a partir das quantidades de brita consumidas em profundidade. Os resultados indicam que as colunas ensaiadas apresentam diâmetros finais variáveis entre 0,86 m e 1,28 m e comprimentos compreendidos entre 6,01 m e 7,46 m. Na Figura 3 apresenta-se a geometria estimada de três das sete colunas ensaiadas, com base nos registos de execução.

A rigidez da mistura calda de cimento–brita foi estimada a partir de ensaios laboratoriais de resistência à compressão simples, tendo-se obtido um valor aproximado de 1 GPa.

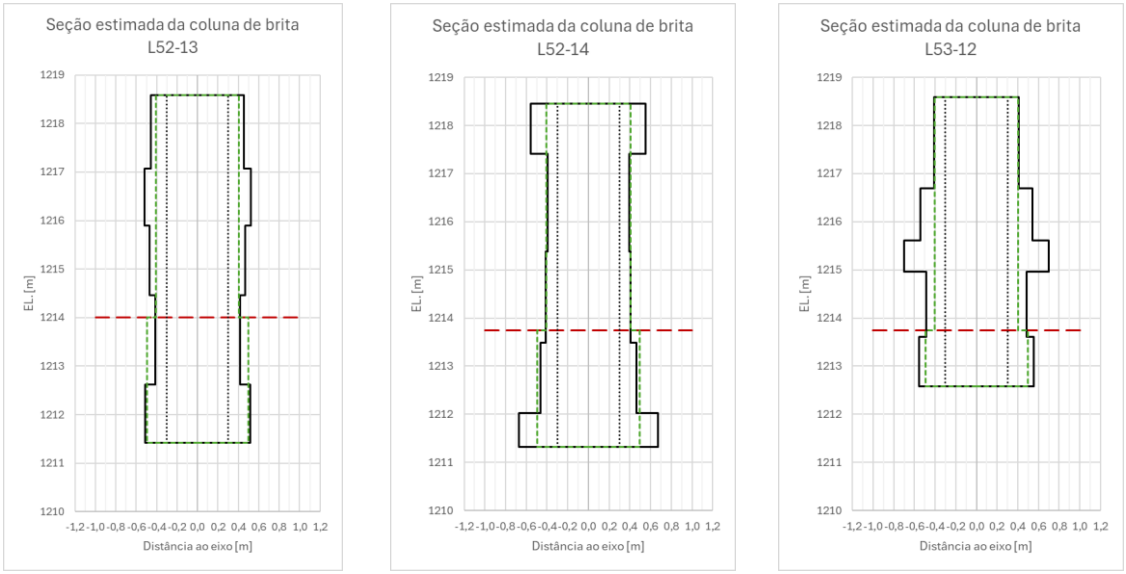


Figura 3. Geometria de parte das CBI alvo de ensaio

3.3 Plano de carregamento e descarregamento

O ensaio foi realizado segundo um procedimento de carregamento cíclico lento, conforme definido na norma ABNT NBR 16903 com sucessivos ciclos de carga e descarga, permitindo avaliar a evolução da rigidez do conjunto e identificar eventuais fenómenos de plastificação progressiva. Foram previstos vários ciclos com incrementos de carga crescentes, culminando num ciclo final destinado a mobilizar níveis de solicitação próximos dos estados limite últimos.

Em cada patamar de carga, a força aplicada foi mantida até à estabilização dos deslocamentos verticais, de acordo com critérios usuais em ensaios de carga estática, garantindo a leitura adequada do comportamento deformacional do sistema. A descarga foi igualmente efetuada de forma faseada, permitindo analisar a recuperação elástica e a eventual existência de deformações residuais acumuladas ao longo do ensaio.

Durante a execução do ensaio ocorreram algumas interrupções e ajustes operacionais associados ao sistema de carregamento e de reação, que conduziram a ligeiras alterações face ao plano inicialmente previsto. Estas ocorrências, inerentes a ensaios *in situ* desta complexidade, foram devidamente registradas e consideradas na análise crítica dos resultados, discutida em seções posteriores.

3.4 Plano de instrumentação e aquisição de dados

Com o objetivo de permitir uma caracterização detalhada do comportamento do conjunto ensaiado, foi implementado um plano de instrumentação abrangente, integrando diferentes tipos de sensores instalados nas colunas de brita, no solo envolvente e no sistema de carregamento.

Foram instalados doze extensômetros ao longo do comprimento de três colunas de brita, bem como quatro extensômetros no solo confinado entre colunas, dispostos em dois alinhamentos verticais, visando a medição das deformações axiais internas e a avaliação da transferência de carga em profundidade.

Adicionalmente, foram instaladas quatro células de pressão total no topo das colunas e quatro no solo entre colunas, possibilitando a quantificação direta da repartição das tensões verticais aplicadas ao sistema.

A carga mobilizada em cada macaco hidráulico foi monitorizada por células de carga, assegurando a medição das forças aplicadas ao bloco de concreto. Os deslocamentos verticais globais foram registrados por quatro réguas potenciométricas instaladas no bloco, com verificações topográficas pontuais como controle.

Todos os sensores foram integrados num sistema automatizado de aquisição de dados, permitindo monitorização contínua durante o ensaio e suportando a interpretação consistente da resposta do sistema solo–colunas apresentada nas seções seguintes.

Na Figura 4, apresenta-se a planta e a secção transversal da estrutura da prova de carga, com a identificação dos diferentes sensores instalados.

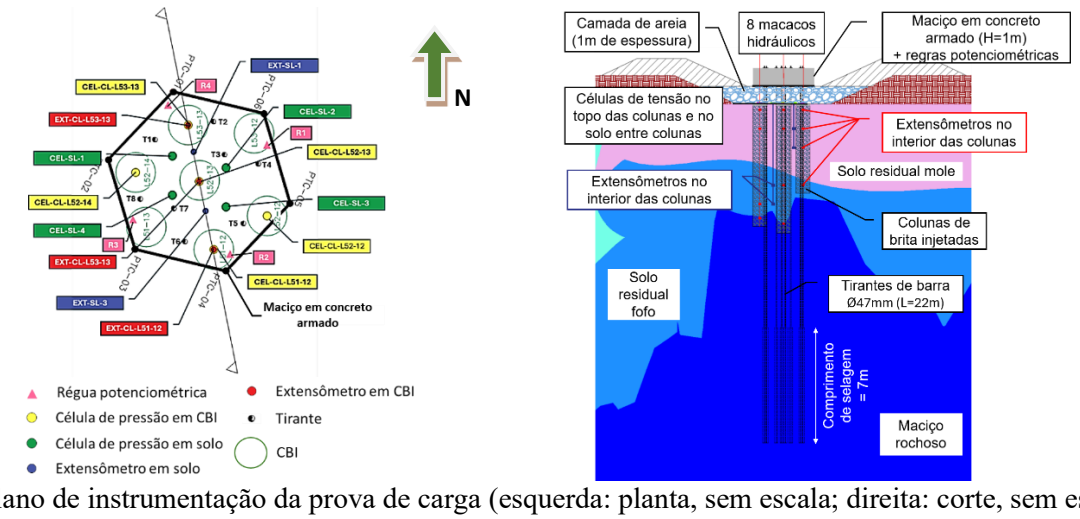


Figura 4. Plano de instrumentação da prova de carga (esquerda: planta, sem escala; direita: corte, sem escala)

4 RESULTADOS DO ENSAIO

4.1 Comportamento global carga–recalque

A resposta global do conjunto ensaiado foi analisada a partir da relação entre a carga aplicada e os deslocamentos verticais medidos no bloco em concreto. A curva carga–recalque, apresentada na Figura 5 evidencia um comportamento aproximadamente linear, não sendo observada uma perda de rigidez significativa à medida que os níveis de carga aumentam. A Figura 6 apresenta a evolução do deslocamento vertical medido nas réguas potenciométricas e da carga total aplicada durante o ensaio.

Para níveis de solicitação correspondentes às condições de serviço, os recalques observados mantiveram-se limitados, indicando um desempenho compatível com os critérios de utilização considerados em projeto. Em cargas mais elevadas, próximas dos valores máximos aplicados, verificou-se uma maior

contribuição das deformações plásticas, refletida na acumulação de recalques residuais após os ciclos de descarga.

Este comportamento global traduz uma resposta relativamente rígida do conjunto ensaiado, superior àquela que seria expectável considerando exclusivamente a deformabilidade dos solos residuais de fundação e a contribuição das CBI, sugerindo a influência de fatores externos ao sistema solo–colunas propriamente dito.

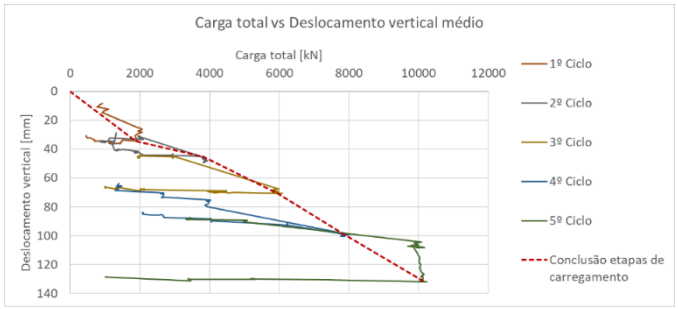


Figura 5. Curva força x recalque (evolução da carga total registrada nas células de carga e deslocamento médio medido nas réguas potenciométricas).

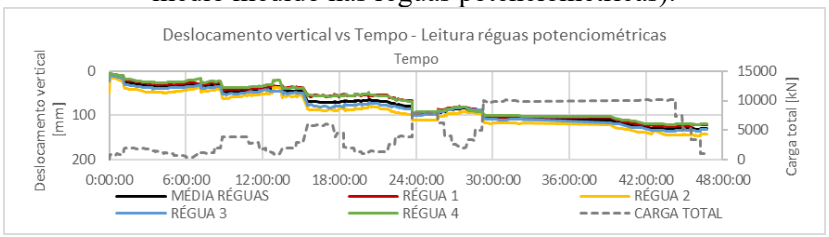


Figura 6. Evolução do deslocamento vertical medido nas réguas potenciométricas instaladas para medição dos deslocamentos verticais do bloco em concreto

4.2 Repartição de cargas entre colunas e solo

As medições efetuadas através das células de pressão total permitiram avaliar a repartição das tensões verticais entre as CBI e o solo confinado entre colunas. Os resultados indicam que, desde os níveis iniciais de carregamento, o solo mobilizou uma parcela superior da solicitação aplicada.

Com base nos valores médios de tensão registrados nas células de pressão e nas áreas correspondentes sob a base do bloco — estimadas em 4,55 m² para as CBI e 4,44 m² para o solo entre colunas — foram calculadas as cargas totais mobilizadas em cada componente do sistema. A análise dos resultados, ilustrada na Figura 7, permite estimar que aproximadamente 40% da carga total aplicada foi transmitida às CBI e cerca de 60% ao solo existente entre colunas, ao longo da generalidade das etapas do ensaio.

De forma a verificar a coerência dos resultados, a carga total estimada a partir da soma das parcelas mobilizadas nas colunas e no solo foi comparada com a carga total medida pelas células de carga instaladas nos tirantes. A boa concordância obtida entre ambas as estimativas, corrobora a validade da ordem de grandeza das tensões medidas pelas células de pressão.

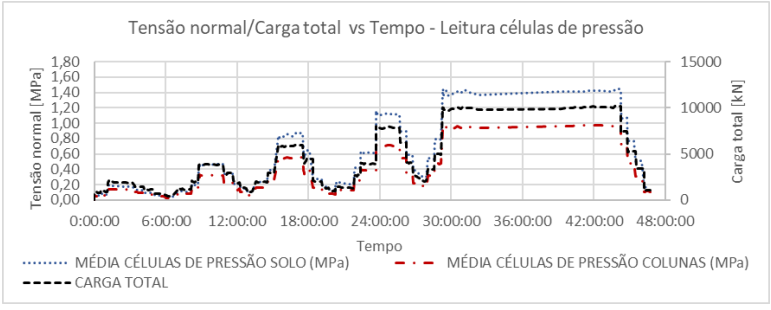


Figura 7. Evolução da carga total aplicada no ensaio e dos valores médios das tensões normais medidas nas células de pressão instaladas no solo entre colunas e nas CBI.

5 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.1 Repartição de tensões e divergência face ao comportamento esperado

A análise das tensões normais medidas pelas células de pressão instaladas no topo das colunas e no solo entre colunas evidencia um resultado divergente do esperado: em média, as tensões registradas no solo entre colunas foram superiores às tensões medidas no coroamento das colunas. Este comportamento contraria o mecanismo geralmente esperado em fundações reforçadas com inclusões mais rígidas, no qual se verifica concentração de tensões nas colunas por efeito de arco.

A explicação mais plausível reside na alteração do estado inicial de tensões do sistema induzida pelos ensaios prévios dos tirantes de reação — obrigatórios ao abrigo da ABNT NBR 5629:2018 — que terão imposto um pré-carregamento e/ou uma pré-deformação no solo entre colunas. Esse "pré-condicionamento" tende a aumentar a rigidez secante aparente do solo confinado entre colunas (por recompressão local e eventual reorganização estrutural), reduzindo a mobilização relativa de rigidez das colunas durante a prova de carga principal e, consequentemente, condicionando a repartição de tensões observada, com transferência de carga mais significativa para o solo entre colunas do que a prevista num cenário de carregamento "virgem".

5.2 Coerência global das forças medidas e limitações de interpretação

A comparação entre a carga total aplicada medida pelas células de carga instaladas nos tirantes e a carga total estimada a partir das tensões medidas nas células de pressão evidenciou, na generalidade, boa concordância. Foram, no entanto, observadas discrepâncias pontuais superiores a 20%, sobretudo em fases de descarga e no 1.º ciclo, possivelmente associadas à dissipação parcial de carga por atrito lateral nas faces do bloco em concreto.

5.3 Incerteza na rigidez estimada das colunas a partir das extensões medidas

A estimativa do módulo de elasticidade equivalente das colunas, efetuada a partir da relação $E = \sigma/\varepsilon$, conjugando as extensões medidas no troço superior com as tensões registradas no topo, conduziu a valores de E de magnitude muito superior à esperada face aos ensaios laboratoriais realizados às caldas.

Esta incoerência sugere incerteza na fiabilidade das leituras dos extensômetros, pelo que não foi desenvolvida uma análise detalhada da transmissão de carga em profundidade (através de atrito lateral e ponta), sendo a interpretação centrada na resposta global do conjunto

5.4 Comportamento global carga–recalque e rigidez do conjunto

A curva carga–recalque evidenciou uma resposta global consistente e sem indícios de rotura, com comportamento qualitativamente semelhante ao longo dos vários ciclos de carga e descarga. Não se observaram anomalias indicativas de falha do sistema, destacando-se o desempenho satisfatório até à carga máxima aplicada, para a qual se registou um deslocamento vertical médio no topo do bloco da ordem de 130 mm.

A resposta em fase de incremento de carga mostrou-se muito semelhante em todos os ciclos, evidenciando uma componente elástica dominante. Em fase de descarga verificou-se, igualmente, um comportamento coerente, embora com maior amplitude de deslocamentos e com acumulação progressiva de deformações plásticas entre ciclos.

Registraram-se dificuldades operacionais no controle da carga instalada em alguns patamares, associadas ao sistema hidráulico, as quais contribuíram para alguma inconstância pontual dos valores de carga.

A rigidez vertical do conjunto, estimada por regressão linear das fases de incremento de carga, resultou em $K_v \approx 80.954{,}00$ kN/m. Quando comparada com a rigidez estimada em projeto, o ensaio evidenciou uma rigidez aproximadamente 1,8 vezes superior, confirmando uma resposta global mais rígida do que a inicialmente prevista.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O ensaio de carga estática in situ realizado sobre um grupo de sete colunas de brita injetadas (CBI) permitiu caracterizar o comportamento global do compósito constituído pelas colunas e pelo solo residual confinado, sob níveis de carregamento representativos das condições de projeto.

A resposta global do sistema evidenciou um comportamento estável, sem indícios de rotura, registrando-se um deslocamento vertical no topo do bloco de reação em concreto da ordem de 130 mm para a carga máxima aplicada. A rigidez vertical secante estimada foi de 80.954,00 kN/m, aproximadamente 1,8 vezes superior à prevista em projeto, indicando um desempenho global mais favorável do que o inicialmente assumido.

A repartição de tensões inferida a partir das células de pressão evidenciou uma mobilização média de cerca de 60% da carga no solo entre colunas e 40% nas colunas, resultado não alinhado com o mecanismo clássico esperado para inclusões mais rígidas, onde tipicamente se verifica concentração de tensões nas colunas por efeito de arqueamento. A explicação tecnicamente mais plausível para este desvio está associada ao pré-carregamento do solo entre colunas induzido pelos ensaios prévios dos tirantes de reação, os quais poderão ter modificado o estado inicial de tensões e a rigidez secante aparente do maciço no domínio de influência do sistema de reação.

A análise das extensões medidas no interior das colunas revelou incoerências quando conjugada com as tensões medidas no topo, conduzindo a estimativas de módulo de elasticidade equivalente excessivamente elevadas face à caracterização laboratorial das caldas. Em face desta limitação, não foi possível desenvolver uma interpretação robusta da transferência de carga em profundidade (atrito lateral e ponta), tendo-se privilegiado a leitura integrada da resposta global carga–recalque e a coerência global do balanço de forças medido ao nível do topo.

Em síntese, o ensaio confirmou o bom desempenho global do tratamento por CBI, evidenciando que as exigências de rigidez e de capacidade de carga estabelecidas em projeto foram satisfeitas. Em paralelo, os resultados reforçam a necessidade de considerar criticamente as condições iniciais de carregamento, bem como as limitações instrumentais e de configuração do sistema de reação, na interpretação de ensaios in situ de grande escala.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Vale, na qualidade de dono de obra, a autorização concedida para a publicação do presente artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Silva, F., Lopes, M. e Silva, N. B. (2024). *Análises de Tensão-deformação do Tratamento de Fundações de uma Barragem de Rejeito com Colunas de Brita Injetadas*. In: XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Disponível em <https://2024.cobramseg.com.br/evento/cobramseg2024/trabalhosaprovados>. Acesso em 03 fev. 2026.

Brumano, F., Felix dos Santos, M. e Oliva, R. (2024). *Metodologia Executiva de Colunas de Brita Injetadas com Nata de Pega Rápida para Reforço de Fundações de Barragem de Rejeitos*. In: XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Disponível em <https://2024.cobramseg.com.br/evento/cobramseg2024/trabalhosaprovados>. Acesso em 03 fev. 2026.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/58

QA/QC em Obras de *Jet Grouting*: Um Caso Inédito de Melhoria do Solo de Fundação de uma Barragem Brasileira

Fernando Carolino da Silva
M.Sc. Geotecnia e Engenheiro Geotécnico, Mosaic, Catalão, Brasil, fernandocarolinodasilva@hotmail.com

Wagton Resende da Silveira
Coordenador de Operação e Geotécnico, Mosaic, Catalão, Brasil, wagton.silveira@mosaicco.com

Thiago Moura de Queiroz Oliveira
Gerente Geotecnia, Mosaic, Araxá, Brasil, Thiago.Oliveira20@mosaicco.com

Guilherme Giorgi Alves Pereira
Coordenador, Patos Fosfatados, Patos de Minas, Brasil, ggpereira@fosfatadosbr.com.br

Otávio Palhares Quinaud Pedron
Gerente de Operação, Mosaic, Catalão, Brasil, otavio.pedron@mosaicco.com

RESUMO: Este artigo apresenta diretrizes para a implementação de procedimentos de Garantia da Qualidade (QA) e Controle da Qualidade (QC) em projetos que envolvem a técnica de *jet grouting*, com foco na melhoria das propriedades geotécnicas de solos fracos em fundações de barragens. Essas duas abordagens são complementares e devem ser integradas por meio de procedimentos como amostragem, ensaios laboratoriais e inspeções de campo, que auxiliam na verificação da conformidade com os critérios de desempenho estabelecidos. A técnica de *jet grouting* é particularmente sensível a três principais fontes de incerteza: (i) a eficácia do tratamento, relacionada às dimensões e propriedades dos elementos injetados; (ii) a interação mecânica entre os corpos de solo tratados e os solos adjacentes, a qual determina o comportamento global da fundação reforçada; e (iii) os potenciais impactos ambientais, especialmente sobre estruturas vizinhas. Com base em um estudo de caso inédito aplicado à fundação de uma barragem de mineração no Brasil, este artigo apresenta uma proposta estruturada de QA/QC para obras de *jet grouting*, destacando os principais desafios, critérios de aceitação e estratégias de monitoramento adotadas para garantir a segurança integral da estrutura da barragem.

PALAVRAS-CHAVE: Mineração, Nível de Emergência e Tratamento de Fundação.

ABSTRACT: This article presents guidelines for implementing Quality Assurance (QA) and Quality Control (QC) procedures in projects involving jet grouting, with a focus on improving the geotechnical properties of weak soils in dam foundations. These two approaches are complementary and should be integrated through procedures such as sampling, laboratory testing, and field inspections, which support the verification of compliance with established performance criteria. The jet grouting technique is particularly sensitive to three main sources of uncertainty: (i) the effectiveness of the treatment, related to the dimensions and properties of the injected elements; (ii) the mechanical interaction between the treated soil bodies and the surrounding soils, which governs the overall behavior of the reinforced foundation; and (iii) potential environmental impacts, especially on neighboring structures. Based on an unprecedented case study applied to the foundation of a mining dam in Brazil, this article presents a structured QA/QC framework for jet grouting works, highlighting the main challenges, acceptance criteria, and monitoring strategies adopted to ensure the overall safety of the dam structure.

KEYWORDS: Mining, Emergency Level and Foundation Treatment.

1 INTRODUÇÃO

A Garantia da Qualidade (*Quality Assurance — QA*) e o Controle da Qualidade (*Quality Control — QC*) desempenham papel essencial na indústria da construção civil, assegurando que os projetos atendam aos

requisitos de segurança, funcionalidade e durabilidade previstos em projeto. No contexto geotécnico, a implementação eficaz de procedimentos de QA-QC durante a execução é fundamental para a obtenção de sistemas seguros e de desempenho previsível. Segundo Gilbert *et al.* (2018), o professor Wilson H. Tang foi um dos principais responsáveis por avanços nesse campo, contribuindo de forma significativa para o desenvolvimento de diretrizes de controle em diversas áreas, incluindo soldagem de elementos metálicos (Tang, 1973), geomembranas (Tang, 1993) e fundações profundas (Zhang *et al.*, 2006; Li *et al.*, 2008). Seu trabalho também enfatiza, de forma abrangente, os princípios do QA-QC em seu livro-texto de referência (Ang e Tang, 2007).

Na prática, um dos maiores desafios do QA-QC está em lidar com a variabilidade e as incertezas inerentes aos materiais e aos processos construtivos, o que exige o uso adequado de ferramentas de probabilidade e estatística para apoiar a tomada de decisão. Segundo Gilbert *et al.* (2018), entre as questões fundamentais que orientam os procedimentos de controle de qualidade, destacam-se: i) Quais critérios devem ser empregados para aceitação ou rejeição de um produto com base nos resultados obtidos? ii) Quais são as probabilidades associadas à aceitação incorreta de um produto inadequado ou à rejeição indevida de um produto conforme?

Portanto, o objetivo central dos procedimentos de QA-QC é assegurar que os produtos finais atendam aos requisitos de desempenho para os quais foram projetados. Para isso, tanto o Controle da Qualidade (CQ) quanto a Garantia da Qualidade (GQ) são estruturalmente organizados por meio de manuais técnicos que estabelecem diretrizes, ensaios padronizados e critérios de aceitação e rejeição aplicáveis em diferentes etapas do processo de execução. Esses procedimentos buscam avaliar a conformidade dos materiais empregados, a eficiência das atividades executivas e a aderência aos parâmetros definidos em projeto.

De acordo com Croce *et al.* (2014), no caso específico das obras que empregam a técnica de jet grouting, os sistemas de controle devem ser estruturados com base nos seguintes objetivos principais: i) garantir que os materiais utilizados apresentem propriedades compatíveis com o processo; ii) verificar a conformidade dos procedimentos executivos e da operação dos equipamentos; iii) determinar as dimensões geométricas e as propriedades geotécnicas dos elementos injetados; iv) avaliar o desempenho estrutural dos elementos produzidos; v) monitorar os efeitos ambientais e as influências sobre estruturas vizinhas.

Diante da ausência de diretrizes consolidadas sobre QA-QC aplicadas ao *jet grouting* na literatura técnica brasileira, este artigo tem como objetivo apresentar orientações práticas e critérios de controle voltados para essa técnica de melhoria do solo. Além disso, é apresentado um estudo de caso de uma obra executada no Brasil, na qual os procedimentos aqui descritos foram aplicados de forma rigorosa. Este estudo demonstra a eficácia do controle de qualidade na execução de colunas de jet grouting, contribuindo para a segurança do processo construtivo e para a melhoria das propriedades do solo de fundação de uma barragem nacional.

2 METODOLOGIA: DIRETRIZES DE QA/QC PARA OBRAS DE *JET GROUTING*

2.1 Critérios Gerais

Esta seção apresenta as principais diretrizes para planejamento, monitoramento e controle da qualidade (QA/QC) na execução de tratamentos por *jet grouting*, com base no guia técnico de Croce *et al.* (2014). O documento reúne recomendações de entidades como a *Japanese Jet Grouting Association* (JJGA) e o *Grouting Committee do Geo-Institute da American Society of Civil Engineers* (ASCE), abrangendo critérios de projeto, execução, controle e especificações de materiais em conformidade com normas ASTM e AASHTO. Adicionalmente, os procedimentos devem atender aos requisitos da Norma Europeia EN 12716, que estabelece padrões de execução e desempenho para obras de *jet grouting*. A consolidação dessas referências fornece a base necessária para um sistema de QA/QC robusto, permitindo avaliar a conformidade dos parâmetros operacionais, dos materiais utilizados e das propriedades geométricas e geotécnicas das colunas tratadas. Dessa forma, garante-se que o processo de jet grouting seja conduzido com rastreabilidade, repetibilidade e desempenho compatível com as condições de projeto e com as exigências normativas internacionais.

2.1 Caracterização da Obra e Projeto

Para viabilizar a retirada do nível de emergência de uma barragem de mineração no Brasil, foi adotada uma solução baseada na execução de colunas de jet grouting para melhorar as propriedades geotécnicas de um

depósito aluvionar de baixa resistência presente na fundação do barramento. Este tópico apresenta as principais etapas, procedimentos, definições e verificações que compuseram a intervenção. Embora não constitua o foco principal deste artigo, o caso permite descrever de forma sistematizada os procedimentos de QA/QC adotados, fundamentais para assegurar a qualidade, a rastreabilidade e a segurança das atividades executadas.



Figura 1. Governança e QA/QC de Obras Geotécnicas (Autores).

Conforme ilustrado na Figura 1, a execução geotécnica segura e eficiente requer uma governança técnica robusta associada a um sistema de QA/QC bem estruturado. A figura apresenta os pilares que sustentam o ciclo de vida da obra — Projetos, Implementação, Monitoramento e Manutenção e Gestão de Informações — evidenciando sua contribuição para a qualidade, a rastreabilidade e a tomada de decisão técnica. A integração desses pilares possibilitou a implementação do jet grouting na fundação do barramento com elevados padrões de qualidade, segurança e controle. As seções seguintes descrevem os procedimentos, controles e resultados obtidos, demonstrando a efetividade do sistema de governança e QA/QC adotado.

A Figura 2 apresenta uma visão geral da estrutura em estudo, destacando três elementos principais: (i) a área que demandou tratamento por jet grouting; (ii) a área destinada ao canteiro de obras; e (iii) a região prevista para a execução das colunas de teste. Esses elementos são detalhados nos tópicos subsequentes para contextualizar sua relevância na implantação da solução adotada.

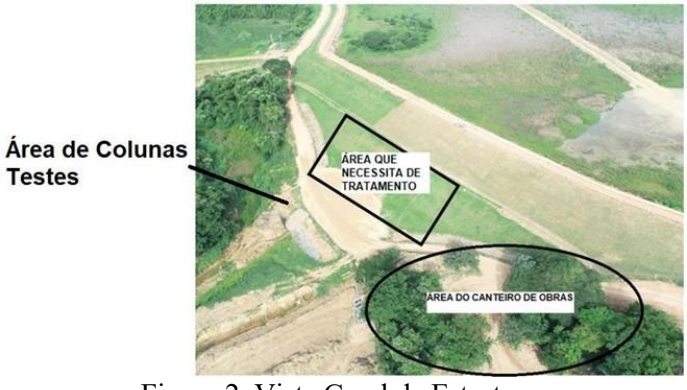


Figura 2. Vista Geral da Estrutura.

As características apresentadas a seguir foram determinantes para o projeto e permaneceram inalteradas durante toda a obra:

- Dimensões e parâmetros das colunas: adotou-se diâmetro nominal de 80 cm e relação água/cimento de 1:1, sem utilização de aditivos.

- Solicitações estruturais: não foi necessário reforço adicional, uma vez que as colunas são submetidas predominantemente a esforços de cisalhamento, sem tração ou flexão significativas.
- Refluxo do material injetado: o material grouteado e o solo erodido retornam à superfície pelo espaço anular entre as hastes e a parede do furo, formando o refluxo característico do processo. A ocorrência de refluxo moderado é essencial para garantir a eficiência do tratamento e evitar o entupimento do furo. Parte desse material foi utilizada na moldagem de corpos de prova para ensaios laboratoriais.
- Metodologia de execução: não foi permitida a utilização de ar comprimido durante a injeção.

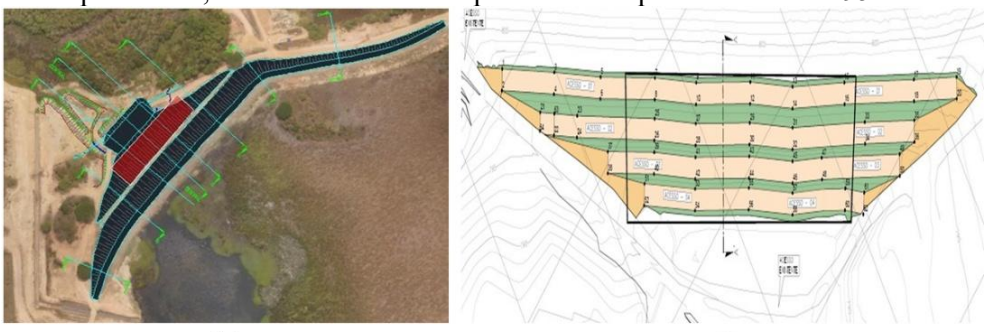
A execução do *jet grouting* requer controle rigoroso de parâmetros operacionais, como rotação do equipamento e pressão de injeção. Os valores adotados, apresentados na Tabela 1, foram validados por meio das colunas teste, sendo a parametrização final definida pela empresa especializada responsável pela execução.

Tabela 1. Valores típicos dos parâmetros de tratamento.

Parâmetro de Tratamento	Símbolo	Unidade	Fluido Simples
Etapa de elevação	Δs	mm	40–50
Velocidade média de elevação	vr	mm/s	4–10
Velocidade rotacional	ω	rpm	5– 40
Diâmetro do bico	d	mm	2–8
Número de bicos	M	-	1–2
Pressão de Groute	pg	MPa	30–55
Pressão do ar	pa	MPa	-
Pressão da água	pw	MPa	-
Taxa de fluxo de groute	Qg	L/s	2–10
Taxa de fluxo de ar	Qa	L/s	-
Taxa de fluxo de água	Qw	L/s	-
Relação A/C por peso	A/C	-	0,60–1,25

Foram estabelecidos os seguintes critérios de estabilidade e controle:

- Os parâmetros de resistência adotados em projeto foram validados por critérios conservadores, utilizando o modelo de Mohr-Coulomb (c = 0,3 MPa e φ = 28°).
- A metodologia adotada mostrou-se adequada para a solução do problema técnico, sem gerar impactos ambientais negativos relevantes.
- No contexto do QA/QC da obra, destacam-se os seguintes aspectos:
- Perfuratriz: capacidade de operação e deslocamento em taludes.
- Colunas de *jet grouting*: o projeto definiu o tratamento da área indicada na Figura 3a para melhoria do depósito aluvionar presente na fundação da barragem.
- Acessos: foram implantados quatro acessos construtivos (Figura 3b), com 4 m de largura cada, permitindo o deslocamento da perfuratriz e a execução de três linhas de colunas por acesso. Para garantir a estabilidade operacional, os acessos foram compactados até aproximadamente 95%.



(a) (b)

Figura 3. a) Região de Tratamento; b) Acessos.

Quanto ao sequenciamento construtivo, considerando o espaçamento de 1,40 m entre os centros das colunas de uma mesma linha (ou linhas adjacentes) e de 1,20 m entre linhas (Figura 4a), foi definida a seguinte metodologia de execução:

- A execução deve iniciar pela Linha 3, próxima ao bordo da berma, para avaliação do comportamento da estrutura.
- Após a execução da coluna 01, avança-se sete posições para a execução da coluna 02 (Figura 4b).
- A coluna 03 é executada na Linha 1, posicionada entre as colunas 01 e 02, repetindo-se o avanço de sete posições para a execução da coluna 04.
- Na Linha 2, a coluna 05 é executada com deslocamento de uma posição em relação à coluna 01 da Linha 3 e, em seguida, avança-se sete posições para a execução da coluna 06.

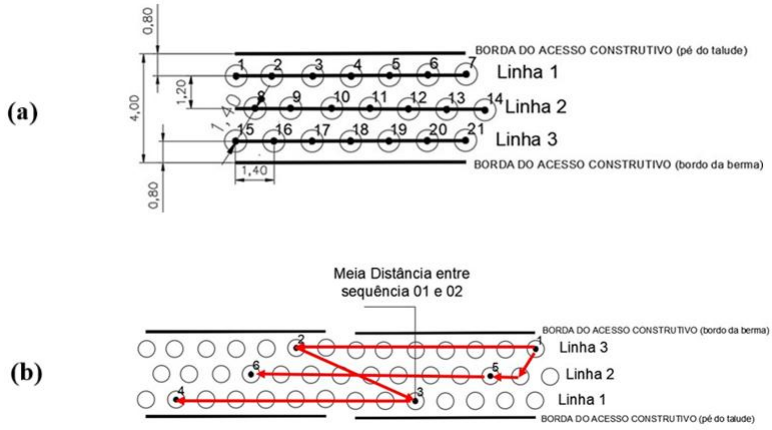


Figura 4. a) Layout geométrico de implantação das colunas; b) Sequenciamento de execução das colunas.

