



Lays Cristina Barcelos de Souza D'Hyppolito

**ANÁLISE DE RISCO DE LIQUEFAÇÃO
APLICADA A BARRAGENS DE REJEITOS**
Tese de Doutorado

Tese apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Doutor pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio.

Orientador: Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão

Coorientador: Anna Laura Lopes da Silva Nunes

Rio de Janeiro

Julho de 2023.



Lays Cristina Barcelos de Souza D'Hyppolito

**ANÁLISE DE RISCO DE LIQUEFAÇÃO
APLICADA A BARRAGENS DE REJEITOS**
Tese de Doutorado

Tese apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Doutor pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo.

Prof. Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental– PUC-Rio

Prof^a. Anna Laura Lopes da Silva Nunes

Orientador

Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof. Sandro Salvador Sandroni

Sandro Salvador Engenheiros Associados Ltda

Prof^a. Raquel Quadros Velloso

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental - PUC-Rio

Prof. Fernando Artur Brasil Danziger

Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof. Leandro De Moura Costa Filho

LPS Consultoria e Engenharia

Rio de Janeiro, 31 de julho de 2023.

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização da universidade, da autora e do orientador.

Lays Cristina Barcelos de Souza D'Hyppolito

Graduou-se em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ) em 2013, tendo exercido a profissão de Engenheiro Civil desde então. Obteve o mestrado em Engenharia Civil (área de concentração Geotecnia) em 2017. É Engenheira Geotécnica da Comissão Nacional de Energia Nuclear (CNEN).

Ficha Catalográfica

D'Hyppolito, Lays Cristina Barcelos de Souza

Análise de risco de liquefação aplicada a barragens de rejeitos / Lays Cristina Barcelos de Souza D'Hyppolito ; orientador: Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão ; coorientador: Anna Laura Lopes da Silva Nunes. – 2023.

207 f. ; 30 cm

Tese (doutorado)—Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2023.

Inclui bibliografia

1. Engenharia Civil e Ambiental - Teses. 2. Barragens de rejeitos. 3. Análise de risco. 4. Liquefação. 5. Análise probabilística. I. Sayão, Alberto S. F. J. II. Nunes, Anna Laura Lopes da Silva. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. IV. Título.

CDD: 624

Para minha filha Sophia
Por ser minha fonte de esperança, alegria e força.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, preciso agradecer a Deus por ter me dado fé, força, perseverança e paciência para concluir esse trabalho.

Ao meu marido Julio D’Hyppolito, pelo amor, paciência e incentivo mesmo nos momentos mais difíceis.

Aos meus pais, pelo amor e apoio em todos os momentos da minha vida.

Aos meus orientadores, Alberto Sayão e Anna Laura Nunes, que me orientaram e contribuíram para o nível técnico desse trabalho.

À minha amiga Paula Nejaim, pela troca de ideias, contribuição técnica e incentivo para essa tese.

À minha amiga Patrícia Lopes, que dividiu os anseios e aflições de doutoranda;

Aos amigos Andrea Vecchi e Vinicius Braga, que compartilharam arquivos das respectivas pesquisas, me ajudando no desenvolvimento dessa tese;

Aos meus amigos da PUC-Rio, da CNEN e da UFRJ, pelo aprendizado, companheirismo e incentivo.

À CNEN, pela flexibilidade e apoio para realização desse trabalho.

À PUC-Rio, por ter me concedido isenção das taxas durante o doutorado, me possibilitando o desenvolvimento da pesquisa.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

Resumo

D’Hyppolito, Lays Cristina Barcelos de Souza; Sayão, Alberto Sampaio Ferraz Jardi; Nunes, Anna Laura Lopes da Silva. **Análise de risco de liquefação aplicada a barragens de rejeitos**. Rio de Janeiro, 2023. Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

A ocorrência de dois acidentes de proporções inaceitáveis no Brasil, num período de 4 anos, resultou em problemas de confiança nos projetos e na operação de barragens de rejeitos, em especial as construídas pelo método de montante. Esse trabalho tem o objetivo de auxiliar no entendimento dos riscos de barragens de rejeitos, propondo uma metodologia para estimativa desses riscos e indicação de valores para limites de aceitabilidade e tolerabilidade. A metodologia proposta foi aplicada em duas barragens que romperam recentemente, Barragem de Fundão (Mariana/MG) e Barragem de Feijão (Brumadinho/MG), e uma barragem existente, a Barragem do Germano. A aplicação do método probabilístico FOSM em conjunto com a análise de equilíbrio limite por Spencer foi sugerida para estimar a probabilidade de ruptura por liquefação. Adicionalmente, a probabilidade de ocorrência dos gatilhos foi estimada de acordo com as características e operação da barragem. Nos casos estudados nesse trabalho, as probabilidades de ruptura determinadas pela metodologia desenvolvida são iguais a 36% no caso de Fundão, 47% no caso de Feijão e 3% no caso de Germano. Os resultados mostraram que o risco associado às barragens que romperam era incompatível com qualquer obra de engenharia e muito acima dos limites normativos considerando as consequências da ruptura.

Palavras-chave

Barragens de rejeitos; análise de risco; liquefação; análise probabilística.

Abstract

D’Hyppolito, Lays Cristina Barcelos de Souza; Sayão, Alberto Sampaio Ferraz Jardi (Advisor); Nunes, Anna Laura Lopes da Silva (Advisor). **Risk Analysis of Liquefaction Applied to Tailing Dams**. Rio de Janeiro, 2023. Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Two accidents in tailings dams occurred in the last few years in Brazil and they resulted in the lack of trust in their design and performance. The aim of this work is to provide a better understanding of the risks on existing tailings dams, presenting a methodology for risk estimate and recommendation of values for acceptability and tolerability limits. The combination of the Spencer’s limit equilibrium method and the first-order second-moment (FOSM) probabilistic method (Christian et al., 1992) were chosen to be applied in the Fundão Dam (collapsed in 2015 in Mariana/MG), Feijão Dam (collapsed in 2019 in Brumadinho/MG), and Germano Dam. There is also a methodology suggested for trigger probability evaluation according to the dam's characteristics and operation. The probabilities of rupture through liquefaction during the time of the accidents are 36% in case of Fundão Dam, 47% in case of Feijão Dam and 3% in case of Germano Dam. The results shows that the risk associated with the collapsed structures was much higher than the tolerable level of the standards.

Keywords

Tailings dams; risk analysis; liquefaction; probabilistic analysis.

Sumário

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	Considerações Iniciais	17
1.2	Objetivos da Tese	20
1.3	Estrutura do Trabalho	21
2	BARRAGENS DE REJEITOS	23
2.1	Metodologias Utilizadas para Construção	23
2.2	Casos Históricos de Rupturas	26
2.3	Ruptura Devido à Liquefação dos Rejeitos	30
2.4	Linha do Estado Crítico	32
2.5	Potencial de Liquefação	33
2.6	Parâmetros Não Drenados	40
3	RISCO	42
3.1	Conceitos Fundamentais	42
3.2	Análise de Risco	44
3.3	Métodos de Análise de Riscos	45
3.4	Utilização de Análise de Risco em Geotecnia	54
3.5	Análise de Consequências	56
4	ANÁLISES DE SEGURANÇA	60
4.1	Análises Probabilística e Determinística	62
4.2	Métodos Probabilísticos	63
4.3	Método FOSM	65
4.4	Índice de Confiabilidade e Probabilidade de Ruptura	67
4.5	Fator de Segurança Mínimo	68
4.6	Limites de Aceitabilidade	77

4.7	Probabilidades de Rupturas em Estudos Anteriores	85
5	METODOLOGIA PARA CLASSIFICAÇÃO DE BARRAGENS DE REJEITOS QUANTO AO RISCO DE LIQUEFAÇÃO	89
5.1	Carregamento Rápido	92
5.2	Largura da Praia de Rejeitos	93
5.3	Extravasores.....	94
5.4	Erosão Interna	95
5.5	Fundação.....	97
5.6	Deslocamentos	98
5.7	Cargas Dinâmicas	103
5.8	Consequências de Eventual Ruptura	104
5.9	Risco de Liquefação	107
5.10	Resumo da Metodologia.....	108
6	ESTUDO DE CASO: BARRAGEM DE REJEITOS DE FUNDÃO	
	111	
6.1	Histórico.....	111
6.2	Consequências do Acidente	114
6.3	Causas do Acidente.....	117
6.4	Análise dos Dados Geotécnicos	119
6.5	Ruptura do Dique Nordeste de Germano	124
6.6	Análise Determinística da Estabilidade em 2014.....	124
6.7	Análise Determinística da Ruptura em 2015	128
6.8	Análise Probabilística da Ruptura de 2015.....	131
6.9	Análise Determinística com Parâmetros Liquefeitos.....	132
6.10	Aplicação da Metodologia Proposta para a Barragem de Fundão	

(1) Estabilidade	133
(2) Carregamento Rápido	133
(3) Largura de Praia.....	134
(3) Extravasores	134
(4) Erosão interna	134
(5) Fundação	136
(6) Deslocamentos.....	136
(7) Cargas dinâmicas.....	136
(8) Probabilidade de Ruptura por Liquefação	137

7 ESTUDO DE CASO: BARRAGEM I NA MINA CORRÉGO DO FEIJÃO - BRUMADINHO	139
7.1 Histórico.....	139
7.2 Consequências do acidente	142
7.3 Causas do Acidente.....	144
7.4 Parâmetros Geotécnicos	147
7.5 Análises de Estabilidade Anteriores	149
7.6 Análises Probabilística da Ruptura	156
7.7 Análise Determinística com Parâmetros Liquefeitos.....	158
7.8 Aplicação da Metodologia Proposta para a Barragem I.....	159
(1) Estabilidade.....	159
(2) Carregamento Rápido	160
(3) Largura de Praia.....	160
(4) Extravasores	160
(5) Erosão Interna.....	160
(6) Fundação	161

(7) Deslocamentos.....	162
(8) Cargas Dinâmicas	162
(9) Probabilidade de Ruptura por Liquefação	162
8 ESTUDO DE CASO: BARRAGEM DO GERMANO	165
8.1 Histórico.....	165
8.2 Consequências de Eventual Acidente	171
8.3 Análise Determinística de Eventual Ruptura	172
8.4 Análise Probabilística de Eventual Ruptura.....	174
8.5 Análises Determinísticas Complementares	175
8.6 Análise Determinística com Parâmetros Liquefeitos.....	177
8.7 Aplicação da Metodologia Proposta para a Barragem do Germano	178
(1) Estabilidade.....	179
(2) Carregamento Rápido	179
(3) Largura de Praia.....	179
(4) Extravasores	180
(5) Erosão Interna.....	180
(6) Fundação	181
(7) Deslocamentos.....	181
(8) Cargas Dinâmicas	182
(9) Probabilidade de Ruptura por Liquefação	182
9 ANÁLISES GERAIS E DISCUSSÕES	185
9.1 Análise da Probabilidade de Ocorrência do Gatilho	185
9.2 Análise do Cálculo da Probabilidade Não Drenada.....	186
9.3 Probabilidade de ruptura por liquefação	187

9.4	Casos Estudados.....	188
9.5	Discussões finais	189
10	CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISA.....	191
11	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	194

Lista de Figuras

Figura 2.1: Métodos utilizados para construção e alteamento de barragens de rejeitos (Espósito, 2000).....	25
Figura 2.2: Diferenças entre mobilidade cíclica e liquefação em ensaios não drenados em uma amostra de areia saturada (Guillén, 2004, adaptado de Castro & Poulos, 1977).....	32
Figura 2.3: Possibilidades de comportamento dos solos submetidos a um carregamento não drenado (Souza, 2018).....	33
Figura 2.4: Comportamento do solo submetido à liquefação (Davies et al., 2002).....	37
Figura 2.5: Zonas de sismicidade de acordo com ABNT NBR 15421 (2023).....	38
Figura 2.6: Curva típica aceleração x período de retorno para países com baixa sismicidade (Martinez & Hull, 2019).....	39
Figura 2.7: Limite referente ao abalo sísmico de acordo com a distância e magnitude do terremoto considerando a possibilidade de causar danos a barragem (Conlin, 1987).....	40
Figura 3.1: Análise de Risco em Barragens de Rejeitos (Zheng, et al., 2011).....	44
Figura 3.2: Diagrama LCI da ensecadeira da Barragem de Odelouca (Pimenta et al., 2006).....	51
Figura 3.3: Exemplo de árvore de eventos para uma barragem de aterro em que o evento iniciador (sismo) tem uma probabilidade de ocorrência de 0,01 (Santos, 2006).....	52
Figura 3.4: Etapas da análise FMECA (Santos, 2006).....	53
Figura 4.1: Forças atuantes em uma fatia (Vecci, 2018).....	62
Figura 4.2: Forças atuantes no Método de Spencer (Vecci, 2018).....	63

Figura 4.3: Índice de confiabilidade x Probabilidade de ruptura (Flores, 2008).....	69
Figura 4.4: Probabilidade de Ruptura versus Fator de Segurança de acordo com a categoria da obra (Silva et al., 2008).....	71
Figura 4.5: Níveis de aceitação de probabilidades de ruptura de acordo com U.S. Army Corps of Engineers (Vecci, 2018).....	79
Figura 4.6: Limites usuais de probabilidade de ruptura em função do número de vidas em risco (Baecher, 1982).....	80
Figura 4.7: Critérios de risco societal para barragens existentes (ANCOLD, 2022).....	84
Figura 4.8: Critérios de risco societal para barragens novas ou que vão ser submetidas a alteamento significativo (ANCOLD, 2022).....	84
Figura 4.9: Curva f-N sugerida por USBR (2022).....	85
Figura 4.10: Comparações entre curvas F-N utilizadas em diversas partes do mundo (Jonkman et al., 2003).....	86
Figura 5.1 Ensaios com aplicação de creep não drenado em areias realizados por Leong et al. (2000).....	101
Figura 5.2: Gráfico $p' \times q$ mostrando o efeito do creep não drenado.....	102
Figura 5.3: Gráfico $p' \times q$ mostrando as zonas de acordo com as tensões iniciais aplicadas.....	103
Figura 6.1: Galerias principal (em vermelho) e secundária (em preto)...	113
Figura 6.2: Árvore de falhas para o desencadeamento da liquefação (Morgentern et al., 2016).....	120
Figura 6.3: Trincas no recuo da ombreira esquerda em 2014.....	126
Figura 6.4: Resultado da análise determinística drenada para a condição de 2014.....	127