O refluxo é o material excedente, composto por calda de cimento, água e solo erodido, que retorna à superfície pelo espaço anular entre a haste de perfuração e as paredes do furo. Sua ocorrência é um importante indicativo da correta execução da injeção e da formação da coluna. Parte desse material deve ser coletada para a realização de ensaios laboratoriais. O volume excedente não coletado é direcionado por canaletas instaladas nas bermas até um canal localizado no pé da barragem, que o conduz aos tanques de decantação e fluidez por meio de canais de ligação (Figura 5b).

- Tanque de decantação: destinado à sedimentação das partículas sólidas presentes no refluxo, requerendo limpeza periódica.
- Tanque de fluidez: recebe o fluido sobrenadante proveniente do processo de decantação.

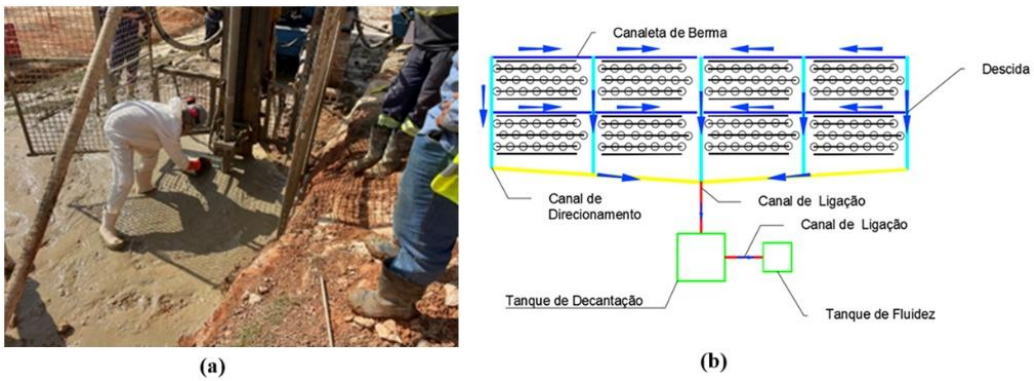


Figura 5. a) Refluxo; b) Diagrama para Direcionamento do Refluxo.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES: CONTROLE DE QUALIDADE DE OBRA

Este tópico apresenta os procedimentos e resultados do controle de qualidade (QA/QC) da obra de *jet grouting*, estruturados em três eixos principais:

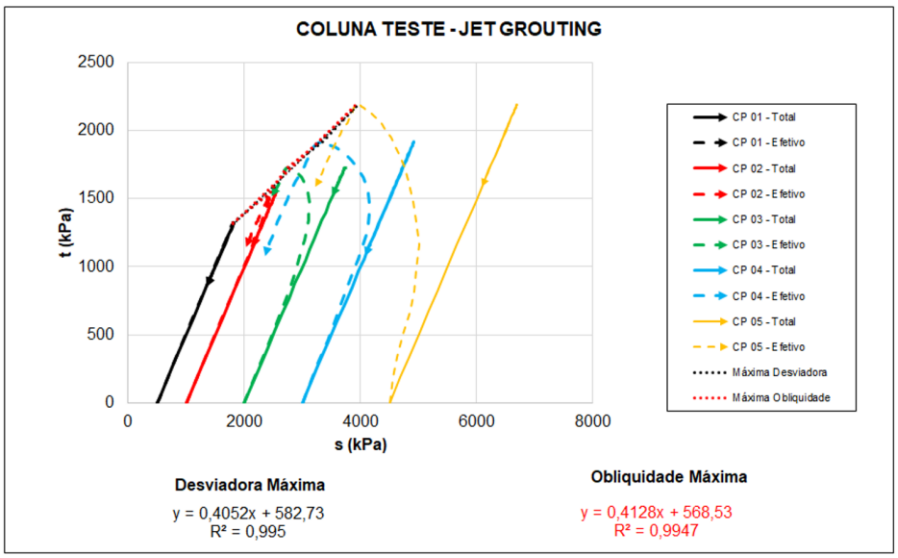
- Monitoramento da instrumentação durante a execução da obra;
- Controle por meio de laboratório de campo;
- Ensaios laboratoriais em colunas teste e colunas executadas in situ.

Durante toda a execução, foi realizado o monitoramento em tempo real dos instrumentos instalados no barramento, por meio de planilhas de controle específicas, garantindo o acompanhamento contínuo das condições da estrutura e a segurança operacional da obra.

Antes da execução das colunas definitivas, foram construídas três colunas teste para validação dos parâmetros de projeto. Conforme ilustrado na Figura 6, essa etapa permitiu verificar os diâmetros executados, avaliar o comportamento do material aluvionar tratado e coletar blocos indeformados para ensaios laboratoriais. Nas colunas teste foram realizados ensaios triaxiais UU (não adensado e não drenado) sob tensões confinantes de 500, 1000, 2000, 3000 e 4500 kPa. De acordo com Croce et al. (2014), esse ensaio é adequado para materiais tratados por *jet grouting*, possibilitando a supressão das etapas de saturação e adensamento em função do elevado ganho de resistência após o tratamento. Os resultados apresentados na Figura 7 indicaram parâmetros de resistência superiores à coesão mínima de projeto (300 kPa), confirmando a adequação dos parâmetros adotados e a efetividade da metodologia empregada.



Figura 6. Colunas Testes executadas antes do início do projeto.



Desviadora Máxima					
Tan α	**sinφ**	**Φ (°)**	**cos**	**a**	**c' (kPa)**
0,4052	0,41	24	0,91	582,73	637
Obliquidade Máxima					
Tan α	**sinφ**	**Φ (°)**	**cos**	**a**	**c' (kPa)**
0,4128	0,41	24	0,91	568,53	624

Figura 7. Ensaios nas Colunas Testes.

Para complementar o controle de qualidade, foi instalado um laboratório técnico próximo ao barramento, destinado à realização de ensaios de compressão uniaxial em amostras moldadas a partir do material de refluxo gerado durante a execução das colunas. A Figura 8 apresenta a infraestrutura empregada, incluindo a prensa automatizada responsável pela aquisição precisa dos registros de ruptura. Para cada coluna instrumentada

foram moldados corpos de prova rompidos aos 3, 7, 14 e 28 dias de idade, sendo moldados sempre dois corpos de prova por idade (prova e contraprova). As amostras foram acondicionadas, a partir de 24 horas após a moldagem, em tanque de saturação, garantindo umidade constante e evitando ganhos de resistência por cura ao ar. Gráficos estatísticos (Figura 9) apresentam valores médios, desvios-padrão e limites máximos e mínimos das resistências obtidas. Todos os resultados superaram o valor mínimo especificado de 300 kPa, confirmando o desempenho adequado do tratamento.



Figura 8. Laboratório e Acondicionamento de Amostras.

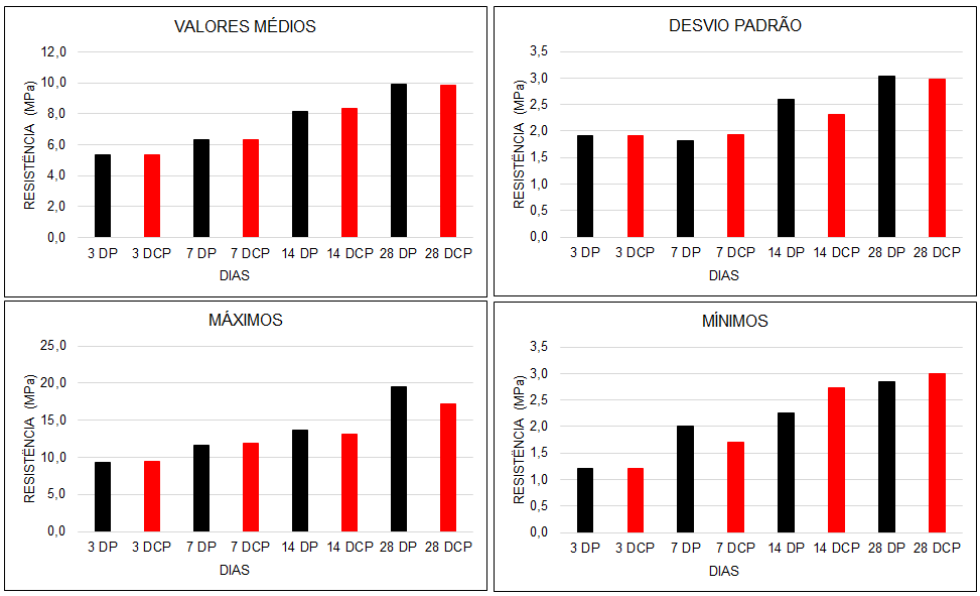


Figura 9. Gráficos de Barras – Resistência dos corpos de prova (prova e contraprova) ao longo de 3, 7, 14 e 28 dias.

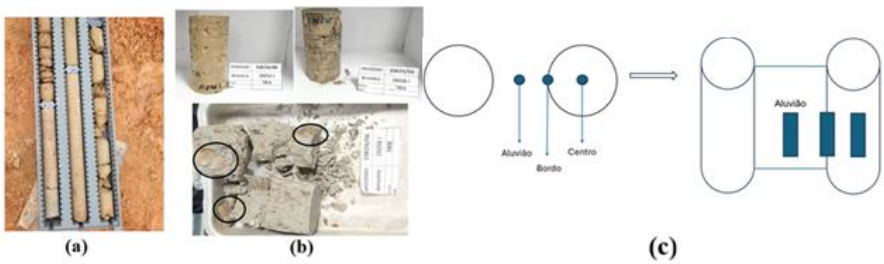


Figura 11. a) Colunas In Situ; b) Aspecto do corpo de prova antes e depois da ruptura; (c) Croqui da coleta de amostras no centro, bordo e externo a coluna.

Para avaliação do comportamento do material tratado em condições reais, foram coletadas amostras de colunas definitivas por meio de sondagens rotativas. A literatura (Croce *et al.*, 2014) destaca que solos argilosos tratados com jet grouting tendem a adquirir características de rochas brandas, fato confirmado durante a coleta, quando as amostras apresentaram fragmentação devido à vibração e à velocidade de perfuração. Após ajustes metodológicos, foi possível obter amostras representativas para ensaios triaxiais e de compressão uniaxial (Figura 11a) e a Figura 11b, apresenta CP antes e pós ruptura. Ressalta-se que, apesar da

presença de torrões e fragmentos típicos de solo-cimento, e das limitações dimensionais laboratoriais, os ensaios forneceram parâmetros confiáveis para validação do projeto. Dependendo da geometria da malha executada, pode subsistir material aluvionar remanescente entre colunas adjacentes. A Figura 11c apresenta o croqui de coleta adotado para investigação dessa condição. Como a malha triangular não promove sobreposição completa das colunas, verificou-se a presença de material natural entre pontos de interseção, exigindo avaliação específica para fins de confiabilidade.

4 CONCLUSÃO

Este trabalho apresentou uma proposta estruturada de Garantia da Qualidade (QA) e Controle da Qualidade (QC) aplicada à execução de obras de jet grouting para melhoria de fundações de barragens, tendo como base um estudo de caso desenvolvido em uma barragem de mineração no Brasil. A metodologia adotada integrou procedimentos de monitoramento instrumental, controle tecnológico em campo, ensaios laboratoriais e investigações geotécnicas in situ, permitindo a validação contínua das premissas de projeto e dos parâmetros executivos.

Os resultados obtidos nas colunas teste demonstraram que os parâmetros de resistência do material tratado superaram os valores mínimos estabelecidos em projeto, confirmando a adequação dos procedimentos executivos definidos para a obra. De forma complementar, os ensaios de compressão simples realizados em amostras de refluxo evidenciaram comportamento consistente de ganho de resistência ao longo do tempo de cura, sem ocorrência de resultados inferiores aos critérios de aceitação estabelecidos.

As investigações realizadas nas colunas definitivas permitiram confirmar a manutenção das propriedades geotécnicas observadas durante a fase de testes, fornecendo evidências da efetividade do tratamento e da confiabilidade dos parâmetros utilizados nas análises de estabilidade da barragem. Além disso, o monitoramento contínuo da instrumentação demonstrou que a execução do jet grouting não produziu alterações significativas no comportamento da estrutura, garantindo condições adequadas de segurança durante todas as etapas construtivas.

Os resultados obtidos evidenciam que a implementação de um sistema robusto de QA/QC é fundamental para reduzir incertezas associadas à execução do jet grouting, aumentar a rastreabilidade das atividades executadas e fornecer subsídios técnicos para tomada de decisão em obras geotécnicas de elevada criticidade. Finalmente, o estudo contribui para a consolidação de diretrizes práticas de QA/QC aplicáveis à realidade brasileira, suprindo parcialmente a carência de referências nacionais sobre o tema e fornecendo subsídios para futuros empreendimentos que empreguem essa tecnologia em fundações de barragens.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Deus, e aos familiares.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Croce, P.; Flora, A.; Modoni, G. (2014), *Jet Grouting: Technology, Design and Control*, 1st Edition, CRC Press, Boca Raton.

Gilbert, R.B; Najjar, S.S.; Dellinger, G.; Allen, J.M (2018), *The Probabilistic Aspects of QA-QC for Geotechnical Applications*, Geotechnical Safety and Reliability GSP 286.

Li, D.Q., Tang, W.H. and Zhang, L.M. (2008), "*Updating Occurrence Probability and Size of Defect for Bored Poles,*" Structural Safety, 30(2), 130-143.

Tang, W. H. (1973), "*Probabilistic Updating of Flaw Information," Journal of Testing and Evaluation*, Vol. 1, No. 6, 459-467.

Tang, W. H. (1993), "*Recent Developments in Geotechnical Reliability,*" Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering, University College, University of South Wales, Canberra, Australia, pp. 1-26.

Zhang, L.M. , Li, D.Q. and Tang, W.H. (2006), "*Impact of Routine Quality Assurance on Reliability of Bored Piles*," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 132(5), 622-630.

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/COBRAMSEG2026.1/59

Reavaliando CRI e DPA no Brasil: limites, inconsistências e caminhos para uma priorização de esforços mais efetiva

Michelle Cristina dos Reis Braga
Analista de Gestão de Riscos Sênior, Instituto Minere, Belo Horizonte, Brasil, michelle_crb@yahoo.com.br

Danilo Manata Eloi
Senior Geotechnical Consultant, WSP Canada, Vancouver, Canada, danilo.eloi@wsp.com

RESUMO: A classificação de barragens de mineração no Brasil combina a Categoria de Risco (CRI), ligada à gestão da segurança, e o Dano Potencial Associado (DPA), que sugere a dimensão do impacto na área a jusante considerando o pior cenário de ruptura, sendo parâmetros independentes. Embora alinhado a recomendações internacionais, esse modelo apresenta lacunas práticas que dificultam a priorização de esforços. Observa-se que barragens com DPA alto frequentemente carecem de dados atualizados, instrumentação adequada e inspeções regulares, revelando que a classificação formal não assegura controles proporcionais ao risco. Do mesmo modo, estruturas com DPA médio, mas inseridas em contextos sensíveis, apresentam não conformidades relevantes, evidenciando assimetria entre enquadramento legal e necessidade técnica. A CRI, apesar de prevista como elemento central da gestão, tem influência reduzida nas decisões, superada pela ênfase quase exclusiva no DPA. Em contraste, modelos internacionais, como o *consequence category* do Canadá e da Austrália, vinculam a classificação a requisitos mínimos mandatórios de instrumentação, auditorias e presença do *Engineer of Record*, garantindo maior clareza operacional. Este trabalho discute o aprimoramento da matriz brasileira, a integração mais forte entre CRI e DPA, uso de gatilhos automáticos de intensificação de monitoramento, maior rastreabilidade histórica e alinhamento ao conceito de *risk-informed performance,* contribuindo com a governança de barragens no país.

PALAVRAS-CHAVE: Categoria de Risco; Dano Potencial Associado; Integração; Governança; Segurança de Barragens.

ABSTRACT: The classification of mining dams in Brazil combines the Risk Category (CRI), associated with safety management, and the Associated Potential Damage (DPA), which indicates the magnitude of downstream impacts under a worst-case failure scenario, with both parameters being independent. Although aligned with international recommendations, this model exhibits practical gaps that hinder the prioritization of efforts. High-DPA dams often lack updated data, adequate instrumentation, and regular inspections, showing that formal classification does not ensure controls proportional to the risk. Likewise, structures classified as medium-DPA but located in sensitive operational contexts frequently present significant non-conformities, exposing a mismatch between legal classification and actual technical needs. The CRI, despite being defined as a central element of safety management, has limited influence on decision-making, overshadowed by the near-exclusive emphasis on DPA. In contrast, international reference models - such as the consequence category frameworks used in Canada and Australia - link classification to mandatory minimum requirements for instrumentation, audits, and the involvement of an Engineer of Record, thus providing greater operational clarity. This paper discusses the improvement of the Brazilian matrix, stronger integration between CRI and DPA, the use of automatic triggers for intensified monitoring, greater historical traceability, and alignment with the concept of risk-informed performance, contributing to dam governance in the country.

KEYWORDS: Risk Category; Associated Potential Damage; Integration; Governance; Dam Safety.

1 INTRODUÇÃO

A gestão da segurança de barragens de mineração no Brasil tem sido tensionada por eventos críticos recentes e por um arcabouço regulatório em contínua revisão, que busca harmonizar princípios de prevenção, controle e mitigação com práticas orientadas a risco (ICOLD, 2020; ICOLD, 2022). No plano legal, a Lei nº 12.334/2010 institui a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e estabelece que a classificação das estruturas se dê pelo volume, pela Categoria de Risco (CRI) e pelo Dano Potencial Associado (DPA), parâmetros concebidos como independentes entre si, conforme regramento do Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH) (BRASIL, 2010).

A Resolução CNRH nº 241/2024 modernizou a Resolução CRNH nº 143/2012 ao ampliar definições essenciais - como área afetada e área de inundação - e apresentar critérios de classificação mais rigorosos e detalhados. Foram atualizados os parâmetros de DPA (incluindo nova abordagem para perdas de vidas humanas e novos limites de pontuação) e introduzido uma nova fórmula para cálculo da CRI, baseado em indicadores de risco mais detalhados. A Resolução permite que órgãos fiscalizadores adotem critérios complementares, fortalecendo a aderência à PNSB e elevando o nível técnico das análises, sanando lacunas presentes na norma anterior (CNRH, 2024). Alinhado a este cenário, a Agência Nacional de Mineração inaugurou novo marco regulatório (a Resolução ANM nº 220/2025 que terá implantação escalonada até 2027), apresentando, dentre outras modificações, a revisão da matriz de classificação (CRI e DPA) para barragens de mineração (ANM, 2025).

Do ponto de vista conceitual, a CRI expressa a qualidade da gestão da segurança (características técnicas, estado de conservação e atendimento ao Plano de Segurança da Barragem), ao passo que o DPA sintetiza a magnitude dos danos a jusante no pior cenário de ruptura (incluindo possíveis perdas de vidas, impactos ambientais, sociais e econômicos), sem representar a probabilidade de falha (BRASIL, 2010; CNRH, 2024). Essa separação entre consequência e probabilidade é coerente com boas práticas internacionais, como as matrizes de *consequence category* da CDA e da ANCOLD, nas quais o enquadramento por consequência não implica informação sobre integridade estrutural ou chance de ruptura (CDA, 2013, 2021; ANCOLD, 2012, 2019). Em termos operacionais, isso significa que o DPA não mensura o risco de falha nem abrange cenários de rupturas parciais, devendo ser complementado por indicadores de condição e desempenho (por exemplo, percolação, galgamento, conservação) e por avaliações de risco específicas (BC-MFLNRO, 2017; ICOLD, 2019).

A experiência brasileira recente, entretanto, evidencia assimetria entre a classificação formal e os controles efetivamente implementados em múltiplos empreendimentos. O Relatório de Segurança de Barragens (RSB) 2024/2025, da ANA, identificou 241 barragens prioritárias para gestão da segurança, destacando lacunas de dados, insuficiência de informações técnicas e não atendimento a requisitos da PNSB, o que dificulta a priorização baseada em risco (ANA, 2025). O RSB também aponta a distribuição dessas estruturas em 24 unidades da federação e evidencia que barragens para disposição de rejeitos estão entre as estruturas que demandam maior atenção, reforçando a necessidade de uma melhor gestão com base no CRI e DPA (ANA, 2025).

Em paralelo, a literatura especializada recomenda fortalecer abordagens *risk-informed* para a segurança de barragens, nas quais a consequência (DPA) e indicadores de desempenho/condição (CRI) alimentem gatilhos operacionais proporcionais e verificáveis. Esse enfoque é consistente com a evolução internacional de gestão de risco em barragens (FELL et al., 2000; DE NEALE et al., 2019) e com o chamado de Morgenstern (2018) por uma cultura de segurança baseada em evidências e governança técnica robusta (MORGENSTERN, 2018).

Comparativamente, Canadá e Austrália oferecem referências úteis. As diretrizes da CDA e da ANCOLD operam com *consequence categories* (que variam de Baixo a Extremo/Muito Alto), vinculando esse enquadramento a mínimos mandatórios, por exemplo, *Dam Safety Reviews* periódicas por classe de consequência, instrumentação/monitoramento mínimos e escalonamento de auditorias independentes para categorias mais elevadas (CDA, 2013, 2016, 2021; ANCOLD, 2012, 2019). Adicionalmente, a *Global Industry Standard on Tailings Management* (GISTM) institucionaliza papéis como o *Engineer of Record* (EoR) e, para instalações de consequência muito alta, *Independent Review Boards*, reforçando a conexão entre consequência, governança e requisitos técnicos mínimos (GLOBAL TAILINGS REVIEW, 2020).

No Brasil, as atualizações regulatórias endereçam parte das críticas históricas, como maior clareza operacional e redução do espaço para interpretações divergentes, mas desafios persistem, incluindo a capacidade técnica para cumprir novas frequências de revisão/monitoramento e a necessidade de que a CRI influencie de modo mais decisivo a priorização de ações, superando a tendência de se privilegiar apenas o DPA (ANA, 2025; ANM, 2025).

Diante disso, este artigo parte da premissa de que a proporcionalidade técnica entre classificação (CRI + DPA) e ações de segurança ainda é insuficiente em parte do parque de barragens de mineração no país. A pesquisa (i) apresenta a evolução dos critérios de classificação; (ii) compara o arcabouço legal vigente com boas práticas internacionais e (iii) propõe ajustes para uma matriz integrada, com gatilhos automáticos de intensificação de monitoramento, maior rastreabilidade histórica e alinhamento a uma *risk-informed performance*, contribuindo para o aperfeiçoamento da governança de barragens de mineração no país (BRASIL, 2010; CNRH, 2024; ANM, 2022, 2025; ANA, 2025; CDA, 2013; ANCOLD, 2012; GLOBAL TAILINGS REVIEW, 2020).

2 EVOLUÇÃO DOS CRITÉRIOS EMPREGADOS PARA CLASSIFICAÇÃO DAS BARRAGENS DE MINERAÇÃO NO BRASIL

Em 2024, o CNRH promoveu ampla revisão nos critérios gerais de classificação de barragens no âmbito federal, introduzindo definições e métricas mais rigorosas e alinhadas às melhores práticas internacionais. Para o DPA, destaca-se a alteração do critério de "existência de população a jusante" para "potencial de perdas de vidas humanas", tendo sido considerado como fator de análise a presença de pessoas essenciais para a operação da barragem e diferenciação de população em áreas urbanas e rurais, aprimorando a sensibilidade do critério às características socioespaciais reais (CNRH, 2024). No critério "potencial de impacto ambiental" explicitou-se a consideração do *background* das áreas potencialmente afetadas, uma vez que estas já podem ter sido impactadas por eventos hidrológicos naturais. Além disso, foram citados como parâmetros a presença de áreas de proteção integral e uso sustentável, correlacionando-se à legislação de unidades de conservação; foram atualizados os conceitos de classificação de resíduos conforme ABNT, uma vez que foram revogadas as classes anteriormente adotadas (I, IIA e IIB); e foram abordados os rejeitos radioativos. Sob o aspecto de "potencial de impacto socioeconômico", a análise com base na presença de instalações deu lugar a consideração de característica de ocupação conforme o IBGE (aglomerado rural, áreas urbanizadas e não urbanizadas) além de abordar sobre a presença de serviços públicos essenciais (provimento de energia, água, saúde, comunicação e educação), patrimônio histórico ou sítios arqueológicos, comunidades tradicionais, terras indígenas ou quilombolas.

Com relação à abrangência das análises, antes os critérios eram verificados sob a ótima da "área afetada a jusante da barragem" definida pelo CNRH como "área, a jusante e a montante, potencialmente comprometida por eventual ruptura da barragem, cuja metodologia de definição de seus limites deverá ser determinada pelo órgão fiscalizador". Tal definição, que não foi correlacionado pela ANM com o conceito de Zona de Autossalvamento (ZAS), Zona de Segurança Secundária (ZSS) ou área de inundação, por exemplo, não se mostrava esclarecedora quanto ao limite de área a ser considerado na avaliação. Assim, o CNRH tratou de explicitar e diferenciar "área de inundação" e "área afetada", sendo o primeiro correspondente à área da mancha de inundação (ZAS + ZSS) e o segundo a área impactada incluindo propagação de rejeitos, sedimentos e resíduos em cursos d'água. Tal atualização tornou a definição do DPA mais clara e representativa do real alcance dos danos potenciais (CNRH, 2024).

No que se refere à Categoria de Risco (CRI), os mesmos pilares foram definidos: Características técnicas (CT), Estado de Conservação (EC) e Plano de Segurança de Barragens (PSB). Houve um incremento significativo do número de critérios de CT (de 3 para 11) e a classificação geral da CRI em Alta, Média e Baixa, passa a ser definida com base em indicadores de riscos específicos, a saber: risco geral, risco de percolação/conservação, risco de galgamento, risco gerencial e risco por falta de aderência de projeto.

Tal metodologia permite uma avaliação mais precisa do risco e se mostra mais aderente às recomendações internacionais, favorecendo classificações mais coerentes com o cenário real de risco e facilitando processos de priorização de investimentos e ações de segurança.

Tais atualizações foram absorvidas pela ANM na Resolução ANM nº 220/2025, que além da CRI e do DPA, propõe uma classificação quanto à Gestão Operacional, que considera aspectos relacionados ao envio de Declaração de Condição de Estabilidade (DCE) e Declaração de Conformidade e Operacionalidade do PAEBM (DCO), pendências e atrasos nos Extratos de Inspeção Regular, existência de Engenheiro de Registros, Processo de Gestão de Risco e Centro de Monitoramento Geotécnico, divulgação de relatório anual de segurança da barragem e se possui certificação e/ou padrões da indústria (ISO 31.000, TSM ou GISTM). Tal classificação representa um avanço significativo para a segurança de barragens, pois introduz um eixo avaliativo baseado no desempenho real da estrutura e na qualidade da operação cotidiana, complementando os parâmetros tradicionais de CRI e DPA. Essa abordagem aproxima o modelo brasileiro de práticas internacionais ao privilegiar avaliações contínuas, auditorias independentes e revisões periódicas, garantindo maior imparcialidade e transparência no processo (ANM, 2025). Além disso, a Gestão Operacional reforça a lógica preventiva dos novos marcos regulatórios ao valorizar as documentações comprobatórias de segurança, operacionalidade e governança, reduzindo o risco de que estruturas com boas características de projeto, mas má operação, permaneçam subavaliadas tanto pelo empreendedor quanto pela agência fiscalizadora. Isso contribui diretamente para a mitigação de falhas operacionais, amplia a rastreabilidade técnica e fortalece a governança, promovendo decisões regulatórias mais proporcionais ao risco e mais alinhadas às condições reais do empreendimento.

É válido destacar, porém, que os empreendedores enfrentarão desafios relevantes relacionados à reclassificação das estruturas, devido ao novo regramento. A adoção dos novos critérios exige aprimoramento da instrumentação, atualização de modelos de ruptura, revisão de dados históricos e fortalecimento das rotinas de inspeção e manutenção. A necessidade de auditorias independentes e de envio digital de documentos aumenta o rigor técnico e demandará investimentos em qualificação de equipes e infraestrutura de monitoramento. Assim, embora o conjunto normativo avance no alinhamento a práticas internacionais, sua implementação requer capacidade operacional ampliada e mudança cultural por parte dos empreendedores, sobretudo na transição para uma governança de segurança baseada em desempenho e risco (ANM, 2025; CNRH, 2024).

3 COMPARATIVO ENTRE O ARCABOUÇO LEGAL VIGENTE E AS BOAS PRÁTICAS INTERNACIONAIS

O movimento brasileiro de revisão regulatória apresentado neste artigo evidencia uma aproximação com métodos mais robustos descritos por autores como Fell et al. (2000), que enfatizam a importância de classificar barragens com base em múltiplas dimensões de risco e em critérios suficientemente discriminatórios para suportar decisões técnicas confiáveis. A atualização normativa brasileira também dialoga com princípios de governança presentes nas análises de Morgenstern (2018), que destaca a necessidade de sistemas de segurança baseados em evidências e na verificação contínua da integridade estrutural (MORGENSTERN, 2018).

Atualmente, as barragens com DPA alto ou com alto potencial de perda de vidas humanas (DPA2 > 4), são sujeitas a obrigações mais rigorosas em termos de gestão de segurança e emergência, incluindo: tempo de retorno de 10.000 anos ou PMP (Precipitação Máxima Provável) para o sistema extravasor, monitoramento automatizado da instrumentação, videomonitoramento 24h por dia, Processo de Gestão de Risco (PGRBM), Relatório de Inspeção Regular semestral com emissão de DCE, implantação de sirenes com acionamento automatizado, promoção de treinamentos internos semestrais e Seminários Orientativos junto à população, Avaliação de Conformidade e Operacionalidade (ACO) do PAEBM e da Documentação Auxiliar de Emergência e designação de Engenheiro de Registro (EdR).

No cenário internacional, tanto a Canadian Dam Association (CDA) quanto a Australian National Committee on Large Dams (ANCOLD) utilizam matrizes de classificação baseadas em *consequence categories*, que consideram o potencial de perdas humanas, impactos ambientais, socioeconômicos e efeitos cumulativos, vinculando cada classe de consequência a requisitos mínimos mandatórios de segurança, como instrumentação adequada, frequência específica de inspeções e auditorias independentes periódicas (CDA, 2013; CDA, 2021). Esse entendimento reforça o que Vick (1990) já apontava em seu clássico trabalho sobre segurança de barragens: classificar apenas por consequência não é suficiente; é necessário vincular essa classificação a práticas de engenharia verificáveis e rotinas consistentes de monitoramento.

A principal diferença estrutural é que, enquanto a legislação brasileira separa formalmente CRI (risco) e DPA (consequência), modelos como CDA e ANCOLD utilizam a classificação por consequência como eixo organizador de um conjunto de obrigações técnicas mínimas que garantem níveis aceitáveis de segurança. Nos modelos canadenses, por exemplo, barragens classificadas como *High* ou *Extreme Consequence* devem obrigatoriamente ser submetidas a *Dam Safety Reviews*, possuir planos de inspeção específicos e manter supervisão contínua por profissionais qualificados (CDA, 2013; CDA, 2021). De modo semelhante, diretrizes da ANCOLD determinam que instalações de categoria elevada mantenham instrumentação funcional, sistemas de alerta e auditorias independentes escalonadas proporcionalmente ao nível de consequência (ANCOLD, 2012; ANCOLD, 2019).

A *Global Industry Standard on Tailings Management* (GISTM) reforça esse paradigma ao exigir, para instalações de alto potencial de dano, a presença mandatória de um *Engineer of Record* responsável pela conformidade técnica contínua e, para instalações de consequência muito alta, a constituição de um *Independent Review Board*, de modo a garantir independência e rigor no processo de avaliação. Documentos oficiais apresentados em workshops internacionais da ICOLD confirmam a adoção e expansão desses mecanismos de governança técnica (ICOLD, 2022).

Portanto, embora o Brasil tenha avançado de maneira expressiva ao atualizar seus critérios classificatórios com a Resolução CNRH nº 241/2024 e a Resolução ANM nº 220/2025, o modelo atual ainda mantém uma separação maior entre classificação e obrigações operacionais quando comparado às boas práticas internacionais. Autores como Fell et al. (2000) enfatizam que o desempenho de segurança depende de sistemas integrados de análise de risco, e não apenas de listas de obrigações, destacando que a prevenção de falhas requer avaliação contínua de modos de ruptura, controles operacionais verificáveis e revisão independente periódica da governança de segurança. Do mesmo modo, Morgenstern (2018) argumenta que desastres recentes demonstram que a cultura operacional - e não apenas a conformidade documental - é determinante para evitar falhas catastróficas. Nesse sentido, embora as exigências brasileiras avancem, elas ainda não incorporam plenamente a lógica de obrigatoriedade vinculada à classe de consequência, típica das práticas internacionais, nem integram o nível de detalhamento esperado em *frameworks* de risco como os aplicados na Austrália e no Canadá, onde a categorização por consequência funciona como motor estruturante de todas as demais obrigações de segurança.

4 PROPOSIÇÕES AO MODELO BRASILEIRO DE CLASSIFICAÇÃO E GESTÃO DE SEGURANÇA DE BARRAGENS

A evolução recente do arcabouço regulatório brasileiro - com a Resolução CNRH nº 241/2024 e a Resolução ANM nº 220/2025 - já indica um avanço significativo no alinhamento a referências internacionais. Contudo, ainda é necessário fortalecer a dinâmica de resposta, incorporando gatilhos automáticos de intensificação de monitoramento baseados não apenas na classificação estática de CRI e DPA, mas também no desempenho operacional contínuo da barragem. Experiências canadenses e australianas mostram que categorias de consequência mais elevadas exigem aumentos proporcionais e mandatórios na frequência de inspeções, nas auditorias independentes e na instrumentação ativa (CDA, 2013; ANCOLD, 2012). Essas práticas estão apoiadas pela literatura técnica, como Fell et al. (2000), que defendem que uma gestão eficaz de segurança deve responder dinamicamente às condições observadas, e não apenas a classificações periódicas.