Figura 6.5: Resultado da análise determinística realizada para o aparecimento de trincas na ombreira esquerda da Barragem de Fundão em 2014 com razão de resistência não drenada igual a 0,25....	128
Figura 6.6: Resultado da análise determinística realizada para o aparecimento de trincas na ombreira esquerda da Barragem de Fundão em 2014 com razão de resistência não drenada igual a 0,22....	129
Figura 6.7: Resultado da análise determinística realizada para a condição de ruptura da Barragem de Fundão em 2015.....	132
Figura 6.8: Análise determinística da ruptura de 2015 considerando a razão não drenada liquefeita.....	133
Figura 6.9: Evidências de problemas no filtro relatadas por Morgenstern et al. (2016).....	136
Figura 7.1: Barragem I antes da ruptura (Instituto Minere, 2019).....	140
Figura 7.2: Registro dos primeiros segundos após os primeiros sinais de ruptura (Robertson et al., 2019).....	141
Figura 7.3: Esquema representando os alteamentos realizados na barragem (POLICIA FEDERAL, 2019).....	142
Figura 7.4: Análise da variação do fator de segurança de acordo com S_u/σ'_v conhecido (CPI Câmara, 2019).....	150
Figura 7.5: Análise de sensibilidade do fator de segurança variando o parâmetro de resistência não drenada.....	155
Figura 7.6: Seção crítica da Barragem I obtida por Robertson et al. (2019).....	158
Figura 7.7: Análise da Barragem I com razão não drenada de pico igual a 0,27.....	158
Figura 7.8: Análise da Barragem I com razão não drenada liquefeita igual a 0,07.....	160

Figura 8.1: Localização Geral da Barragem do Germano (SAMARCO, 2022).....	166
Figura 8.2: Seção transversal da Barragem de Germano (Castilho, 2017).....	167
Figura 8.3: Resultado da análise determinística realizada para a Barragem de Germano em 2015.....	175
Figura 8.4: Resultado da análise determinística realizada para a Barragem de Germano considerando que o material acima no Nível d'Água na Barragem Principal de Germano é suscetível à liquefação....	177
Figura 8.5: Resultado da análise determinística realizada para a Barragem de Germano considerando que o nível d'água foi elevado na Barragem Principal de Germano.....	178
Figura 8.6: Análise determinística da Barragem de Germano considerando a razão não drenada liquefeita.....	179

1

INTRODUÇÃO

1.1

Considerações Iniciais

O Brasil é um país produtor de insumos básicos provenientes da mineração, inclusive assumindo papel de destaque mundialmente tanto em reservas quanto em produção mineral. Segundo o Instituto Brasileiro de Mineração (IBRAM), a indústria mineral se destaca por contribuir decisivamente para gerar superávits à balança comercial brasileira. Em 2021, o saldo comercial do setor de mineração (ou seja, a diferença entre exportações e importações de minérios) equivaleu a 80% do saldo comercial brasileiro. Além disso, esse setor é responsável por 200 mil empregos diretos (IBRAM, 2022). Entre as formas de disposição de resíduos provenientes das atividades minerárias, a disposição em reservatórios criados por barragens é o método mais utilizado.

Porém, após as rupturas da Barragem de Fundão em Mariana em 2015 e da Barragem I em Brumadinho em 2019, a indústria mineral foi bastante afetada, especialmente em termos de sua reputação. As duas rupturas foram associadas a mortes, 19 em Mariana e 270 em Brumadinho, além do grave impacto ambiental e social resultante. Morgenstern (2018) afirmou que há uma crise associada à preocupação com a segurança das barragens de rejeitos e à falta de confiança em seus projetos e desempenho. Dessa forma, o principal desafio para a indústria mineral é demonstrar a segurança de suas estruturas, em especial das barragens de rejeitos.

Segundo o Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB, 2023), as barragens são definidas como obstáculos artificiais com a capacidade de reter água ou qualquer outro líquido, rejeitos, detritos, para fins de armazenamento ou controle. Segundo a Resolução nº 95, de 7 de fevereiro de 2022, da Agência Nacional de Mineração (ANM, 2022), barragens de mineração podem ser definidas como:

Barragens, barramentos, diques, cavas com barramentos construídos, associados às atividades desenvolvidas com base em direito minerário, construídos em cota superior à da topografia original do terreno, utilizados em caráter temporário ou definitivo para fins de contenção, acumulação, decantação ou descarga de rejeitos de mineração ou de sedimentos provenientes de atividades de mineração com ou sem captação de água associada, compreendendo a estrutura do barramento e suas estruturas associadas, excluindo-se deste conceito as barragens de contenção de resíduos industriais.

Em relação à legislação, a inserção legal do Brasil na temática de Segurança de Barragens se deu com a promulgação da Lei n.º 12.334 de 20 de setembro de 2010 (BRASIL, 2010), alterada pela Lei nº 14.066 de 30 de setembro de 2020 (BRASIL, 2020). Diversos órgãos foram definidos como fiscalizadores, destacando-se a Agência Nacional de Águas (ANA), a Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL), a Agência Nacional de Mineração (ANM), a Comissão Nacional de Energia Nuclear (CNEN) e o Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis (IBAMA). No caso de grande parte das barragens de rejeitos, a atribuição de fiscalização é da ANM, segundo a Lei 12.334/2010 (BRASIL, 2010). De forma a regulamentar a referida Lei, foram criados vários documentos específicos pelo Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH) e os órgãos fiscalizadores citados anteriormente, entre eles destaca-se o Decreto Nº 11.310, de 26 de dezembro de 2022, a Resolução CNRH nº 143, de 10 de julho de 2012 e a Resolução CNRH nº 144, de 10 de julho de 2012, que são válidas para qualquer barragem no território nacional, e a Resolução nº 95, de 7 de fevereiro de 2022, específica para barragens de rejeitos fiscalizadas por esta Agência.

Em termos estaduais, destacam-se as normativas de Minas Gerais, em especial a Resolução Conjunta SEMAD/FEAM nº 2.372, de 06 de maio de 2016.

No final de 2021, a ANM era responsável por 906 barragens de rejeitos cadastradas no sistema, das quais 300 eram classificadas com “dano potencial alto” (ANM, 2021). O dano potencial alto é um parâmetro criado pelos regulamentos da CNRH e da ANM de forma a qualificar os danos causados por um eventual acidente em termos econômicos, sociais, ambientais ou de perda de vidas humanas, de acordo com a Resolução nº 95 (ANM, 2022). Essas barragens, em especial, demandam estudos e acompanhamentos de forma a entender seu comportamento e evitar novas tragédias.

Em outubro de 2019, a ANM interditou 54 barragens de mineração devido à ausência de atestado de estabilidade (G1-MINAS, 2019), após o acidente de Brumadinho. Além disso, as empresas responsáveis pela mineração decretaram Estado de Emergência em 19 delas, todas no estado de Minas Gerais. Segundo o DNPM/ANM (2017), o estado de emergência deve ser decretado quando for detectado um problema na barragem que possa gerar comprometimento da segurança da mesma.

Recentemente, principalmente após os últimos acidentes, são estudadas várias alternativas de novas metodologias para substituir as barragens ou reciclar o rejeito produzido. Porém, os principais desafios desses estudos estão associados ao processo utilizado e à escala de produção dos rejeitos na indústria mineral. A mineração é uma atividade que gera grande volume de rejeitos, devido a pequena concentração do minério de interesse. Por exemplo, a razão média entre o volume de produto final e de rejeito gerado é de 1/3 para carvão, 1/5 no caso do fosfato e 1/10.000 para ouro (ABRÃO, 1987). Além disso, os rejeitos são normalmente transportados como uma lama, com concentração variando de 30% a 55% em peso sólido/líquido.

Esses são os principais motivos que justificam, historicamente, a ampla adoção do método de disposição em barragens de rejeitos pelas mineradoras. E o panorama atual ainda estabelece a necessidade de utilização de barragens para contenção de rejeitos oriundos da mineração.

Nesse contexto, a pesquisa de doutorado foi desenvolvida diante da proeminente necessidade de entender melhor o risco associado a essas estruturas, bem como a probabilidade de ruptura das mesmas, de forma a avaliar a segurança das estruturas existentes e de novas barragens. A pesquisa aborda o conceito de risco das barragens e a aplicabilidade de métodos probabilísticos na análise do risco dessas estruturas.

1.2

Objetivos da Tese

A presente pesquisa tem por objetivos:

1. Propor uma metodologia para estimar a probabilidade de ruptura por liquefação e o risco de liquefação das barragens de rejeitos;
2. Propor uma metodologia para estimar as probabilidades de ocorrência dos principais gatilhos para liquefação de barragens de rejeitos;
3. Sugerir limites de probabilidade de ruptura por liquefação para barragens de rejeitos de acordo com as consequências de uma eventual ruptura;
4. Aplicar as metodologias desenvolvidas aos casos das Barragem de Fundão (Mariana), Barragem I (Córrego do Feijão, Brumadinho) e Barragem do Germano (Mariana);
5. Calcular β e Probabilidade de Ruptura (PR) para a Barragem de Fundão (Mariana) e Barragem I (Córrego do Feijão, Brumadinho) à época da ruptura;
6. Aplicar a metodologia proposta para estimar o risco existente à época dos desastres da Barragem de Fundão (Mariana) e da Barragem I (Córrego do Feijão, Brumadinho);
7. Calcular β e Probabilidade de Ruptura (PR) por liquefação da Barragem do Germano;
8. Aplicar a metodologia proposta para estimar a probabilidade de ruptura por liquefação da Barragem do Germano.

1.3

Estrutura do Trabalho

Para o melhor entendimento dos resultados e os objetivos propostos, a presente tese foi dividida em 10 capítulos.

O Capítulo 1 apresenta a contextualização do tema, organização do trabalho e os objetivos da tese.

O Capítulo 2 resume os principais conceitos envolvidos nas barragens de rejeitos e no estudo da liquefação.

O Capítulo 3 aborda os conceitos envolvidos em uma análise de risco e sua possível aplicação em casos da área geotécnica.

O Capítulo 4 apresenta os conceitos envolvidos nas análises de estabilidade de barragens de rejeitos, introduzindo o conceito dos métodos probabilísticos aplicados à análise de estabilidade.

O Capítulo 5 introduz e desenvolve a metodologia proposta na tese, além de apresentar os dados técnicos necessários e as análises para uso da metodologia.

O Capítulo 6 apresenta o primeiro caso de estudo representado pela ruptura da Barragem de Rejeitos de Fundão (Mariana, MG) e aplicação da metodologia desenvolvida.

O Capítulo 7 apresenta o segundo caso de estudo, ruptura da Barragem de Rejeitos I da Mina Córrego do Feijão (Brumadinho, MG) e aplicação da nova metodologia.

O Capítulo 8 apresenta o terceiro caso de estudo, Barragem Principal do Germano (Mariana, MG) e aplicação da nova metodologia.

O Capítulo 9 aborda a análise conjunta dos casos apresentados e as considerações finais.

O Capítulo 10 apresenta as conclusões da tese e propostas de pesquisas futuras, seguido pelo Capítulo 11 com as referências bibliográficas utilizadas na tese.

2

BARRAGENS DE REJEITOS

2.1

Metodologias Utilizadas para Construção

O volume de rejeitos produzido durante as atividades de mineração pode ser em parte utilizado para construção das barragens de rejeitos requerida para sua retenção (ICOLD, 1989). Sendo assim, geralmente as barragens de rejeitos são estruturas construídas ao longo do tempo por meio de alteamentos sucessivos, visando à diluição dos custos no processo de extração mineral. Essa construção ao longo do tempo permite que os projetistas verifiquem o desempenho da barragem, inserindo as modificações requeridas. Esse processo mais flexível, por outro lado, pode resultar em uma atenção menor do operador para o controle de qualidade e a supervisão da construção pode ser ruim (ICOLD, 1989).

O dique de partida é construído inicialmente e serve como base para os alteamentos ao longo de sua vida útil. Esse dique de partida, em geral, segue os padrões recomendados de construção de uma barragem convencional.

Os alteamentos podem utilizar material compactado proveniente de áreas de empréstimo, ou o próprio rejeito, através de três métodos: montante, jusante ou linha de centro. A diferença entre esses métodos consiste no alinhamento dos alteamentos, conforme evidenciado na Figura 2.1. É importante destacar que a suscetibilidade dos rejeitos à liquefação é um assunto discutido a bastante tempo, já tendo sido destacado no Guia de Barragens de Rejeitos, Boletim 74 da *International Commission On Large Dams* (ICOLD, 1989).

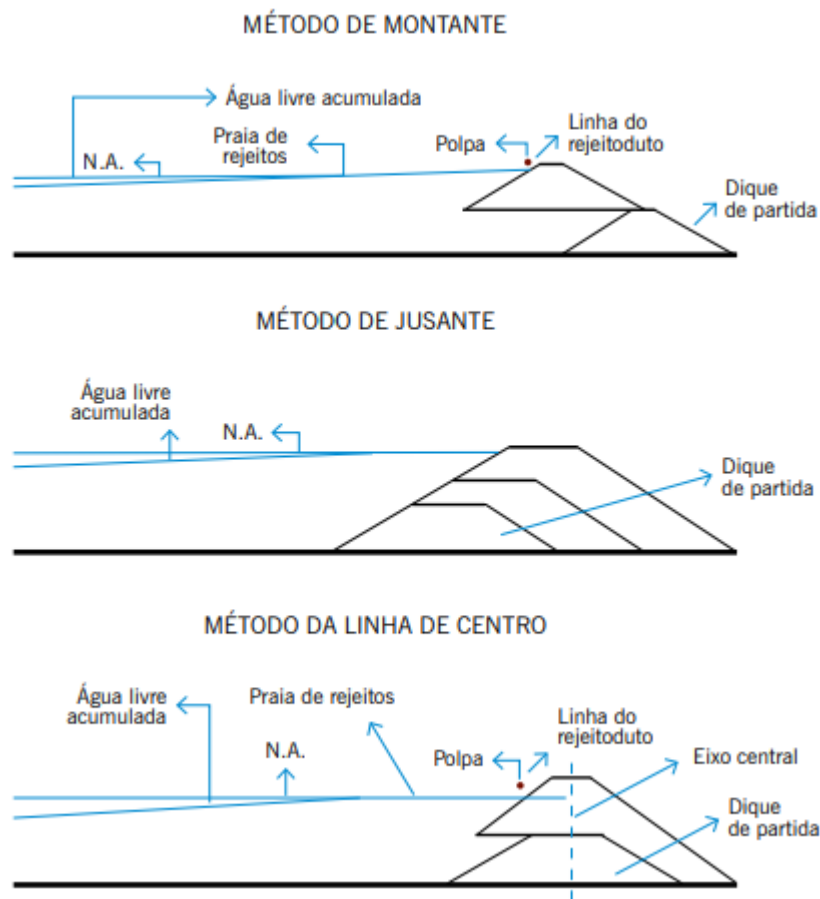


Figura 2.1: Métodos utilizados para construção e alteamento de barragens de rejeitos (Espósito, 2000).

A utilização de rejeitos para a construção das barragens de contenção é uma prática corriqueira na mineração. De acordo com Davies & Martin (2000), o grande volume de rejeitos gerados, condicionados aos custos da disposição, faz com que seja atrativa a utilização destes materiais na construção das próprias barragens, desde que sejam obedecidas algumas premissas, tais como: separação da fração grossa e fina (as propriedades geotécnicas são diferentes entre as frações), controle dos processos de separação (granulometria), utilização de sistemas de drenagens eficientes, compactação dos rejeitos (aumento da densidade e da resistência), proteção superficial da barragem, dentre outras. Em vários documentos, é destacada a necessidade de ter o controle geotécnico apropriado durante a construção e os alteamentos de barragens de rejeitos, em especial as construídas a montante (Vick, 1990, Espósito, 2000).

O método de montante foi, durante muito tempo, o mais utilizado devido ao seu baixo custo. Em geral, o volume de aterro utilizado no método de montante é metade do utilizado no método da linha de centro e um terço do utilizado no método de jusante (Espósito, 2000). Entretanto, já era de conhecimento do setor, mesmo antes dos últimos acidentes, que esse método é o mais crítico quanto à segurança. O Boletim 74 do ICOLD (1989) destaca que esse tipo de método é muito bem-sucedido em climas secos e áridos, através da manutenção da linha freática baixa, ou nos projetos com um excelente sistema de drenagem. Ainda nesse boletim é colocado que o maior risco desse método é a possibilidade de elevação da superfície freática e a liquefação dos rejeitos saturados submetidos ao carregamento dinâmico.

As desvantagens inerentes às barragens de rejeitos alteadas a montante podem ser mitigadas com a adoção de medidas que contribuam para elevar a sua segurança, por meio do controle rígido da qualidade ao longo das diferentes fases do empreendimento, desde o projeto, passando pela fase de construção, operação, monitoramento, manutenção e descomissionamento, tais como: a adoção de taludes com menor ângulo de inclinação; a redundância dos dispositivos de drenagem; baixas velocidades de alteamento; a manutenção de praia mínima; o controle sobre a disposição do rejeito; a execução de campanhas de ensaios geotécnicos; dentre outras.

Após as rupturas das barragens de rejeitos em Mariana e Brumadinho, ambas construídas pelo método de montante, foi proibida a utilização do método de alteamento a montante em barragens de mineração em todo território nacional, por meio da Resolução ANM nº 04/2019, sendo incluído prazos para desativação, descomissionamento e descaracterização das estruturas existentes construídas por esse método. Na época da promulgação dessa resolução, considerando as barragens incluídas no Plano Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), que são as que podem causar um maior dano em caso de ruptura, existiam 84 barragens de rejeitos que utilizavam o método de alteamento a montante, 107 barragens de rejeitos que utilizavam o método a jusante, 29 barragens de rejeitos pelo método por linha de centro e 204 barragens construídas em etapa única (ANM, 2019).

2.2

Casos Históricos de Rupturas

ICOLD (2001) publicou um boletim com o inventário dos acidentes ocorridos desde 1970 até aquela data. Com base nas informações desse boletim, a Tabela 2.1 apresenta os principais acidentes em barragens de rejeitos ocorridos até 2001 e suas principais consequências. A esses dados foram acrescentados os apresentados por CBDB (2012) e Wise (2020).

Tabela 2.1: Principais acidentes em barragens de rejeitos segundo dados de ICOLD (2001), CBDB (2012) e Wise (2020).

Ano	Barragem/País	Consequências
Set/1970	Mufilira/Zâmbia	89 mortes, 68.000 m ³ liberados
Fev/1972	Buffalo Creek/ EUA	125 mortes, 1000 feridos, 507 casas destruídas
Nov/1974	Bafokeng/ África do Sul	12 mortes, 3 milhões de m ³ atingiu cerca de 45 km
Jan/1978	Arcturus/ Zimbábue	1 morte, 28 mil m ³ atingiram 300 m
Jul/1985	Stava/ Itália	269 mortes, rejeitos atingiram 8 km
1986	Fernandinho / Brasil	7 mortes
Fev/1994	Merriespruit/África do Sul	17 mortes, 500 mil m ³ atingiram 2 km
Ago/1995	Omai/ Guiana	4,2 milhões de m ³ de lama contaminada
Set/1995	Placer/ Filipinas	12 mortes, 50 mil m ³ liberados
Mar/1996	Marcopper/ Filipinas	1,5 milhões de toneladas liberadas
Ago/1996	El Porco/ Bolívia	3 mortos, 400 mil toneladas liberadas, 300 km de rio contaminados
Out/1997	Pinto Valley / EUA	230 mil m ³ de rejeitos liberados
Abr/1998	Aznalcollar/ Espanha	4-5 milhões de m ³ de rejeitos e água tóxica liberados
Dez/1998	Haelva/ Espanha	50 mil m ³ de água tóxica liberada
Abr/1999	Placer, Surigao del Norte / Filipinas	17 casas soterradas, 700 mil toneladas de rejeitos contaminados liberados
Jan/2000	Baia Mare/ Romênia	100.000 m ³ de água contaminada com rejeitos
Mar/2000	Borsa/ Romênia	22 mil toneladas de rejeitos contaminados
Set/2000	Aitik Mine/ Suécia	1,8 milhões de m ³ de água liberado
Out/2000	Martin Country Coal Corporation, Kentucky/ EUA	0,95 milhões de m ³ de rejeitos de carvão liberados Atingiu rios da região, peixes morreram e houve interrupção no fornecimento de água potável
Jun/2001	Rio Verde/ Nova Lima/ Brasil	5 mortes. Rejeitos atingiram 8 km
Set/2002	San Marcelino Zambales, Filipinas	250 famílias evacuadas, contaminação do rio da região
Set/2002	El Cobre, Chile	8 mil m ³ liberados
2003	Cataguases/ Brasil	Mais de 2 milhões de m ³ de lúxívia negra liberada e interrupção no fornecimento de água potável Desalojamento de 4 mil pessoas
Out/2003	Cerro Negro, Chile	80 mil m ³ liberados

Mar/2004	Malvesi, Aude, França	30 mil m ³ de rejeitos de urânio liberados
Mai/2004	Partizansk, Russia	166 mil m ³ liberados
Set/2004	Riverview, Florida, EUA	227 mil m ³ liberados
Abr/2006	Miliang, Shaanxi Province, China	17 mortos, rejeitos atingiram 5 km.
Jan/2007	Mirai/ Minas Gerais/ Brasil	Vazamento de 2 milhões de m ³ de rejeitos de bauxita e interrupção no fornecimento de água potável
Jan/2007	Glebe Mines, Inglaterra	20 mil m ³ liberados
2007	Mirai/Brasil	Vazamento de rejeitos de bauxita e interrupção no fornecimento de água potável
Set/2008	Taoshi, Linfen, China	281 mortos, 190 mil m ³ liberados
Dez/2008	Harriman, Tennessee, EUA	5,4 milhões de m ³ atingiram 4,1 km
Mai/2009	Huayuan County, China	3 mortos, 50 mil m ³ liberados
Ago/2009	Karamken, Região de Magadan, Russia	1 morte, 11 cavalos perdidos, 1,2 milhões de m ³ liberados
Jun/2010	Huancavelica, Peru	21.420 m ³ de rejeitos contaminando rios da região até cerca de 110 km
Out/2010	Kolotar, Hungria	10 mortes, 120 feridas, 700 mil m ³ de rejeito contaminado liberados
Jul/2011	Mianyang, Sichuan, China	272 pessoas desabrigadas, 200 mil pessoas sem abastecimento de água potável
Ago/2014	Buenavista, Sonora, Mexico	40 mil m ³ de rejeito de cobre, contaminando o rio
Ago/2014	Mount Polley, Canadá	7,3 milhões de m ³ liberados
Set/2014	Herculano, Itabirito, Brasil	3 mortes
Nov/2015	Fundão, Mariana, Brasil	19 mortos, 158 casas destruídas, 663 km de rios contaminados, interrupção de abastecimento de água potável
Ago/2016	Dahegou Village, Henan, China	2 milhões de m ³ de rejeito de bauxita, cerca de 300 pessoas evacuadas, morte de muitos animais
Mar/2018	NTSF, Cadia, New South Wales, Austrália	O acidente causou a liberação de 1,33 milhões de m ³ de rejeitos, que foram contidos em outra barragem a jusante
Jun/2018	Cieneguita, Urique, Mexico	7 mortes. 249 mil m ³ de rejeitos e 190 mil m ³ de material
Jan/2019	Corrego do Feijão, Brumadinho, Brasil	Cerca de 280 mortos, 12 milhões de m ³ liberados
Jul/2019	San Pedro de Coris, Huancavelica, Peru	67.488 m ³ de rejeitos liberados atingindo o rio

Conforme pode ser observado na Tabela 2.1, as rupturas de barragens de rejeitos podem provocar: (1) perda de vidas humanas; (2) impacto ambiental devido ao material liberado sem controle, que pode resultar em morte de animais e contaminação do meio ambiente; e (3) impacto social-econômico, devido à perda de residências, inundação de áreas, interrupção de energia e de abastecimento, redução do turismo, entre outras.

Segundo ICOLD (2001), as principais causas para acidentes em barragens de rejeitos incluem: fundações com pouca investigação, problemas na decantação, instabilidade de taludes, perda de controle da infiltração e/ou erosão, problemas estruturais e carregamento adicional devido ao fechamento da drenagem.

Zheng et al. (2011) resumem as causas de ruptura em galgamento (*overtopping*) e estrutural, sendo que a estrutural pode ser dividida em instabilidade de taludes, problemas no fluxo de água e influências sísmicas. Ávila et al (2021) destaca os problemas relacionados a drenagem em barragens de rejeitos como a principal causa de acidentes nesse tipo de estrutura.

As maiores catástrofes em número de mortes foram Brumadinho no Brasil, *Stava* na Itália, *Lifen* na China e *Buffalo Creek* nos EUA, todas ultrapassando 100 mortes.

Buffalo Creek era uma pilha de estéril que estava operando como dique de contenção dos rejeitos, sem qualquer engenharia de barragem, que se rompeu em 1972 (CBDB, 2012). O relatório oficial informa que as causas da ruptura são a ocorrência de material da fundação com baixa resistência, visto que foi construída sobre lama com até 30 metros de espessura, além do sistema extravasor inadequado e a falta de sistema de monitoramento (Kelley et al., 1973). Vários sinais de *piping* próximo ao pé da barragem foram percebidos antes do desastre.

O acidente da barragem de rejeitos de *Stava* ocorreu em 1985 e, ao contrário de *Buffalo Creek*, era um complexo com projeto e acompanhamento de engenharia de barragem. *Stava* era um complexo de duas barragens, a inferior e a superior, projetadas pelo método a montante e linha de centro, respectivamente (Stava, 1985). A ruptura começou na barragem superior e o fluxo de material liberado causou o galgamento da barragem inferior e posterior colapso da mesma. Houve um pequeno deslizamento no talude da barragem superior, antes da ruptura global, que comprometeu a drenagem dessa barragem, gerando aumento de poropressão. A barragem inferior, alteada por montante, também tinha um fator de segurança baixo. Esses fatores resultaram na liquefação dos rejeitos e colapso total das barragens.

O terceiro acidente ocorreu na China, em *Lifen*, província de *Shanxi*. Não há informação disponível acerca desse acidente, mas segundo uma reportagem da época, após chuvas torrenciais, o talude da barragem rompeu perto da ombreira esquerda (Wang & Jiao, 2008).

O acidente de Brumadinho ocorreu em 2019, e será discutido detalhadamente no Capítulo 7. A causa do acidente está relacionada com a instabilidade dos taludes da barragem e a pequenos deslocamentos observados na mesma, que serviram de gatilho para a liquefação dos rejeitos. Como a barragem era alteada a montante, a liquefação dos rejeitos resultou na sua ruptura global.

Alguns outros acidentes apresentados na Tabela 2.1 são detalhados a seguir.

A Barragem de *Mount Poulley*, situada na província de British Columbia no Canadá, foi construída pelo método de linha de centro. Esse acidente foi atribuído a uma camada de solo glacial na fundação, que possuía comportamento não drenado. Devido às tensões de alteamento da barragem, ocorreu a ruptura do talude de jusante. Apesar de não ter havido fatalidades, o desastre ambiental foi significativo, atingindo cerca de 8 km a jusante e impactando a economia da região.

A Barragem *Northern Tailings Storage Facility* (NTSF) de Cadia rompeu em 2018, causando a liberação de milhões de m³. Porém, não houve nenhum problema adicional, visto que os rejeitos liberados foram contidos na barragem a jusante *Southern Tailings Storage Facility* (STSF). A causa principal da ruptura foi a existência de uma camada de baixa densidade, de baixa resistência e alta compressibilidade na fundação da barragem, que não havia sido previamente identificada.

Em 1994, a ruptura ocorrida na África do Sul foi atribuída a galgamento. O galgamento causou a erosão do talude, resultando na liquefação estática dos rejeitos e, consequentemente, na ruptura da barragem (Fourie et al., 2011).

As rupturas da Mina do Porco na Bolívia em 1996 e *Bafokeng* na África do Sul em 1974 foram atribuídas a *piping* (Soares, 2010). O autor considera um levantamento

das barragens que romperam até 1999 e reporta que as principais causas dos acidentes em barragens são liquefação e *piping*.

Com base no apresentado e nas informações disponíveis, essa autora resume as principais causas de acidentes em barragens de rejeitos que são problemas na fundação (em geral associado à falta de investigação), liquefação dos rejeitos (podendo estar associada a sismos ou não), erosão interna (*piping*), galgamento (*overtopping*) e instabilidade do talude de jusante. Essas causas podem ser únicas ou podem estar combinadas, resultando na ruptura da estrutura.