A plena convergência com os padrões adotados por CDA, ANCOLD e GISTM dependerá da consolidação de um regime consistente de auditorias independentes e da maturidade das rotinas de monitoramento, aspectos reiteradamente defendidos por autores como Vick (1990) e Morgenstern (2018), para quem a cultura operacional é determinante na prevenção de falhas em barragens.

Cabe citar a importância de um regime regulatório que priorize rastreabilidade histórica plena e padronizada, garantindo que todos os dados relevantes (instrumentação, ensaios geotécnicos, inspeções, análises de estabilidade, eventos anômalos e intervenções corretivas) sejam consolidados em um sistema nacional unificado, interoperável com o SIGBM. Países como Canadá e Austrália adotam repositórios históricos obrigatórios, permitindo que revisões independentes e avaliações regulatórias sejam realizadas com base em séries de longo prazo, o que aumenta a capacidade de identificar tendências e precursores de falhas (CDA, 2021; ANCOLD, 2012). A literatura internacional reforça esse ponto: Vick (1990) destaca que a compreensão histórica do comportamento da barragem é essencial para diagnósticos robustos, enquanto

Morgenstern (2018) enfatiza que a falta de memória técnica institucional tem sido um fator crítico em desastres recentes.

Outro ajustamento necessário diz respeito à adoção de um modelo regulatório integralmente orientado a risco (*risk-informed performance*), no qual CRI e DPA deixam de ser apenas parâmetros classificatórios e passam a alimentar diretamente decisões operacionais mandatórias, tal como ocorre em estruturas reguladas pela CDA, ANCOLD e pelo GISTM. Esses modelos vinculam a classificação por consequência a requisitos mínimos de instrumentação, auditorias independentes não repetitivas e supervisão contínua por profissionais qualificados, como o *Engineer of Record* (EoR) e *Independent Review Boards* (GLOBAL TAILINGS REVIEW, 2020). A Resolução ANM nº 220/2025 avança nesse sentido ao exigir auditorias independentes e níveis de segurança, mas ainda não incorpora o equivalente ao papel do EoR, o que reduz a robustez da supervisão técnica contínua quando comparada aos padrões internacionais.

Por fim, recomenda-se a integração de modelos probabilísticos e análise integrada de riscos, de forma semelhante ao que é feito nas matrizes de consequência australianas e canadenses, que combinam avaliação de perda de vidas, impactos ambientais e fatores operacionais para orientar a tomada de decisão. Esses sistemas, ao acoplarem risco, consequência e desempenho, reduzem incertezas e sustentam medidas de prevenção mais eficazes (ANCOLD, 2012; CDA, 2013). A própria ICOLD argumenta que sistemas de segurança devem privilegiar abordagens quantitativas e qualitativas de risco, integrando múltiplas linhas de evidência para orientar intervenções operacionais e estruturais. Dessa forma, uma abordagem brasileira realmente alinhada à *risk-informed performance* deveria incorporar gatilhos automáticos vinculados ao comportamento observável da estrutura, séries temporais de segurança e revisões independentes contínuas, consolidando um sistema mais coerente com as melhores práticas globais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13028:2024 — Estabilidade de barragens. Rio de Janeiro: ABNT, 2024.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 17188:2024 — Estudo de ruptura hipotética de barragens de mineração. Rio de Janeiro: ABNT, 2024.

ANA – AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO. Relatório de Segurança de Barragens 2024/2025. Brasília: ANA, 2025. Disponível em: <https://www.gov.br/ana/>. Acesso em: 13 fev. 2026.

ANCOLD – AUSTRALIAN NATIONAL COMMITTEE ON LARGE DAMS. Guidelines on the Consequence Categories for Dams. Melbourne: ANCOLD, 2012.

ANCOLD – AUSTRALIAN NATIONAL COMMITTEE ON LARGE DAMS. Guidelines on Tailings Dams. Addendum, 2019. Melbourne: ANCOLD, 2019.

ANM – AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO. Resolução ANM nº 95, de 7 de fevereiro de 2022. Brasília, 2022. Disponível em: <https://www.gov.br/anm/>. Acesso em: 13 fev. 2026.

ANM – AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO. Resolução ANM nº 220, de 16 de outubro de 2025. Brasília, 2025. Disponível em: <https://anmlegis.datalegis.net/>. Acesso em: 13 fev. 2026.

BC-MFLNRO – MINISTRY OF FORESTS, LANDS AND NATURAL RESOURCE OPERATIONS. Downstream Consequence of Failure Classification Interpretation Guideline. Victoria, 2017. Disponível em: <https://www2.gov.bc.ca/>. Acesso em: 13 fev. 2026.

BRASIL. Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. Política Nacional de Segurança de Barragens. Diário Oficial da União, Brasília, 21 set. 2010. Disponível em: <https://www.planalto.gov.br/>. Acesso em: 13 fev. 2026.

CDA – CANADIAN DAM ASSOCIATION. Dam Safety Guidelines. Edmonton: CDA, 2013.

CDA – CANADIAN DAM ASSOCIATION. Technical Bulletin: Tailings Dam Breach Analysis. Edmonton: CDA, 2021.

CNRH – CONSELHO NACIONAL DE RECURSOS HÍDRICOS. Resolução CNRH nº 241, de 10 de setembro de 2024. Diário Oficial da União, Brasília, 21 out. 2024. Disponível em: <https://www.gov.br/midr/cnrh/>. Acesso em: 13 fev. 2026.

DE NEALE, S. T. et al. Current State-of-Practice in Dam Safety Risk Assessment. Oak Ridge: ORNL, 2019. Disponível em: <https://info.ornl.gov/>. Acesso em: 13 fev. 2026.

FELL, R.; BOWLES, D.; ANDERSON, L.; HARTFORD, D. The Status of Methods for Estimation of the Probability of Failure of Dams for Use in Quantitative Risk Assessment. International Commission on Large Dams (ICOLD), 2000. Disponível em: <https://www.researchgate.net/>. Acesso em: 13 fev. 2026.

GLOBAL TAILINGS REVIEW. Global Industry Standard on Tailings Management (GISTM). 2020. Disponível em: <https://globaltailingsreview.org/>. Acesso em: 13 fev. 2026.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. General Principles and Framework for Dam Safety. Draft Bulletin, 2020. Disponível em: <https://www.icold-cigb.org/>. Acesso em: 13 fev. 2026.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. Tailings Dam Safety Bulletin. Workshop slides, 2022. Disponível em: <https://www.barrages-cfbr.eu/>. Acesso em: 13 fev. 2026.

MORGENSTERN, N. R. Geotechnical Risk, Regulation, and Public Policy. Soils and Rocks, v. 41, n. 2, 2018. Disponível em: <https://www.soilsandrocks.com/>. Acesso em: 13 fev. 2026.

VICK, S. G. Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams. Vancouver: BiTech Publishers, 1990. Disponível em: <https://open.library.ubc.ca/>. Acesso em: 13 fev. 2026.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XII Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia (CLBG)
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/60

Requisitos e Diretrizes para Descaracterização de Barragem com Abordagem na Recuperação Ambiental

Eduardo Jorge Nunes Cavalcanti
Engenheiro Geotécnico, TPF Engenharia/UFPE, Recife, Brasil, eduardo.jcavalcanti@ufpe.br

Pedro Daniel Uchôa Dantas
Coordenador Corporativo, TPF Engenharia/PUC Minas, Brasília, Brasil, pedro.dantas@tpfe.com.br

Túlio Pedrosa de Souza
Engenheiro Geotécnico, TPF Engenharia/UFPE, Recife, Brasil, tulio.pedrosas@ufpe.br

Samuel França Amorim
Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Civil, UFPE, Recife, Brasil, samuel.famorim@ufpe.br.

Cecília Maria Mota Silva Lins
Professora Adjunta do Departamento de Tecnologia Rural, UFRPE, Recife, Brasil, cecilia.lins@ufrpe.br.

RESUMO: Os desastres recentes envolvendo o rompimento de barragens de mineração evidenciaram graves problemas ambientais e sociais, reforçando a necessidade de medidas voltadas à segurança e à recuperação das áreas afetadas. Nesse contexto, a Lei nº 14.066/2020 determinou a recuperação, desativação ou descaracterização de barragens que não apresentem condições adequadas de segurança, sobretudo daquelas alteadas a montante, priorizando a sustentabilidade e a reabilitação ambiental,. O estudo tem como objetivo apresentar requisitos e diretrizes para a elaboração de um plano de recuperação ambiental em processos de descaracterização de barragens de mineração, com base em revisão bibliográfica. A metodologia compreendeu três etapas: (1) construção de um referencial teórico sobre descaracterização de barragens de rejeito no Brasil; (2) análise de estudos que propõem soluções aplicáveis ao plano de recuperação ambiental; e (3) sistematização de diretrizes para elaboração do plano. Os resultados destacam bases legais e técnicas para essas atividades, com foco nos impactos socioambientais e na estabilidade de taludes expostos. A literatura indica como medidas adequadas a revegetação com especies nativas, uso de hidrossemeadura com manta vegetal e aplicação de dispositivos de drenagem, com fins de proteção contra processos erosivos. Além disso, a remineração é apontada como alternativa sustentável para reduzir volumes de rejeitos e recuperar minerais remanescentes.

PALAVRAS-CHAVE: Rejeito remanescente, cobertura vegetal nativa, monitoramento, remineração.

ABSTRACT: Recent disasters involving the failure of mining tailings dams have highlighted severe environmental and social impacts, reinforcing the need for measures aimed at improving safety and promoting the recovery of affected areas. In this context, Law No. 14.066/2020 established the requirement for the recovery, decommissioning, or decharacterization of dams that do not meet adequate safety conditions, particularly those constructed using the upstream raising method, prioritizing sustainability and environmental rehabilitation. This study aims to present requirements and guidelines for the development of an environmental recovery plan in mining tailings dam decharacterization processes, based on a bibliographic review. The methodology comprised three stages: (1) the development of a theoretical framework on tailings dam decharacterization in Brazil; (2) the analysis of studies proposing solutions applicable to environmental recovery plans; and (3) the systematization of guidelines for the preparation of such plans. The results highlight legal and technical foundations for these activities, focusing on socio-environmental impacts and the stability of exposed slopes. The literature indicates that suitable measures include revegetation with native species, the use of hydroseeding combined with vegetation mats, and the implementation of drainage devices to protect against erosive processes. In addition, remining is identified as a sustainable alternative to reduce tailings volumes and recover remaining minerals.

KEYWORDS: Residual tailings, native vegetation cover, monitoring, remining.

1 INTRODUÇÃO

O rompimento de barragens é uma problemática ambiental e social grave. Os eventos em Mariana (MG) em 2015, seguido por Brumadinho (MG) em 2019, são exemplos trágicos. Tais acontecimentos resultaram em perda de vidas humanas, danos ambientais significativos e prejuízos financeiros substanciais (Rocha *et al.*, 2016). Thomé e Ribeiro (2019) abordam que barragens de rejeito, ativas ou desativadas, podem representar uma grande ameaça à vida humana e ao meio ambiente caso não sejam adequadamente monitoradas e descaracterizadas.

A descaracterização de barragens de mineração é regulamentada pela Lei n.º 14.066 de 2020, que alterou a Lei n.º 12.334 de 2010 (Brasil, 2020) e que estabeleceu a proibição da construção de barragens pelo método de alteamento a montante, a necessidade de recuperação ambiental das áreas impactadas pela atividade mineradora, desativar ou descaracterizar as barragens de mineração que não atendam aos requisitos de segurança, de acordo com os termos da legislação.

De acordo com a Resolução ANM n.º 220 (Brasil, 2025), que revogará a Resolução ANM n.º 95 de 2022, a Resolução n.º 130 de 2023 e a Resolução n.º 175 de 2024, as obras de descaracterização de barragens de mineração são o conjunto de medidas e intervenções de engenharia visando a eliminação das característicias e da função de barragem e segue as etapas de projeto, descomissionamento, obras e monitoramento pós-obra. Segundo Fernandes *et al.* (2022) as etapas a serem seguidas para descaracterização de uma estrutura dependem de fatores limitantes de projeto, bem como de fatores associados a custo, técnica e prazo. Dentro de um projeto é feita a avaliação das características da barragem e são realizados estudos de análise de estabilidade. A etapa de escavação envolve a retirada do material do reservatório, o que pode incluir a remoção de sedimentos e resíduos. Depois, é feita a desmontagem dos componentes da barragem, como a estrutura principal e as comportas. Por fim, a área é restaurada e monitorada para garantir que não haja impactos ambientais ou riscos de segurança.

A obra, segundo a Resolução ANM n. º 220 (Brasil, 2022) deve seguir requisitos técnicos, como fatores de segurança mínimos e critérios para o funcionamento do sistema extravasor e do sistema de drenagem superficial, uma vez que a solução de descaracterização deve prever a adoção de medidas efetivas para reduzir ou eliminar o aporte de águas superficiais e subterrâneas para o reservatório. O monitoramento deve acontecer durante e após as obras de descaracterização e tem como objetivo avaliar a efetividade das medidas adotadas, bem como identificar quaisquer sinais de instabilidade epossíveis riscos para a segurança da população e do meio ambiente, bem como a redução do nível do lençol freático e o desempenho do sistema de drenagem superficial.

A Resolução ANM n.º 220 (Brasil, 2025) estabelece o período mínimo de monitoramento ativo de 2 (dois) anos após a conclusão das obras de descaracterização, objetivando assegurar a eficácia das medidas de estabilização, ficando dispensadas da etapa de monitoramento pós-obras as barragens de mineração em que houver a remoção total do barramento e do reservatório, ou a incorporação ou o confinamento total da barragem por outra estrutura.

Para garantir o correto andamento das ações é necessário desenvolver projeto levando em conta a definição da solução de fechamento, com a elaboração dos desenhos técnicos, planilhas, especificações e demais detalhamentos do projeto, conforme nível de execução (conceitual, básico e executivo). Por fim a recuperação ambiental é concebida de acordo com as estratégias dos empreendedores, normas e legislação, com a elaboração do projeto de recuperação da área e plano de monitoramento pós-fechamento.

Este trabalho faz-se importante no âmbito do desenvolvimento de um plano de recuperação ambiental. Ele tem por finalidade apresentar os diferentes requisitos e diretrizes para um desenvolvimento de um plano de recuperação ambiental em um processo de descaracterização de barragem, com base em um estudo de revisão bibliográfica.

2 METODOLOGIA

Para obter as respostas acerca da problematização apresentado neste trabalho, o estudo consistiu em três pontos principais, o primeiro, com o desenvolvimento de um referencial teórico acerca da descaracterização de barragens de rejeito no Brasil, apresentando os requisitos para a elaboração de um plano de recuperação ambiental, o segundo, com a análise de estudos bibliográficos que abordem possíveis soluções para

problemáticas dentro do desenvolvimento de um plano de recuperação ambiental, e o terceiro, com a apresentação das diretrizes que possam auxiliar na elaboração do plano. O fluxograma da metodologia é representado na Figura 1.

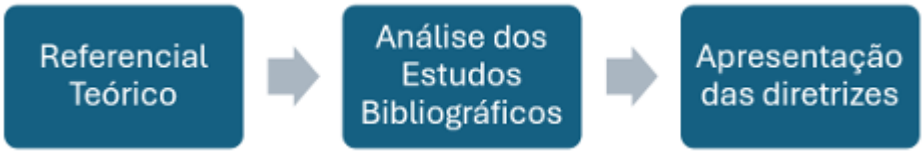


Figura 1. Fluxograma com as etapas do desenvolvimento do estudo.

O referencial teórico compreendeu a apresentação de conceitos e estudos que envolvem o tema de descaracterização de barragem de rejeito, com a finalidade de apresentar a necessidade e os pontos principais para o desenvolvimento do plano de recuperação ambiental.

A análise dos estudos bibliográficos avalia uma série de soluções para problemáticas semelhantes aos abordados dentro de um plano de recuperação ambiental, que podem ser empregados para a aplicação do plano em um projeto de descaracterização de barragem de rejeito.

Em face do exposto na análise, são apresentadas diretrizes que tem por finalidade auxiliar no desenvolvimento de um plano de recuperação ambiental de uma descaracterização de uma barragem de rejeito.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Requisitos para um Plano de Recuperação Ambiental

Recuperação ambiental é, segundo a Lei Federal n.º 9.985, a restituição de um ecossistema ou de uma população silvestre degradada a uma condição não degradada, que pode ser diferente de sua condição original (Brasil, 2000).

Dentro de um plano de recuperação ambiental deve ser abordados pontos importantes para o todo o período da obra, para as estruturas definitivas ou provisórias e as atividades que afetarem o meio ambiente e a comunidade. De acordo com o Decreto Estadual n.º 47.749, qualquer intervenção sobre a cobertura vegetal nativa ou sobre área de uso restrito, ainda que não implique em supressão de vegetação dependerão de autorização prévia do órgão ambiental competente, quer estejam em áreas de domínio público ou privado (Governo do estado de minas gerais, 2019a). Além disso, intervenções que alterem o regime, a quantidade ou a qualidade dos recursos hídricos, listadas no Decreto n.º 47.705 (Governo do estado de minas gerais, 2019b) são passíveis de outorga.

Desta forma, é necessário definir os impactos ambientais e sociais nas regiões que englobam toda a obra, de forma direta ou indireta, levando em consideração a presença de áreas de preservação permanente (APPs), de unidades de conservação (UC), áreas prioritárias, e as áreas definidas pelo impacto da estrutura, como a área diretamente afetada (ADA), a zona de autossalvamento (ZAS) e zona de salvamento secundário (ZSS).

O licenciamento ambiental é obrigatório para atividades que envolvem a remoção e transporte de material, alteração do relevo, supressão de vegetação, geração de resíduos e efluentes, além de potenciais riscos de acidentes, como deslizamentos e erosão. Essas intervenções podem causar contaminação do solo, da água e do ar, o que define o impacto ambiental da obra. Assim sendo, cabe ao projeto identificar as atividades com impactos potencialmente prejudiciais, avaliando componentes ambientais e sociais. Estes impactos, são avaliados de duas formas, os que ocorrem na ADA, definida como a área de influência direta da obra, pela Resolução n.º 001 do CONAMA (Brasil, 1986), são os impactos diretos. Já os indiretos são analisados nas ZAS, ZSS e nas áreas impactadas pelo transporte do material da obra.

Dentro da ADA devem ser determinadas as intervenções diretas nas APPs, como definido na Lei n.º 12.651 (Brasil, 2012), na UC, como descrito na Lei Federal n.º 9.985 (Brasil, 2000) e nas Áreas prioritárias.

Após a identificação e classificação dos impactos ambientais e sociais potenciais, devem ser selecionadas medidas mitigadoras e medidas compensatórias que visam à redução ou eliminação dos impactos negativos oriundos da obra de descaracterização. Essas medidas têm como objetivo promover a reparação ou

compensação ambiental, permitindo a conservação e a preservação do meio ambiente (Brasil, 1986; Peluzio *et al.,* 2021).

3.2 Plano de recuperação ambiental na descaracterização de uma barragem de mineração

Um projeto de recuperação ambiental de uma área descaracterizada envolve várias etapas e atividades para restaurar a qualidade ambiental e a funcionalidade do ecossistema afetado pelos resíduos da atividade mineradora. O levantamento dos impactos ambientais e socias de um projeto de descaracterização foram abordados por Polignano e Lemos (2020) em seu estudo sobre os impactos socioambientais do rompimento de uma barragem de rejeito.

Segundo Polignano e Lemos (2020) os principais impactos ambientais de um rompimento de barragem estão ligados as alterações morfológicas no sistema fluvial, como retirada de vegetação, pela erosão nas margens dos cursos d'água, pelas alterações no traçado fluvial e ainda pela deposição de materiais sedimentares no leito fluvial. Os impactos sociais abordados levam por base a presença comunitária na região do Mapa de Inundação, envolvendo a ZAS e a ZSS. Os riscos associados ao rompimento da barragem são muito complexos e passaram por diferentes linhas de discussão, sendo levantados por Polignano e Lemos (2020) como:

- Perda de vida humana;
- Deslocamento forçado;
- Destruição de estruturas públicas e privadas;
- Alteração do modo de vida de comunidades tradicionais e perda de patrimônio imaterial;
- Perda de fonte de subsistência: Perda da capacidade produtiva de pequeno agricultor;
- Impactos na saúde de comunidades ribeirinhas e atingidos (danos psicológicos, saúde mental, doenças de veiculação hídrica);
- Proliferação de vetores (ratos, insetos);
- Restrição de usos possíveis para as águas; impossibilidade/diminuição da oferta de pescado;
- Limitação dos usos da água.

Os impactos relacionados a biota foram levantados, sendo os principais a retirada de vegetação ciliar, a mortandade da biota aquática e os impactos na biota terrestre (Polignano e lemos, 2020).

Os estudos da Fundação para o Desenvolvimento tecnológico da Engenharia - FTDE (2021) e de Paula (2021) também abordaram os impactos ambientais e sociais de um projeto de descaracterização de barragem, com base no risco de rompimento dos barramentos, apresentando potenciais medidas mitigatórias e compensatórias.

Quando voltados aos impactos dentro do aspecto social, o principal fator é a remoção das populações localizadas nas ZAS e nas ZSS. Baseado no levantamento dos impactos sociais e ambientais da FTDE, Paula (2021) aponta que o trauma advindo de um processo de realocação/remoção é inegável, haja vista que a população afetada, muitas vezes, perde os meios de sua subsistência, desorganiza seus laços sociais, dentre outros efeitos nefastos.

Outro principal efeito decorrente do processo é sentido pelas comunidades que estão situadas nos acessos aos locais de obras. Isto porque, as pessoas que residem no entorno terão que conviver diariamente com o deslocamento de maquinário e veículos pesados, os quais elevam o estresse da comunidade (Paula, 2021).

Em frente do exposto pelas leis e decretos brasileiros, bem como os estudos de Polignano e lemos (2020), FDTE (2021) e Paula (2021), para o desenvolvimento de um projeto de recuperação ambiental dentro de uma obra de descaracterização de barragem de rejeito, sugere-se que algumas das principais etapas incluam:

- O estudo do bioma de inserção do projeto e das APPs, abordando UCs e Áreas Prioritárias;
- Levantamento dos dados sociais e comunitários da região no entorno do projeto, abordando aspectos de patrimônio histórico, cultura, arqueológico;
- A definição da ADA pelo projeto de descaracterização;

- Levantamento dos impactos ambientais potencialmente prejudiciais e medidas mitigadoras e medidas compensatórias que visam à redução ou eliminação do impacto negativo;
- Recuperação da área, após a finalização da obra, prevendo atividades como isolamento das áreas e implantação de espécies nativas.

3.3 Soluções aplicáveis ao plano de recuperação ambiental na descaracterização de uma barragem de rejeito

A descaracterização de uma barragem de rejeito apresenta algumas problemáticas, como o impacto ambiental e social, bem como a estabilidade dos taludes remanescentes. Uma parte destes impactos estão relacionados com a presença de metais pesados nos rejeitos, que vão ser escavados e transportados até uma nova área de deposição.

Quanto aos impactos ambientais do rejeito, uma solução abordada por alguns estudiosos é a remineração do rejeito de minério de ferro. No passado, a caracterização dos rejeitos de usinas de beneficiamento de minérios era pouco aplicada, resultando em descarte sem maiores conhecimentos de suas características físicas, químicas e mineralógicas, além de sua resposta a processos de refino.

Com o passar do tempo, os minérios foram ficando cada vez mais pobres em teores de ferro, o que obrigou as usinas de beneficiamento a processarem uma maior quantidade de minério para obter a mesma quantidade de ferro. Como resultado, a quantidade de rejeitos gerados aumentou significativamente, tornando ainda mais importante a sua caracterização para a identificação de possíveis aplicações ou processos de recuperação (Gomes *et al.*, 2011).

O conhecimento dos rejeitos favorece a viabilização de seu posterior aproveitamento como subproduto na própria usina, ou em outro segmento industrial (Borges, 2008).

Nos estudos de Gomes (2017) foi levantado o aproveitamento do rejeito de mineração disposto na barragem da mina de Pau Branco da Vallourec (localizada na Rodovia Br 040, Km 562,5, Brumadinho - MG). Os testes realizados comprovaram que o material estudado que possuía teores iniciais de 36,53% Fe e 43,64% SiO2 alcançou as especificações do produto comercial de minério de ferro *pellet feed fines* (aproximadamente 65% Fe e 3% de contaminantes) com concentração magnética.

Constatou-se, no estudo de Gomes (2017), que a barragem de rejeitos em questão pode ser reprocessada e o produto gerado pode ser empregado para uso em alto forno. Cerca de 50% de todo material estocado e 80% de Fe seria recuperado, o que, além de receita, diminuiria o dano ambiental associado e o volume de material.

Ferrante (2014) avaliou a viabilidade econômica de recuperação de minério de ferro contidos em barragens de rejeito, que se mostrou viável para o período analisado e para o investimento necessário. O investimento seria pago a uma taxa de 10% a.a. durante 4 anos, enquanto a implementação do projeto, ao final dos 4 anos, teria gerado uma taxa de rendimento de 232% a.a.

Além dos resultados positivos em termos de produção, a recuperação de rejeito pode aumentar a vida útil dos reservatórios das barragens de rejeito e reduzir a pressão por uso de terra, além do desenvolvimento sustentável que essa operação apresenta (Ferrante, 2014; Gomes, 2017).

Para o sucesso do trabalho de estabilização e recuperação das áreas das descaracterizadas, o relevo final deve atender aos seguintes objetivos: estabilidade do solo e taludes; controle de erosão; aspectos paisagísticos e estéticos e similaridade com o relevo original.

Conforme os estudos de Lemes (2001), a presença de raízes de árvores em taludes não influência no ângulo de atrito interno e nem na coesão do solo, o que ocorre é uma contribuição à resistência ao cisalhamento na forma de coesão aparente e o reforço a resistência do solo é fornecido pela tensão das raízes.

A vegetação nativa do local é a mais indicada para a proteção do ambiente e contra erosão do solo pois é a que conserva as condições ecológicas de origem protegendo todo o ecossistema em taludes íngremes (Lemes, 2001).

Grande parte dos estudos abordados por Lemes (2001) consideram que o peso da vegetação em taludes íngremes acaba incrementando a componente desestabilizador. Lan *et al.* (2020) afirma que tal quesito pode ocorrer em taludes com inclinação acima de 35 graus. Isso porque o peso das árvores pode aumentar a carga no talude e reduzir a sua estabilidade. Além disso, a penetração das raízes pode causar fraturas no solo, aumentando a probabilidade de deslizamentos.

Uma solução que pode ser empregada para a questão de proteção contra processos erosivos em taludes pós obra, com ou sem a presença de rejeito remanescente, é a utilização do plantio de hidrossemeadura associada a Manta Vegetal Projetada (MVP), que se mostrou eficaz em estudos, como no caso no trabalho de Cruz *et al.* (2017) em que possibilitou a germinação das sementes e deu suporte para crescimento das plantas, protegendo o solo, diminuindo o escoamento superficial e mitigando o impacto visual dos taludes.

Conforme Lan *et al.* (2020), plantar árvores em taludes entre 20 e 35 graus têm efeito de proteção do solo, acima disso tem efeito desestabilizante. Nesse sentido, para o plantio de espécies arbustivo-arbóreas e herbáceas, de maneira conservadora, pode-se considerar uma declividade máxima de 20% para o plantio de espécies arbustivo-arbóreas.

A partir das obras de descaracterização da barragem deve haver a necessidade de redelimitação das APPs, a fim de contemplar a nova configuração da área, após todas as modificações previstas na área.

Deve-se salientar a importância de se realizar o estudo de levantamento das atividades de um projeto de descaracterização e seus impactos, abordando as atividades mitigadoras e compensatórias como meio de amenizar esses impactos e atividades que visão o direcionamento de um plano de recuperação ambiental.

A exemplo desta relevância, pode-se citar o estudo de Polignano e Lemos (2020), realizado com base no levantamento de impactos a partir do estudo do rompimento da barragem do córrego do feijão em brumadinho. Os impactos diagnosticados por ele, foram abordados no trabalho em conjunto com os impactos de cada atividade, proposta pela FDTE (2021), com a finalidade de manter segura a comunidade e a biota a qual a barragem está inserida.

Baseado nos estudos da FDTE (2021) que apresenta os impactos sociais e ambientais, Paula (2021) e Polignano e Lemos (2020) apontam que os principais impactos sociais são resultado do trauma advindo de um processo de realocação/remoção é inegável, haja vista que a população afetada, muitas vezes, perde os meios de sua subsistência, desorganiza seus laços sociais, dentre outros efeitos nefastos.

Outro principal efeito decorrente do processo é sentido pelas comunidades que estão situadas nos acessos aos locais de obras. Isto porque, as pessoas que residem no entorno da obra terão que conviver diariamente com o deslocamento de veículos pesados, os quais elevam o estresse da comunidade (Paula, 2021).

Polignano e Lemos (2020) avalia os impactos ambientais, a partir das consequências de um rompimento de barragem de rejeito, dentro de três possibilidades: recuperação, reabilitação e restauração. Desta forma é essencial que um projeto de recuperação ambiental tenha por base o retorno das condições do uso do solo e estabilidade do meio ambiente da área degradada; a reabilitação, que diz respeito ao retorno da área degradada a um estado biológico apropriado; e a restauração diz respeito ao retorno do estado original da área antes do rompimento (Polignano e lemos, 2020).

Vale salientar que estas soluções podem ser empregadas devido a necessidade do monitoramento da região escavada durante o processo de descaracterização da barragem e após, para o controle da contenção de processos erosivos, da manutenção da estabilidade dos taludes remanescentes e do controle do plantio da cobertura vegetal por um período de 2 anos, conforme Resolução n.º 220 da ANM (Brasil, 2025).

3.4 Diretrizes para um plano de recuperação ambiental de um processo de descaracterização de barragem de rejeito

A análise dos requisitos para a elaboração de um plano de recuperação ambiental, bem como a análise dos estudos sobre possíveis soluções aplicáveis ao plano, auxiliou na sugestão de diretrizes, apresentadas na Tabela 1, que podem ser instrumento de aplicação em projetos de descaracterização de barragem de rejeito.

Entre as diretrizes pode-se sugerir ter por base o plantio de árvores e gramíneas associados ao sistema de drenagem superficial como fator primordial para manutenção da estabilização de taludes e das áreas instáveis. Nos estudos abordados é possível levantar possíveis diretrizes, que são apresentadas na Tabela 1.

A presença de vegetação nativa na recuperação ambiental e da sugestão de uma declividade máxima de 20% para o plantio de espécies arbustivo-arbóreas estão dentro das preocupações abordadas nos estudos de Lan *et al.* (2020) e Lemes (2001) quanto a presença de vegetação em taludes íngremes, com a finalidade de proteção contra erosão, auxiliando a estabilização.

Uma alternativa a ser considerada durante o processo de descaracterização, vista como alternativa sustentável a disposição completa do rejeito de mineração é o seu reprocessamento. A remineração é um dos processos de intervenção sustentável mais indicado para o rejeito da barragem estudada, pois ajuda a reduzir

o volume de rejeitos depositados em barragens, além de recuperar minerais valiosos que poderiam ser perdidos (Gomes, 2017), sendo um processo é economicamente viável (Ferrante, 2014).

Tabela 1. Diretrizes para a elaboração de um plano de recuperação ambiental.

N.º	Diretriz
1	Realizar o levantamento da ADA da descaracterização que envolva todo o projeto, abordando as áreas que sofrerão intervenções na fase de obras (que serão alvos da recuperação) e as áreas das estruturas definitivas e provisórias.
2	Definição do Bioma a qual está inserida a estrutura, com levantamento das APPs, UC e Áreas prioritárias.
3	Levantamento das ZAS e ZSS de acordo com o mapa de inundação previsto em caso de rompimento.
4	Identificar as atividades com necessidade de licenciamento ambiental e outorgas durante toda a atividade da obra de descaracterização.
5	Todas as atividades devem ser realizadas dentro das áreas licenciadas.
6	Avaliar a alternativa de remineração do rejeito.
7	Levantamento das atividades previstas durante a descaracterização e avaliar os impactos ambientais e sociais para definir as medidas mitigadores e compensatórias para amenizar os impactos.
8	Definição das espécies nativas arbustivo-arbóreas e de herbáceas que possam ser utilizadas na recuperação ambiental da região, em seguida prosseguir com a definição do número de indivíduos por hectare para plantio, tomando por base a particularidade de cada região.
9	Adotar uma declividade máxima de 20% para o plantio de espécies arbustivo-arbóreas.
10	Avaliar a utilização do plantio de hidrossemeadura associada a Manta Vegetal Projetada (MVP) como suporte para crescimento das plantas, protegendo o solo, diminuindo o escoamento superficial e mitigando o impacto visual dos taludes.
11	Ao final, deve-se avaliar a necessidade de redelimitação das APPs, a fim de contemplar a nova configuração da área, após todas as modificações.

4 CONCLUSÃO

Todo o trabalho foi realizado com o intuito de apresentar possíveis diretrizes para o desenvolvimento de um projeto de recuperação ambiental da área afetada por uma obra de descaracterização de uma barragem de rejeito, a ser aplicado em problemáticas existentes, sendo estas, o impacto ambiental das atividades do rejeito e a estabilidade do solo e dos taludes remanescentes ao final da obra.

A presença de vegetação nativa, nas condições ambientais particulares da região, sendo espécies arbustivo-arbóreas ou herbáceas, possuem a finalidade de integrar a nova configuração da região pós-obra, de forma a proteger e ajudar no controle a erosão do talude remanescente, auxiliando a estabilidade da estrutura. Quando a declividade da área descaracterizada for maior do que a recomendada para o plantio, a junção da manta vegetal projetada com a hidrossemeadura é uma alternativa de cobertura da região.

Uma alternativa, apresentada como diretriz, que possivelmente diminuiria o quantitativo de volume de rejeito e o dano ambiental associado, como foi abordado em estudos, seria o processo de remineração. O reprocessamento pode gerar a recuperação de minerais valiosos dentro do que é considerado “descartável”, tornando-se uma alternativa sustentável a simples escavação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BORGES, A. A (2008). Caracterização da parcela magnética de minério fosfático de carbonatito. *Revista Escola de Minas*, Ouro Preto, v. 61, n.1, p. 29-34.

BRASIL (1986). Ministério do Meio Ambiente. *Resolução CONAMA n° 001, de 23 de janeiro de 1986*. Diário Oficial da União, Brasília, DF, seção 1, n. 17, p. 2548-2549. 17 fev. 1986.

BRASIL (2000). *Lei nº 9.985, de 18 de julho de 2000*. Diário Oficial da União, Brasília, DF, seção 1, n. 138, p. 1. 19 jul. 2000.

BRASIL (2012). *Lei nº 12.651, de 25 de maio de 2012*. Diário Oficial da União, Brasília, DF, seção 1, n. 101, p. 1. 28 mai. 2012.

BRASIL (2020). *Lei nº 14.066, de 30 de setembro de 2020.* Diário Oficial da União, Brasília, DF, seção 1, n. 515, p. 3. 01 out. 2020.

BRASIL (2025). Agência Nacional de Mineração. *Resolução ANM n.º 220, de 16 de outubro de 2025*. Diário Oficial da União, Brasília, DF, seção 1, n. 199, p. 43, 17 out. 2025.

CRUZ, E. J. S. *et al.* (2017). Estudo de caso utilização da Manta Vegetal Projetada Dupla para revegetação de taludes de estéril e rejeito de mineração/ Brasil. *Contribuciones a las Ciencias Sociales*. [s. l.].

FERNANDES, R. B. *et al.* (2022). Estudo de caso: Descomissionamento e Descaracterização de barragens de água para fins de acumulação. In: COBRAMSEG, 20. Campinas. *Anais...* ABMS v.2, p. 1188-1195.

FERRANTE, F (2014). *Estudo de viabilidade para recuperação de minério de ferro em rejeitos contidos em barragens*. 2014. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 86 p.

FUNDAÇÃO PARA O DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO DA ENGENHARIA (2021). *Avaliação Ambiental Integrada das Obras de Descaracterização das Barragens de Rejeitos Alteadas pelo Método a Montante no Estado de Minas Gerais*. Resumo para Consulta Pública. São Paulo, 192 p.

GOMES, A. C. F (2017). *Estudo de aproveitamento de rejeito de mineração.* Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 98 p.

GOMES, M. A. *et al.* (2011) Caracterização Tecnológica De Rejeito De Minério De Ferro. *Revista Escola De Minas*, v. 64, n. 2, p.233-236.

GOVERNO DO ESTADO DE MINAS GERAIS (2019a). Decreto n° 47.749, de 11 de novembro de 2019. Diário Oficial do Estado de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, p. 1. 12 nov. 2019.

GOVERNO DO ESTADO DE MINAS GERAIS (2019b). Decreto n.º 47.705, de 04 de setembro de 2019. Diário Oficial do Estado de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, p. 1. 5 set. 2019.

INSTITUTO BRASILEIRO DE MINERAÇÃO (2019). *Guia de boas práticas*: Gestão de Barragens e Estruturas Disposição de Rejeitos. Disponível em: https://ibram.org.br/wpcontent/uploads/2019/09/arte_gestao_barragem_ibram_web.pdf Acesso em: 12 mar. 2023.

LAN, H. *et al.* (2020) Experimental study on the effects of tree planting on slope stability. *Landslides*, v. 17, p. 1021–1035.

LASCHEFSKI, K. A (2020). Rompimento de barragens em Mariana e Brumadinho (MG): Desastres como meio de acumulação por despossessão. *AMBIENTES*, v. 2, n. 1, p. 98-143.

LEMES, M. R. T (2001). *Revisão dos efeitos da vegetação em taludes*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 140 p.

PAULA, I. S. de (2021). *Estado da arte da descaracterização de barragens em Minas Gerais*. Monografia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 50 p.

PELUZIO, T. M. de O. *et al.* (2021). Introdução à Avaliação de Impactos Ambientais: perguntas e respostas. *Edifes*, Vitória, 77 p.

POLIGNANO, M. V.; LEMOS, R. S. (2020). Rompimento da barragem da Vale em Brumadinho: impactos socioambientais na Bacia do Rio Paraopeba. *Cienc. Cult*., São Paulo, v. 72, n. 2, p. 37-43.

ROCHA, E. M. *et al.* (2016). Impacto do rompimento da barragem em Mariana–MG na saúde da população ribeirinha da cidade de Colatina–ES. *Tempus – Actas de Saúde Coletiva*, v. 10, n. 3, p. Pág. 31-49.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/61

Soluções de Engenharia e Monitoramento nas Barragens do Projeto de Integração do Rio São Francisco (PISF)

Jaqueline do Carmo Ferreira Resque
Especialista em Recursos Minerais, Agência Nacional de Mineração (ANM), Brasília, Brasil, jack.resque@gmail.com

André do Carmo Ferreira
Gerente de Projetos, Arcadis, São Paulo, Brasil, andre.ferreira@arcadis.com

Alexandre Menezes Resque de Oliveira
Engenheiro Civil Sênior, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), Brasília, Brasil, alexandre.menezes@dnit.gov.br

RESUMO: O Projeto de Integração do Rio São Francisco (PISF) é um dos maiores empreendimentos hídricos do Brasil e tem como principal objetivo garantir segurança hídrica para regiões historicamente afetadas pela escassez de água no nordeste brasileiro.
No total, 36 barragens formam os 27 reservatórios que integram os eixos Norte e Leste do PISF. Devido a extensa área de implantação, às diferenças geológico-geotécnicas e às diversas condições ambientais encontradas ao longo do traçado, as barragens apresentam soluções de engenharia variadas. Assim, as seções típicas foram adaptadas conforme os materiais disponíveis, às particularidades de cada local e aos requisitos operacionais previstos. A disponibilidade dos materiais nas jazidas foi determinante para a definição dessas soluções, garantindo viabilidade técnica e construtiva ao longo de todo o projeto.
Para monitoramento da instrumentação e a organização das informações de operação, foi criado um site, para que fosse possível acompanhar o desempenho das estruturas para apoiar decisões técnicas necessárias.
Este artigo apresenta uma visão geral das barragens do Projeto de Integração do Rio São Francisco e dos principais elementos relacionados às soluções geotécnicas adotadas. Serão abordas as informações sobre os 36 barramentos, incluindo dados sobre as seções típicas adotadas, o sistema de drenagem interna, os tratamentos de fundação realizados, as jazidas utilizadas, o plano de enchimento, o plano de segurança de barragens, o monitoramento da instrumentação e as principais lições aprendidas ao longo da implantação e operação inicial do projeto.

PALAVRAS-CHAVE: Projeto de integração do Rio São Francisco (PISF), barragens, drenagem interna, tratamento de fundação, plano de segurança de barragens

ABSTRACT: The São Francisco River Integration Project (PISF) is one of Brazil's largest water infrastructure projects, with the primary objective of ensuring water security for regions in the Brazilian Northeast historically affected by water scarcity.
In total, 36 dams form the 27 reservoirs that make up the North and East Branches of the PISF. Due to the extensive project area, the geological–geotechnical variability, and the diverse environmental conditions encountered along the alignment, the dams incorporate a wide range of engineering solutions. Consequently, the typical cross-sections were adapted according to the materials available, the specific characteristics of each site, and the operational requirements of the system. The availability of materials in the borrow areas was a decisive factor in defining these solutions, ensuring technical and construction feasibility throughout the entire project.
To support instrumentation monitoring and streamline operational data management, a dedicated website was developed, enabling continuous tracking of structural performance to assist in technical decision-making.
This article provides an overview of the PISF dam system and its key geotechnical design components. It addresses information on the 36 hydraulic structures, including data on the adopted typical sections, internal drainage systems, foundation treatment measures, borrow areas utilized, reservoir impoundment plan, dam safety plan, instrumentation monitoring, and the main lessons learned during project implementation and initial operation

KEYWORDS: São Francisco River Integration Project (PISF); Dams; Internal drainage; Foundation treatment; Dam Safety Plan.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização do PISF

O Projeto de Integração do São Francisco (PISF) baseia-se na promoção da integração hídrica entre a bacia do Rio São Francisco e diversas bacias intermitentes do semiárido nordestino, com o objetivo de garantir o abastecimento perene de água para usos múltiplos, especialmente a dessedentação animal e o abastecimento humano das populações nas regiões de influência. O projeto atravessa os estados de Pernambuco, Ceará, Paraíba e Rio Grande do Norte.

O sistema é composto pelos Eixos Norte e Leste, que integram um conjunto complexo de obras hidráulicas e de infraestrutura, incluindo captação no Rio São Francisco, estações de bombeamento, canais, aquedutos, túneis e barragens, responsáveis pela regularização das vazões e pela segurança operacional do sistema. Na Figura 1 é possível verificar a localização dos Eixos Norte e Leste do PISF.

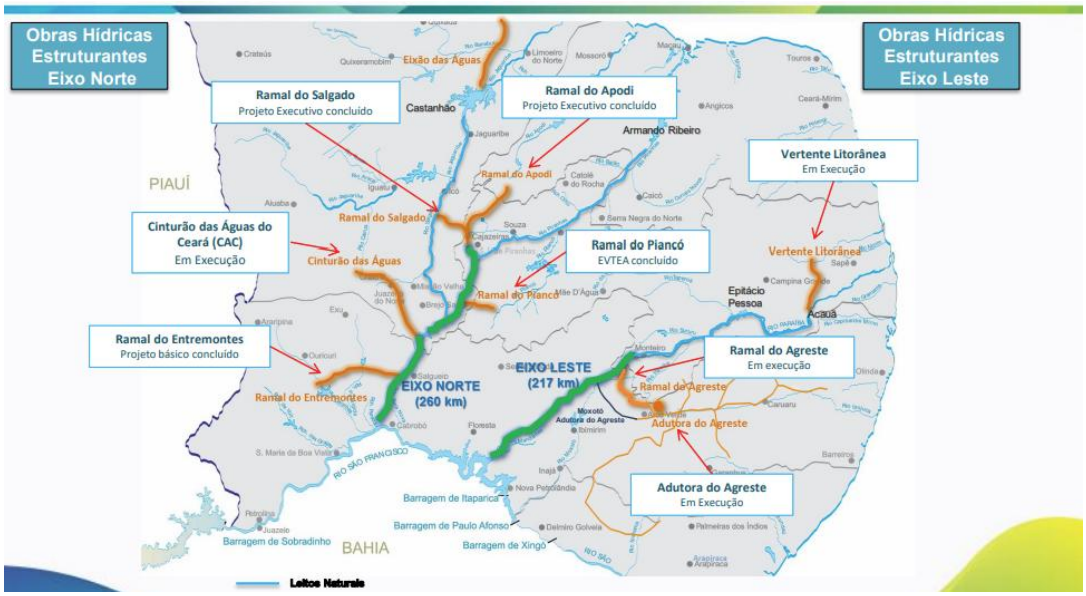


Figura 1. Localização do Projeto de Integração do Rio São Francisco – Apresentação da Secretaria Nacional de Segurança Hídrica, 2019.

1.2 Barragens e Reservatórios

Os Eixos Norte e Leste do PISF possuem 27 reservatórios, sendo 15 localizados no Eixo Norte (Tucutu, Terra Nova, Serra do Livramento, Mangueira, Negreiros, Milagres, Jati, Atalho, Porcos, Cana Brava, Cipó, Boi, Morros, Boa Vista e Caiçara) e 12 no Eixo Leste (Areias, Braúnas, Mandantes, Salgueiro, Muquém, Cacimba Nova, Bagres, Copiti, Moxotó, Barreiro, Campos e Barro Branco). Alguns reservatórios contam com mais de um barramento para o fechamento do lago, dessa forma, para a formação dos 15 reservatórios do Eixo Norte foram implantados 23 barramentos, enquanto no Eixo Leste foram executados 13 barramentos. A concepção das barragens contempla estruturas de terra homogênea, mista (enrocamento, conglomerado ou solo saprolítico nos espaldares + núcleo argiloso) ou zonada, além de estruturas em CCR (concreto compactado a rolo).

Os reservatórios formados pelos barramentos têm como finalidade o abastecimento humano, a irrigação e outros usos múltiplos da água. Os pontos de entrega e as respectivas vazões são definidos no Plano de Gestão Anual (PGA), elaborado pelo Ministério da Integração e do Desenvolvimento Regional (MIDR) e aprovado pela Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA).

1.3 Seções Típicas

As barragens do PISF apresentam seções típicas em terra homogênea, mistas (enrocamento, conglomerado ou solo saprolítico nos espaldares + núcleo argiloso) ou zonadas, além de estruturas em concreto compactado a rolo (CCR). A definição da geometria e da tipologia dessas estruturas foi orientada pelas condições geológico-geotécnicas locais, pela disponibilidade de materiais nas jazidas e pelas exigências hidráulicas e operacionais de cada reservatório.

De modo geral, as barragens zonadas são constituídas por núcleo argiloso de baixa permeabilidade, envolto por zonas de transição e filtros granulares, além de maciços de suporte formados por enrocamento. Já as barragens homogêneas utilizam solo compactado, complementadas por sistemas de drenagem interna, como drenos verticais e horizontais.

2 SOLUÇÕES DE ENGENHARIA ADOTADAS

2.1 Eixo Norte

Conforme já mencionado, no Eixo Norte foram executados 23 barramentos para a formação dos 15 reservatórios. O reservatório de Negreiros possui dois diques (Dique Canal 1217 e Dique Negreiros), além do barramento principal. Os reservatórios Milagres, Jati e Boa Vista contam com um dique adicional cada (Dique Milagres, Dique Jati e Dique Pereiros, respectivamente), enquanto o reservatório de Boi é formado por dois barramentos, Boi I e Boi II, separados por seu vertedouro. Para a barragem de Porcos, foram considerados neste artigo três dos cinco barramentos executados: Porcos Margem Esquerda, Porcos Margem Direita e Vertedouro de Porcos. Na Tabela 1 as barragens foram organizadas de acordo com a seção típica de cada estrutura.

Tabela 1. Barragens do Eixo Norte do PISF - Classificação por seção típica.

Terra Homogênea (7 barragens)	Mista (enrocamento com núcleo argiloso) ou Zonada (14 barragens)	CCR (2 barragens)
Tucutu; Terra Nova; Atalho; Porcos Margem Esquerda; Cana Brava; Boi I e Boi II (com espaldar de jusante em enrocamento).	Serra do Livramento; Mangueira; Dique Canal 1217; Dique Negreiros; Milagres; Dique Milagres; Barragem Jati; Dique Jati; Porcos Margem Direita; Cipó; Morros; Boa Vista; Dique Pereiros e Caiçara	Barragem Negreiros e Vertedouro de Porcos

As fundações das barragens do Eixo Norte do Projeto de Integração do Rio São Francisco apresentam elevada variabilidade geológico-geotécnica, abrangendo desde maciços rochosos competentes até perfis de solos residuais e materiais aluvionares. Essa heterogeneidade condicionou a adoção de diferentes soluções de tratamento de fundação. De modo geral, os tratamentos envolveram a remoção de materiais moles ou inadequados, regularização das superfícies de apoio, execução de trincheiras de vedação (cut-off), execução de tapetes impermeabilizantes com e sem a utilização de geomembranas, além da implantação de colchões drenantes e sistemas de drenagem para controle da percolação. Em trechos com fundação rochosa, foram adotadas soluções de limpeza, tratamento de descontinuidades e, quando necessário, execução de cortinas de injeção para redução da permeabilidade.

Para a ilustração das seções típicas implementadas nas obras do Eixo Norte do PISF, foram destacas nas figuras a seguir, barragens representativas de cada tipologia que apresentam alguma peculiaridade.

Na Figura 1 e na Figura 2 estão apresentadas, respectivamente, a seção tipo e a seção longitudinal da barragem Terra Nova. Para redução das percolações pela fundação foi realizado tape impermeabilizante em solo compactado a montante da barragem. Na seção de jusante, foram implantados espigões de enrocamento com o objetivo de reduzir a velocidade do escoamento do riacho local e evitar processos erosivos no paramento.

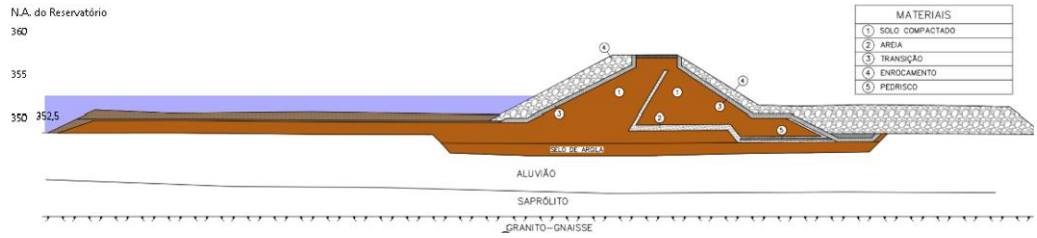


Figura 2. Seção típica da Barragem Terra Nova - Seção Terra Homogênea com tapete impermeabilizante a montante e espigões a jusante.

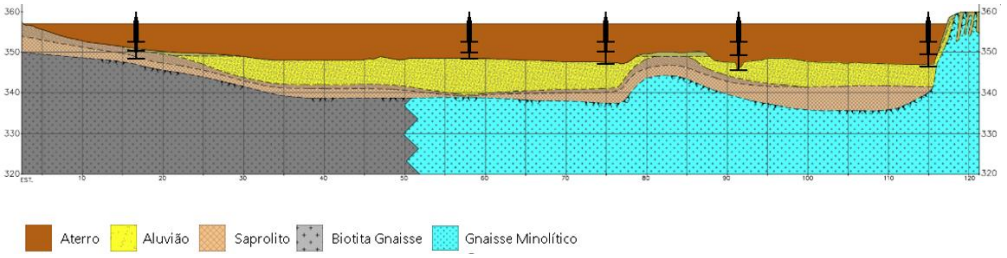


Figura 3. Seção Longitudinal Barragem Terra Nova - Fundação em biotita gnaisse, gnaisse minolítico, saprolito e aluvião.

Para a Barragem de Porcos, foram adotadas três soluções de engenharia distintas, definidas em função sua função de sua finalidade, dos materiais disponíveis e das condições de fundação. Na *Figura 4*, são apresentas as seções típicas das margens direita e esquerda, respectivamente. Na sequência, a *Figura 5* apesenta a seção longitudinal da fundação da barragem, na qual se observa a presença de depósitos de aluvião e colúvio, além de camadas de conglomerado, especialmente na margem esquerda. Essas condições indicaram a necessidade de implantação de um tapete impermeabilizante no aterro de montante, com a utilização de geomembrana, visando ao controle da percolação. Para a margem direita, em função das condições geotécnicas mais favoráveis, este tipo de tratamento não se mostrou necessário, contudo, a solução do barramento foi adaptada às condições locais.

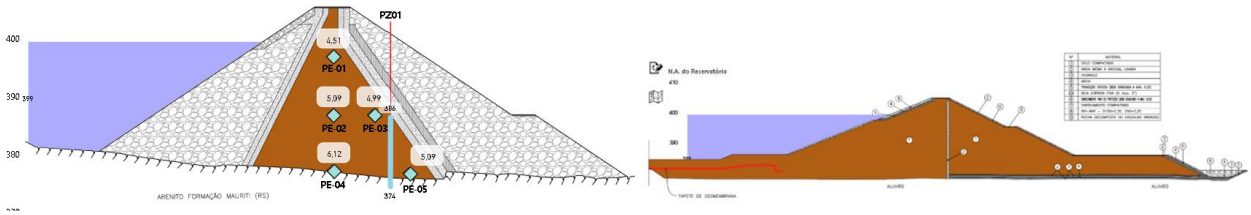


Figura 4. Seção Típica da Margem Direita e Esquerda da Barragem de Porcos.

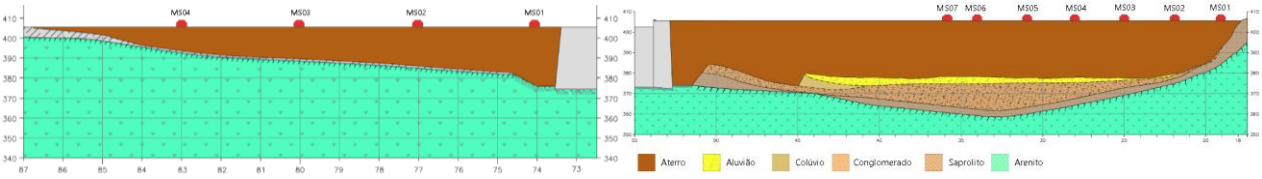


Figura 5. Seção longitudinal da Margem Direita e da Margem Esquerda da Barragem de Porcos.

Para o fechamento do reservatório Negreiros, foram executados um barramento principal em CCR, denominado Barragem Negreiros, e dois diques, denominados Dique Canal 1217 e Dique Negreiros. Os diques foram executados em seção mista, com núcleo em material argiloso e espaldares em enrocamento. Na Figura 6, estão apresentadas a imagem do Google Earth (29/05/2025), com a identificação das estruturas citadas, e a seção típica da Barragem de Negreiros em CCR. Na Figura 7, é apresentada a seção típica dos diques. Em todas as estruturas foi necessária a realização de cortinas de injeção para redução das percolações pela fundação.

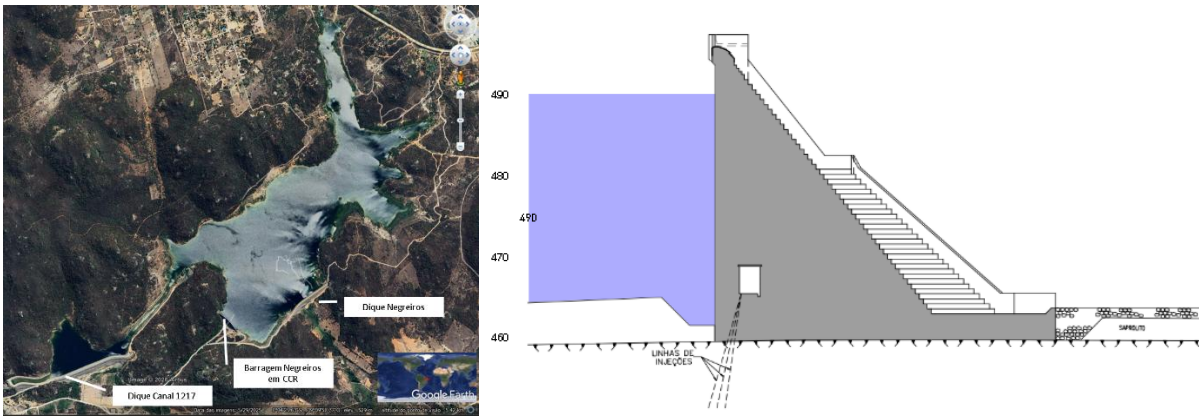


Figura 6. Localização da Barragem Negreiros e seus Diques Canal 1217 e Negreiros e Seção típica da Barragem Negreiros em CCR.

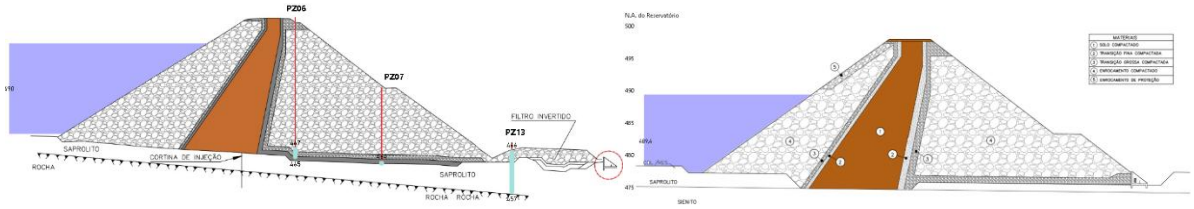


Figura 7. Seção Típica do Dique Canal 1217 e do Dique Negreiros

2.2 Eixo Leste

No Eixo Leste foram executados 13 barramentos para a formação dos 12 reservatórios. Apenas no reservatório de Bagres foi executado um dique além do barramento principal. A seção típica predominante foi a seção de terra homogênea, havendo também casos de seção mista (enrocamento, conglomerado ou solo saprolítico nos espaldares + núcleo argiloso) ou zonada. Na Tabela 2 as barragens foram organizadas de acordo com a seção típica de cada estrutura.

Tabela 2. Barragens do Eixo Leste do PISF - Classificação por seção típica

Terra Homogênea (9 barragens)	Mista ou Zonada (3 barragens)	CCR (1 vertedouro)
Areias; Mandantes; Salgueiro; Muquém; Bagres; Copiti; Barreiro; Campos e Barro Branco.	Braúnas (conglomerado com núcleo argiloso), Cacimba Nova e Moxotó (solo saprolítico + núcleo argiloso + espaldar de jusante de enrocamento).	Barragem Muquém.

Da mesma forma que no Eixo Norte, as fundações das barragens do Eixo Leste do PISF também são caracterizadas por significativa variabilidade geológico-geotécnica, envolvendo desde maciços rochosos relativamente competentes até perfis de solos residuais e depósitos aluvionares. Os tratamentos também envolveram a remoção de materiais inadequados, regularização das superfícies de apoio e execução de trincheiras de vedação (cut-off), visando ao controle da percolação pela fundação. Em áreas com presença de solos mais permeáveis, foram implantados tapetes impermeabilizantes e sistemas de drenagem para redução dos gradientes hidráulicos. Já em fundações rochosas, adotaram-se procedimentos de limpeza, tratamento de descontinuidades e, quando necessário, execução de cortinas de injeção para redução da permeabilidade.

Para a ilustração das seções típicas implementadas nas obras do Eixo Leste do PISF, foram destacas nas figuras a seguir, barragens representativas de cada tipologia que apresentam alguma peculiaridade.

Na Figura 8 estão apresentadas, respectivamente, a seção típica e a seção longitudinal da fundação da Barragem Mandantes, na qual todo o material do aterro foi executado com conglomerado compactado. Em sua fundação, foi executado *cut-off* para redução da percolação e, na saída da drenagem interna, foi implantado um dreno de pé com transição granulométrica entre os materiais.

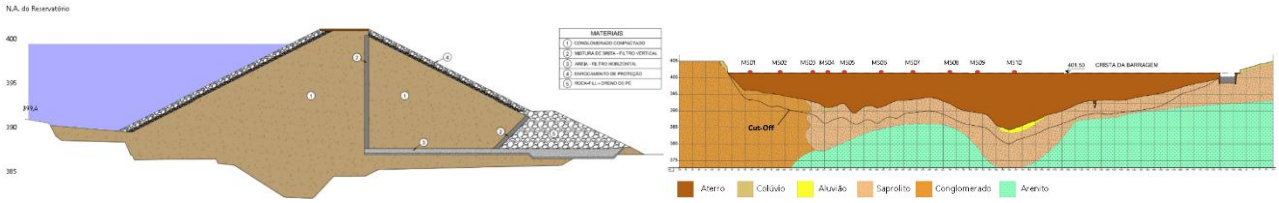


Figura 8. Seção típica da Barragem Mandantes e Seção Longitudinal da Fundação.

Para a Barragem Cacimba Nova, a concepção da seção típica é do tipo mista, na qual a maior parte do aterro foi executado com solo compactado. Adicionalmente foram implantados drenos de pé tanto a montante quanto a jusante da barragem, considerando a presença de um riacho a jusante, o que pode favorecer a ocorrência de fluxo através do barramento em ambos os sentidos. Em situações de paralisação do sistema, nas quais a cota do reservatório se torne inferior à cota do riacho a jusante, pode ocorrer inversão do gradiente hidráulico, resultando em fluxo através do corpo da barragem no sentido de jusante-montante. Na Figura 9 e na Figura 10 estão apresentadas, respectivamente, a seção tipo e a seção longitudinal da barragem Terra Nova.

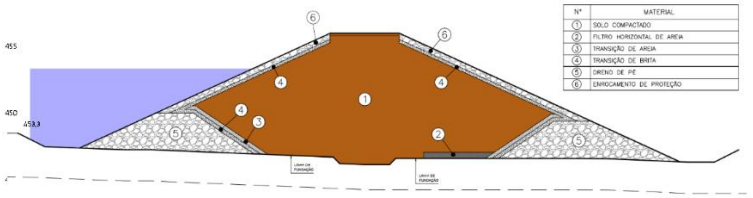


Figura 9. Seção típica da Barragem Cacimba Nova

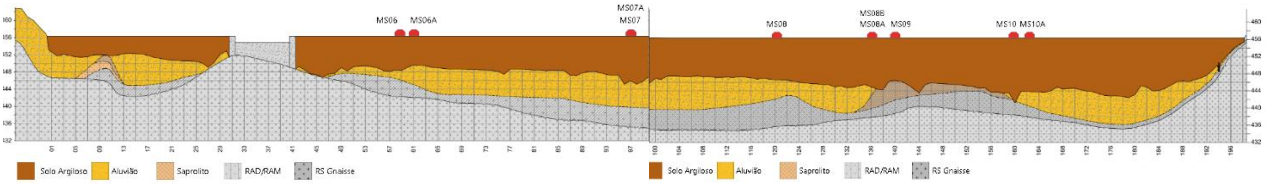


Figura 10. Seção longitudinal da fundação da Barragem Cacimba Nova.

Para a Barragem Muquém, a seção típica é de terra homogênea, sendo o vertedouro incorporado ao corpo da barragem e executado em CCR. Na Figura 11 estão apresentadas, respectivamente, a seção tipo e a seção longitudinal da Barragem Muquém. Para redução da percolação pela fundação, foi executado *cut-off* no trecho em aterro compactado e realizadas injeções no maciço de fundação na região de contato com a estrutura em CCR.

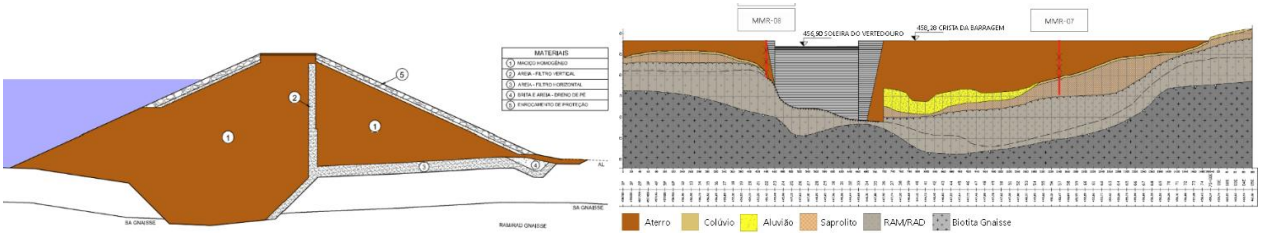


Figura 11. Barragem de Muquém. Seção típica e perfil longitudinal da fundação da barragem.

3 PLANO DE ENCHIMENTO DOS RESERVATÓRIOS

O plano de enchimento das barragens do PISF foi concebido para promover o aumento gradual dos níveis d'água, de forma controlada, garantindo a verificação do comportamento estrutural e hidráulico das obras. O processo foi conduzido em etapas, com patamares de enchimento previamente definidos, associados ao monitoramento contínuo da instrumentação e à realização de inspeções de segurança.

4 MONITORAMENTO E GESTÃO DA INFORMAÇÃO

Para o gerenciamento das barragens implantadas ao longo dos eixos Norte e Leste do Projeto de Integração do Rio São Francisco (PISF), foi desenvolvida, pelo consórcio formado pelas empresas Concremat Engenharia e Tecnologia e Arcadis, por solicitação do Ministério do Desenvolvimento Regional, a Plataforma de Gerenciamento de Barragens. Esse portal foi desenvolvido no âmbito do contrato de gerenciamento do PISF, com o objetivo de centralizar, organizar e disponibilizar informações técnicas, operacionais e documentais relacionadas às estruturas, apoiando as atividades de operação, monitoramento e tomada de decisão (Figura *12*).

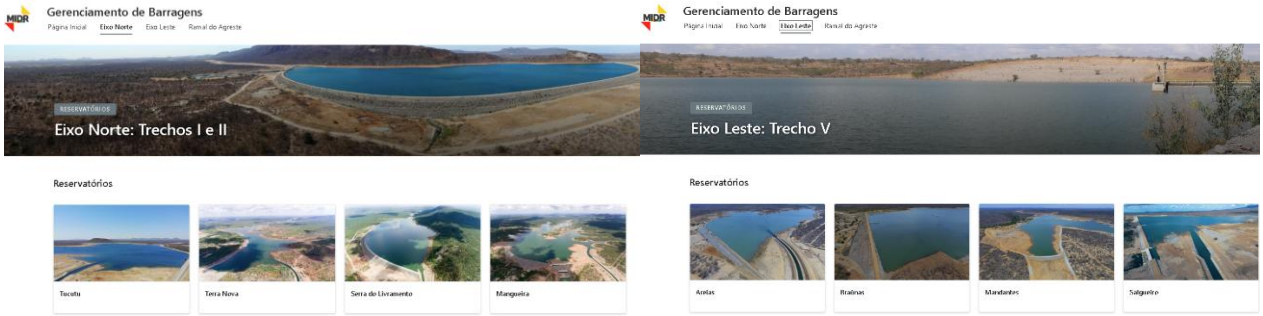


Figura 12. Portal de Gerenciamento de Barragens do PISF (https://integracao.sharepoint.com/sites/pisf-barragens - acesso restrito).

Integrada ao ambiente de Gerenciamento Eletrônico de Documentos (GED) do projeto, a plataforma reuniu dados sobre características das barragens, registros de inspeções de segurança, informações contratuais, atividades de operação, resultados de monitoramento da instrumentação e toda documentação referente ao Plano de Segurança de Barragens (PSB) (Figura *13*).