2.3

Ruptura Devido à Liquefação dos Rejeitos

A liquefação é um processo de ruptura complexo, onde o solo perde resistência abruptamente devido à redução (ou até anulação) de tensão efetiva, comportando-se como um fluido viscoso. De forma geral, esse fenômeno ocorre em solos não coesivos, contráteis, saturados e em condições de carregamento não drenado.

O fenômeno é de difícil modelação, já que não se caracteriza por uma única superfície de ruptura, mas de uma zona do maciço, que perde a resistência e se comporta como um fluido. Modelos de análise tradicionais de equilíbrio limite têm aplicação limitada nesse tipo de fenômeno, devido à dinamicidade do processo. Modelos constitutivos poderiam ser aplicados e representar melhor esse modo de ruptura, contudo a variabilidade espacial dos parâmetros e condições do maciço também dificultam a aplicação.

No caso de liquefação, é comum ocorrer a ruptura progressiva. A massa de solo se liquefaz, desconfinando repentinamente a massa adjacente (até então estável), que acaba sofrendo liquefação também, e assim sucessivamente, resultando em grandes volumes de solo envolvidos na ruptura.

Segundo Olson (2001), o fenômeno de liquefação pode ser: fluxo por liquefação (*flow liquefaction*) e mobilidade cíclica (*cyclic mobility*). O fluxo por liquefação ocorre quando um solo exibe um comportamento do tipo *strain softening*, que se caracteriza por uma perda de resistência com altas deformações. Ocorre para solos metaestáveis, sem coesão, no estado fofo, saturados, sob carregamento não drenado. Este comportamento pode ser ativado por carregamentos estáticos ou dinâmicos ou ainda por deformações não drenadas sob carga constante.

Já a mobilidade cíclica ocorre quando um solo sofre grandes deformações sob índice de vazios constante. Ocorre também em solos sem coesão, saturados, sob condições não drenadas. Este comportamento por ser ativado por um carregamento sísmico ou cíclico, associado ao carregamento estático. Entretanto, a perda de resistência não ocorre de forma abrupta como no caso do fluxo. A diferença entre mobilidade cíclica e fluxo de liquefação é ilustrada na Figura 2.2.

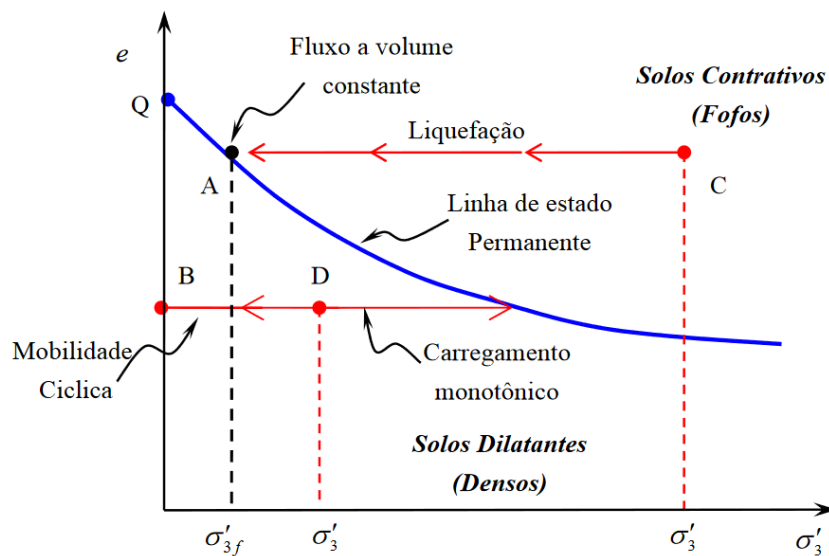


Figura 2.2: Diferenças entre mobilidade cíclica e liquefação em ensaios não drenados em uma amostra de areia saturada (Guillén, 2004, adaptado de Castro & Poulos, 1977).

2.4

Linha do Estado Crítico

Solos submetidos a um carregamento cisalhante não drenado podem, idealmente, ter comportamento contrátil ou dilatante.

O comportamento contrátil é representado pela amostra I da Figura 2.3. Nesse caso, observa-se o aumento de resistência até o pico, seguido por redução significativa de resistência (comportamento *strain softening*). Esse comportamento resulta no fluxo por liquefação, devido à redução brusca de resistência após o pico, e o solo atinge o estado permanente e a resistência cisalhante liquefeita. A liquefação apenas acontecerá se a resistência de pico for atingida.

No caso da amostra II da Figura 2.3, observa-se um aumento contínuo de resistência ao cisalhamento durante a deformação (comportamento *strain-hardening*) e tendência à dilatação. Os solos compactos possuem idealmente esse comportamento dilatante.

A amostra III possui comportamento intermediário. Inicialmente, possui comportamento contrátil, com redução de resistência após o pico, mas com o aumento da deformação, ganha rigidez novamente e apresenta comportamento dilatante.

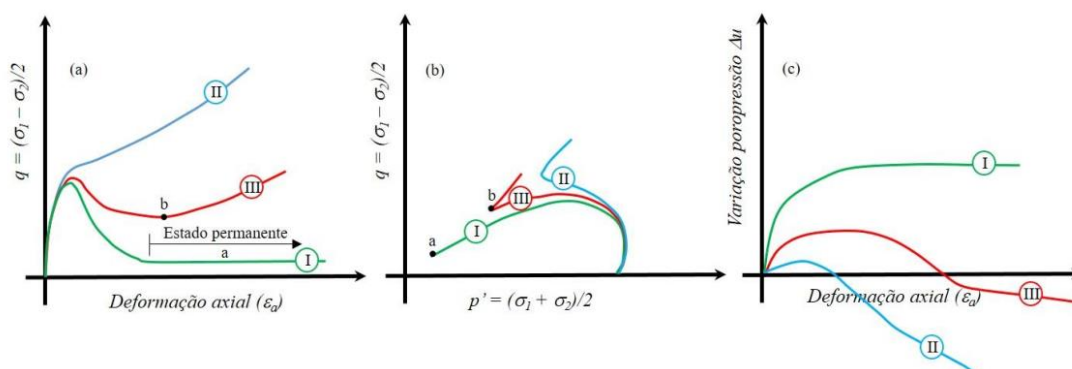


Figura 2.3: Possibilidades de comportamento dos solos submetidos a um carregamento não drenado (Souza, 2018).

A linha do estado crítico delimita os comportamentos contrativo e dilatante e, conseqüentemente, comportamento suscetível ou não ao fluxo por liquefação (a partir desse momento, denominado apenas liquefação).

Com base nos resultados dos ensaios realizados na época, Casagrande (1936) mostrou que o conceito de “índice de vazios crítico” não constitui um parâmetro característico de um dado solo, mas tende a ser menor quanto maiores as tensões confinantes. A linha que relaciona o índice de vazios crítico com o logaritmo da tensão confinante efetiva foi definida como linha do estado crítico (*critical state line*). Esta relação define o comportamento dos solos dilatantes e contráteis (Castro, 1969).

Castro (1969) realizou uma série de ensaios não drenados de compressão triaxial com tensão controlada e definiu a linha de estado permanente (*steady state line*), que relaciona a tensão confinante efetiva e o índice de vazios para grandes deformações. Diversos autores concluíram que essas linhas são coincidentes e independentes da trajetória de tensões (Casagrande, 1975; Poulos, 1981).

O parâmetro de estado (ψ) determina a posição do índice de vazios do solo em relação à linha de estado crítico, ou ainda, o parâmetro de estado é igual à diferença entre os índices de vazios *in situ* e o índice de vazios do estado permanente para uma mesma tensão efetiva de confinamento. Solos suscetíveis à liquefação em geral apresentam parâmetros de estado positivos. Robertson (2010) e Jefferies e Been (2016) defendem que solos granulares com parâmetros de estados superiores a -0,05 são suscetíveis à liquefação.

2.5

Potencial de Liquefação

A análise da liquefação é subdividida em três etapas, conforme definido por Olson (2001): (1) susceptibilidade à liquefação; (2) desencadeamento ou gatilho de liquefação; e (3) estabilidade pós-gatilho / falha por fluxo.

A granulometria do solo é um dos fatores mais discutidos no que tange a susceptibilidade à liquefação. Acreditava-se que a liquefação acontecia apenas em solos arenosos sujeitos a cargas dinâmicas. Solos de granulometria mais fina eram considerados incapazes de gerar os altos valores de poropressão associados com a liquefação (Guillén, 2008). Porém, no decorrer dos anos, foram observados eventos que resultaram em liquefação de solos silto-argilosos.

Nesse contexto, Terzaghi et al. (1996) citam uma metodologia para avaliação do potencial de liquefação baseada na análise da curva granulométrica do solo. Rejeitos de mineração foram considerados altamente susceptíveis à liquefação por estes autores devido à quantidade de finos não plásticos.

Alguns anos depois, Olson (2001) propôs uma metodologia para análise do potencial de liquefação através de correlações dos resultados obtidos em ensaios de piezocone com medidas de poropressão (CPTu), que inferia se o comportamento do solo seria contrátil ou dilatante.

Após a consolidação da definição da linha de estado crítico ou linha de estado permanente, concluiu-se que a posição do solo em relação a essa linha, ou seja, o valor do parâmetro de estado, definiria se o solo seria susceptível ou não à liquefação. Robertson (2010) propôs uma metodologia para determinação do parâmetro de estado através dos resultados de ensaios de piezocone.

Adicionalmente, para que a liquefação ocorra, o solo deve ter saturação elevada de forma que a tensão aplicada seja transferida para a água, gerando excesso de poropressão.

Considerando isso, a redução da saturação de solos com comportamento contrátil é uma forma eficaz de evitar o colapso de estruturas devido à liquefação. Sendo assim, reservatórios de barragens de rejeitos devem manter controle do nível d'água, reduzindo as áreas saturadas e controlando o risco de liquefação.

Usualmente, a verificação da suscetibilidade à liquefação se resume a verificar se o solo tem comportamento contrátil durante o cisalhamento e se possui saturação elevada.

Além do solo ser susceptível, é necessário um gatilho para que o processo de liquefação se inicie. Qualquer perturbação do maciço, que resulte em acréscimo de poropressão pode ser considerado gatilho.

Olson (2001) analisou 33 casos de ruptura por fluxo de liquefação, incluindo casos de: (1) rupturas induzidas por carga estática, (2) rupturas induzidas por deformação e (3) rupturas induzidas por carga sísmica.

Carregamentos cíclicos, como terremotos, detonações e vibrações, são gatilhos conhecidos para liquefação dinâmica. Já para a liquefação estática, diversos autores versam sobre potenciais gatilhos, que podem resultar em aumento das poropressões e perda de resistência (Martin & McRoberts, 1999; Davies et al, 2002; Freire Neto, 2009; Maturano, 2012). Apesar do resultado ser semelhante, a trajetória de tensões é diferente quando o material é submetido à liquefação estática ou dinâmica.

A Figura 2.4 ilustra o comportamento de um solo susceptível à liquefação submetido a gatilhos estáticos e dinâmicos. O ponto A representa o pico de resistência caso o material seja submetido a um gatilho estático. Gatilhos dinâmicos, entretanto, levam à liquefação devido ao aumento da poropressão e redução da tensão cisalhante sem necessariamente passar por A. O ponto B representa o estado de tensões após a liquefação ocorrer, ou seja, o estado permanente, que não depende do tipo de gatilho.

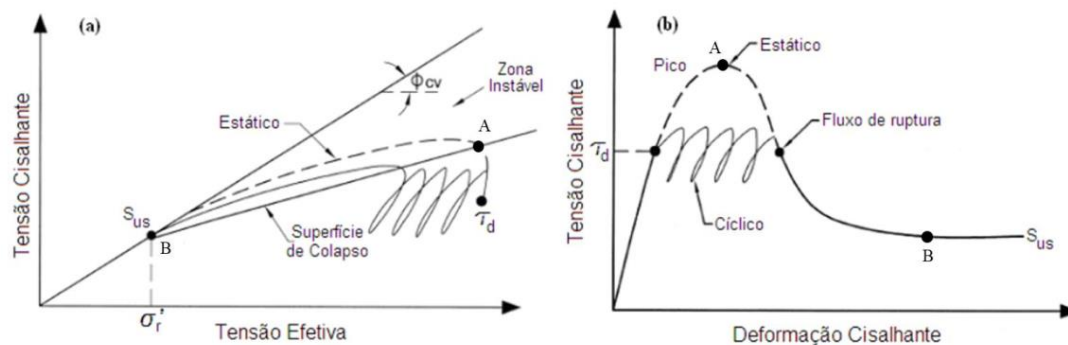


Figura 2.4: Comportamento do solo submetido à liquefação (Davies et al., 2002).

Em relação à liquefação dinâmica, o Brasil é considerado um país com baixa sismicidade, não tendo considerações sísmicas na grande maioria dos projetos. Segundo a ABNT NBR 15421 (2023), os valores a serem definidos como característicos nominais para as ações sísmicas são aqueles que têm 10% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante o período de 50 anos, o que corresponde ao período de retorno de 475 anos. Sendo assim, essa norma sugere a divisão do território brasileiro em 4 zonas de acordo com a sismicidade, sendo o maior valor de aceleração igual a 0,15g, conforme Figura 2.5.

Seed et al. (1978) analisam diversas barragens de terra lançadas hidraulicamente e concluem que barragens com “taludes razoáveis” e “fundação boa” podem resistir a terremotos de intensidade moderada, ou ainda, aceleração máxima na rocha de 0,2g.

Segundo Martinez & Hull (2019), em regiões com baixa sismicidade, que é o caso brasileiro, mesmo utilizando períodos de recorrência bastante altos (10.000 anos), o terremoto resultante pode não ser significativo, ou seja, não controlar o projeto da barragem. Eles apresentam uma curva típica referente ao período de retorno de projetos, que é apresentado na Figura 2.6. Esses autores consideram que barragens devem ter períodos de recorrência entre 2.5000 e 10.000, dependendo do nível de consequência. Relatam ainda que período de recorrência de 2.500 anos (2% probabilidade de ultrapassar em 50 anos) podem ser adotados no caso de barragens com nível de consequência resultante da ruptura considerado baixo. No caso de nível

de consequência médio e alto, os períodos de recorrência adotados seriam de 5.000 anos (1% probabilidade de ultrapassar em 50 anos) e 10.000 anos (0,5% probabilidade de ultrapassar em 50 anos), respectivamente.