Figura 13. Dados gerais da plataforma de gerenciamento das barragens do PISF.

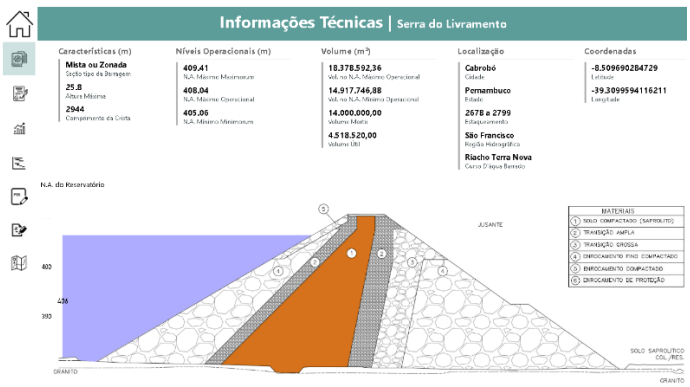


Figura 14. Informações técnicas padronizados - Plataforma de Gerenciamento das Barragens do PISF.

Entre os instrumentos instalados destacam-se piezômetros Casagrande e elétricos, utilizados para monitoramento das pressões neutras no interior dos maciços e nas fundações, medidores de vazão, a fim de

possibilitar o acompanhamento do regime de percolação da drenagem interna, marcos superficiais, inclinômetros e placas destinados ao controle de deslocamentos e recalques. Em algumas estruturas também foram implantados dispositivos adicionais de monitoramento, como medidores triortogonais nas barragens em CCR, adequados às características específicas de cada barragem e condições geotécnicas locais.

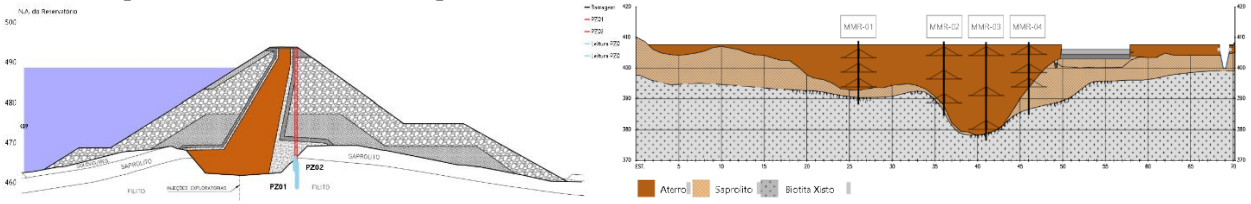


Figura 15. Monitoramento da Instrumentação. Padrão de apresentação das leituras dos Piezômetros e representação dos Medidores de Recalque.

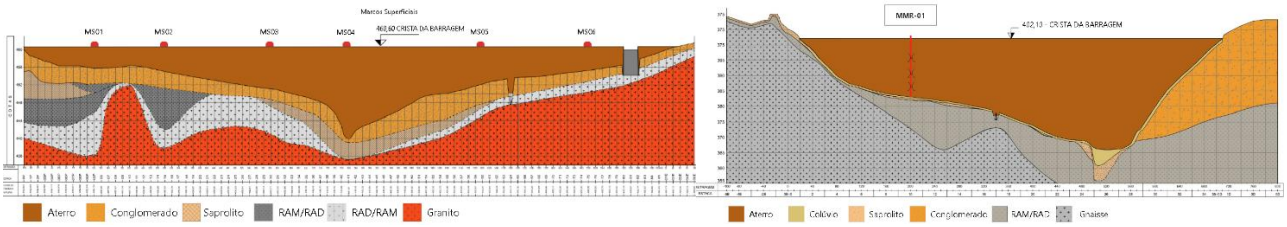


Figura 16. Monitoramento da Instrumentação. Padrão de representação dos marcos superficiais e medidores de recalque tipo aranha.

Os dados coletados periodicamente, provenientes da leitura dos instrumentos podiam ser analisados em conjunto com as inspeções de segurança realizadas em campo, permitindo a identificação de tendências de comportamento e a verificação da conformidade com os parâmetros previstos em projeto. Essas informações são registradas e organizadas no sistema de gerenciamento das barragens, possibilitando rastreabilidade, armazenamento histórico e apoio às atividades de operação, manutenção e gestão da segurança das estruturas ao longo da vida útil do empreendimento. O sistema também permitia o armazenamento estruturado de documentos técnicos e relatórios, facilitando o acesso às informações por diferentes usuários envolvidos na gestão do empreendimento, incluindo o empreendedor, equipes de operação, gerenciadoras e órgãos de fiscalização. A plataforma dispõe ainda de ferramentas de visualização e análise, como dashboards interativos e mapas georreferenciados, que permitem acompanhar o estado das barragens e sua classificação quanto ao Nível de Perigo Global da Barragem (NPGB), com base nas inspeções de segurança realizadas. Por meio de filtros e consultas, os usuários podem acessar informações por trecho do projeto, eixo estruturante ou por reservatório, possibilitando uma visão integrada das estruturas.

AGRADECIMENTOS

Ao Ministério da Integração e do Desenvolvimento Regional, à Concremat Engenharia e à Arcadis Engenharia, pela disponibilização das informações utilizadas neste artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANA, Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (2026). Plano de Gestão Anual – PGA referente ao ano de 2026 para o Projeto de Integração do Rio São Francisco com Bacias Hidrográficas do Nordeste Setentrional - PISF. Portaria Normativa ANA Nº 550, de 14 novembro de 2025 (https://www.gov.br/ana/pt-br/assuntos/seguranca-hidrica/pisf/plano-de-gestao-anual).

SNSH/MDR (2019). Apresentação da Secretaria Nacional de Segurança Hídrica na Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental – ABES (https://abes-es.org.br/wp-content/uploads/2019/10/Mesa-Transposi%C3%A7%C3%A3o-do-Rio-S%C3%A3o-Francisco-Sonho-e-Realidade.pdf).

Portal de Gerenciamento de Barragens do PISF (https://integracao.sharepoint.com/sites/pisf-barragens - acesso restrito).

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/62

Soluções geotécnicas adotadas em projetos de descaracterização de barragens de mineração a montante no Brasil

Jaqueline do Carmo Ferreira Resque
Especialista em Recursos Minerais, ANM, Brasília, Brasil, jaqueline.resque@anm.gov.br

Yara Barbosa Franco
Coordenadora de Barragens em Construção e a Montante, ANM, Brasília, Brasil, yara.franco@anm.gov.br

Eliezer Senna Gonçalves Junior
Gerente de Riscos Geotécnicos em Barragens, ANM, Brasília, Brasil, eliezer.junior@dnpm.gov.br

Luiz Paniago Neves
Diretor Substituto, ANM, Brasília, Brasil, luiz.paniago@anm.gov.br

RESUMO: Este artigo apresenta uma visão geral das soluções de engenharia geotécnica adotadas nos projetos de descaracterização de barragens de rejeito a montante em andamento no Brasil. Serão abordados os principais tipos de investigações geológicos geotécnicas realizadas para embasar as decisões de projeto, bem como as diferentes soluções construtivas utilizadas, que incluem o reforço do maciço e a remoção parcial ou total do barramento. Além disso, são apresentadas as alternativas de aproveitamento ou disposição final dos rejeitos provenientes das etapas de remoção. Adicionalmente, o artigo descreve a metodologia de atuação da equipe técnica da Superintendência de Segurança Barragens e Pilhas de Mineração da Agência Nacional de Mineração (ANM) responsável pela fiscalização das barragens de mineração em descaracterização, integrando atividades de campo e análises documentais dos Planos de Segurança de Barragens. São destacadas ainda as ações de capacitação e aprimoramento técnico promovidas para os profissionais da ANM. Por fim, o artigo aborda a evolução do marco regulatório, com a atualização da Resolução nº 95/2022 com a publicação da nova Resolução ANM nº 220/2025, que aprimora as diretrizes técnicas e define as medidas regulatórias aplicáveis para as barragens de mineração.

PALAVRAS-CHAVE: descaracterização, barragens, mineração, disposição, reaproveitamento, regulação.

ABSTRACT: This paper presents an overview of the geotechnical engineering solutions adopted in decharacterization projects of tailings dams currently underway in Brazil. The main types of geological and geotechnical investigations carried out to support design decisions are addressed, as well as the different construction solutions implemented, including embankment reinforcement and the partial or total removal of the dam structure. In addition, alternatives for the reuse or final disposal of tailings resulting from removal activities are presented. The paper also describes the methodology adopted by the technical team of the Superintendence for Mining Dams and Mine Waste Pile Safety of the Brazilian National Mining Agency (ANM), which is responsible for overseeing tailing dams undergoing decharacterization. This methodology integrates field inspection activities with documentary analysis of Dam Safety Plans. Training initiatives and technical capacity-building actions promoted for ANM professionals are also highlighted. Finally, the paper discusses the evolution of the regulatory framework, particularly the update of Resolution nº 95/2022 through the publication of ANM Resolution nº 220/2025, which enhances technical guidelines and establishes the regulatory measures applicable to mining dams.

KEYWORDS: decharacterization; dams; mining; disposal; reuse; regulation.

1 INTRODUÇÃO

A segurança de barragens de mineração no Brasil passou por um processo significativo de fortalecimento técnico e regulatório nos últimos anos. Esse movimento envolveu a revisão de critérios de

projeto, o aprimoramento dos sistemas de monitoramento e a consolidação de procedimentos mais rigorosos de gestão de riscos. A evolução normativa passou a exigir avaliações mais criteriosas de estabilidade, maior controle das condições hidrológicas e acompanhamento sistemático das estruturas, com foco na redução de vulnerabilidades e na mitigação de impactos potenciais.

Nesse cenário, a descaracterização de barragens tornou-se instrumento relevante de redução de risco, especialmente para estruturas alteadas pelo método a montante. Nesse método, conforme a definição da Resolução ANM n. 95/2022, *"os diques de contenção são alteados a montante, e estes alteamentos se apoiam majoritariamente sobre o próprio rejeito ou sedimento previamente lançado e depositado"*.

O desafio técnico e regulatório associado à transição de estruturas originalmente concebidas para contenção hidráulica de rejeitos para uma configuração estável, permanente e descaracterizada, exige integração entre diagnóstico geotécnico, planejamento executivo, controle construtivo e monitoramento sistemático até a consolidação da condição final.

Diante desse contexto, este artigo tem por objetivo sistematizar os principais aspectos técnicos, regulatórios e fiscalizatórios relacionados ao processo de descaracterização de barragens de mineração alteadas pelo método a montante no Brasil. O trabalho reúne informações sobre a evolução da regulamentação, as etapas do processo de descaracterização, as soluções geológico-geotécnicas adotadas, o panorama atual das estruturas em descaracterização e os procedimentos de fiscalização da Agência Nacional de Mineração, oferecendo uma visão integrada do tema à luz das exigências regulatórias vigentes e das práticas atualmente empregadas na engenharia de barragens.

2 FUNDAMENTOS TÉCNICOS E REGULATÓRIOS DO PROCESSO DE DESCARACTERIZAÇÃO DE BARRAGENS DE MINERAÇÃO

2.1 Conceito Técnico da Descaracterização

A descaracterização, conceito inicialmente estabelecido pela antes vigente Resolução ANM n. 4/2019, consiste no processo pelo qual a barragem deixa de exercer permanentemente a função de contenção de rejeitos e/ou sedimentos provenientes da atividade minerária, passando a não possuir mais as características ou a função de barragem, conforme definido em projeto técnico específico. Esse processo pode envolver a remoção parcial ou total do maciço, a alteração da geometria do reservatório e a implantação de soluções que impeçam o acúmulo permanente de água ou rejeitos.

Trata-se de um processo que envolve a avaliação geológico-geotécnica detalhada, a análise de viabilidade técnica e ambiental das alternativas propostas, a definição criteriosa da solução de engenharia mais compatível com as condições da estrutura, o controle eficiente da drenagem superficial e interna e o monitoramento contínuo, até que a estrutura remanescente deixe de apresentar características e riscos associados a uma barragem de mineração.

2.2 Ótica Regulatória da Descaracterização no Âmbito Federal

A obrigatoriedade da descaracterização de barragens de rejeitos alteadas pelo método a montante no Brasil teve início em 2019, com a publicação da Resolução ANM nº 4/2019, posteriormente revogada pela Resolução ANM nº 13/2019, que proibiu a construção de novas barragens pelo método de alteamento a montante e estabeleceu prazos para a descaracterização das estruturas existentes. Em 2020, a vedação definitiva a esse método construtivo e a obrigatoriedade legal de descaracterização foram incorporadas à Lei nº 14.066/2020, que alterou à Lei nº 12.334/2010, a qual estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB).

Em 2022, a Resolução ANM nº 95/2022 estabeleceu etapas mínimas obrigatórias para a descaracterização de barragens e critérios para o monitoramento geotécnico. Mais recentemente, com o objetivo de aperfeiçoar e detalhar os procedimentos do processo de descaracterização, foi publicada, em 16 de outubro de 2025, a Resolução nº 220/2025, cuja vigência se inicia em 22 de abril de 2027 quanto aos artigos 76 e 77, e em 2 de agosto de 2027 quanto aos demais artigos. A Resolução nº 220/2025 redefine e consolida o conceito de descaracterização, com maior detalhamento técnico dos requisitos e das condições que

caracterizam o encerramento da função de barragem, estabelecendo critérios mais objetivos e padronizando os entregáveis exigidos em cada fase do processo, o que resulta em uniformidade na atuação fiscalizatória.

2.3 Processo de Descaracterização

De acordo com o Capítulo V – Barragens em Descaracterização da Resolução ANM nº 220/2025, o processo de descaracterização é estruturado em projeto de descaracterização, descomissionamento, obras de descaracterização e monitoramento pós-obras ativo e passivo.

De forma geral, o processo se inicia com a elaboração de estudos técnicos que avaliam a condição atual da estrutura, incluindo investigações geológico-geotécnicas, análises de estabilidade, avaliação de suscetibilidade à liquefação e verificação do comportamento hidráulico. Com base nesse diagnóstico é definida a alternativa mais adequada à realidade da barragem. Uma vez definido o projeto de descaracterização, inicia-se as demais etapas de detalhamento das intervenções propostas, as quais devem atender aos fatores de segurança mínimos e à borda livre, ao longo de todas as fases da obra, bem como à previsão de medidas destinadas à redução ou eliminação de aportes hídricos superficiais e subterrâneos, de forma a assegurar a estabilidade da estrutura. Para barragens que armazenam rejeito perigoso (ABNT NBR 10.004/2024) ou radioativo, a solução de descaracterização deve prever a adoção de medidas de isolamento do material, impermeabilização do reservatório e de monitoramento, visando a prevenção de contaminação e de outros impactos ambientais.

A etapa de descomissionamento compreende o encerramento das operações e a remoção das infraestruturas associadas, tais como espigotes, tubulações e demais dispositivos operacionais, mantendo-se apenas aqueles necessários à garantia da segurança estrutural durante a transição para a condição descaracterizada.

As obras de descaracterização consistem nas intervenções de engenharia destinadas à eliminação das características e da função de barragem, em conformidade com o projeto aprovado, incluindo a adequação do sistema extravasor aos critérios estabelecidos no art. 18 da Resolução nº 220/2025, que define o período de retorno mínimo (TR) para dimensionamento e verificação hidráulica, em função do dano potencial associado.

O monitoramento pós-obras, quando aplicável, é dividido em fase ativa, com duração mínima de dois anos, destinada à verificação do atendimento dos requisitos de curto prazo definidos pelo projetista, e em fase passiva, que consiste em um período adicional previsto pela projetista ou requerido pela ANM para verificação dos requisitos de longo prazo do projeto, se estendendo até o descadastramento da estrutura.

2.4 RDD - Relatório de Descaracterização e Descadastramento

Uma inovação trazida no Anexo III da Resolução ANM nº 220/2025 é a definição do conteúdo mínimo necessário do Relatório de Descaracterização e Descadastramento (RDD), documento técnico conclusivo que comprova que o processo de descaracterização de uma barragem de mineração foi executado conforme o projeto aprovado e em atendimento aos normativos vigentes, podendo, portanto, a barragem ser descadastrada do Cadastro Nacional de Barragens de Mineração (CNBM).

Trata-se de um relatório de natureza técnica e regulatória que consolida as evidências de que: as intervenções de engenharia previstas foram efetivamente implementadas; a estrutura remanescente apresenta condições adequadas de estabilidade e segurança; as medidas de drenagem, controle de aportes hídricos, isolamento e impermeabilização, quando aplicáveis, estão desempenhando conforme previsto; o estudo de ruptura hipotética foi atualizado, com reavaliação das áreas de inundação e do dano potencial associado; e que o período de monitoramento pós-obras demonstrou desempenho compatível com os critérios estabelecidos em projeto e na regulamentação. Além disso, o RDD formaliza a responsabilidade técnica por meio da ART do profissional habilitado e fundamenta o pedido de descadastramento da estrutura no Sistema Integrado de Gestão de Segurança de Barragens de Mineração (SIGBM) da ANM, encerrando o ciclo regulatório da barragem como estrutura sujeita à Política Nacional de Segurança de Barragens.

3 CARACTERIZAÇÃO GERAL DAS BARRAGENS ALTEADAS A MONTANTE EM DESCARACTERIZAÇÃO

Atualmente, 45 barragens de mineração alteadas a montante e inseridas na PNSB estão submetidas ao processo formal de descaracterização, distribuídas em diferentes empreendimentos minerários e inseridas em contextos geológicos-geotécnicos e operacionais distintos. O estágio de evolução das descaracterizações também varia entre os empreendimentos analisados, havendo casos em que as intervenções já foram concluídas, algumas em fase de monitoramento pós-obras, enquanto outras ainda se encontram em fase de elaboração de projeto ou mobilização inicial de obras.

Em relação à idade das barragens em descaracterização, é possível observar no gráfico da Figura 1, que grande parte das barragens (39) tiveram início de operação antes da promulgação da Lei nº 12334/2010, que estabeleceu a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), alterada pela Lei nº 14.066/2020.



Figura 1. Ano de início da operação das barragens alteadas a montante em descaracterização.

Em relação à classe dos rejeitos armazenados segundo a NBR 10004 da ABNT, são identificados resíduos da Classe II A - Não Inertes (23 barragens), Classe II B - Inertes (21 barragens), e Classe I - Perigosos (1 barragem).

Por fim, em relação ao Dano Potencial Associado (DPA), 36 estruturas apresentam DPA alto (80%), 7 DPA médio (16%) e 2 DPA baixo (4%).

4 INVESTIGAÇÕES E SOLUÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS ADOTADAS NOS PROJETOS DE DESCARACTERIZAÇÃO NO BRASIL

4.1 Investigações Geológico-Geotécnicas para Subsídio ao Projeto

As decisões de projeto associadas à descaracterização são dependentes da qualidade das investigações geológico geotécnicas realizadas. Tais investigações têm por objetivo caracterizar o maciço, os rejeitos depositados, as condições de drenagem e o regime de poropressões, subsidiando as análises de estabilidade, a definição das soluções de engenharia e o acompanhamento das intervenções.

Entre os métodos mais empregados destacam-se as sondagens percussivas (SPT), mistas (SM) e rotativas (SM), sondagens a trado (ST), ensaios de piezocone (CPTu e SCPTu), ensaios de palheta (*Vane Test*), além de levantamentos geofísicos. Essas campanhas são complementadas por mapeamento geológico-geotécnico de campo, modelagem geológica tridimensional e caracterização laboratorial dos materiais de fundação, aterros e rejeitos, incluindo ensaios de granulometria, limites de *Atterberg*, permeabilidade, adensamento, cisalhamento direto, ensaios triaxiais, entre outros. A integração desses dados permite avaliar a estratigrafia do maciço para a definição das unidades geotécnicas, estimar os parâmetros de resistência drenados e não drenados, realizar análises de tensão-deformação, avaliar a suscetibilidade à liquefação e embasar as análises de estabilidade, inclusive sob condições sísmicas, de modo a assegurar os fatores de segurança definidos na legislação vigente e em conformidade com as diretrizes da ABNT NBR 13028.

4.2 Soluções Geológico-Geotécnicas Adotadas nos Projetos de Descaracterização

As alternativas de descaracterização adotadas nos empreendimentos são definidas a partir de diagnóstico geotécnico detalhado, avaliação das condições hidrológicas, análise de estabilidade global e consideração dos condicionantes operacionais, ambientais e regulatórios aplicáveis. Não se trata de solução única ou padronizada, mas de um conjunto de alternativas técnicas cuja escolha depende das características geométricas da estrutura, do comportamento do rejeito depositado, do método construtivo originalmente empregado e do nível de risco associado, além da viabilidade técnica, ambiental e financeira das alternativas.

Devem ainda ser analisados o acesso operacional para equipamentos, as condições de manuseio e transporte, o potencial de reaproveitamento e a estabilidade das estruturas receptoras.

Além das questões técnicas, é necessário verificar o atendimento aos requisitos de segurança aplicáveis às estruturas de destino, às disposições previstas na regulamentação vigente e às condicionantes estabelecidas no licenciamento ambiental. Na Figura *2*, são informadas as fases de descaracterização que as barragens se encontram e as configurações geométricas previstas para as barragens a montante atualmente inseridas na PNSB após a execução das obras de descaracterização, informadas no Reporte Trimestral de Descaracterização de Barragens a Montante de janeiro de 2026 (SBP/ANM).

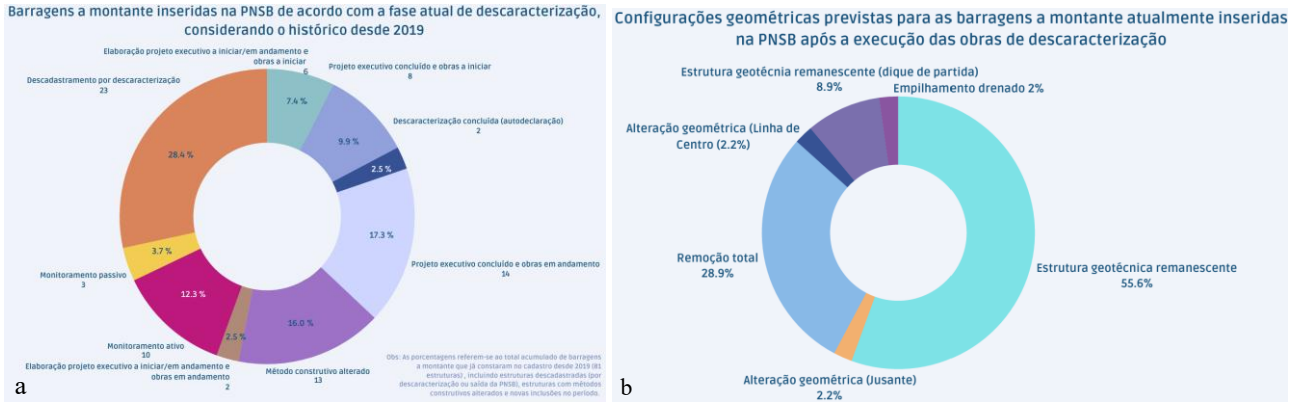


Figura 2. (2a) Barragens a montante inseridas na PNSB de acordo com a fase atual de descaracterização considerando o histórico desde 2019; (2b) Configurações geométricas previstas para as barragens a montante atualmente inseridas na PNSB após a execução das obras de descaracterização (Reporte Trimestral de Descaracterização de Barragens a Montante de janeiro de 2026 - SBP/ANM).

Nos itens a seguir são apresentadas as principais tipologias de descaracterização aplicáveis, com descrição de seus fundamentos técnicos e objetivos operacionais.

4.2.1.Remoção Total

A remoção total consiste na eliminação integral do maciço da barragem e dos rejeitos armazenados, eliminando completamente a configuração original de contenção. Essa solução implica a remoção sistemática do rejeito e/ou do solo compactado que compõe o dique, seguida de reconfiguração topográfica da área e restabelecimento do escoamento natural. Embora tecnicamente definitiva, essa alternativa envolve desafios logísticos expressivos, sobretudo quanto à movimentação de grandes volumes de material e à sua destinação ambientalmente adequada.

4.2.2. Reforço Estrutural a Jusante (aterro, contrapilhamento, buttress)

Essa alternativa caracteriza-se pela execução de maciço estabilizante a jusante da estrutura existente, frequentemente executado por meio de aterros de estabilização, contrapilhamento ou implantação de *buttress* (contraforte estabilizante), com a finalidade de aumentar os fatores de segurança e reduzir as tensões atuantes no corpo da barragem. Em conjunto, é realizado o preenchimento e regularização do reservatório para eliminar sua capacidade de transitar cheias. Em muitas ocasiões a solução também é adotada para alteração do método construtivo da estrutura, de maneira que os alteamentos a montante são integralmente incorporados pelo reforço e a estrutura final se torne uma estrutura de método a jusante. Essa solução é usualmente adotada quando a análise de estabilidade indica que a estrutura pode atingir condição satisfatória mediante incremento de peso e melhoria das condições de drenagem. O reforço modifica a geometria do talude a jusante, reduzindo tensões e ampliando a estabilidade.

Entretanto, essa alternativa pode apresentar desafios técnicos, operacionais e ambientais, como a necessidade de grandes volumes de material de empréstimo e logística associada ao transporte (DMT), supressão vegetal e preparação da área a jusante, além de escavações para limpeza de fundação no pé da estrutura, que podem elevar a complexidade e os riscos durante as obras. Adicionalmente, a solução requer disponibilidade de área suficiente a jusante para acomodação do reforço, o que pode impor restrições em determinados empreendimentos.

4.2.3. Remoção Parcial + Reforço Estrutural a Jusante

Essa alternativa combina a escavação controlada de parte do maciço ou do rejeito com a execução de estrutura estabilizante a jusante. A remoção parcial reduz carregamentos e potenciais superfícies críticas de ruptura, enquanto o reforço estrutural incrementa os fatores de segurança globais. Em conjunto, é realizado o preenchimento e regularização do reservatório para eliminar sua capacidade de transitar cheias.

Essa alternativa é aplicada quando a remoção integral do maciço se mostra inviável sob o aspecto técnico, logístico, financeiro ou ambiental.

4.2.4. Remoção Parcial + Rebaixamento do Maciço

Nessa alternativa, promove-se a redução da altura da estrutura por meio da escavação do coroamento e/ou dos taludes, com consequente rebaixamento geométrico do maciço. A diminuição da altura resulta na redução das tensões e dos esforços atuantes, melhorando as condições de estabilidade global. Em geral, essa solução é acompanhada de adequações no sistema de drenagem e de reconformação superficial do reservatório, de modo a eliminar sua capacidade de transitar cheias e assegurar o adequado escoamento de águas pluviais.

Trata-se de alternativa usualmente adotada quando há a necessidade de remover alteamentos executados a montante, preservando-se o dique de partida, normalmente executado em aterro compactado.

4.2.5. Regularização Topográfica + Controle Hidrológico

Essa solução é aplicável quando o maciço apresenta condições adequadas de estabilidade, exigindo principalmente o preenchimento integral e a reconfiguração geométrica da superfície do reservatório, com a implantação de camada de recobrimento (impermeável ou não) e a implementação de revestimento e sistema eficiente de drenagem superficial.

O foco recai sobre o direcionamento controlado das águas pluviais, evitando infiltrações indesejadas e impedindo a acumulação hídrica na antiga área de reservatório. Ainda que menos invasiva, essa alternativa exige monitoramento contínuo para comprovação da estabilidade da condição final e avaliação da efetividade do controle hidrológico, que inclui a avaliação da redução controlada da linha freática no interior do reservatório.

5 APROVEITAMENTO E DISPOSIÇÃO FINAL DOS REJEITOS

A remoção de rejeitos durante a descaracterização constitui etapa crítica sob os pontos de vista geotécnico, ambiental, logístico e regulatório. A definição da destinação desses materiais deve ser precedida de avaliação de suas características físicas, químicas e mineralógicas, bem como de sua condição de saturação e comportamento geotécnico. Parte dos rejeitos pode ser reaproveitada nas próprias obras de descaracterização, seja para regularização topográfica, seja para composição de reforços estruturais ou de preenchimento, desde que demonstrada sua compatibilidade técnica e a manutenção dos fatores de segurança exigidos.

Alternativamente, os materiais podem ser destinados a cavas exauridas da própria lavra ou a sistemas de disposição a seco, como pilhas filtradas. Em alguns casos, o reprocessamento permite recuperar frações minerais ainda economicamente aproveitáveis, reduzindo o volume final destinado a depósito.

Observa-se também o desenvolvimento de iniciativas voltadas à utilização de rejeitos em aplicações industriais e na construção civil, ampliando a perspectiva de economia circular. Tais alternativas, contudo, devem observar as exigências ambientais, técnicas e regulatórias aplicáveis.

6 METODOLOGIA DA FISCALIZAÇÃO DA ANM

A atuação da Agência Nacional de Mineração (ANM) na segurança de barragens de mineração estrutura-se de forma estratégica e coordenada no âmbito da Superintendência de Segurança de Barragens e Pilhas de Mineração (SBP). De acordo com o VII Relatório Anual de Segurança de Barragens de Mineração (2025), no final do ano de 2025, estavam cadastradas no SIGBM 913 barragens de mineração, das quais 470 (51,48 %) encontravam-se enquadradas na Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB).

Neste artigo, são abordadas as informações referentes às barragens alteadas a montante e inseridas na PNSB, em processo de descaracterização O universo de análise compreende um total de 45barragens a montante e em descaracterização, o que corresponde a 9,4 % do total de 470 barragens enquadradas na PNSB.

A fiscalização de barragens de mineração é conduzida pela ANM com base em abordagem técnica estruturada, envolvendo análise documental prévia, inspeção *in loco* e emissão de relatório com eventuais determinações ou exigências.

6.1 Procedimentos de Fiscalização – Análise Documental

A etapa de análise documental tem por finalidade verificar a conformidade regulatória e técnica da estrutura, mediante exame dos documentos protocolados no Processo Minerário (SEI), das informações inseridas no SIGBM e da documentação do Plano de Segurança de Barragem (PSB) disponibilizada pelos empreendedores por ocasião das fiscalizações *in loco*. São avaliados, entre outros, os Relatórios de Inspeção de Segurança Regular e Especial (RISR e RCIE); Revisão Periódica de Segurança de Barragem (RPSB); o Plano de Ação de Emergência para Barragens de Mineração (PAEBM), quando aplicável; os Estudos de estabilidade e respectivas premissas geotécnicas; os Estudos hidrológicos e dimensionamento do sistema extravasor; a instrumentação instalada, séries históricas e análises interpretativas; os Projetos e relatórios de descaracterização, quando aplicáveis.

Nessa etapa, verifica-se a consistência técnica das informações, o atendimento aos fatores de segurança mínimos, a coerência entre classificação de risco e DPA, a atualização dos estudos e a compatibilidade entre o projeto aprovado e as condições efetivamente declaradas. É importante destacar que não é competência da ANM analisar o mérito da concepção, das premissas ou dos critérios adotados nos projetos, tais como o projeto de descaracterização, sendo essa responsabilidade do projetista, conforme o disposto na Lei nº 6.496/1977.

Eventuais inconformidades resultam em exigências formais, com prazos para atendimento, além das medidas administrativas cabíveis.

6.2 Procedimentos de Fiscalização – Vistoria Técnica de Campo

A vistoria de campo tem caráter técnico-operacional e objetiva confrontar as informações documentais com as condições reais da estrutura.

Durante a inspeção *in loco*, são avaliados: condições do maciço (trincas, recalques, surgências, erosões, deformações); taludes e bermas; sistema extravasor e estruturas hidráulicas; dispositivos de drenagem superficial e interna; condições do reservatório e presença de lâmina d'água; estado de conservação de canais periféricos; instrumentação instalada (piezômetros, marcos superficiais, inclinômetros, medidores de vazão etc.); acessos, sinalização e condições operacionais; atendimento às medidas previstas em projeto ou exigidas em fiscalizações anteriores. Também é realizado, quando possível, voo de drone para inspeção das estruturas da barragem. Quando aplicável, a equipe técnica pode solicitar medições, registros fotográficos, coleta de informações complementares e reuniões técnicas com os responsáveis pela barragem.

Após a vistoria, é elaborado um parecer técnico contendo a descrição das condições observadas, a avaliação do atendimento à legislação vigente, a conclusão quanto à regularidade da estrutura, determinações técnicas ou exigências complementares e recomendações de aprimoramento, quando cabíveis.

Nos casos de risco iminente ou não conformidades relevantes, podem ser adotadas medidas cautelares, inclusive embargo, notificação emergencial ou acionamento de protocolos específicos previstos na regulamentação. A fiscalização conduzida pela ANM tem como objetivo verificar a conformidade normativa, a consistência dos estudos e projetos apresentados, a correspondência entre as informações declaradas e as condições reais da estrutura, e a efetiva redução do risco, em observância aos princípios da prevenção e da proteção da vida humana e do meio ambiente.

7 SBP - CAPACITAÇÕES E PARTICIPAÇÕES EM EVENTOS

No ano-base de 2025, as ações de capacitação da ANM voltadas à segurança de barragens de mineração incluíram a participação em cursos, eventos técnicos e programas especializados, com o objetivo de aprimorar as competências técnicas da equipe responsável pela análise, fiscalização e acompanhamento dessas estruturas.

Dentre as atividades realizadas, destacaram-se eventos nacionais e internacionais de elevado nível técnico, que trataram de temas como gestão de riscos, monitoramento, instrumentação, geotecnia, análises de estabilidade e boas práticas consolidadas na engenharia de barragens. Registra-se, ainda, a conclusão de curso de especialização em segurança de barragens, com a participação de servidores da SBP como alunos, contribuindo para o fortalecimento da capacidade institucional de avaliação, supervisão técnica e tomada de decisão regulatória.

Os cursos e eventos realizados em 2025, conforme o VII Relatório Anual de Segurança de Barragens de Mineração (2025) foram:

Cursos: Análise de Rompimento de Barragens de Rejeitos, Avaliações de Segurança de Barragens e Gerenciamento de Emergências para Segurança de Barragens; Treinamento Geostudio Core; Modelagem hidrológica contínua (HEC-HMS); Sismologia aplicada a barragens; Workshop PGRBM/PAEBM; Análise Sísmica; Corridas Detríticas; Geotecnia aplicada à descaracterização de barragens de mineração; Liderança Operacional; Alta Liderança; Análise de Risco; Hidrologia e Hidráulica aplicadas a descaracterização; *Hands-on* Gerenciamento de Imagens Raster; Plano de preparação para período de chuvas; Oficina de Autuação; Geotecnia de Pilhas de Estéril e Rejeito; Disposição de Rejeitos e Estéreis em Pilhas;

Eventos: 5ª Conferência Internacional de Barragens (LNEC, Portugal); *8th International Conference on Industrial and Harzadous Waste Management* (Tsinghua, Instituto Austríaco de Fibras, Fórum Coreano de Basileia e Universidade de Stavanger); GeoMinE (SBGEO); *Tailings* Brasil (IBRAM); *Damsweek* 2025 (CBDB); *GeoMining – Innovation Day (SCCON Geospatial e da Santiago &Cintra Geotecnologias)*; GEOMIN 2025 (ABMS).

A capacitação permanente dos servidores responsáveis pela fiscalização de barragens de mineração constitui elemento estruturante para a efetividade do controle regulatório, especialmente diante da crescente complexidade técnica das intervenções associadas à descaracterização, ao reforço estrutural e à estabilização de maciços de rejeito. Esse aprimoramento contínuo fortalece a capacidade institucional da ANM para aplicar critérios técnicos mais rigorosos, interpretar normas atualizadas e conduzir fiscalizações com maior precisão e profundidade, em alinhamento às exigências regulatórias e às melhores práticas da engenharia de barragens.

AGRADECIMENTOS

À Agência Nacional de Mineração, pela disponibilização das informações utilizadas neste artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional de Mineração (2026). *Reporte Trimestral Descaracterização de Barragens a Montante – Janeiro de 2026*. Superintendência de Segurança de Barragens e Pilhas de Mineração. Brasília: ANM.

Agência Nacional de Mineração (2019). *Resolução ANM nº 4, de 15 de fevereiro de 2019. Estabelece medidas regulatórias cautelares objetivando assegurar a estabilidade de barragens de mineração, notadamente aquelas construídas ou alteadas pelo método a montante*. Brasília: ANM.

Agência Nacional de Mineração (2019). *Resolução ANM nº 13, de 8 de agosto de 2019. Estabelece medidas regulatórias adicionais para a segurança das barragens de mineração*. Brasília: ANM.

Agência Nacional de Mineração (2022). *Resolução ANM nº 95, de 7 de fevereiro de 2022. Consolida os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração*. Brasília: ANM.

Agência Nacional de Mineração (2025). *Resolução ANM nº 220, de 2025. Estabelece a disciplina aplicável às barragens de mineração*. Brasília: ANM.

Agência Nacional de Mineração (2025). *VII Relatório Anual de Segurança de Barragens de Mineração – 2025. Superintendência de Segurança de Barragens e Pilhas de Mineração*. Brasília: ANM.

BRASIL. *Lei nº 14.066, de 30 de setembro de 2020*. Altera a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010 (Política Nacional de Segurança de Barragens), a Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e o Decreto-Lei nº 227, de 28 de fevereiro de 1967 (Código de Mineração). Brasília: Presidência da República, 2020.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/63

Uso de Ferramentas Inovativas em Inspeção de Barragens de Rejeito

Pedro Daniel Uchôa Dantas
Coordenador Corporativo, TPF Engenharia, Brasília/DF, Brasil, pedro.dantas@tpfe.com.br

Katrine Soares da Silva Crepaldi
Engenheira Geotécnica, TPF Engenharia, Belo Horizonte/MG, Brasil, katrine.crepaldi@tpfe.com.br

Juliana karoliny de Oliveira Faria
Engenheira Geotécnica, TPF Engenharia, Belo Horizonte/MG, Brasil, juliana.faria@tpfe.com.br

José Vinicius Alves
Geógrafo, TPF Engenharia, Recife/PE, Brasil, jose.vinicius@tpfe.com.br

Allan Jonathan Silva de Lima
Auxiliar Corporativo, TPF Engenharia, Camaragibe/PE, Brasil, allan.lima@tpfe.com.br

RESUMO: Desde 2020 há um movimento no setor minerário por gestão segura das Estruturas de Armazenamento de Rejeitos (EAR), especialmente para barragens. A partir da intensificação das regulações nacionais, como exemplo da Resolução nº 95 (futura nº 220) da Agência Nacional de Mineração (ANM), associado às boas práticas do *Global Industry Standard on Tailings Management* (GISTM), as mineradoras têm procurado alternativas economicamente atrativas e tecnicamente viáveis. Este movimento está direcionado para uma mineração sustentável, de transparência com a sociedade, respeito às comunidades e, sobretudo, grande rigor técnico. Neste contexto de baixa tolerância para fatalidades, a atuação do Engenheiro de Registro (EdR), como figura central da governança técnica da estrutura, é indispensável. À vista disso, este trabalho apresenta um conjunto de ferramentas de inovação para gestão de dados por esses profissionais, a partir de aplicativo de inspeção, camera 360º e drone, integrados à uma Plataforma Única de Gerenciamento (Plug). Em termos de resultados, a plataforma possibilita análises mais completas, por meio de comparativos visuais de diferentes inspeções ao longo dos meses, que viabiliza verificações de intervenções nas estruturas, acompanhamento de anomalias e suas tratativas. Adicionalmente, há beneficios na centralização de dados georreferenciados associados às informações técnicas e no acesso de dados fotográficos completos das estruturas, isto em um ambiente digital único e com atualizações periódicas.

PALAVRAS-CHAVE: Barragens de rejeito; Inspeções de Campo; Câmera 360º; Drone.

ABSTRACT: Since 2020, there has been a movement in the mining sector toward the safe management of Tailings Storage Facilities (TSFs), particularly for dams. Following the strengthening of national regulations, such as Resolution No. 95 (to be replaced by No. 220) issued by the National Mining Agency (Agência Nacional de Mineração - ANM), and the adoption of best practices established by the Global Industry Standard on Tailings Management (GISTM), mining companies have been seeking economically attractive and technically viable alternatives. This movement is aligned with the principles of sustainable mining, transparency with society, respect for communities, and, above all, stringent technical rigor. In this context of low tolerance for fatalities, the role of the Engineer of Record (EoR), as the central figure in the technical governance of the structure, is indispensable. In this regard, this paper presents a set of innovative tools for data management to support these professionals, utilizing an inspection application, a 360º camera, and a drone, all integrated into a Unified Management Platform (Plataforma Única de Gerenciamento - Plug). The results indicate that the platform enables more comprehensive analyses through visual comparisons of different inspections over the months, which facilitates the verification of structural interventions, the monitoring of anomalies, and the tracking of corrective actions. Additionally, benefits include the centralization of georeferenced data linked to technical information and access to complete photographic records of the structures, all within a single digital environment with periodic updates.

KEYWORDS: Tailings Dams; Field inspection; 360º camera; Drone.

1 INTRODUÇÃO

Os acontecimentos recentes envolvendo Estruturas de Armazenamento de Rejeitos (EAR) mostraram de forma clara como a segurança e a governança técnica são cruciais no setor minerário. Internacionalmente, padrões como o *Global Industry Standard on Tailings Management* (GISTM) surgiram para guiar empresas e profissionais na adoção de práticas mais seguras e consistentes. No Brasil, a Agência Nacional de Mineração (ANM) reforçou essa tendência ao elaborar a Resolução n°95/2022 e outras normativas, que vieram a ser consolidadas na Resolução n°220/2025, trazendo critérios mais claros sobre gestão de riscos.

Mesmo com normas robustas, a prática ainda enfrenta desafios: grande volume de informações geradas em inspeções, monitoramento e relatórios. Sem gestão eficaz, pode impactar nas decisões importantes. Nesse contexto, a atuação do Engenheiro de Registro (EdR) é essencial, não apenas para verificar a conformidade às normas e padrões, mas também para garantir que as informações técnicas de sua competência, sejam organizadas, compreendidas e utilizadas para decisões confiáveis ao longo do ciclo de vida das estruturas.

Nesse contexto, este artigo tem por objetivo apresentar ferramentas inovativas, integradas em uma Plataforma Única de Gerenciamento (Plug), como sistema de apoio ao EdR no exercício da função de governança técnica, possibilitando o acesso ágil e transparente a dados e registros históricos das barragens.

2 DESAFIOS DA GESTÃO DE REJEITOS NA MINERAÇÃO

A atividade minerária possui papel estratégico no desenvolvimento econômico global, fornecendo insumos essenciais para infraestrutura, energia, tecnologia e indústria de base. No Brasil, a mineração representa parcela significativa do Produto Interno Bruto industrial, sendo o país um dos principais produtores mundiais, por exemplo, de minério de ferro. Prova disso é que a produção mundial de ferro apresentou descréscimo de 1,2%, em 2024, quando comparada ao ano de 2023, enquanto o Brasil segue na crescente dos seus dados de produção desde 2022. Em 2024, a produção brasileira representou 17,9% da produção mundial de ferro beneficiado, sendo ultrapassado apenas pela Austrália (ANM, 2025, p.29).

Em contrapartida, há uma demanda contínua por outros minerais, o que intensifica a necessidade de estruturas seguras para disposição de rejeitos provenientes desse beneficiamento. Neste contexto, considerando ainda os eventos ocorridos em 2015 e 2019, há uma elevação do nível de exigência regulatória e de compromisso social, traduzido na consolidação de normativas para fins de gestão padronizada, transparente e tecnicamente consistente das EARs.

2.1 Cenário Atual das Barragens de Rejeito no Brasil

Segundo o boletim mensal referente a janeiro de 2026 (ANM, 2026), têm-se 908 barragens cadastradas no Sistema Integrado de Gestão de Segurança de Barragens de Mineração (SIGBM). Destas, 470 estão enquadradas na Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB).

Esses dados são atualizados periodicamente em função de novos cadastros e da descaracterização de barragens, sobretudo das alteadas a montante, cujos alteamentos são apoiados em rejeitos lançados anteriormente devido ao baixo custo deste processo (Sandroni; Guidicini, 2021, p.147). O panorama atual no aspecto de Categoria de Risco (CRI) e classificação de nível[1] dessas estruturas, é apresentado na Figura 1.

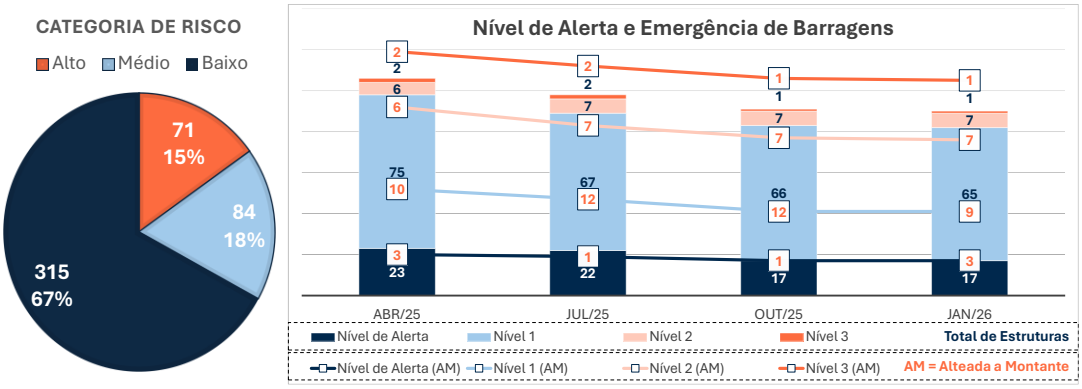


Figura 1. Categoria de Risco e Nível das Barragens de Rejeito (Adaptado da ANM, 2026)

[1] Os documentos avaliados não consideram as novas nomenclaturas da resolução nº 220 (ANM, 2025).

Logo, das 470 estruturas pertencentes ao PNSB, têm-se 33% com CRI médio e alto. Isto é refletido, indiretamente, nas classificações de níveis das estruturas. Considerando os dados de janeiro/26, há 90 estruturas enquadradas entre nível de alerta e nível 3, sendo que 20 destas barragens são alteadas a montante, que é a condição mais crítica atualmente, do ponto de vista de gestão de segurança de barragens de mineração.

2.2 Panorama Regulatório

Embora o tema gestão de segurança não seja algo novo, observa-se, historicamente, o desdobramento de ações a partir de desastres, com o fortalecimento de instituições reguladoras e evolução técnica devido ao estudo de causa. O assunto segurança passou a ser pauta no desenvolvimento de projetos e implantação, desde a ocorrência de rupturas catastróficas nas décadas de 1950 – 1970 (Pereira, 2020, p. 45). Consequentemente, os eventos recentes desencadearam uma resposta da comunidade técnica e da sociedade, em nível global. A Figura 2 apresenta uma linha do tempo da evolução regulatória, como uma das ações de resposta.

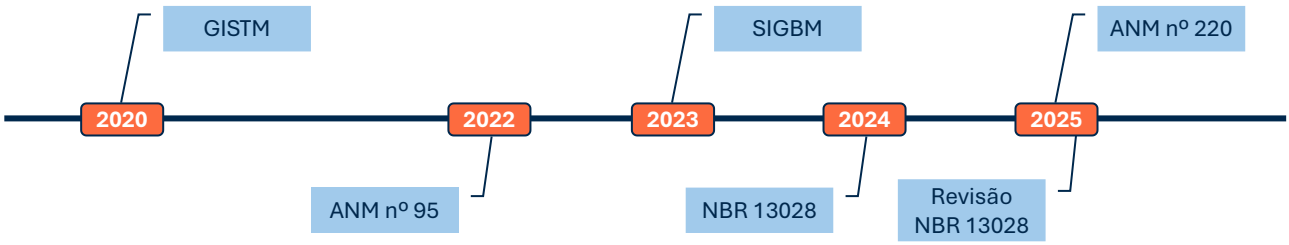


Figura 2. Linha do tempo da evolução normativa e regulatória na Mineração.

Em agosto de 2020, foi lançado o padrão global GISTM com tópicos e princípios detalhados para uma gestão segura de barragens, com o objetivo de zero danos. Este documento tornou-se um marco global, abordando aspectos de governança, projeto, operação, monitoramento, ações de emergências e transparência.

Por conseguinte, em fevereiro de 2022, a ANM publicou a Resolução nº 95, consolidando diretrizes mais completas, no que tange a segurança de barragens no Brasil. Esta resolução definiu diretrizes para o planejamento, construção, operação e desativação, visando a prevenção de acidentes e mitigação de riscos.

Em fevereiro de 2023, implementou-se o cadastramento de informações das barragens no SIGBM. Este movimento permitiu a incorporação de dados técnicos e de monitoramento em um sistema eletrônico público.

No ano seguinte, em agosto de 2024, a norma 13028[2] (Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT) foi revisada, consonante às resoluções da ANM e ao GISTM. Parte do seu escopo foi atualizado, sendo incorporado novos aspectos sobre o gerenciamento de riscos e governança.

Finalmente, em outubro de 2025, a Resolução nº 220[3] (ANM) estabelece um novo marco regulatório nacional. Esta substitui e revoga as resoluções anteriores, enquanto define procedimentos de fiscalização, os critérios técnicos de estabilidade e as obrigações do empreendedor dentro do SIGBM.

A partir da intensificação destas regulações e adesão das grandes mineradoras, há um movimento de transição para uma mineração sustentável, compromissada com o meio ambiente, de respeito às comunidades e, sobretudo, de grande rigor técnico. Este rigor perpassa pelo EdR, figura essencial no âmbito da governança.

2.3 Governança Técnica e o Papel do EdR

A estrutura do GISTM conta com 6 tópicos e 15 princípios. Esses tópicos são organizados em áreas temáticas, dentre as quais têm-se a "Gestão e Governança" (Tópico IV). A estrutura da governança, segundo o GISTM, deve ser fundamentada em seis elementos-chave, sendo o primeiro deles a "Prestação de contas, responsabilidades e competência". Considerando esta abordagem, o Princípio 9 estabelece a habilitação e designação de um profissional responsável (EdR), para atestar a integridade da estrutura conforme normativas.

Em vista disso, o EdR deve atuar como um responsável técnico independente, representando o proprietário perante os órgãos de regulação mineral, respondendo quanto a segurança da instalação de rejeitos. Dentre os papéis do EdR inclui-se verificar a aderência da instalação ao projeto, respeitando as normas e exigências legais. Das atividades do EdR, inclui-se "Inspeções de Segurança de Barragens e relatórios associados. Este também deve participar das avaliações de risco da instalação e estar disponível a revisores

[2] Esta norma passou por uma atualização ao fim de 2025.
[3] Sua aplicação está em periodo de transição, que deve durar até 2027.

independentes e, para instalações com estruturas de retenção, realizar análises de segurança de barragens" (MAC, 2021, p.25).

A Resolução nº 220/2025 (ANM), por sua vez, determina a designação do EdR para "barragens classificadas com DPA2[4] ≥ 4 ou DPA alto". Descreve o profissional ideal como sendo um "profissional externo à empresa, com registro no Conselho Regional de Engenharia e Agronomia (CREA), capaz de apoiar a aplicação dos procedimentos recomendados às boas práticas de segurança, respaldado pelos regulamentos, diretrizes e normas aplicáveis no âmbito nacional e internacional" (ANM, 2025, p.3). Uma síntese de suas atribuições é apresentada na Figura 3.



Figura 3. Atribuições do EdR (Adaptado do GISTM, 2020; MAC, 2021)

Ainda que bem estruturada em normativas e padrões internacionais, a governança precisa ser efetiva em todos os níveis para evitar o descompasso entre o que está formalmente documentado e o que ocorre na prática. É inegável que com o passar do tempo o volume de informações gerenciadas, bem como a forma que o EdR as organiza, interpreta e administra, impacta diretamente a qualidade e a agilidade da tomada de decisão. Considerando ainda que a este cabe "dar soluções rápidas às questões levantadas, alguma das quais podem exigir estudos, investigações e cálculos" (Cruz, 1996, p.102), amplifica a necessidade de ferramentas que possibilitem acesso rápido, rastreável e confiável aos registros técnicos.

3 FERRAMENTAS INOVATIVAS APLICADAS À GESTÃO DE EAR

Nas últimas décadas, há uma valorização crescente em sistemas de inspeção e observação de obras, sobretudo em barragens, visto os elevados custos de implantação, os riscos inerentes, os sensíveis fatores ambientais, os processos degradativos dos materiais e, consequentemente, os impactos disso na segurança da estrutura ao longo do tempo (Cruz, 1996, p. 606). Neste contexto de inspeção, a figura do EdR e a utilização de ferramentas inovativas podem andar lado a lado.

3.1 Inspeções de Campo

Tradicionalmente, as inspeções de campo em barragens são realizadas por meio de vistorias presenciais, com registros fotográficos, anotações em pranchetas ou cadernos de campo e, posteriormente, transcrição dessas para relatórios técnicos. Embora esse método atenda ao objetivo básico, ele apresenta desafios relevantes no que se refere à organização, rastreabilidade e integração dos dados. Destacam-se os principais:

- **Fragmentação das informações**, visto que fotos, relatórios e anotações frequentemente permanecem armazenados em pastas locais, e-mails ou diferentes sistemas, dificultando a consolidação histórica;
- **Ausência de padronização nos registros**, o que pode gerar divergências na descrição de anomalias e dificultar comparações entre inspeções realizadas por profissionais distintos;
- **Dificuldade de análise evolutiva**, pois a comparação entre imagens de diferentes períodos exige busca manual e depende da memória do inspetor;
- **Risco de perda de dados**, especialmente quando armazenados localmente, sem integração a um banco central estruturado ou em função da substituição do inspetor;
- **Tempo elevado de processamento das informações,** considerando registros após o retorno de campo.

[4] DPA2 refere-se a coluna 2 do quadro de citérios de classificação por dano potencial associado (DPA) especificamente ao "Potencial de perda de vidas humanas".

Além disso, essa gestão simplifica limita a visualização integrada da estrutura como um todo. A análise passa a ser predominantemente textual e bidimensional, dificultando a percepção espacial de anomalias, intervenções executadas e evolução de processos, como surgências, erosões ou crescimento de vegetação.

Do ponto de vista técnico, a inspeção de campo deve contemplar, de forma sistemática, aspectos estruturais, geotécnicos, hidráulicos e operacionais, conforme boas práticas consolidadas em diretrizes normativas e guias técnicos nacionais e internacionais para segurança de barragens e estruturas de rejeitos. Entre os principais pontos de atenção que devem ser observados pelo EdR, destacam-se:

- **Condições dos taludes de montante e jusante**, com verificação de trincas, abatimentos, recalques diferenciais, erosões superficiais, escorregamentos localizados ou indícios de instabilidade global;
- **Evidências de surgências**, umidade anômala, áreas encharcadas ou fluxo não previsto em drenos, canaletas, barbacãs e no pé do maciço, avaliando possível alteração no regime de percolação;
- **Integridade e funcionamento de dispositivos de drenagem superficial e interna,** verificando obstruções, carreamento de material fino e assoreamento;
- **Condição das estruturas auxiliares,** como vertedouros, bacias de dissipação, canaletas e acessos;
- **Situação da instrumentação geotécnica,** incluindo leitura, conservação, proteção física e coerência dos dados frente ao comportamento esperado da estrutura;
- **Presença de vegetação com potencial de interferência estrutural,** especialmente em taludes e cristas, considerando o risco associado ao desenvolvimento radicular;
- **Compatibilidade** entre o comportamento observado em campo e os registros históricos de monitoramento, adotando postura crítica frente a quaisquer desvios de tendência.

Essas diretrizes encontram respaldo em publicações técnicas amplamente reconhecidas no âmbito da segurança de barragens e estruturas de rejeitos, como o *Bulletin 177 – Dam Safety Management* da *International Commission on Large Dams* (ICOLD, 2017), as *Guidelines on Tailings Dams* da *Australian National Committee on Large Dams* (ANCOLD, 2019), o *Technical Bulletin – Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams* da *Canadian Dam Association* (CDA, 2019), bem como na série ABNT NBR 13028:2025 e Resolução ANM nº 95/2022, que estabelece requisitos de segurança e atribuições técnicas aplicáveis às estruturas de mineração no Brasil.

3.2 Plataforma de Gerenciamento e Ferramentas Inovativas

Como foi amplamente mencionado, o desafio se apresenta na gestão eficiente da informação, frente os grandes volumes de dados provenientes de múltiplas origens e com diferentes níveis de confiabilidade. Isto torna-se mais crítico em ambientes de alta complexidade, tal qual é o acompanhamento técnico em barragens de mineração, sobretudo as que possuem CRI Alto, estão classificadas em nível ou em descaracterização. Neste cenário, estrutura-se uma plataforma de gerenciamento baseada em metodologias ágeis de gestão de projetos, com função de centralização das informações e de registro dos processos rotineiros do EdR.

Dentro do sistema há possibilidade de customizações e integrações com soluções existentes, como SaaS (*Software as a Service*), *Business Intelligence*, Arcgis, Leapfrog, Civil3D, entre outras. A eficácia da plataforma é substancialmente ampliada pela incorporação dessas geotecnologias, essencias para o EdR. A utilização de dados georreferenciados nesse caso é indispensável, pois garante que cada registro fotográfico, anotação de campo ou anomalia possua uma coordenada espacial exata. A Figura 4 apresenta essa integração.

Para a alimentação desse sistema, incorpora-se o uso de aplicativos *mobile*, como o FieldMaps e o Diário de Obras, que automatizam o registro de dados diretamente em inspeções de campo, associados a uso de drones e câmeras 360º. Conforme Lucieer *et al.* (2014), a integração de Sistemas de Informação Geográfica com essas



Figura 4. Exemplo de aplicações integradas (Arcgis à esq., Fieldmaps centralizado, Leapfrog à dir.)

técnicas de sensoriamento remoto permite a transição de análises bidimensionais estáticas para modelos espaciais dinâmicos e tridimensionais. Assim, as ferramentas de campo deixam de atuar de forma isolada e passam a operar em sinergia em diferentes escalas, mitigando as limitações individuais de cada método isolado.

A tradução dessas informações em dados espaciais integrados permite correlacionar, por exemplo, registros fotográficos com modelos digitais de superfície, identificando variações temporais com alta precisão e rastreabilidade contínua, fatores essenciais na gestão de ativos pelo EdR. Além de garantir tomada de decisão técnica assertiva, estas ferramentas possibilitam inspeção completa e remota da área, que é fator relevante para estruturas com níveis de emergência 2 ou 3 que possuem restrições à Zona de Auto Salvamento (ZAS).

3.3 Implementação nas inspeções

Durante as inspeções regulares, o aplicativo de campo (Field Maps) permite o registro padronizado das observações, fotografias e informações em tempo real, vinculando cada apontamento a coordenadas georreferenciadas (Figura 5 - gerada a partir de algoritmo de inteligência Artificial - IA). A plataforma possibilita a organização espacial das anomalias e elementos da estrutura, facilitando a rastreabilidade e a consolidação histórica desses dados. Integrado ao uso de drone, o aplicativo permite a obtenção de mapeamento de áreas de difícil acesso ou com restrição operacional ou de regiões inseridas na ZAS, ampliando a capacidade de análise com imagens aéreas de alta resolução. Essa integração de registros terrestres e aerofotogramétricos favorece a visualização da EAR, a comparação temporal das condições observadas e a tomada de decisão técnica pelo EdR, com segurança e eficiência.



Figura 5. Integração entre drone e aplicativo Field Maps (Google Gemini, 2026)

A utilização da câmera 360º complementa o processo de inspeção ao possibilitar o registro panorâmico de pontos estratégicos da estrutura, como crista, taludes, ombreiras, sistema extravasor e drenagens. As imagens capturadas são processadas na plataforma DroneDeploy, que permite organizar os levantamentos, realizar navegação imersiva entre os pontos registrados e extrair diferentes visualizações. Embora o levantamento seja realizado em 360º, a plataforma também possibilita a geração de visualizações bidimensionais (2D) a partir dessas capturas panorâmicas.

A ferramenta também possibilita comparação temporal de imagens, a partir de monitoramento da evolução de intervenções através dos registros mensais com coordenadas vinculadas. Essa análise comparativa entre períodos permite visualizar etapas de obras ou modificações na estrutura. A Figura 6 apresenta um exemplo dessa aplicação, com a comparação entre dois registros do mesmo ponto: um anterior à intervenção e outro já com a implantação da melhoria, evidenciando as alterações ocorridas na estrutura.

Adicionalmente, a plataforma possibilita a criação de um link ou QR Code com acesso direto aos dados do levantamento, que também podem ser inseridos nos relatórios mensais de inspeção. Este recurso permite que as partes interessadas acessem rapidamente o conteúdo digital completo, incluindo navegação panorâmica e comparação entre inspeções, ampliando a transparência, a rastreabilidade das informações e a capacidade de análise remota por parte dos responsáveis técnicos.

Do ponto de vista da governança, a centralização dos registros em ambiente digital único proporciona maior transparência interna, facilidade de auditoria e suporte à elaboração de relatórios técnicos e declarações periódicas normativas. A rastreabilidade das informações, associando data, responsável técnico, localização e evidências fotográficas, fortalece o sistema de controle e mitiga a dispersão ou perda dos registros de campo.

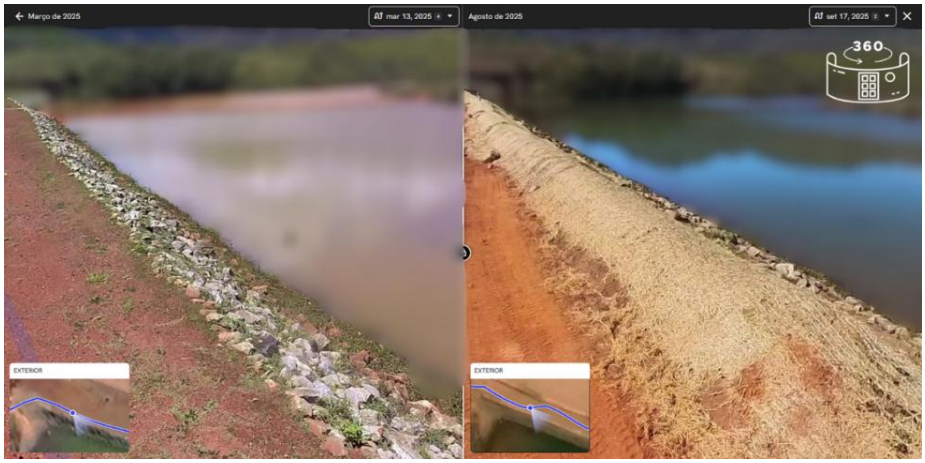


Figura 6. Captura da plataforma DroneDeploy apresentando visualização 2D derivada da câmera 360º.

4 RESULTADOS

No aspecto técnico da plataforma, a efetivação da integração de dados exigiu a superação de dois desafios principais: a centralização de diversas fontes e o grande volume de informações. No que se refere à centralização, foi necessário tratar dados provenientes de diferentes equipes e sistemas, apresentados em formatos estruturados e não estruturados. Isto demandou um processo de tratamento prévio e criação de uma arquitetura robusta, capaz de consolidar e transformar esses dados em valor ao EdR. Ademais, o volume de dados impôs desafios de armazenamento e processamento, sendo crucial a elaboração de uma infraestrutura capaz de garantir a performance das equipes e informações disponibilizadas em tempo hábil. No quesito utilização da plataforma pelo EdR, as ferramentas de drone, câmera 360º, aplicativo de inspeção produziram impactos significativos a nível operacional, nível estratégico e institucional na gestão das EARs.

4.1 Eficiência Operacional e Qualidade Técnica

No âmbito operacional, os resultados observados estão associados à otimização de processos, padronização e qualificação da base de dados. Os registros fotográficos e anotações realizadas, diretamente em campo, eliminam a necessidade de consolidação posterior. Os dados inseridos em base georreferenciada, permite o monirotamento contínuo, de anomalias ou outras ocorrências na estrutura, oferecendo ganhos significativos na tomada de decisão. Agregar dados visuais e georreferenciados embasa esta ação e permite que todas as partes participem ativamente do processo, mesmo que em níveis diferentes de responsabilidade.

Adicionalmente, a criação de paineis de segurança permitem monitorar continuamente as anomalias e atividades, a classificação de criticidade e as recomendações propostas. Considerando ainda que o encerramento de uma anomalia ou atividade deve ser evidenciado com registro fotográfico, no momento do seu encerramento, um simples filtro na Plataforma oferece ao usuário rapidez na busca pela informação.

4.2 Governança, Conformidade e Gestão de Risco

O acompanhamento geotécnico não deve ser previsto apenas para atendimento contratual ou legal, mas sim como provisão de ferramenta útil na avaliação das condições de segurança do empreendimento. Inspeções visuais e outros sistemas de observação devem merecer a devida importância (Cruz, 1996, p. 624). Logo, em nível estratégico, os impactos observados se materializam no fortalecimento do sistema de governança e na maturidade institucional da gestão das EAR. Ou seja, não se trata simplesmente de cumprimento legal.

Entre o diversos ganhos pela integração gerencial, destaca-se a consolidação dos registros em ambiente digital como redutor da fragmentação de dados e potencializador do controle institucional sobre informações críticas da estrutura. Ao mesmo tempo que cumpre exigências normativas relativas à rastreabilidade de inspeções, comprovação de intervenções e manutenção de histórico técnico.

Dessa forma, a manutenção do histórico da estrutura em um portal de acesso disponível a diversos usuários, reduz a dependência ao individuo e garante acesso coletivo ao acervo técnico, mesmo diante de mudanças na equipe. Essa visualização integrada favorece a comunicação entre as equipes multidisciplinares e todas as partes interessadas. Contudo, é válido desctacar que permissões de acessos são versionadas, possibilitando o direcionamento das informações aos respectivos interessados.

4.3 Considerações finais

Os resultados indicam que a adoção das ferramentas tecnológicas ampliam a capacidade de organização e apoiam a análise técnica do EdR. A melhora na qualidade e centralização dos registros, impactam diretamente no fortalecimento da governança, aumento da confiabilidade institucional e maior robustez na gestão. A integração tecnológica, portanto, configura-se como uma ação adicional no que tange a gestão de segurança de barragens, trazendo eficiência operacional. Ainda assim, é importante destacar que essaa inovação não substitui o julgamento técnico do EdR, apenas amplia sua capacidade analítica e agilidade na gestão das EARs.

AGRADECIMENTOS

À TPF Engenharia pelo incentivo à pesquisa e ao desenvolvimento de soluções técnicas que atendam os interesses da coletividade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional de Mineração (2026). *Boletim mensal de segurança de barragens de mineração: janeiro 2026*. Brasília, DF.

Agência Nacional de Mineração (2026). *Reporte trimestral: descaracterização de barragens a montante.* Brasília, DF.

Agência Nacional de Mineração (2025). *Sumário mineral 2025: ano-base 2024*. Brasília, DF.

Agência Nacional de Mineração (2022). *Resolução ANM nº 95, de 7 de fevereiro de 2022*. Brasília, DF. Disponível em: < link > . Acesso em: 2 mar. 2026.

Agência Nacional de Mineração (2025). *Resolução ANM nº 220, de 16 de outubro de 2025*. Brasília, DF. Disponível em: < link > . Acesso em: 2 mar. 2026.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2025). NBR 13028. *Mineração – Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reserva de água – Parte 1: Terminologia; Parte 2: Requisitos; Parte 3: Disposição de rejeitos desaguados em pilhas.* Rio de Janeiro.

Australian National Committee On Large Dams – ANCOLD (2019). *Guidelines on Tailings Dams – Planning, Design, Construction, Operation and Closure.* Sydney.

Canadian Dam Association – CDA (2019). *Technical Bulletin: Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams*. Toronto.

Cruz, P. T. (1996) *100 barragens brasileiras: casos históricos materiais de construção projeto*. São Paulo: Oficina de Textos.

GOOGLE Gemini (2026). Imagem gerada por inteligência artificial.

International Commission On Large Dams – ICOLD (2017). *Bulletin 177: Dam Safety Management – Operational Phase of the Dam Life Cycle.* Paris.