ICOLD (2010) define como critério de desempenho que a barragem não deve apresentar deformações, trincas ou danos estruturais relevantes para solicitações dinâmicas iguais ou menores ao maior terremoto provável durante a vida útil esperada da barragem.

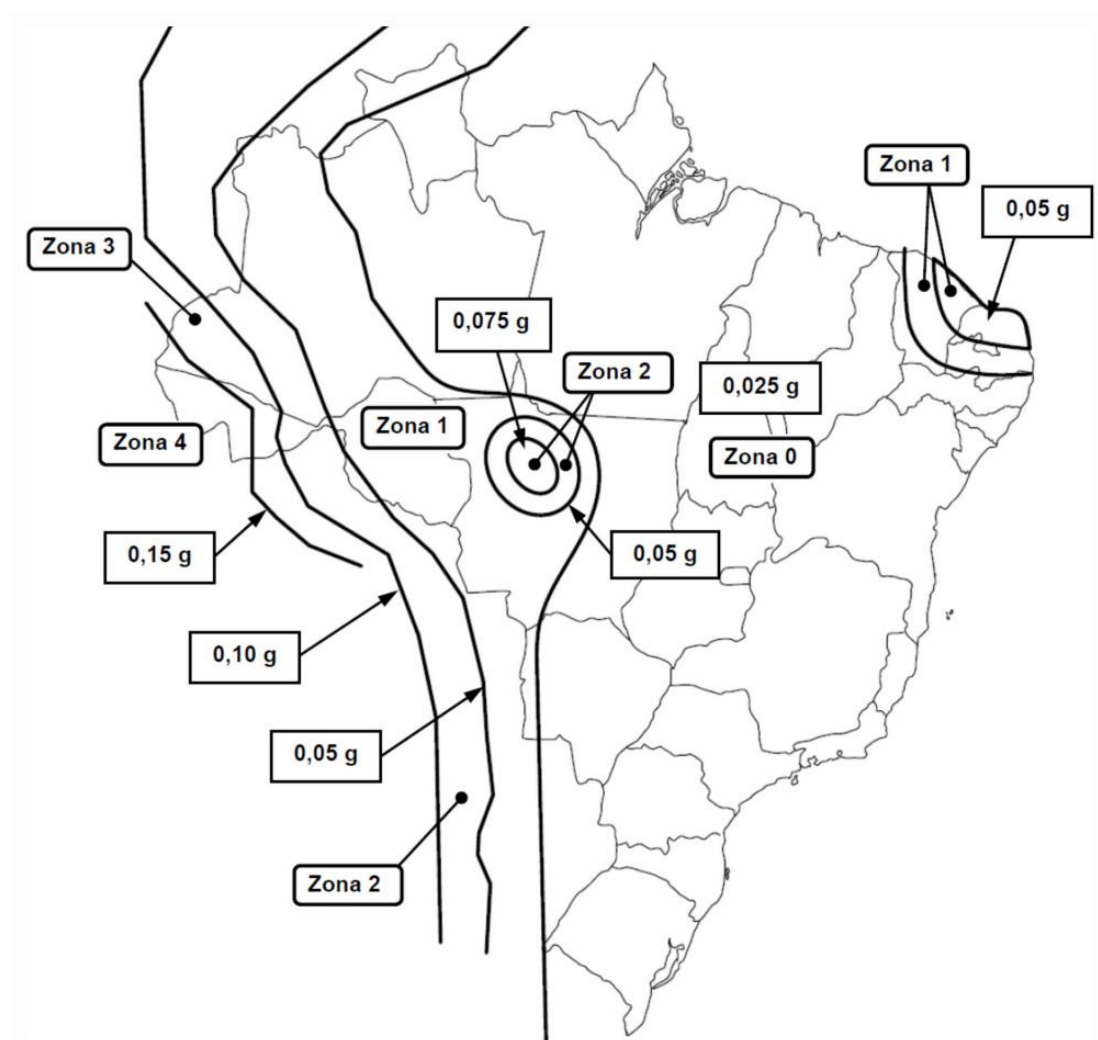


Figura 2.5: Zonas de sismicidade de acordo com ABNT NBR 15421 (2023).

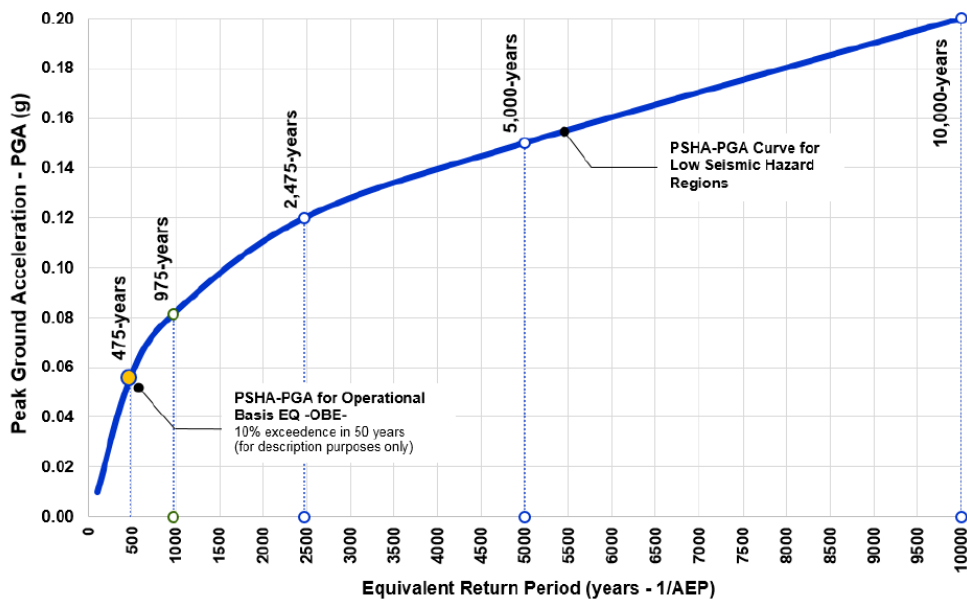


Figura 2.6: Curva típica aceleração x período de retorno para países com baixa sismicidade (Martinez & Hull, 2019).

A partir de estudos realizados em barragens no Chile e no Japão, Conlin (1987) apresenta um limite referente ao abalo sísmico de acordo com a distância e magnitude do terremoto, conforme mostrado em Figura 2.7. Abaixo do limite indicado, o terremoto não resulta em problemas estruturais para a barragem. A partir dos trabalhos de Conlin (1987) e Lo et al. (1988), Morgenstern et al. (2016) concluem que nenhuma ruptura de barragem de rejeitos alteada pelo método de montante foi relatada para magnitudes sísmicas inferiores a 5,5, apesar do grande número de tais barragens expostas a abalos sísmicos menores, especialmente, mas não exclusivamente, em áreas altamente sísmicas.

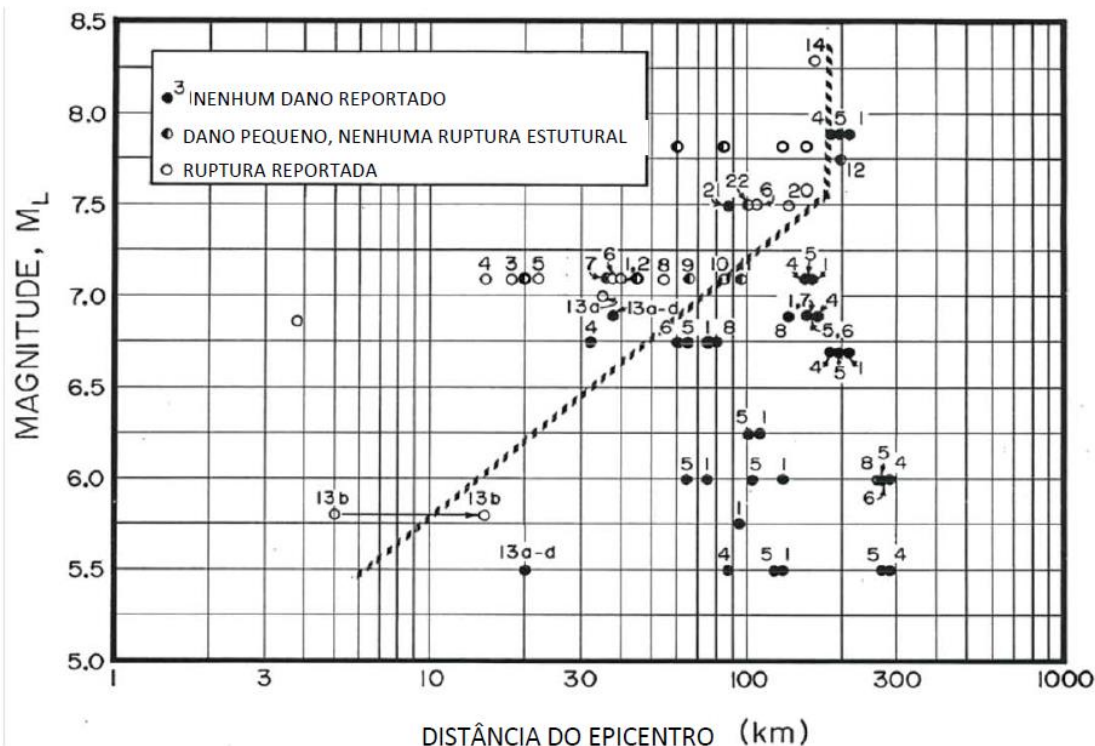


Figura 2.7: Limite referente ao abalo sísmico de acordo com a distância e magnitude do terremoto considerando a possibilidade de causar danos a barragem (Conlin, 1987).

Em relação à liquefação estática, Davies et al. (2002) citam como gatilhos potenciais: aumento das poropressões devido à elevação da superfície freática ou taxa de carregamento excessiva; tensões cisalhantes elevadas, causando instabilidade da barragem; galgamento da barragem; e instabilidade da fundação. Maturano Rafael (2012) afirma que o mecanismo de início de liquefação estática pode acontecer devido a alta velocidade de alteamento da barragem, mudanças de poropressão geradas por elevação do nível do reservatório, bem como por galgamentos da barragem.

Os gatilhos estáticos serão detalhados no Capítulo 5 referente à matriz de classificação.

2.6

Parâmetros Não Drenados

O parâmetro não drenado muito utilizado nas análises de estabilidade é a razão não drenada S_u/σ'_v , ou seja, a razão entre a resistência não drenada (S_u) e a tensão vertical efetiva inicial. Esse parâmetro permite a realização da análise em termos de tensões totais. A Tabela 2.2 apresenta os valores geralmente utilizados para os parâmetros de resistência dos rejeitos, tanto drenados quanto não drenados.

Tabela 2.2: Parâmetros típicos utilizados em barragens de rejeitos à montante (Martin et al, 2002).

Tipo de Análise		Condições para aplicação	Faixa de valores típicos
ESA	Análise em termos de tensão efetiva	Rejeitos não saturados e/ou dilatantes quando submetido a cisalhamento	$c'=0$ $\phi'=30$ a 36°
USA-D	Análise não drenada para materiais dúcteis e/ou resistência não drenada de pico	Rejeitos saturados e contráteis quando submetido a cisalhamento. Existe potencial para gatilhos de carregamento não drenado	Razão não drenada (S_u/p')= 0,2 a 0,3
USA-SS	Análise não drenada baseada na resistência residual		Razão não drenada (S_u/p')= 0,06 a 0,15

Os parâmetros de resistência são obtidos a partir da realização de ensaios triaxiais não drenados em laboratório ou por meio de estimativas baseadas em resultados de ensaios de campo. O mais comum é a utilização de relações semi empíricas para estimar a relação não drenada determinada por ensaios de piezocone, em especial, CPTU. As relações mais utilizadas são as apresentadas por Olson e Stark (2003a) e Sadrekamini (2014) para estimativa da razão não drenada de pico e Olson e Stark (2002) e Robertson (2010) para a razão não drenada liquefeita.

Segundo relatório da Sandroni Engenheiros Associados (SEA, 2019), a confiabilidade dos ensaios de laboratório para determinação da resistência não drenada deve ser discutida, pois em geral não se dispõe da densidade relativa dos corpos de prova ensaiados (e, menos ainda, da densidade relativa que o rejeito arenoso apresenta no depósito), as características de resistência não drenada, de deformação (curvas

tensão x deformação) e de poropressão (curvas de excesso de poropressão x deformação). Sendo assim, os valores obtidos em laboratório podem não corresponder ao comportamento real do depósito de rejeitos.

As características de resistência não drenada, deformação e poropressão de rejeitos arenosos saturados para projeto devem tratar com extremo conservadorismo os resultados de ensaios de laboratório e privilegiar os resultados dos ensaios de campo (SEA, 2019).

3

RISCO

3.1

Conceitos Fundamentais

De acordo com ICOLD (2001), risco é a medida da probabilidade e da severidade de um efeito adverso para a vida, para a saúde, para os bens materiais ou para o ambiente.

O risco é usualmente definido como o produto da probabilidade de ocorrência de um evento pelas consequências do mesmo. Essa definição de risco apenas fornece uma estimativa média anual do risco (Bowles, 2017).

A probabilidade de ocorrência de um evento depende dos perigos a que a barragem está sujeita e como a barragem responde a eles. O risco depende, além da probabilidade de ocorrência e das consequências resultantes do evento, da exposição e vulnerabilidade dos indivíduos em perigo, que estão relacionados, por exemplo, ao dia e a hora em que ocorre a ruptura, ao tempo decorrido entre a ruptura e a chegada do perigo, se existem planos de evacuação (Bowles, 2017). Os principais elementos de uma análise de risco de barragem de rejeitos são apresentados na Figura 3.1, segundo Zheng et al. (2011).