Lucieer, A., Jong, S. M. de, & Turner, D. (2014). *Mapping landslide displacements using Structure from Motion (SfM) and image correlation of multi-temporal UAV photography. Progress in Physical Geography: Earth and Environment*, 38(1), 97-116.

Mining Association of Canada (2021). *Guia para a gestão de instalações de rejeitos. Versão 3.2. Tradução e adaptação: Instituto Brasileiro de Mineração*. Brasília, DF.

Pereira, G. M. (2020). *Acidentes e rupturas de barragens de armazenamentos de água.* São Paulo: ABGE.

Sandroni, S. S.; Guidicini, G. (2021). *Barragens de terra e enrocamento.* São Paulo: Oficina de Textos.

United Nations Environment Programme (UNEP), International Council on Mining and Metals (ICMM) & Principles for Responsible Investment (PRI) (2020). *Global Industry Standard on Tailings Management (Padrão Global para Gestão de Rejeitos)*.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/64

Validação e verificação As Built de Área de Resíduo de Bauxita: Substituição de solo fofo da fundação do dique

Tiago Emanuel de Sá Schuck
Engenheiro Geotécnico, GEOCOBA, Rio de Janeiro, Brasil, tes@geocoba.com.br

José Bernardino Borges
Engenheiro Geotécnico, GEOCOBA, Rio de Janeiro, Brasil, jbb@geocoba.com.br

Paulo Emílio Moura Bezerra
Engenheiro Civil Especialista, sem filiação, São Luís, Brasil, projeto.adem@hotmail.com

Vanessa Frazão
Engenheira Civil, sem filiação, São Luís, Brasil, frazaovanessa86@gmail.com

RESUMO: Uma das etapas finais de uma obra, necessária para o atendimento às normativas técnicas e legais vigentes, é a elaboração do projeto As Built (“como construído”). Esse documento foi produzido pela empresa executora ao término da execução e teve como objetivo registrar, de forma precisa, todas as alterações, ajustes e adaptações efetuadas em relação aos projetos originais, decorrentes das necessidades identificadas durante a realização dos serviços.
Neste artigo, apresentam-se os procedimentos de verificação e validação realizados para substituição de solo fofo, dos desenhos e áreas As Built desenvolvidos pela GEOCOBA, com ênfase em uma barragem de terra, para armazenamento de resíduo de bauxita. O escopo deste estudo, tem como foco a substituição do solo fofo necessária para o suporte da fundação de um dique.
As liberações necessárias para substituição de solo foram realizadas com o acompanhamento técnico de obra (ATO) por parte da projetista, em articulação com o cliente — por meio de setores de engenharia, qualidade e construção —, a empresa executora e o Engenheiro de Registro (EoR). Toda a documentação técnica gerada ao longo dessa etapa foi devidamente registrada, arquivada e analisada com o objetivo de subsidiar a validação dos desenhos As Built, assegurando a rastreabilidade das informações e a conformidade com os critérios estabelecidos no projeto executivo.

PALAVRAS-CHAVE: As Built, validação, fundação, substituição de solo fofo, desenho.

ABSTRACT: One of the final stages of a construction project—required to comply with applicable technical standards and legal regulations—is the preparation of the As-Built (“as constructed”) documentation. This document was produced by the contractor upon completion of the works and aimed to accurately record all changes, adjustments, and adaptations made relative to the original design, arising from needs identified during execution.
This paper presents the verification and validation procedures applied to the soft-soil replacement works, as well as to the As-Built drawings and associated areas developed by GEOCOBA, with emphasis on an earthfill dam for bauxite residue storage. The scope of this study focuses on the soft-soil replacement required to provide adequate support for the foundation of a dike.
The releases/approvals required for soft-soil replacement were issued under the design engineer’s construction technical assistance (ATO), in coordination with the Owner—through its engineering, quality, and construction teams—the contractor, and the Engineer of Record (EoR). All technical documentation generated throughout this stage was properly recorded, filed, and analyzed to support validation of the As-Built drawings, ensuring traceability of information and compliance with the criteria established in the detailed design.

KEYWORDS: As-Built, Validation, Foundation, Soft-soil replacement, Drawing

1. INTRODUÇÃO

Nos empreendimentos atuais que envolvem intervenções, alteamentos ou novas construções de barragens de terra e estruturas associadas a áreas de disposição/armazenamento de resíduo de bauxita, é prática obrigatória — e, em muitos casos, requisito regulatório — que, ao término da execução, as alterações realizadas sejam registradas e cadastradas por meio de documentação *As Built*.

O *As Built* tem como finalidade consolidar, de forma fiel ao executado em campo, a geometria, as cotas, os volumes, os materiais empregados, os sistemas de drenagem e demais intervenções efetivamente implantadas, incluindo eventuais ajustes ocorridos durante a obra. Esse registro é essencial para garantir rastreabilidade técnica, demonstrar aderência (ou justificar desvios) em relação ao projeto e fornecer uma base confiável para inspeções, auditorias, revisões de segurança e futuras intervenções. Além disso, a documentação *As Built* subsidia avaliações independentes e processos de verificação por empresas de auditoria e equipes técnicas ao longo da vida útil da estrutura.

A Área de Resíduo de Bauxita (ARB) tem como principal função o armazenamento do resíduo gerado no processo industrial. Em geral, trata-se de estruturas de grande extensão, frequentemente configuradas como "lagos" ou compartimentos de deposição, nos quais o material é disposto e acomodado ao longo da operação, com controle geométrico e operacional por etapas de deposição.

Após o encerramento da operação, a ARB é preparada para a fase de fechamento (reabilitação), cujo objetivo é garantir estabilidade, controle de infiltrações e integração ambiental da área. Essa etapa normalmente envolve regularização superficial, implantação de camadas de solo local compactado e solo vegetal, e pode incluir sistemas de barreira e/ou elementos de impermeabilização (por exemplo, geomembrana), conforme os requisitos de desempenho definidos em projeto e nas condicionantes aplicáveis. O fechamento, quando devidamente executado e documentado, reduz riscos geotécnicos e ambientais e estabelece condições adequadas para o monitoramento de longo prazo e uso futuro da área, quando aplicável.

2. METODOLOGIA

A seguir, apresenta-se o projeto de substituição de solo fofo, bem como as áreas e profundidades previstas durante o projeto executivo. Descreve-se, ainda, o procedimento de Acompanhamento Técnico à Obra (ATO), com o objetivo de dirimir dúvidas e prestar esclarecimentos quando necessário. Por fim, são detalhadas as etapas de verificação e validação de aderência, incluindo a comparação entre as soluções previstas em projeto e o *As Built* encaminhado pela empresa construtora.

2.1 Projeto de substituição de solo fofo e breve descrição do solo da região

A programação de substituição do solo fofo no dique de fundação da Área de Resíduo de Bauxita foi baseada em campanhas de sondagem realizadas anteriormente durante os projetos conceitual e básico, nas quais foram identificados trechos com valores de Nspt $\leq$ 5 golpes. Essas áreas foram selecionadas e mapeadas como prioritárias para a execução da substituição do solo, conforme os critérios de projeto. Alguns trechos específicos foi necessário a implantação de trincheiras drenantes devido ao NA elevado no local.

As profundidades de substituição de solo fofo variaram, em geral, entre 2 m e 5 m, a depender da resistência verificada em cada ponto investigado dos valores de Nspt. A seguir, apresenta-se o mapeamento em planta das áreas previstas para substituição de solo fofo na estrutura.

As espessuras de substituição solo fofo na região tratavam-se de um solo com arenoso ou silto arenoso com formação litológica predominantemente de pós-barreiras e barreiras granular.

2.2 1ª Etapa – Compatibilização geométrica

Para execução e medição dos serviços, o Empreiteiro apresentou uma topografia própria levantada após limpeza da área remanescente da ARB que, comparada à topografia do cliente, apresentou divergências em algumas áreas.

Dessa forma, foi necessário realizar a compatibilização entre os levantamentos planialtimétrico disponível para o projeto básico e os levantamentos planialtimétricos realizados pela equipe de fiscalização do cliente e do Empreiteiro, visto que ambos representam a superfície do terreno antes da execução da troca de solo fofo para suporte a fundação do dique.

Foram comparadas todas as informações referentes aos pontos notáveis das respectivas áreas a serem liberadas, tais como: número do ponto, coordenadas, elevação de escavação e profundidade de cortes, com base nas áreas já demarcadas em projeto, conforme **Erro! Fonte de referência não encontrada.**.

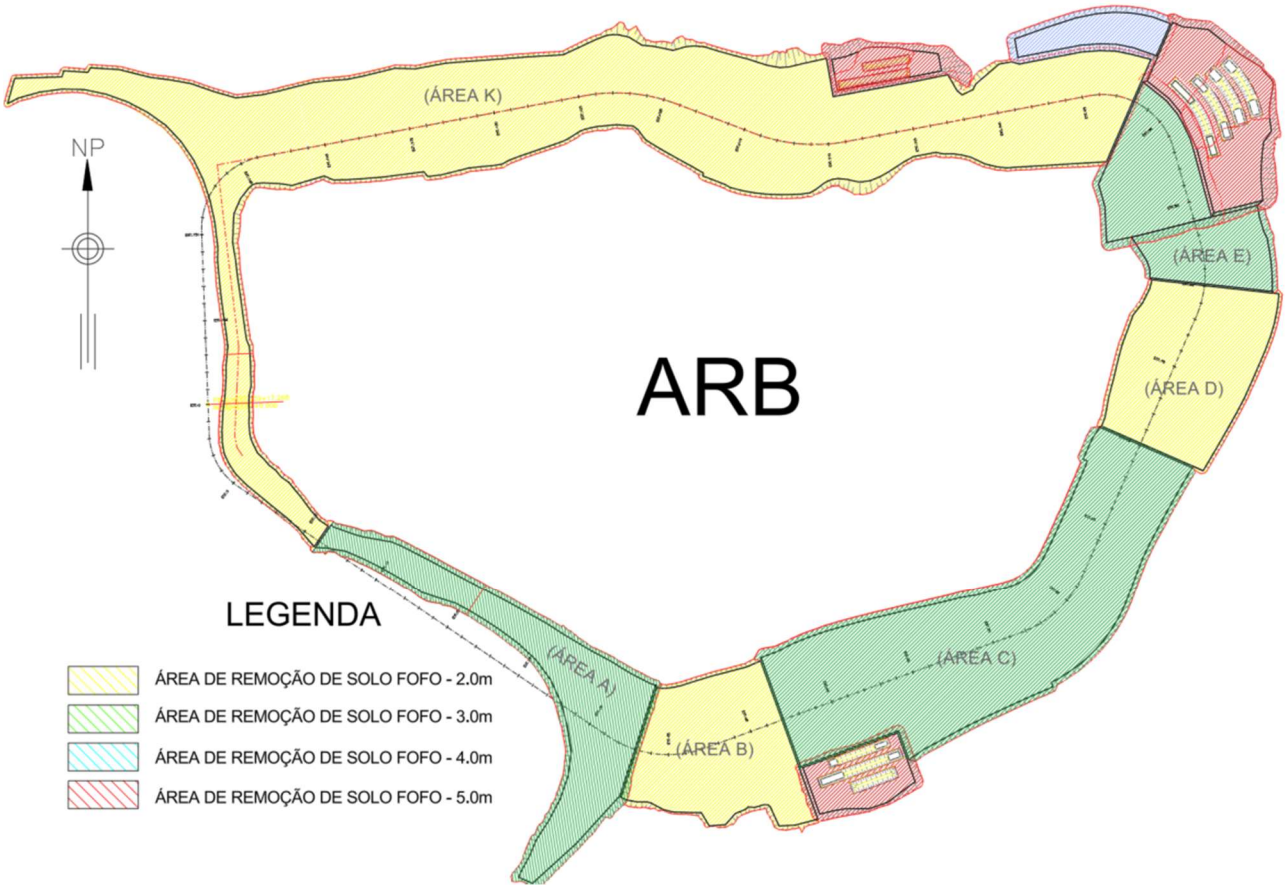


Figura 1- Áreas de substituição de solo fofo. Fonte: GEOCOBA

2.3 Informações necessárias para comparação e liberação da área de substituição de solo

As áreas solicitadas para liberação foram amarradas ao eixo do projeto, considerando distância entre estacas. Para validação das áreas, foram disponibilizados via sistema, dois arquivos com informações dos levantamentos planialtimétrico das áreas, com extensões XLS e DWG. Os arquivos no formato .dwg, foram enviados com as nuvens de pontos referente a área a ser liberada, bem como, seções gabaritadas e estaqueadas à cada 20m.

Foi apresentado pela empresa executante e fiscalização as seguintes informações referentes levantamento topográfico de escavação.

Para a planta da substituição de solo:

- Nuvem de pontos com informações planialtimétricas;
- Curvas de nível da área;
- Poligonal fechada da área.

Para as seções gabaritadas, os seguintes itens:

- Cotas do terreno;
- Cotas do projeto;
- Linha do primitivo;
- Linha de variação do terreno;
- Linha de escavação da troca solo fofo.

Após o recebimento do material, era realizado a verificação das coordenadas e geradas superfícieis em AutoCAD civil 3D para realizar o comparativo entre o projeto e As Built.

2.3.1 Critérios de aceitação

O critério de aceitação, referente aos levantamentos planialtimétricos se deu em função o limite de tolerância ≤ 10 cm de desvio topográfico para menos, em levantamentos topográficos diferentes de uma mesma área, utilizando-se planilha em Excel para comparação entre as informações repassadas pela Fiscalização e o Executante.

2.3.2 Entregáveis

- Pontos notáveis;
- Informações planialtimétricas do terreno natural;
- Informações planialtimétricas da escavação.

	VALIDAÇÃO DE COORDENADAS TOPOGRÁFICAS - VCT										GEOCOBA
Subsistema:	Liberação de Fundação			Registro:	28						Rev.: 0
Nº Projeto:	ARB	Nome do Projeto: ARB									Página: 1/1
Data: 20/10/23	Local de aplicação: NORTE				Área	H					Estaca: EST. 103+0,00 a 109+0,00
	Terreno Primitivo de Projeto				Diferença entre TPP e TPN						Tolerância
	Terreno Primitivo Natural				Diferença Média entre Primitivos						10 cm
COORDENADAS DE CAMPO - EXECUTANTE											
Ponto	NORTE		ESTE		C.E.		Observações			TPP	TPN	DEPN (cm)
173,0	9.700.270,890	✓	579.927,150	✓	42,173	✓	Coordenadas dentro da tolerância estabelecida			44,81	44,52	29,18
174,0	9.700.272,020	✓	579.934,390	✓	42,697	✓	Coordenadas dentro da tolerância estabelecida			45,36	45,39	-3,17
175,0	9.700.270,720	✓	579.945,970	✓	41,883	✓	Coordenadas dentro da tolerância estabelecida			44,70	44,36	33,79
176,0	9.700.268,180	✓	579.956,790	✓	41,124	✓	Coordenadas dentro da tolerância estabelecida			43,53	43,28	25,34
177,0	9.700.268,180	✓	579.962,940	✓	40,690	✓	Coordenadas dentro da tolerância estabelecida			43,08	42,78	30,13
178,0	9.700.269,640	✓	579.972,090	✓	40,092	✓	Coordenadas dentro da tolerância estabelecida			42,79	42,29	50,04
179,0	9.700.274,420	✓	579.983,360	✓	40,620	✓	Coordenadas dentro da tolerância estabelecida			43,12	42,63	49,55
180,0	9.700.279,320	✓	579.992,060	✓	41,774	✓	Coordenadas dentro da tolerância estabelecida			44,14	43,77	37,39
181,0	9.700.291,210	✓	580.010,250	✓	43,815	✓	Coordenadas dentro da tolerância estabelecida			46,13	45,82	31,28
211,0	9.700.366,950	✓	579.928,280	✓	26,634	✓	Coordenadas dentro da tolerância estabelecida			28,99	28,78	20,97
												30,45
COORDENADAS DE CAMPO - FISCALIZAÇÃO											
Ponto	NORTE		ESTE		C.E.		Observações			TPP	TPN	DEPN (cm)
173	9.700.270,890	✓	579.927,150	✓	42,171	✓	Coordenadas dentro da tolerância estabelecida			44,81	44,51	30,18
174	9.700.272,020	✓	579.934,390	✓	42,695	✓	Coordenadas dentro da tolerância estabelecida			45,36	45,38	-1,77
175	9.700.270,720	✓	579.945,970	✓	41,881	✓	Coordenadas dentro da tolerância estabelecida			44,70	44,36	33,79
176	9.700.268,180	✓	579.956,790	✓	41,122	✓	Coordenadas dentro da tolerância estabelecida			43,53	43,27	26,04
177	9.700.268,180	✓	579.962,940	✓	40,588	✓	Coordenadas dentro da tolerância estabelecida			43,08	42,76	31,93
178	9.700.269,640	✓	579.972,090	✓	40,090	✓	Coordenadas dentro da tolerância estabelecida			42,79	42,28	50,94
179	9.700.274,420	✓	579.983,360	✓	40,618	✓	Coordenadas dentro da tolerância estabelecida			43,12	42,63	49,05
180	9.700.279,320	✓	579.992,060	✓	41,772	✓	Coordenadas dentro da tolerância estabelecida			44,14	43,75	38,99
181	9.700.291,210	✓	580.010,250	✓	43,813	✓	Coordenadas dentro da tolerância estabelecida			46,13	45,82	30,88
211	9.700.366,950	✓	579.928,280	✓	26,632	✓	Coordenadas dentro da tolerância estabelecida			28,99	28,77	22,07
OBS: DEPN NEGATIVOS INDICAM ESCAVAÇÃO MENOR QUE ESTABELECIDO EM PROJETO												31,21

Figura 2- Exemplo de compatibilização planimétrica aprovada Fonte: GEOCOBA

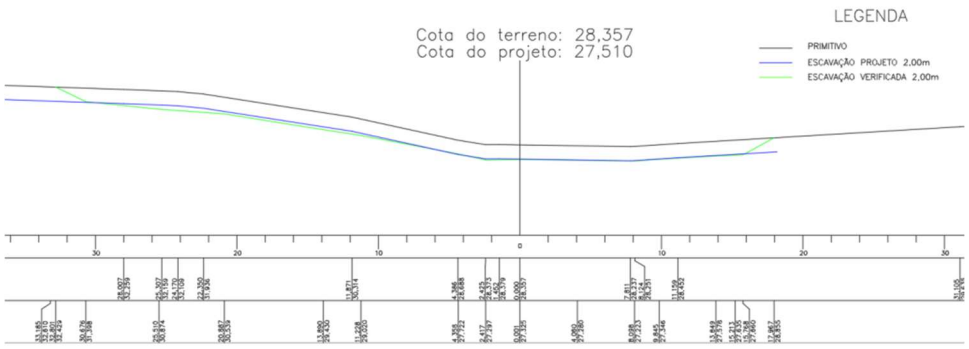


Figura 3 – Exemplo de compatibilização geometria aprovada, seção com substituição de solo fofo com espessura de remoção ~2m. Fonte: GEOCOBA

2.4 Verificação da resistência da fundação do dique

Para validação da fundação, utilizou-se uma campanha de pontos distribuídos equidistantes entre-se à cada 25m. Essa etapa foi acompanhada pela equipe técnica de campo (ATO), com o objetivo de verificar a aderência entre o projeto e a execução em campo. Além da conferência das profundidades previstas em projeto, foram realizadas sondagens adicionais in loco do tipo DPL *(Dynamic Probing Light)*. Sanchez et al. (2010). Abaixo, é apresentado na Figura 4 todos os pontos destinadas as sondagens a percussão superficial (SPS).

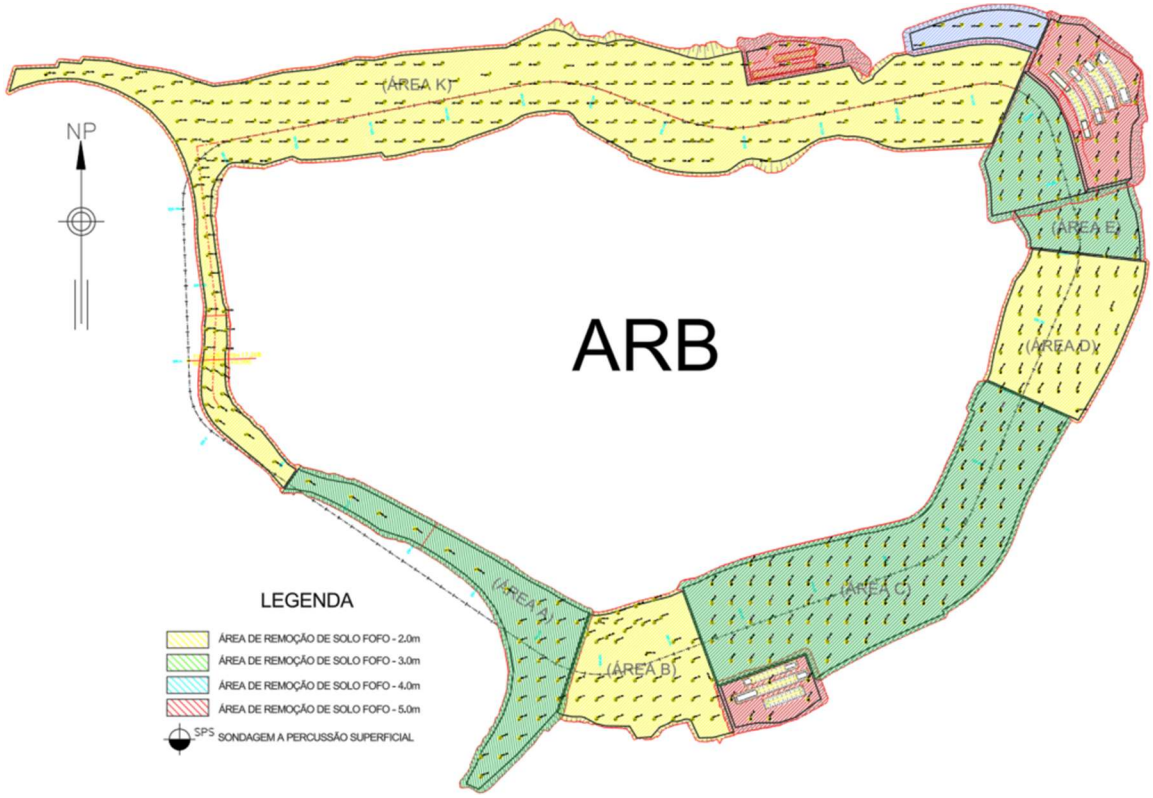


Figura 4- Furos de sondagem a percussão superficial (SPS) Fonte: GEOCOBA

2.4.1 Observação Visual

Foram realizadas observações visuais para identificação de material orgânico na área a ser liberada. Quando foi identificada, in loco, a presença de matéria orgânica, utilizou-se o método da mufla, conforme a NBR 13.600:2022, para quantificar o teor de matéria orgânica na camada de solo. Quando o teor de matéria orgânica excedeu 5%, o profissional geotécnico habilitado solicitou a retirada de 50 cm de espessura de material, para posterior reavaliação.

2.4.2 Liberação de Fundação

O critério de liberação de fundação, conforme definido em projeto, foi conduzido por profissional geotécnico habilitado, representando pela projetista (ATO). Para efeito de projeto, foi definido como nível de fundação/substituição de solo fofo, horizontes com NSPT > 4, conforme NBR 6484:2020.
Para a validação e verificação da resistência de suporte da camada, foi utilizado equipamento portátil DPL, com configurações descritas conforme ISSMFE (1989).
DPL – Dynamic Probing Light é um penetrômetro portátil que mede o número de golpes necessários para que um peso de 10 kg a uma altura de queda de 50 cm penetre 10 cm de camada de solo, a resistência à penetração (N10) é contabilizado pelo número de golpes necessários para cada avanço de 10 cm de profundidade do equipamento no solo. Os detalhes do equipamento estão apresentados na Figura 5.

A verificação de camadas de solo fofo por meio do DPL, adotada neste procedimento, utiliza a correlação média dos últimos 30cm N_{10}, proposta por Sanchez et al. (2010), conforme Equação 1 abaixo.

$$N_{30(SPT)} = 0{,}6062.N_{10} - 0{,}3644 \quad (1)$$

Portanto, o valor de N10 médio de referência para liberação de camadas de solo fofo adotado será de 8 golpes. Em situações cujo avanço do cone ocorrer somente por conta do peso próprio ou devido a perturbação da camada de solo superficial, o valor de N10 será corrigido, considerando em 2 cm como o avanço devido ao peso próprio do equipamento, sendo quantificado os N golpes necessários para finalizar os 10 cm finais por meio da Equação 2.

$$N_{10} = \frac{10.N}{8} \quad (2)$$

O critério interrupção de cravação do cone, foi realizado sempre que ocorrer uma das seguintes situações:

a) O número de golpes ultrapassar 30 para avançar os 10 cm de camada;

b) Se durante a cravação, após 5 golpes sucessivos não se observar avanço do cone.

Em casos de verificação de camadas de solo fofo, o ensaio foi repetido em ponto adjacente para comprovação. Quando comprovado camada de solo fofo, ou seja, o valor médio de N10 < 8 era realizado a retirada da camada de 50 cm nas respectivas áreas e adjacências e, ainda assim, verificar novamente por meio do DPL a compacidade da camada seguinte. Esta etapa era refeita até que toda a camada de solo fofa fosse removida.

Tabela A.1 – Estado de compacidade e consistência

Solo	Índice de resistência à penetração *N*	Designação [a]
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	20 a 30	Muito rija(o)
	> 30	Dura(o)

[a] As expressões empregadas para a designação da compacidade das areias (fofa, compacta etc.) são referências à deformabilidade e à resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não podem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compacidade relativa

ENSAIO COMPLEMENTAR SONDAGEM SUPERFICIAL PENETRÔMETRO DINÂMICO LEVE - DPL

GEOCOBA

Subsistema:	Liberação de Fundação	Local de aplicação:	Área	Estaca:	Registro: 11
Nº Projeto:	ARB				Rev.: 1
Nome do projeto:		NORTE	K	123+00 a 126+00	Página: 1/2

Furo:		Coordenadas		Cota
SPS- 94		N (m)	E (m)	(m)
Data: 18/08/23		E:579631,78	9.700.420,250	41,75

Z (cm)	N10	N10cor.	N10med	Nspteq (N30)	Comp. Relativa	Check
0	15	15	14,3	8	Med. Comp.	✓
10	24	24				
20	15	15				
30	14	14				
40	14	14				

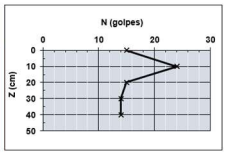


Figura 5 - Validação da resistência de suporte da camada Fonte: GEOCOBA

3. VERIFICAÇÕES DE ADERÊNCIA PROJETO X AS BUILT

Após a execução e validação em campo pela equipe técnica (ATO), a etapa de *As Built* consistiu na comparação e verificação de todas as seções de substituição de solo fofo (denominados "primitivos") entre a empresa fiscalizadora e a empresa executora, confrontando-as com os dados de projeto.

A partir dessa análise, os documentos e desenhos *As Built* encaminhados pela construtora eram utilizados e validados, desde que demonstrassem aderência às diretrizes e aos parâmetros previstos. As verificações foram conduzidas por meio de checklists aplicados a áreas previamente definidas, com registos de conformidades e não conformidades. Quando necessário, os itens eram devolvidos para correção, acompanhados de comentários técnicos e orientações da projetista, mediante sua avaliação e aprovação.

As adequações realizadas em campo pela equipe técnica de ATO, como rebaixos necessários para obtenção da resistência mínima para liberação da fundação do dique, forem devidamente catalogadas e concatenas em um único documento, de *As Built*, desenvolvido pelo auxílio de plataforma AutoCAD. Sendo desenvolvido e validado um novo produto final entregável ao cliente. Abaixo, na Figura 6 e 7, exemplo do produto final de *As Built*.

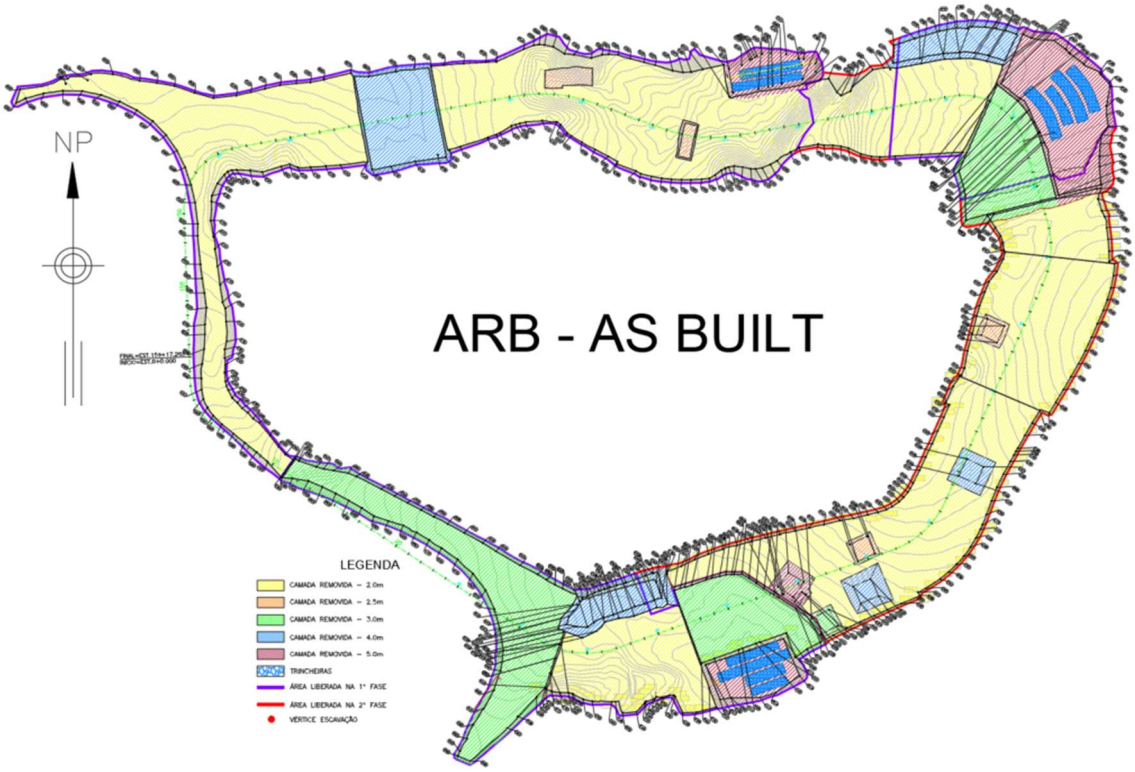


Figura 6 - Planta *As Built* de substituição de solo fofo. Fonte: GEOCOBA

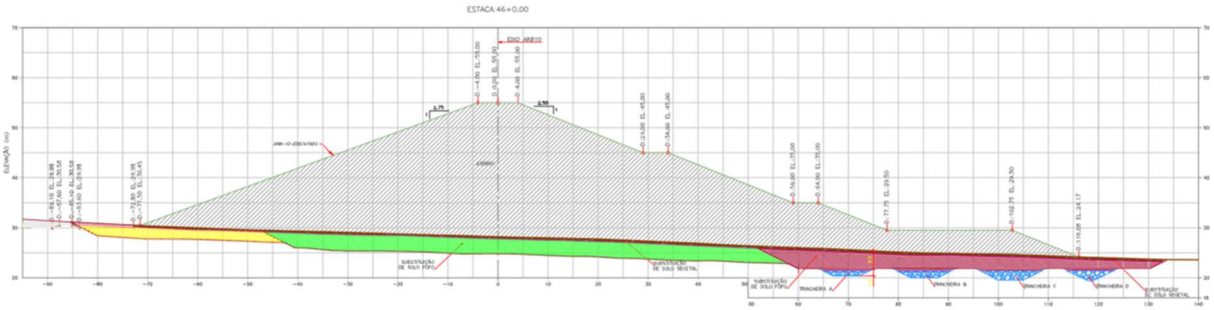


Figura 7 - Seção transversal *As Built* de substituição de solo fofo. Fonte: GEOCOBA

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A GEOCOBA apresentou a metodologia e o projeto de substituição do solo fofo em uma Área de Resíduo de Bauxita (ARB), descrevendo os principais problemas identificados e o método de análise empregado para comparação entre os dados de projeto e os registros de campo (*As Built*) encaminhados pela empresa executora.

No início das verificações, foram observadas algumas divergências entre os resultados, as quais foram gradativamente esclarecidas e sanadas ao longo do desenvolvimento das análises e do avanço das frentes de serviço, com base em checagens adicionais e validações sucessivas na estrutura.

Para efeito de controle de aderência e validação em relação ao projeto, considerou-se aceitável a tolerância de ±10 cm entre a linha prevista em projeto e a linha registrada no *As Built*. Essa tolerância foi adotada em função das incertezas inerentes aos levantamentos topográficos (precisão de equipamentos e métodos), bem como de eventuais discrepâncias de cadastro em campo durante a escavação das trincheiras e a delimitação das áreas efetivamente removidas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio da empresa GEOCOBA PROJETOS DE ENGENHARIA pela oportunidade de divulgar o trabalho realizado em situações de validação *As Built*, bem como as contribuições trazidas pela engenheira Vanessa Frazão e o engenheiro Paulo Emílio.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 6484. Solo – Sondagens de simples reconhecimento. com SPT – método de ensaio. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2025). NBR 13133. Execução de levantamento topográfico - Procedimento. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2001). NBR 14645-1. Elaboração do "como construído" *(As Built)* para edificações Parte 1: Levantamento planialtimétrico e cadastral de imóvel urbanizado com área até 25 000 m², para fins de estudos, projetos e edificação - Procedimento. Rio de Janeiro.

GEOCOBA PROJETOS DE ENGENHARIA. Procedimento para liberação de substituição de solo fofo, 2023. 14 p.

SANCHEZ, Pablo Fernando et al. (2010) Estudo da viabilidade do uso do Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL) para projetos de fundações de linhas de transmissão em solos do estado do Paraná. ENGENHARIA GEOTÉCNICA PARA O DESENVOLVIMENTO, INOVAÇÃO E SUSTENTABILIDADE, v. 8, 2010.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/65

Variabilidade Espacial do Ru em Barragens de Terra Alteadas a Jusante: Uma Abordagem Numérica para Maior Representatividade nas Análises de Equilíbrio Limite

Fabio Silva
Gerente de Engenharia, JETbr, Belo Horizonte, Brasil, fsilva@jetbr.eng.br

Mateus Forcelini
Engenheiro Geotécnico, DF+ Engenharia, Porto Alegre, Brasil, mforcelini@dfmais.eng.br

Felipe Vianna Amaral de Souza Cruz
Gerente de Engenharia, DF+ Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, fcruz@dfmais.eng.br

Luciana Praça
Coordenadora de Projetos, DF+ Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, lpraca@dfmais.eng.br

RESUMO: O presente trabalho investiga a variabilidade espacial do coeficiente de poropressão neutra (Ru) em barragens de terra alteadas a jusante, utilizando uma abordagem numérica para compreender a distribuição setorial das poropressões e demonstrar as limitações associadas ao uso de um valor único de Ru nas análises de equilíbrio limite. O estudo foi desenvolvido a partir de modelagens semi-acopladas de fluxo e deformação, representando as etapas de alteamento e as condições de carregamento ao longo da vida útil da estrutura. As análises numéricas foram conduzidas em modelos bidimensionais representativos de 4 seções transversais típicas da barragem, considerando parâmetros geotécnicos obtidos por ensaios de laboratório e de campo e refinados por calibração a partir de dados de instrumentação incluindo variações de permeabilidade, anisotropia e compressibilidade dos materiais constituintes. A calibração das condições de fluxo dos modelos foi realizada com base em dados piezométricos e leituras históricas de monitoramento, garantindo representatividade nas condições de contorno e comportamento hidráulico do maciço. Os resultados indicam que o Ru não se distribui de forma uniforme, apresentando zonas de maior concentração de poropressão nas camadas internas maisargilosas com reduçao gradual nas interfaces de contato com materiais mais permeáveis, e próximo das fases dos taludes. Essa heterogeneidade espacial é diretamente influenciada pela sequência construtiva, pelo regime de drenagem e pela geometria do alteamento, variando significativamente entre os diferentes estágios de construção. Quando comparadas com análises de equilíbrio limite convencionais baseadas em um valor único de Ru, as simulações indicaram que esse procedimento simplificado pode resultar em superestimação conservadora das poropressões ativas, levando à subavaliação dos fatores de segurança globais e a interpretações excessivamente restritivas sobre a estabilidade da estrutura. Em contrapartida, a abordagem numérica zonificada, ao representar adequadamente as condições hidráulicas e estruturais locais, permite reduzir o conservadorismo sem comprometer a segurança, fornecendo estimativas mais realistas dos fatores de segurança e dos gradientes hidráulicos. A partir dessa análise, foi possível propor um procedimento de zoneamento de Ru, correlacionando as regiões do maciço segundo comportamento hidráulico e resposta mecânica, o que se mostrou particularmente eficaz para barragens com sistemas de drenagem internos e alteamentos em diferentes fases de consolidação. Conclui-se que a consideração da variabilidade espacial do Ru constitui uma ferramenta de grande relevância para o avanço das metodologias de estabilidade de barragens de terra, proporcionando maior confiabilidade nas análises e permitindo o uso mais racional de fatores de segurança e critérios de projeto.

PALAVRAS-CHAVE: Risk-Informed, Performance-Based, Barragem Rejeito de Fosfato

ABSTRACT: This study investigates the spatial variability of the pore pressure coefficient (Ru) in downstream-raised earth dams, employing a numerical approach to understand the sectoral distribution of pore pressures and demonstrate the limitations associated with using a single Ru value in limit equilibrium analyses. The study was developed through semi-coupled flow and deformation modeling, representing the raising stages and loading conditions throughout the structure's service life. Numerical analyses were conducted on

two-dimensional models representing four typical cross-sections of the dam, considering geotechnical parameters obtained from laboratory and field tests and refined through calibration based on instrumentation data, including variations in permeability, anisotropy, and compressibility of the constituent materials. The calibration of the flow conditions was performed based on piezometric data and historical monitoring readings, ensuring representativeness in the boundary conditions and hydraulic behavior of the dam body. The results indicate that Ru is not uniformly distributed, showing zones of higher pore pressure concentration in the internal, more clayey layers, with a gradual reduction at contact interfaces with more permeable materials and near slope faces. This spatial heterogeneity is directly influenced by the construction sequence, drainage regime, and raising geometry, varying significantly between different construction stages. When compared to conventional limit equilibrium analyses based on a single Ru value, the simulations indicated that this simplified procedure may result in a conservative overestimation of active pore pressures, leading to an underestimation of global factors of safety and excessively restrictive interpretations of structural stability. In contrast, the zoned numerical approach, by properly representing local hydraulic and structural conditions, allows for a reduction in conservatism without compromising safety, providing more realistic estimates of safety factors and hydraulic gradients. Based on this analysis, it was possible to propose an Ru zoning procedure, correlating regions of the dam body according to hydraulic behavior and mechanical response, which proved particularly effective for dams with internal drainage systems and raisings at different stages of consolidation. It is concluded that considering the spatial variability of Ru constitutes a highly relevant tool for advancing earth dam stability methodologies, providing greater reliability in analyses and allowing for a more rational use of safety factors and design criteria.

KEYWORDS: Risk-Informed; Performance-Based; Phosphate Tailings Dam

1 INTRODUÇÃO

O coeficiente de poropressão Ru, conforme definido por Bishop (1954), é amplamente utilizado em análises de estabilidade de barragens de terra como forma simplificada de incorporar o efeito das poropressões ativas sobre a resistência mobilizável do maciço em condições de construção. Em sua formulação mais usual, Ru é definido como a razão entre a poropressão total e a tensão vertical total no ponto analisado. Apesar de sua natureza heurística, o emprego de um valor único de Ru para todo o aterro compactado acima da superfície freática implica assumir distribuição espacial com variação uniforme das poropressões, hipótese que raramente é compatível com o comportamento hidráulico real de barragens alteadas a jusante, especialmente quando existem filtros internos, tapetes drenantes, contrastes de permeabilidade, anisotropia de permeabilidade e estágios distintos de adensamento.

Em estruturas constituídas de materiais de alto grau de saturação e submetidas a alteamentos sucessivos, os incrementos rápidos de tensão total podem gerar excessos de poropressão relevantes mesmo em zonas nominalmente não saturadas do maciço, sobretudo quando a drenagem interna não é suficiente para dissipar integralmente a água entremeada na matriz do solo entre etapas construtivas sucessivas. Nessas condições, a adoção de um único Ru tende a mascarar a variabilidade do fenômeno e pode levar a interpretações excessivamente conservadoras da estabilidade global.

Este artigo apresenta um estudo numérico desenvolvido para uma barragem de terra alteada a jusante, no qual se investigou a distribuição espacial do Ru em etapas sucessivas de alteamento futuro, simuladas por meio de análises de tensão-deformação por elementos finitos. O objetivo central é demonstrar, com base em modelagem numérica calibrada com instrumentação de campo, que a utilização de um valor único de Ru no maciço compactado acima do nível freático constitui simplificação demasiadamente conservadora para o caso em análise, e que uma abordagem setorizada permite estimativas mais realistas das poropressões e dos fatores de segurança.

2 CONTEXTO DO ESTUDO DE CASO

O estudo foi derivado de análises numéricas de tensão-deformação realizadas no âmbito do projeto de alteamento de uma barragem de rejeitos de fosfato da atual elevação de crista de 950 m, para 960 m. A estrutura

é uma barragem alteada a jusante, originalmente implantada com crista na elevação 940 m, com alteamentos subsequentes até a condição atual, além de etapas futuras previstas no projeto executivo, os quais levarão a crista da estrutura para a El. 960 m. O maciço inicial foi concluído em 2015 e, durante as obras do alteamento da elevação 950 m, iniciadas em 2019, foram observadas fissuras no aterro, bem como deformações graduais e prolongadas por meses, o que motivou campanhas complementares de investigação e o desenvolvimento de estudos numéricos específicos.

Durante a execução de etapas anteriores de alteamento, foram observados comportamentos compatíveis com dissipação de excessos de poropressão em diversos piezômetros, deslocamentos prolongados em placas de recalque e quebras de instrumentos instalados no maciço, indícios consistentes de deformação no tempo e elevada compressibilidade dos aterros compactados. Ensaios laboratoriais realizados nos materiais do maciço corroboraram essa interpretação, indicando alta compressibilidade nos materiais adotados na construção. As análises numéricas completas do projeto foram conduzidas em três seções transversais representativas, todas selecionadas por sua representatividade das condições geológico-geotécnicas do maciço e da fundação. Entretanto, no presente estudo serão avaliados apenas os resultados da seção de maior altura do barramento.

3 METODOLOGIA

O estudo baseou-se em um modelo numérico bidimensional de tensão-deformação desenvolvido no software PLAXIS 2D, adotando abordagem semi-acoplada, também descrita na literatura como *one-way coupling*. Nessa estratégia, o campo de poropressões é inicialmente resolvido a partir das condições de contorno, da sequência construtiva e das condutividades hidráulicas dos materiais; em seguida, as poropressões calculadas são aplicadas à análise mecânica para obtenção dos estados de tensão, deformação e deslocamento (Beck et al., 2020).

A construção do modelo contemplou todo o histórico da estrutura, desde as escavações que precederam a implantação do maciço inicial até o alteamento futuro programado. A reprodução do histórico construtivo foi organizada de modo a correlacionar os *time-steps* do modelo com datas reais de obra, permitindo comparação direta entre resultados simulados e leituras históricas da instrumentação com o auxílio de planilha eletrônica. A calibração foi realizada simultaneamente para as três seções da barragem, o que permitiu uma aproximação mais consistente das condições hidráulicas reais aferidas em campo.

A Figura 1 apresenta a geometria do modelo numérico desenvolvido para a estrutura em questão, bem como a compartimentação interna de materiais de construção e unidades geológico-geotécnicas de fundação.

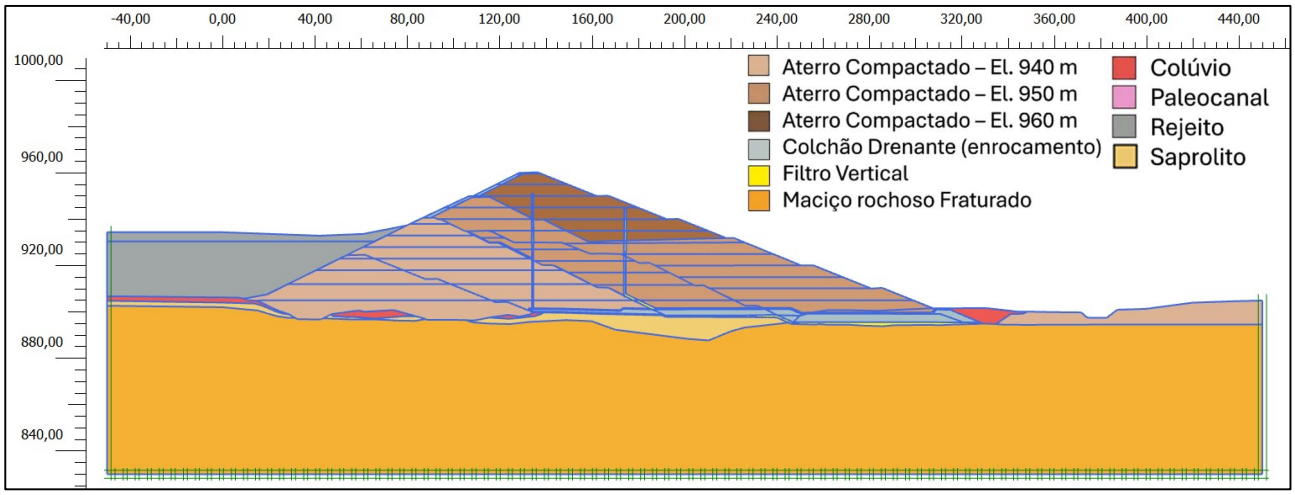


Figura 1- Geometria do modelo numérico

3.1 Calibração das Condições Hidráulicas do Modelo

A calibração do comportamento hidráulico do aterro e da fundação foi conduzida a partir da reprodução numérica das condições de poropressão indicadas pelas leituras históricas de piezômetros (PZs e PZEs) e indicadores de nível d'água (INAs), bem como pela coerência com o padrão deformacional indicado pelas

placas de recalque e medidores de recalque magnéticos. No caso dos três aterros compactados que compõem o barramento (AT 940 m, AT 950 m e AT 960 m), a calibração resultou em permeabilidades ligeiramente distintas, sendo o AT 950 m o material menos permeável, com condutividade hidráulica horizontal da ordem de 1×10^{-6} cm/s e vertical de 1×10^{-7} cm/s, e o AT 940 m o mais permeável, com $k_x = 4{,}4\times10^{-5}$ cm/s e $k_y = 4{,}4\times10^{-6}$ cm/s.

Em razão do elevado grau de saturação reportado durante os trabalhos de compactação do maciço da barragem, superior a 95%, adotou-se, em favor da segurança, condição de saturação plena do aterro compactado acima da superfície freática. No modelo, o material foi lançado com 100% de saturação por meio da formulação Undrained (A) do PLAXIS, de modo que incrementos de tensão total suficientemente rápidos para impedir a drenagem da água entremeada na matriz do solo gerassem excessos de poropressão. Trata-se de hipótese deliberadamente conservadora, por implicar condição mais severa do que aquela normalmente esperada em campo para parte do maciço acima da linha freática.

3.2 Calibração das Condições Hidráulicas do Modelo

Para o objetivo específico deste artigo, tomou-se a etapa futura final de alteamento prevista no estudo do projeto e subdividiu-se o acréscimo total de 30 m de altura de alteamento em seis fases de 5 m, contabilizadas a partir de uma cota inicial CI, totalizando 150 dias de construção, equivalentes a uma taxa média de alteamento de 20 cm/dia. Em cada etapa, foram extraídas as tensões verticais totais (σ_{yy}) e as poropressões ativas (P_{active}) em todos os *stress points* localizados nos aterros compactados acima do nível freático. A filtragem e organização desses dados foram realizadas em planilha Excel, com exclusão de pontos pertencentes à fundação, aos dispositivos drenantes e às zonas já saturadas por fluxo permanente.

Com base nesses dados, foi calculado o coeficiente Ru ponto a ponto para cada fase de alteamento. Em seguida, foram gerados histogramas das distribuições do parâmetro, ajustadas no software Minitab, funções de distribuição acumulada com ajuste do tipo log normal. Sobre essas curvas foram ainda traçadas linhas verticais de referência em valores de Ru = 0,10 e Ru = 0,20, com o objetivo de quantificar a fração dos pontos que ultrapassam limiares usualmente empregados de forma simplificada em análises de equilíbrio limite.

3.3 Parâmetros Geomecânicos

A Tabela 1 sintetiza os parâmetros geomecânicos adotados nos modelos numéricos. Destaca-se que os materiais de aterro foram simulados com o modelo constitutivo elasto-plástico Hardening Soil (Schanz et al., 2000), enquanto para os demais materiais foi adotado o modelo Elastico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Os módulos de deformabilidade apresentados para os materiais simulados com o Hardening Soil foram calculados para uma tensão de referência p_{ref} = 100 kPa. Ademais, adotou-se a seguinte relação fixa entre os módulos de deformabilidade secante, de compressibilidade e de descarregamento/recarregamento: $E_{50}=E_{oed}=E_{ur}/3$. A tabela apresenta ainda a condutividade hidráulica média inicialmente obtida a partir de ensaios de infiltração ($k_{inicial}$), bem como os valores finais obtidos no modelo, pós calibração com dados de instrumentação (k_{final}).

Tabela 1 – Síntese dos parâmetros geomecânicos dos materiais considerados no modelo numérico

Material	γ_{sat} (kN/m³)	c' (kPa)	φ' (°)	E_{50} (MPa)	ν	m	$k_{inicial}$ (m/s)	k_{final} (m/s)	k/k_h
Aterro compactado EI 940	18	20	28	5	0,3	0,6	$1{,}10\times10^{-8}$	$4{,}41\times10^{-9}$	0,1
Aterro compactado EI 950	18,6	24	29,5	6,5	0,3	0,5	$1{,}19\times10^{-7}$	$1{,}00\times10^{-9}$	0,1

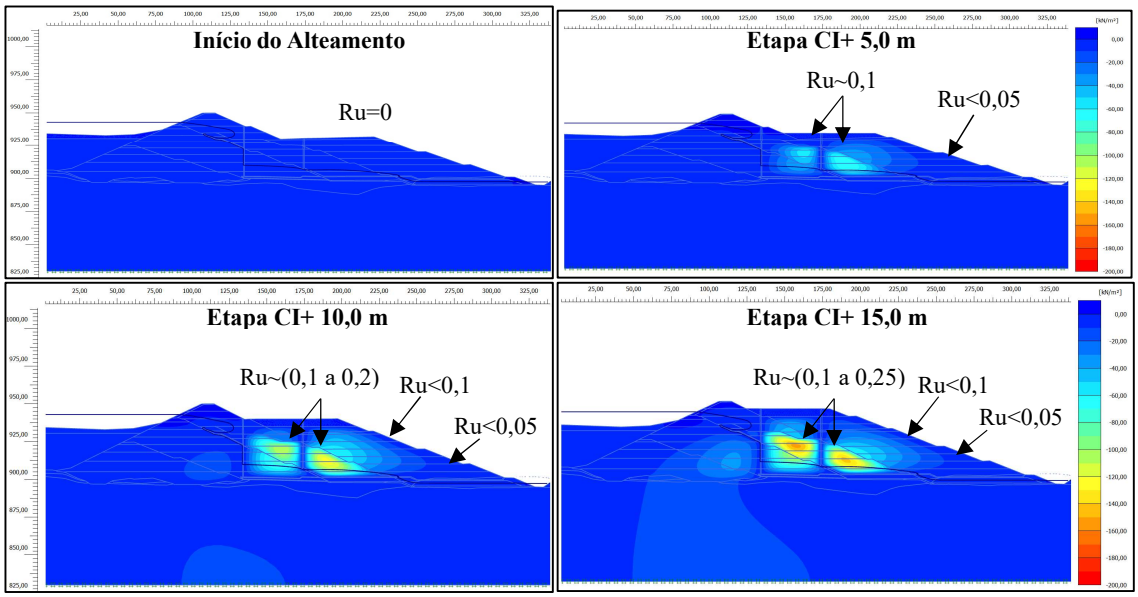
Aterro compactado EI 960	19	30	29,5	7,8	0,3	0,9	$3{,}63\times10^{-7}$	$2{,}00\times10^{-8}$	0,1
Saprolito	18,6	20	25	50	0,33	—	$7{,}86\times10^{-7}$	$7{,}86\times10^{-7}$	1
Paleocanal	14,9	10	31	25	0,33	—	$2{,}01\times10^{-7}$	$2{,}01\times10^{-7}$	1
Maciço rochoso fraturado	27	100	40	180	0,33	—	$1{,}00\times10^{-7}$	$1{,}00\times10^{-7}$	1
Solo residual	17	20	30	25	0,33	—	$6{,}27\times10^{-7}$	$6{,}27\times10^{-7}$	1
Colúvio	17,1	21	31	10	0,33	—	$9{,}10\times10^{-7}$	$1{,}00\times10^{-7}$	1
Rejeito	19,3	0	33	10	0,33	—	$1{,}00\times10^{-7}$	$1{,}00\times10^{-7}$	1
Filtro vertical	17	5	35	30	0,33	—	$1{,}00\times10^{-4}$	$1{,}00\times10^{-4}$	1
Colchão drenante (enrocamento)	22	5	45	30	0,33	—	$1{,}00\times10^{-2}$	$1{,}00\times10^{-2}$	1

4 RESULTADOS

4.1 Evolução dos Excessos de Poropressão e Distribuição Espacial de Ru

Os resultados indicam que os picos de Ru não ocorrem na fase final de construção, mas em etapas intermediárias do alteamento. Esse comportamento decorre do fato de que, à medida que a crista se eleva, a praça de trabalho torna-se progressivamente mais estreita. Como consequência, a projeção lateral do bulbo de tensões das novas camadas passa a gerar incrementos de tensão total relativamente menores no aterro previamente lançado e na fundação subjacente. Em paralelo, parte dos excessos de poropressão gerados nas etapas anteriores já se encontra em dissipação. O efeito combinado desses dois mecanismos interrompe o crescimento cumulativo dos picos de poropressão a partir de determinado estágio da construção.

Esse resultado é particularmente relevante porque contraria a expectativa intuitiva de que a fase final de alteamento seja sempre a condição hidráulica mais desfavorável. No caso estudado, a condição mais crítica em termos de Ru está associada a estágios intermediários em que coexistem: (i) elevada taxa de incremento de tensões; (ii) menor tempo acumulado de dissipação; e (iii) geometria de praça de compactação ainda suficientemente larga para projetar incrementos de tensão significativos sobre parcelas extensas do maciço, como pode ser observado na Figura 2.



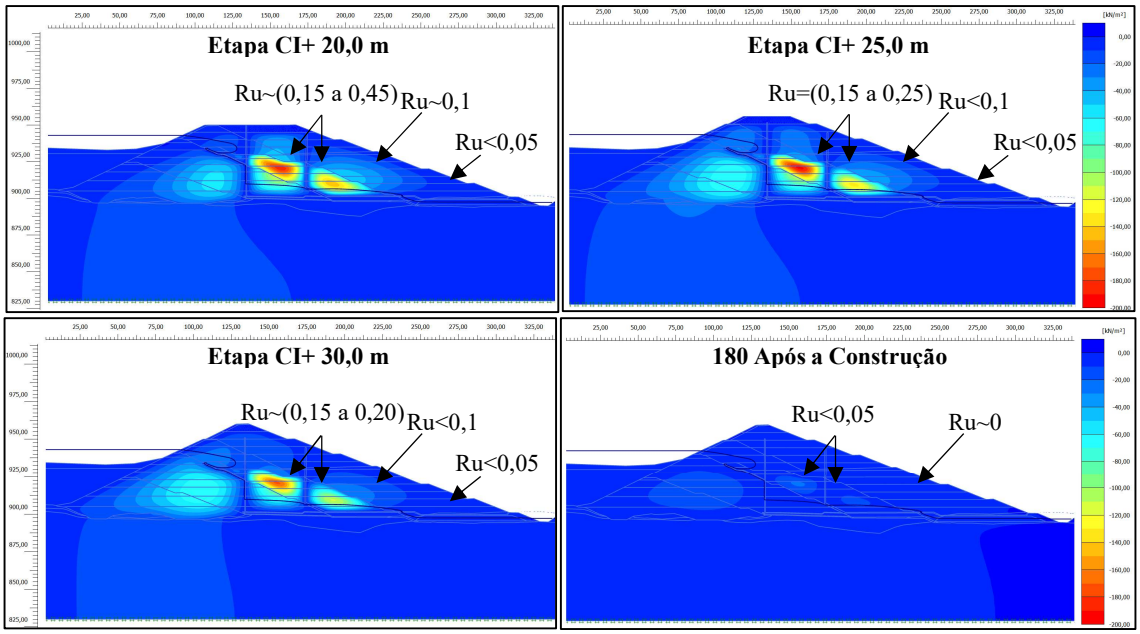


Figura 2- Evolução dos excessos de poropressão e do coeficiente Ru ao longo das etapas de alteamento

A distribuição espacial do Ru acima da superfície freática mostrou-se patentemente não uniforme em todas as etapas simuladas. Os maiores valores concentram-se em zonas internas mais confinadas do aterro, especialmente nas faixas menos permeáveis, nas quais a dissipação é mais lenta. Em contrapartida, regiões adjacentes aos dispositivos de drenagem interna, como filtros e transições drenantes, apresentam valores sensivelmente menores, em razão da maior capacidade de descarga hidráulica e da redução do caminho de fluxo. As bordas do maciço em contato com a atmosfera apresentam comportamento semelhante, atuando como fronteiras drenantes e favorecendo a dissipação dos excessos de poropressão.

Essa heterogeneidade confirma que Ru não pode ser simulado como uma condição uniforme do aterro, mas sim como uma variável temporária resultante da interação entre geometria, compartimentação interna, anisotropia de permeabilidade, condição de saturação e cronologia construtiva.

Os histogramas de Ru obtidos a partir dos *stress points* do modelo revelam distribuições assimétricas, com predominância de valores baixos e cauda à direita associada às zonas localizadas de maior concentração de poropressão. O ajuste log normal mostrou-se adequado, embora limitado, para representar esse padrão, permitindo construir funções de distribuição acumulada que facilitam a leitura probabilística dos resultados por etapa de alteamento.

A análise dessas curvas indica que, durante a maior parte da construção, os pontos com Ru superiores a a 0,20 representam fração inferior a 10% do total. Tal resultado é ainda mais relevante, haja vista que foi obtido em um cenário deliberadamente conservador, no qual todo o aterro compactado acima da linha freática foi considerado plenamente saturado durante toda a construção. Mesmo sob essa hipótese, os valores elevados de Ru permanecem restritos a regiões pontuais, e não ao conjunto do maciço. A Figura 3 apresenta a sobreposição dos histogramas de Ru, enquanto a Figura 4 apresenta as FDAs obtidas.

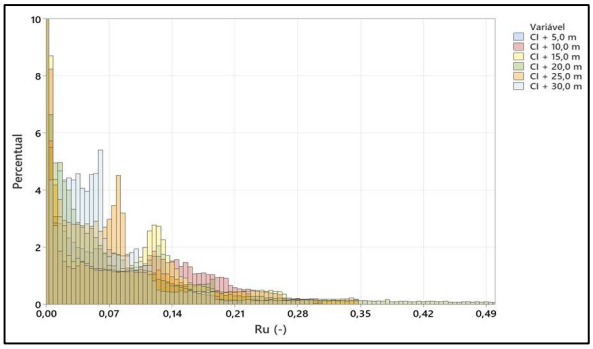


Figura 3- Histogramas sobrepostos de Ru, considerando apenas os elementos finitos acima do nível freático

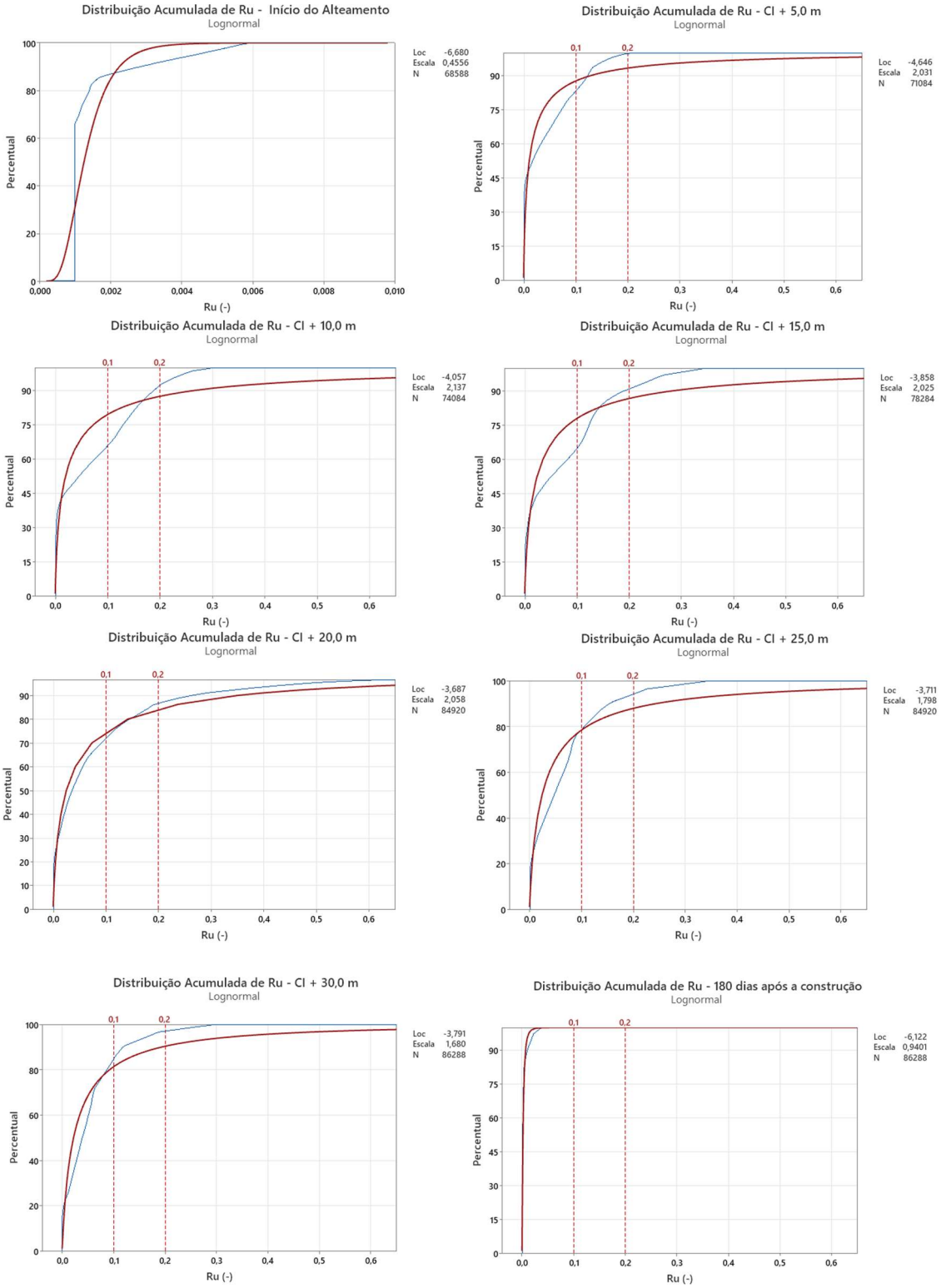


Figura 4- Histogramas sobrepostos de Ru, considerando apenas os elementos finitos acima do nível freático para todas as etapas de alteamento futuro

4.2 Implicações para as Análises de Estabilidade

As análises de equilíbrio limite baseadas em um valor único de Ru pressupõem que toda a zona potencialmente não saturada do aterro esteja submetida ao mesmo fator de poropressão relativa, o que, à luz

dos resultados obtidos, não representa adequadamente a condição do caso estudado. Quando se impõe ao maciço inteiro um valor único de Ru equivalente aos picos localizados identificados em pequenas parcelas do modelo, a consequência direta é a superestimação das poropressões totais e, portanto, a obtenção de fatores de segurança globais mais desfavoráveis durante a construção, levando a taxas de construção mais lentas, que implicam em custos adicionais significativos ao proprietário da estrutura.

Isso não significa que a abordagem simplificada deva ser descartada em qualquer situação. Em contextos de dados escassos ou em análises preliminares, a adoção de Ru único pode continuar sendo útil como estimativa conservadora. No entanto, para barragens com histórico construtivo conhecido, amplo histórico de instrumentação disponível e sistemas de drenagem interna bem definidos, os resultados aqui obtidos indicam que uma abordagem setorizada, definida com base em modelagem numérica calibrada, permite a tomada de decisões construtivas mais econômicas, sem comprometer a segurança.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo evidencia que a interpretação do Ru deve estar necessariamente vinculada ao processo físico que lhe dá origem. No caso analisado, o maciço compactado foi construído com elevado grau de saturação e apresenta material de alta compressibilidade, o que favorece a geração de excessos de poropressão sob carregamento rápido. Ainda assim, os resultados mostram que a geometria do alteamento, a presença de interfaces drenantes e a dissipação parcial entre etapas impedem que o Ru elevado se propague de forma generalizada por todo o maciço.

É importante destacar que essa conclusão é em parte condicionada por características específicas da barragem em questão. A compartimentação interna do aterro, a existência de sistemas de drenagem, as permeabilidades calibradas e a própria geometria do alteamento influenciam fortemente a resposta obtida. Portanto, embora o estudo sustente de forma contundente a crítica ao uso indiscriminado de um Ru único, a extrapolação quantitativa dos limiares observados para outras estruturas deve ser feita com cautela e sempre sustentada por análises de tensão-deformação bem calibradas.

Os resultados obtidos sustentam a relevância de integrar modelagem numérica calibrada e análise estatística para a avaliação do coeficiente Ru em barragens de terra. Como desdobramentos deste trabalho, recomenda-se: (i) aplicar o mesmo procedimento a outras estruturas, de modo a verificar a recorrência dos padrões identificados; (ii) investigar a influência da taxa de alteamento sobre a evolução das distribuições de Ru; (iii) avaliar se os padrões aqui identificados também ocorrem em analises mais complexas com fluxo totalmente acoplado e deposição saturada das camadas de aterro; e (iv) desenvolver critérios objetivos para conversão das distribuições contínuas de Ru em zonas de projeto compatíveis com rotinas de equilíbrio limite. Essa linha de investigação pode contribuir para análises de estabilidade mais realistas, por meio da redução de simplificações que podem distorcer a interpretação do desempenho de estruturas em alteamento.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem às empresas DF+ Engenharia e JETbr Engenharia pela autorização para uso dos dados apresentados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BECK, M.; RINALDI, A. P.; FLEMISCH, B.; et al. Accuracy of fully coupled and sequential approaches for modeling hydro- and geomechanical processes. Computational Geosciences

BISHOP, A. W. The use of pore-pressure coefficients in practice. Géotechnique, London, v. 4, n. 4, p. 148-152, 1954.

SCHANZ, T.; VERMEER, P. A.; BONNIER, P. G. The hardening soil model: Formulation and verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Amsterdam, p. 281-296, 1999.



contato@editoraomnisscientia.com.br
https://editoraomnisscientia.com.br/
@editora_omnis_scientia
https://www.facebook.com/omnis.scientia.9
+55 87 99920-5762



contato@editoraomnisscientia.com.br
https://editoraomnisscientia.com.br/
@editora_omnis_scientia
https://www.facebook.com/omnis.scientia.9
+55 87 99920-5762