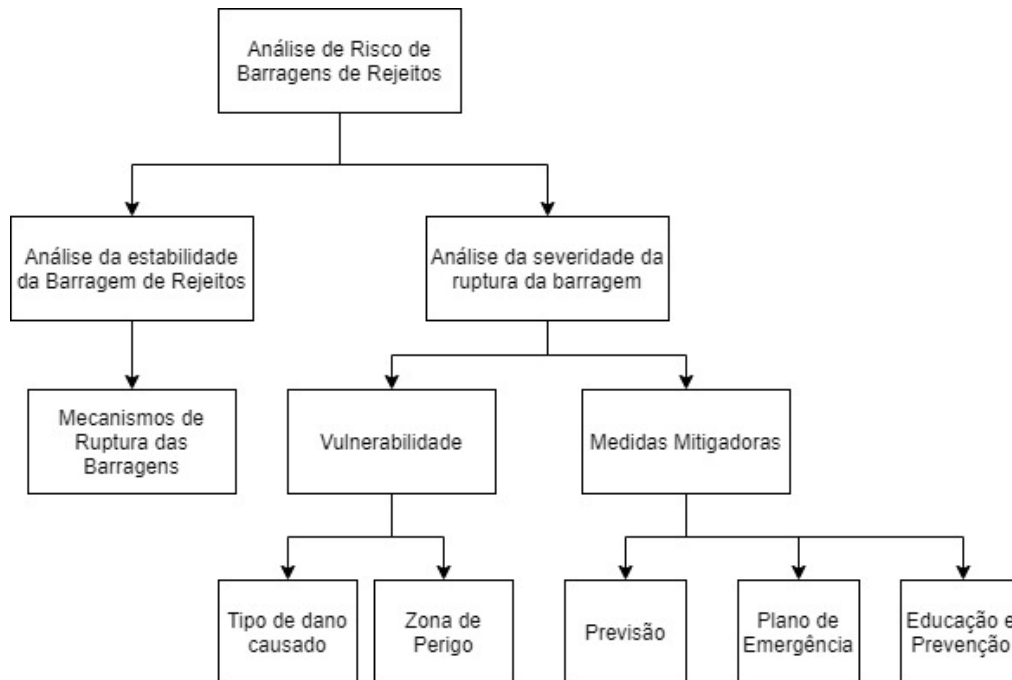


Figura 3.2: Análise de Risco em Barragens de Rejeitos (Zheng, et al., 2011).

Por outro lado, a percepção do risco pela sociedade tem uma influência fundamental na avaliação dos riscos e é relacionada a fatores emocionais e psicológicos. Os graves impactos econômicos, sociais e ambientais, além da grande possibilidade de perda de vidas humanas, em conjunto com os últimos acidentes ocorridos, têm ensejado uma forte demanda da sociedade em conhecer e minimizar o nível de risco dessas estruturas.

As barragens são obras de engenharia de grande complexidade, sendo razoável aceitar que nem sempre o comportamento verificado em campo será exatamente igual ao previsto em laboratório. A necessidade de estudos constantes e acompanhamentos contínuos da construção até a descaracterização da mesma é evidente.

Foster et al. (2000) estimaram que a média histórica anual de probabilidade de ruptura de grandes barragens de terra (altura superior a 15m) é de $4,5 \times 10^{-4}$ barragens por ano. Apesar dos acidentes envolvendo barragens não serem muito frequentes, suas consequências são normalmente catastróficas. Sendo assim, a importância de controlar os riscos de forma eficiente é proeminente.

Os Eurocódigos consideram diferentes níveis de exigência de segurança das obras em função das respectivas consequências esperadas. Segundo essas normativas, a adoção dos níveis de exigência diferenciados deve ser efetuada tendo em conta as causas e/ou o modo de atingir o estado limite, as possíveis consequências de ruptura em termos de perda de vidas humanas, de ferimentos e de perdas econômicas potenciais, a aversão da opinião pública à ocorrência de cenários de ruptura e os custos e os procedimentos necessários para redução dos riscos de ruptura.

O público e o meio ambiente devem ser protegidos dos efeitos da ruptura de barragem, bem como a liberação de qualquer ou todo fluido contido pela barragem, de modo que os riscos sejam mantidos tão baixos quanto razoavelmente praticáveis (CDA, 2013).

3.2

Análise de Risco

As abordagens orientadas para o risco possuem como principal vantagem o tratamento integrado das ações, desempenho e consequências. Além disso, considera as incertezas inerentes aos processos de avaliação do desempenho e de identificação e quantificação de riscos (Pimenta, 2009). O processo de análise de risco deve ser lógico, consistente e capaz de identificar o equilíbrio entre eficiência econômica e social.

A análise de riscos consiste basicamente no uso sistemático de informações disponíveis para determinar as frequências com que eventos específicos podem ocorrer e a magnitude de suas consequências (Vianna, 2015). Sendo assim, o objetivo final da análise de risco é a determinação das probabilidades das consequências ocorrerem, assim como da sua magnitude. A quantificação do risco é considerada uma das etapas mais complexas do processo de gerenciamento de riscos, devido à quantidade de variáveis e incertezas.

É importante destacar que na engenharia de barragens existem várias fontes de incertezas, relacionadas à: (1) variabilidade natural do ambiente, tal como clima,

hidrologia, geomorfologia, sismicidade entre outros; (2) incerteza dos modelos utilizados, tanto em relação ao próprio modelo e suas hipóteses, quanto em relação aos parâmetros adotados; (3) variabilidade de operação durante a vida útil da barragem; e (4) incerteza relacionada aos dados coletados (Bowles, 2017).

O processo de análise de risco deve ser lógico, consistente e capaz de identificar o equilíbrio entre eficiência econômica e social.

De acordo com Hartford & Baecher (2004), o processo de análise de risco geralmente envolve as seguintes atividades: definição de escopo, identificação dos carregamentos e perigos, análises probabilísticas dos riscos e carregamentos, identificação dos modos de ruptura, resposta da barragem e análise da probabilidade de ruptura, estimativa das consequências correspondentes a cada evento, estimativa do risco, análise de incertezas e sensibilidade, documentação e verificação.

De forma a identificar os riscos e tentar definir suas características, deve-se elaborar uma lista de verificação (*check list*) estabelecida a partir de exemplos padrão, avaliação de regulamentos, de códigos e de normas; conduzir estudos relativos à operacionalidade do sistema; análise dos fatores humanos e preparação de diagramas lógicos das falhas do sistema e dos eventos seguintes (Santos, 2006).

Segundo Bowles (2017), a análise de risco pode ser utilizada com diferentes objetivos, entre eles classificar um grupo de barragens com objetivo de identificar problemas urgentes, entender o risco existente de uma barragem específica, justificar decisão de tomadas de decisão em relação a redução do risco e fortalecer a base da gestão dos riscos da barragem.

3.3

Métodos de Análise de Riscos

Os métodos de análises de risco podem ser classificados em indutivos ou dedutivos. As abordagens dedutivas funcionam do geral para o mais específico, ou seja,

“de cima para baixo”. Essas abordagens são utilizadas postulando que o sistema em análise sofreu uma ruptura e tentando descobrir quais as causas contribuíram para esse efeito final. Já as abordagens indutivas funcionam a partir de observações particulares para generalizações mais amplas, ou ainda “de baixo para cima”. Assim, pode-se investigar como a perda de funcionalidade do filtro de uma barragem pode afetar o desempenho geral do sistema.

Os métodos podem ainda ser de natureza qualitativa ou quantitativa. Existem alguns autores que consideram um terceiro grupo, as semi-quantitativas, que recorrem a classificações e/ou a índices para caracterizar a magnitude das consequências e a probabilidade de ocorrência dessas consequências.

A análise quantitativa ideal teria como resultado a descrição matemática completa do funcionamento do sistema e as incertezas associadas ao cálculo do risco (CDA, 2013). Ou seja, as análises quantitativas são as que avaliam idealmente a confiabilidade do sistema, visto que são baseadas em valores numéricos das probabilidades de ocorrência e das consequências. Esse tipo de análise demanda maior quantidade de dados disponíveis. Entretanto, nem sempre é uma análise viável, não só devido à quantidade de dados disponíveis, mas também à complexidade do assunto e às limitações do conhecimento atual.

As análises qualitativas e as análises semi-quantitativas buscam caracterizar as incertezas de forma não matemática, seja utilizando adjetivos (alto, médio e baixo, por exemplo), seja utilizando índices e fatores de risco.

Existem diversas metodologias de análise de risco. As características dos principais métodos são apresentadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Principais métodos de análise de risco (Santos, 2006).

Métodos de análise de riscos	Raciocínio lógico		Tipo de análise que o método permite realizar			
	Ind	Dd	HAZID	Ql	sQt	QRA
Análise por listas de verificações (<i>Checklist Analysis</i>)	⊙		⊙	⊙		
Análise preliminar de riscos (<i>PRA - Preliminary Risk Analysis</i>)	⊙		⊙			
Análise de perigos e operacionalidade (<i>HAZOP - Hazard and Operability Analysis</i>)	⊙		⊙	⊙		
Índices de risco	⊙				⊙	
Diagramas de Localização, Causa e Indicadores das Falhas (<i>LCI</i>)	⊙				⊙	
Análise por árvore de eventos (<i>ETA – Event Tree Analysis</i>)	⊙			⊙		⊙
Análise dos modos de rotura e seus efeitos (<i>FMEA – Failure Modes and Effects Analysis</i>)	⊙			⊙		
Análise dos modos de rotura, seus efeitos e sua criticidade (<i>FMECA – Failure Modes Effects and Criticality Analysis</i>)	⊙				⊙	
Análise por árvore de falhas (<i>FTA – Fault Tree Analysis</i>)		⊙		⊙		⊙

Legenda: Ind – Indutivo; Dd – dedutivo; HAZID – Identificação de perigos; Ql – qualitativa; sQt – semi-quantitativa (classificação/ordenação); QRA – quantitativa; ⊙ indica o tipo de abordagem de análise do sistema utilizada e qual tipo(s) de análise(s) para que normalmente está direccionado

A análise por lista de verificação é muito utilizada em diversos ramos da engenharia pela sua simplicidade e fácil aplicação. É elaborada uma lista de verificação, constando os principais problemas que poderiam ser observados e, periodicamente, são realizadas inspeções de forma a verificar as condições do local.

A análise preliminar de riscos consiste em analisar separadamente cada risco para descrever suas possíveis causas, consequências e probabilidade (verossimilhança) de ocorrência, resultando em um documento preliminar dos possíveis eventos que podem ser um risco para o sistema.

A análise de perigos e operacionalidade (*Hazard and Operability Study - HAZOP*) avalia sistematicamente cada parte do sistema para verificar como os desvios podem ocorrer e se podem causar problemas. Esse procedimento resulta em um

documento que contempla os possíveis desvios do sistema, junto com recomendações de medidas de segurança e procedimentos. Alguns autores destacam similaridade desse método com o método observacional, típico da engenharia geotécnica.

O índice de risco é um método semi-quantitativo que pretende determinar um valor de risco associado a determinada obra. Para isso, são definidos os tópicos que serão avaliados, as classificações possíveis e os pesos de cada tópico, resultando em um índice global de risco. É o método muito empregado em várias áreas do conhecimento, inclusive é o método adotado para as classificações de barragens utilizando as normativas da ANM. Apesar da vantagem relativa à simplicidade, o método possui alta subjetividade associada ao estabelecimento dos tópicos e da descrição das suas classificações.

O método Diagramas de Localização, Causa e Indicadores de Falhas (LCI) é um método indutivo e semi-quantitativo. São elaborados diagramas que contemplam a Localização da componente em estudo, a Causa da ruptura da componente e os Indicadores dos efeitos da ruptura na componente em estudo. É atribuída uma classificação geralmente de 1 a 5 ao indicador de acordo com efeito (medida do comprometimento do indicador devido à causa em análise), probabilidade de ocorrência (se é provável acontecer o indicador considerando que a causa ocorreu) e grau de confiança das estimativas do efeito e da probabilidade de ocorrência. O índice de criticalidade é determinado pelo produto das classificações atribuídas ao efeito, à probabilidade de ocorrência e ao grau de confiança.

A avaliação das consequências pode ser feita a partir do índice global de impacto (IGI), cuja estimativa pressupõe a análise de perda de vidas humanas e perda econômicas para o vale a jusante próximo e para o vale afastado. Geralmente utiliza-se a distância equivalente a 5 km para distinguir o vale próximo do vale afastado (Pimenta, 2009).

Para cálculo do índice relativo à perda potencial de vidas humanas (PPV), Pimenta (2009) utilizou a estimativa do número de pessoas em risco (PAR).

$$PPV = 0,5 PAR \text{ no vale próximo} \quad (\text{Eq. 3.1})$$

$$PPV = PAR^{0,6} \text{ no vale afastado} \quad (\text{Eq. 3.2})$$

Para atribuição do índice relativo às perdas econômicas (PE), as perdas são classificadas dependendo do nível de ocupação. Sendo assim, o índice global de impacto IGI é dado por:

$$IGI = 100PE_{<5km} + PPV_{<5km} + 30PE_{5-30km} + PPV_{5-10km} \quad (\text{Eq. 3.3})$$

Finalmente, o índice de risco pode ser objetivo multiplicando o índice de criticalidade pelo índice global de impacto.

Essa metodologia é muito útil para hierarquização de várias barragens ou, considerando apenas uma barragem, hierarquização dos seus modos de ruptura em vistas a definir prioridades de intervenção. Na Figura 3.2 é apresentado um exemplo de utilização do método LCI para uma barragem situada em Portugal.

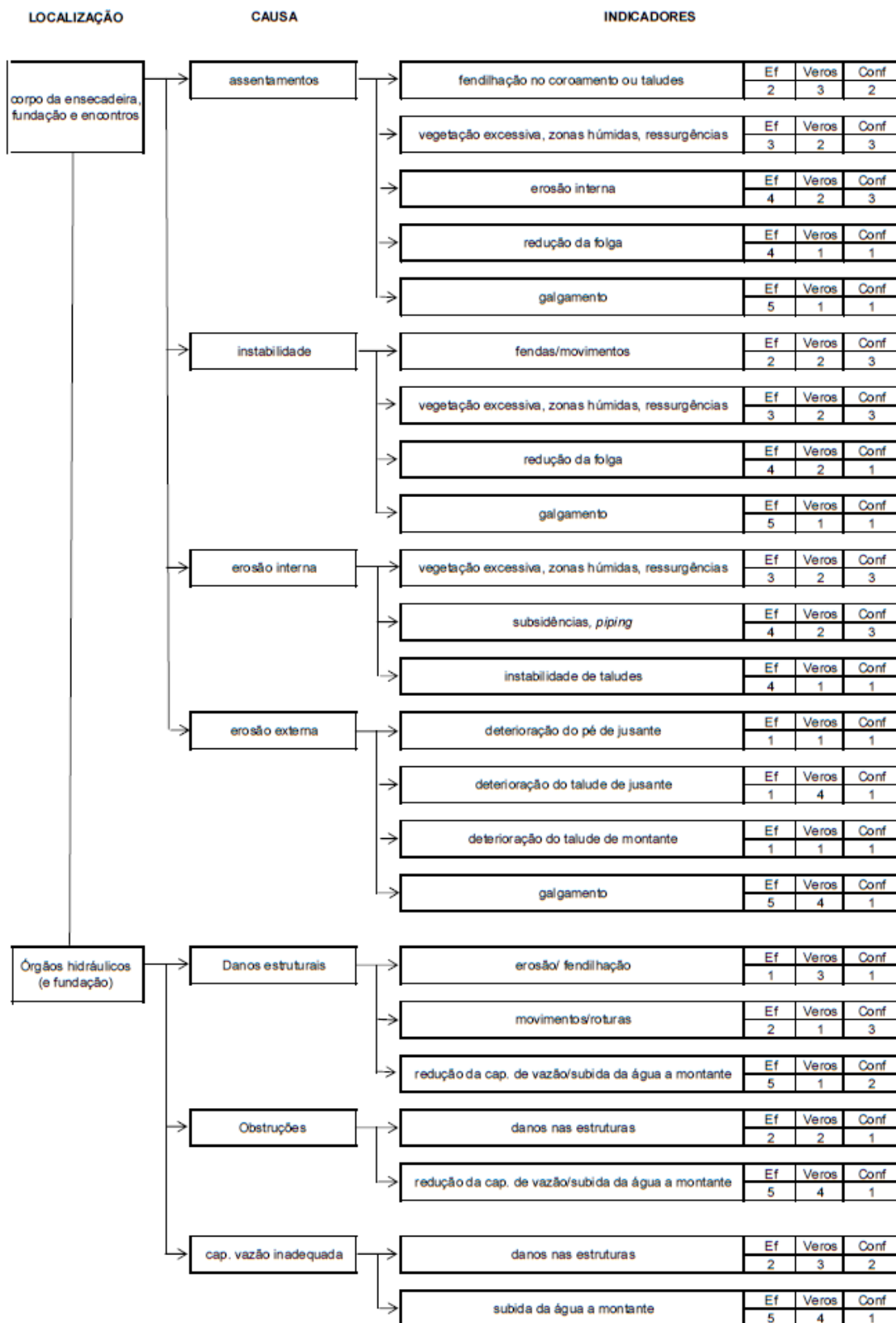


Figura 3.2: Diagrama LCI da ensecadeira da Barragem de Odelouca (Pimenta et al., 2006).

A análise por árvore de eventos permite elaborar análises quantitativas de risco e modelar possíveis resultados de eventos iniciadores. Considerando um evento iniciador, identifica-se todas as possíveis consequências desse evento e suas probabilidades de ocorrência, conforme mostrado na Figura 3.3. O principal problema desse método é a necessidade de identificar os acontecimentos iniciadores que representem maior impacto potencial no sistema.

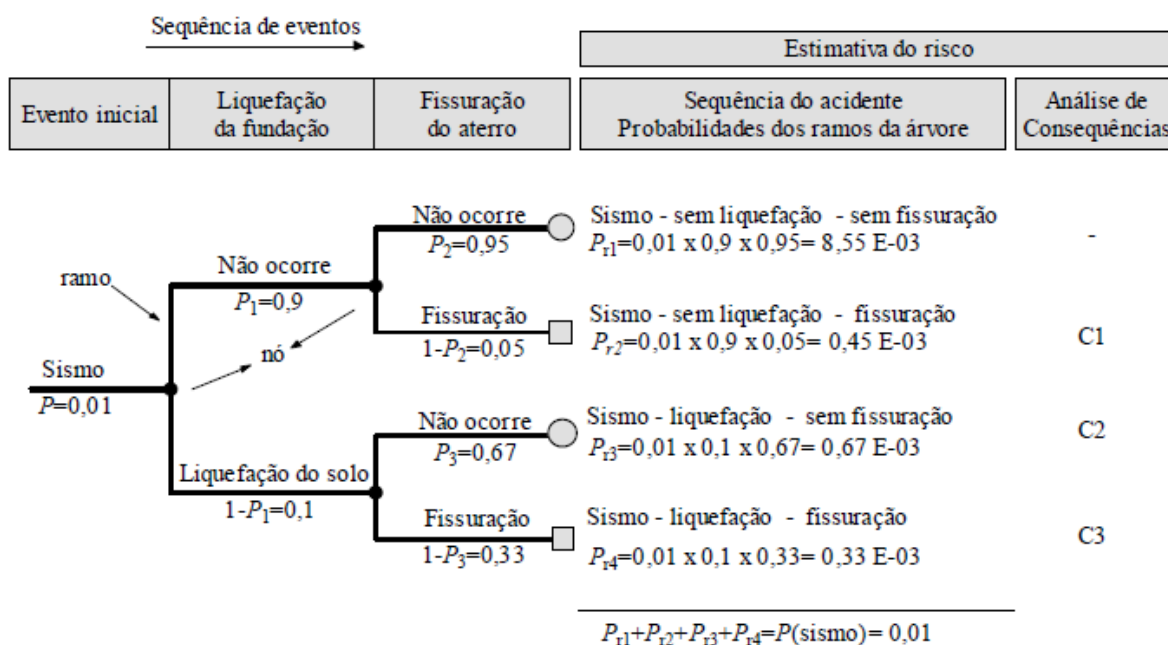


Figura 3.3: Exemplo de árvore de eventos para uma barragem de aterro em que o evento iniciador (sismo) tem uma probabilidade de ocorrência de 0,01 (Santos, 2006).

A Análise dos Modos de Falha e seus Efeitos (*Failure Modes and Effects Analysis* - FMEA) é um método utilizado na análise de segurança de sistemas de forma a identificar as consequências de determinados eventos e planejar as ações que podem ser feitas para evitar ou diminuir as consequências. Deve ser identificado os modos de ruptura possíveis de cada componente do sistema, de forma a avaliar o comportamento global do mesmo.

A Análise dos Modos de Falha, Efeitos e Criticalidade (*Failure Mode, Effects, and Criticality Analysis* - FMECA) introduz a perspectiva da criticalidade no FMEA

por meio da avaliação de cada modo de ruptura e dos efeitos que pode causar no sistema. O FMECA aplicado aos sistemas geotécnicos utiliza análises semi-quantitativas ou classificativas. As etapas a serem percorridas durante uma FMECA é ilustrada na Figura 3.4.

Essa análise é determinada a partir da classe da probabilidade de ocorrência e da severidade das consequências no sistema. As classes referentes à probabilidade de ocorrência são geralmente divididas em intervalos, conforme será visto adiante. Porém, a inserção de uma obra geotécnica nesses limites é em geral subjetiva, devido à ausência de informações que permitam utilizar esses intervalos.

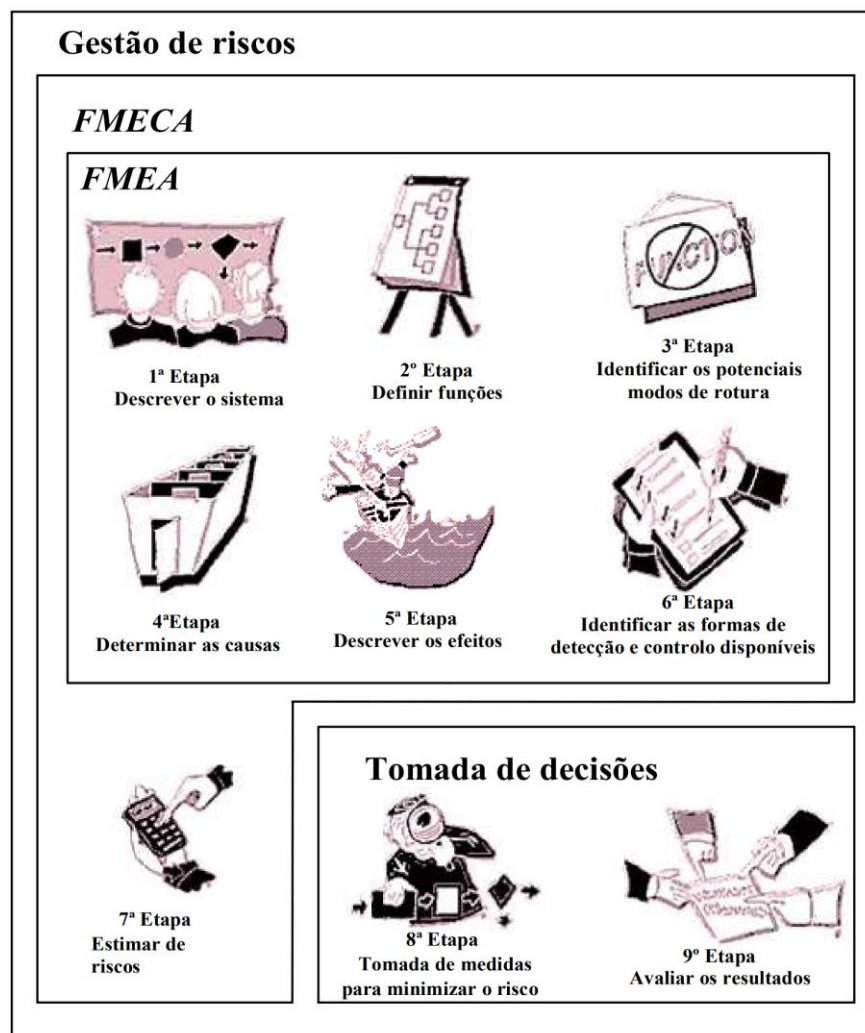


Figura 3.4: Etapas da análise FMECA (Santos, 2006).

Outra dificuldade é a avaliação da severidade das consequências de ruptura. Em geral, opta-se pela divisão em classes de severidade, que devem ser capazes de refletir todas as possibilidades, da mais catastrófica a mais insignificante. A descrição das classes deve ser clara, objetiva e cuidadosa de modo a permitir a atribuição da classe da forma menos subjetiva possível. As consequências podem ser agrupadas em áreas, como saúde e segurança das pessoas, meio ambiente, fatores econômicos e opinião pública.

A criticalidade pode ser obtida por meio dos índices considerados para a probabilidade de ocorrência e severidade do evento. Pode-se incluir nesse valor um índice referente às medidas existentes de detecção do problema e às medidas possíveis para controlar o mesmo, já que esses fatores podem diminuir a criticalidade do referido problema.

A análise por árvore de falhas (*fault-tree analysis* - FTA) é um método bastante desenvolvido e largamente conhecido a nível internacional. Através de uma abordagem dedutiva, é designado um evento específico a analisar e após determina-se os subsistemas que contribuíram para o evento e o estado de cada um deles. Assim, esse método provê um conhecimento qualitativo das vulnerabilidades do sistema, além de conseguir representar graficamente o referido sistema.

Para isso, o método faz uso da árvore de falhas, que é a representação gráfica da ocorrência (ou não ocorrência) de um conjunto de eventos que resultam na ocorrência do evento indesejado de topo. Pode-se ser utilizada em conjunto com estimativas probabilísticas da ocorrência de eventos primários, de forma a permitir o estudo da segurança do sistema e as principais vulnerabilidades do mesmo. Esse método também é bastante utilizado para entender os eventos que contribuíram para a ruptura de uma estrutura, conforme reportado por Morgenstern et al. (2016). Porém, pode-se também utilizar esse método para prever as vulnerabilidades do sistema, além de representá-lo graficamente.

No caso de análises qualitativas, esse método permite identificar os modos de rupturas prováveis, assim como as vulnerabilidades do sistema. Já em análises

quantitativas, pode-se adicionalmente quantificar a probabilidade de ocorrência da ruptura e avaliar a importância relativa de cada um dos subsistemas.

Sistemas complexos como as barragens geralmente exigem a construção de diversas árvores de falhas e algumas podem atingir dimensão e complexidade significativas. Existem programas computacionais que auxiliam a construção desse tipo de árvores. Além disso, existem dificuldades para o cálculo da probabilidade do evento de topo. A estimativa da probabilidade de ocorrência dos eventos intermediários pode ser calculada por estimativas estatísticas com base em dados históricos ou por meio de análises realizadas na engenharia.

3.4

Utilização de Análise de Risco em Geotecnia

Esses métodos são largamente usados em várias áreas do conhecimento, em especial na indústria química e nuclear. Entretanto, a utilização desses métodos em geotecnia não é muito comum. Hughes et al. (2000) atribuíram o fato da área de análise de risco ser pouco explorada no caso de barragens aos seguintes fatores: dados inadequados, a natureza única de cada barragem, interações complexas envolvendo o comportamento da barragem, a percepção errada de que barragens não rompem, o custo associado a análise de risco, a dificuldade de aplicar os resultados das análises e o pouco conhecimento das técnicas de análise de risco pela comunidade barrageira.

Os métodos de análise de risco podem contribuir para o entendimento dos fatores que influenciam na segurança das barragens e seu comportamento, além de identificar as consequências em caso de falha de qualquer parte da estrutura. A aplicação dos métodos possibilita ordenar as estruturas de acordo com o risco, permitindo priorizar as que possuem maiores riscos nas manutenções, por exemplo, além de permitir a elaboração de uma lista de procedimentos de segurança para barragens (Esposito & Palmier, 2013).

Segundo Santos (2006), as diversas metodologias de análise de riscos existentes podem ser aplicadas em geotecnia, porém devem sofrer algumas adaptações.

No Brasil, o método mais difundido é o FMEA. Segundo Esposito & Palmier (2013), esse método tem sido normalmente aplicado por mineradoras brasileiras para avaliação do risco nas barragens de rejeitos. Sendo assim, esses últimos autores aplicaram os métodos FMEA e uma versão adaptada do LCI (LCI MOD – REJ) em duas barragens de rejeitos brasileiras, concluindo que esses métodos permitem o melhor entendimento do comportamento das barragens analisadas.

O método LCI é usado na Inglaterra para análise de riscos de barragens com volumes superiores a 25.000m³, tendo esse país adquirido experiência na utilização desse método em barragens. Pimenta (2009) discutiu a aplicação deste método em barragens portuguesas.

Santos (2006) aplicou o método FMEA/FMECA à Barragem de Cerro do Lobo, localizada no distrito de Beja, Portugal e correspondente a uma barragem zonada com núcleo argiloso, utilizada para contenção de rejeitos, onde foram realizados três alteamentos.

Morgenstern et al. (2016) utilizaram a técnica de FTA e construíram uma árvore de falhas para facilitar o entendimento do mecanismo de ruptura que ocorreu na Barragem de Rejeitos de Fundão, situada em Mariana (MG).

Sendo assim, apesar de pouco difundidos na prática, os métodos de análises de risco podem ser aplicados na área de barragens, aprimorando o entendimento dos riscos envolvidos nesse tipo de estrutura.

3.5

Análise de Consequências

O entendimento das consequências de rupturas de barragem é essencial para a análise de risco. As consequências da análise de risco de uma barragem se referem aos impactos na zona a jusante e outras áreas impactadas no caso da ruptura da barragem (Santos, 2006). As consequências resultantes da ruptura de uma obra geotécnica podem ser genericamente divididas em: consequências econômicas, consequências ambientais, consequências sociais e consequências para saúde e segurança de pessoas.

Alguns desses grupos de consequências são diretamente afetados por fatores como: conhecimento do risco a que as pessoas estão expostas, grau de controle relativo a esse risco, rapidez e intensidade da ruptura.

Com objetivo de analisar as consequências, é necessário estimar o comportamento da onda de inundação resultante de uma eventual ruptura. É necessário caracterizar uma brecha hipotética e o comportamento do fluxo, em especial em relação a parâmetros relacionados a extensão da onda e a velocidade do escoamento. Existem alguns métodos que procuram modelar a onda e realizar essa estimativa.

A metodologia para a análise *dam-break* pode envolver estudos hidrogeológicos complexos ou métodos qualitativos. No caso de barragens de rejeitos, os modelos geralmente assumem que os rejeitos se comportam como água. Em alguns casos, são aplicados modelos mais sofisticados para modelar o fluxo de lama, que tende a ser complexo e fortemente dependente dos parâmetros adotados. O fluxo então é submetido à topografia das áreas a jusante da barragem, de forma a determinar a área de inundação, a profundidade e a velocidade do fluxo.

Em geral, uma análise preliminar utiliza um modelo simples e conservativo de forma a obter uma primeira estimativa do nível das consequências (CDA, 2013). A complexidade e acurácia devem ser aumentadas se for necessário para embasar as decisões relacionadas à análise de risco, classificação da barragem ou plano de resposta de emergência.

A partir do modelo da onda, é possível estimar as consequências. Pode-se criar uma matriz e/ou árvore hierárquica de consequências, que possibilita identificar as interdependências entre os tipos de consequências.

A análise de consequências pode ser quantitativa. Os custos para recuperação ambiental, o número de mortes resultante do acidente, as perdas econômicas resultantes do acidente, entre outros, são exemplos de parâmetros que podem ser utilizados em uma análise quantitativa do risco da ruptura de uma barragem. Em geral, as normativas indicam determinados limites de risco de acordo com a quantidade de vidas em perigo.

Porém, frequentemente, utiliza-se a abordagem semi-quantitativa para análise do risco referente à existência de uma barragem. Nesse sentido, várias matrizes de risco são apresentadas na literatura de forma a classificar as consequências e serão apresentadas na sequência. Em geral, essas consequências são divididas em grupos (como por exemplo econômicas, ambientais, pessoas afetadas) e classificadas de acordo com a intensidade (como por exemplo baixa, média e elevada).

A Tabela 3.2 exemplifica níveis de severidade para as consequências segundo o *Australian National Committee on Large Dams* (ANCOLD, 2012), utilizando a abordagem semiquantitativa. A partir da severidade do pior caso, determinada a partir da Tabela 3.2, esse comitê sugere a categoria das consequências de acordo com a Tabela 3.3, que relaciona a população em risco com a severidade do pior caso.

CDA (2013) apresenta a Tabela 3.4 para classificação das barragens. A classe deve ser determinada pelo pior caso da tabela, sendo ele perda de vidas ou perdas ambientais e culturais ou econômicas. No documento, é informado que a Tabela 3.4 é apenas um guia e deve ser usada para distinguir barragens de alto risco das demais. Destaca-se que, em alguns casos, o número de vidas em perigo é suficiente para classificar a barragem e determinar o seu nível de segurança.

Tabela 3.2: Resumo do Guia de Consequência (ANCOLD, 2012).

Nível de Perigo	Menor	Médio	Maior	Catastrófico
Infraestrutura (barragens, casas, comércio, fazendas, comunidades)	< \$10M	\$10M - \$100M	\$100M - \$1B	> \$1B
Importância dos negócios	Algumas restrições	Impactos significantes	Severo a Irreversível	Dissolução do negócio, falência
Saúde Pública	< 100 pessoas afetadas	100 – 1000 pessoas afetadas	< 1000 pessoas afetadas por mais que 1 mês	> 10000 pessoas afetadas por mais que 1 ano
Impacto social	<100 pessoas ou <20 meses úteis	100 - 1000 pessoas ou 20 - 2000 meses úteis	>1000 pessoas ou >200 meses úteis	>10000 pessoas ou numerosas perdas de negócios
Área de Impacto	< 1km ²	< 5km ²	< 20km ²	> 20km ²
Duração do Impacto	< 1 ano	< 5 anos	< 20 anos	> 20 anos
Impacto no Meio Ambiente	Dano limitado a itens de baixo valor de conservação. Remediação é possível.	Efeitos significantes na propriedade rural e fauna e flora local. Efeitos limitados em: Itens locais e herança natural Flora e fauna nativa dentro de florestas ou reservas	Efeitos rurais extensos. Efeitos significantes no sistema fluvial e nas áreas A & B. Efeitos limitados em: Item de herança natural nacional ou mundial Flora e Fauna nativa dentro de áreas protegidas	Extensivos efeitos nas áreas A & B Significantes efeitos nas áreas C & D Remediação altera significativamente o ecossistema

Tabela 3.3: Classificação da Barragem de acordo com a População em Risco e Severidade (adaptado de ANCOLD, 2012).

População em risco	Severidade do Perigo e das Perdas do Pior Caso			
	Menor	Médio	Maior	Catastrófico
Menor que 1	Muito baixo	Baixo	Significante	Alto nível C
De 1 a 10	Significante	Significante	Alto nível C	Alto nível B
De 10 a 100	Alto nível C	Alto nível C	Alto nível B	Alto nível A
De 100 a 1000	Não aplicável	Alto nível B	Alto nível A	Extremo
Maior que 1000	Não aplicável	Não aplicável	Extremo	Extremo
Obs.1: A, B e C são subdivisões da Categoria de Consequência alta sendo A o mais alto e C o mais baixo. Obs.2: A categoria significativa deve ser trocada por Alto nível C quando existe o potencial de um ou mais vidas serem perdidas (de acordo com a profundidade e a velocidade do fluxo).				

Tabela 3.4: Classificação das barragens de acordo com as consequências (CDA, 2013).

Classificação da Barragem	População em risco (Nota 1)	Perda de vidas	Valores ambientais e culturais	Infraestrutura e econômica
Pequena	Nenhuma	0	Perdas mínimas e por pequeno período	Baixas perdas econômicas, área contém serviços e infraestrutura limitados
Significante	Temporária	Não especificada (Nota 2)	Nenhuma perda significativa ou deterioração de habitat de peixes ou vidas selvagens Perda de habitat marginal Restauração ou compensação bem possíveis	Perdas de instalações de recreação, lugares sazonais, e rotas de transportes pouco usadas
Alta	Permanente	10 ou menos	Perdas significantes ou deterioração de habitat de peixes ou vidas selvagens Somente perda de habitat marginal Restauração ou compensação bem possíveis	Altas perdas econômicas afetando infraestrutura, transporte público e instalações comerciais
Muito alta	Permanente	100 ou menos	Perdas significantes ou deterioração crítica de habitat de peixes ou vidas selvagens Restauração ou compensação é possível mas impraticável	Perdas econômicas muito altas afetando infraestruturas importantes ou serviços (ex. ferrovias, instalações industriais, instalações de armazenamento de substâncias perigosas)
Extremas	Permanente	Mais que 100	Maior perda crítica de habitat de peixes ou vidas selvagens Restauração ou compensação é impossível	Perdas extremas afetando infraestruturas críticas ou serviços (ex. hospital, complexo industrial maior, instalações maior de armazenamento de substâncias perigosas)
<p>Nota 1: Definições de população em risco: Nenhum – Não existe população em risco identificável, então não existe a possibilidade de perda de vida além daquelas imprevisíveis. Temporária – Pessoas estão somente temporariamente na zona de inundação (ex. uso sazonal, passagem devido a rotas de transporte, participação em atividades de lazer) Permanente – A população em risco está ordinariamente localizada na zona de inundação (ex. residentes permanentes), três classes de consequência (alta, muito alta e extrema) são propostas para permitir detalhar as estimativas de perda de vida potencial (para subsidiar a decisão).</p> <p>Nota 2: Perda de vida “não especificada” – o nível apropriado de segurança requerido de uma barragem onde as pessoas estão em risco temporariamente depende do número de pessoas, o tempo de exposição, a natureza da atividade e outras condições. A classe alta pode ser apropriada, dependendo do caso. Por outro lado, por exemplo, se a população não estiver na área de risco durante a época de chuva, o risco pode não ser alto.</p>				

4

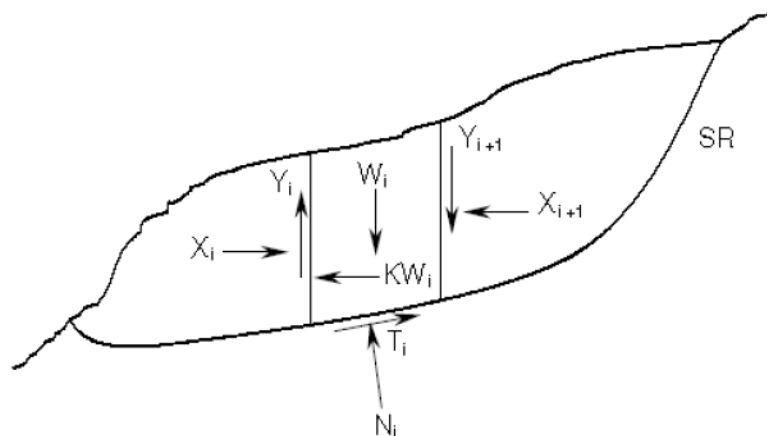
ANÁLISES DE SEGURANÇA

A análise da estabilidade de um talude pode ser feita através de métodos analíticos, experimentais ou observacionais. Os métodos analíticos são os mais usados e podem ser subdivididos em métodos de equilíbrio limite e métodos numéricos.

Os métodos de equilíbrio limite são em geral mais utilizados devido à disponibilidade de programas comerciais, facilidade de aplicação e menor quantidade de parâmetros de entrada. Nesse tipo de método, é feita uma comparação entre forças e/ou momentos resistentes e solicitantes. A razão entre os esforços resistentes e solicitantes é denominada fator de segurança.

Entre os métodos de equilíbrio limites existentes, os métodos das fatias são os mais comuns. Nesse método, a massa de solo instável é dividida em fatias e em cada fatia é feito o equilíbrio de forças e/ou momentos. Como o problema resultante tem mais incógnitas do que equações, são necessárias hipóteses simplificadoras, de forma a permitir que o sistema tenha solução, dando origem a diversos tipos de métodos das fatias. As incógnitas do problema são mostradas na Figura 4.1. Geralmente, as hipóteses simplificadoras são relacionadas às forças atuantes entre as fatias.

Todos os métodos das fatias, entretanto, têm as seguintes hipóteses: existe uma superfície de ruptura bem definida, com fator de segurança constante ao longo dessa superfície; o equilíbrio de forças e/ou momentos é atendido ao longo da superfície de ruptura; e o comportamento é rígido-plástico.



X_i, X_{i+1} – Componentes horizontais atuantes nas laterais da fatia.

Y_i, Y_{i+1} – Componentes verticais atuantes nas laterais da fatia.

W_i – Peso da fatia.

T_i – Força tangencial atuante na base da fatia.

N_i – Força normal atuante na base da fatia.

Figura 4.1: Forças atuantes em uma fatia (Vecci, 2018).

Existem métodos simplificados e rigorosos. Nos métodos rigorosos, o equilíbrio de forças e momentos são obedecidos, enquanto nos métodos simplificados, apenas algumas equações de equilíbrio são obedecidas.

Entre os métodos simplificados mais conhecidos, cita-se o Método de Fellenius, onde a superfície é circular e são consideradas apenas uma equação de força e uma de momentos, e o de Jambu, que a superfície é livre e é considerado apenas o equilíbrio de forças.

Entre os métodos rigorosos mais utilizados, cita-se Spencer e Morgenstern-Price. Nos dois métodos, a superfície é livre, podendo ser circular ou não circular. O método de Spencer, por um lado, substituiu as forças entre as fatias (X_i , Y_i , X_{i+1} e Y_{i+1}) por uma resultante Q_i inclinada δ em relação a horizontal, conforme ilustrado na Figura 4.2. Já o método de Morgenstern-Price sugere a divisão em fatias infinitesimais e considera que a inclinação da força Q_i é variável de acordo com um fator de escala.

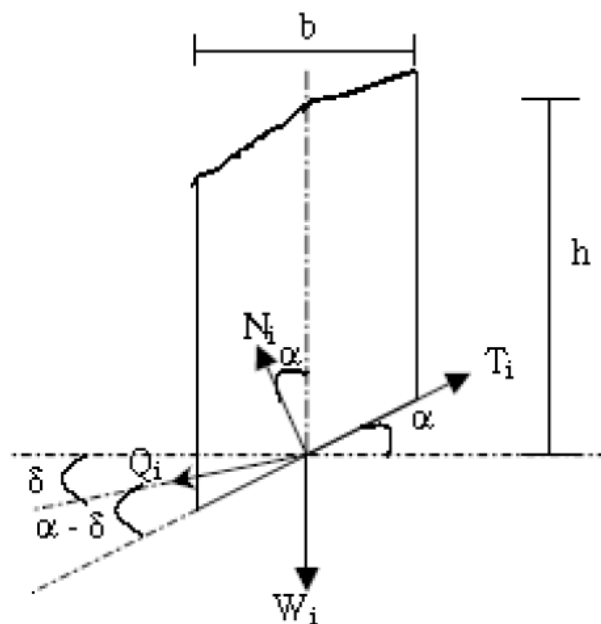


Figura 4.2: Forças atuantes no Método de Spencer (Vecci, 2018).

Adicionalmente, a análise pode considerar situações drenadas e não drenadas. Desde 2015 após a investigação da ruptura da barragem de Mount Polley, no Canadá, as análises drenadas foram consideradas insuficientes para estudar e determinar a estabilidade, sendo recomendável utilizar a ruptura não drenada, quando há presença de materiais contráteis, independentemente da existência de gatilhos conhecidos (SEA, 2019).

4.1

Análises Probabilística e Determinística

As análises de estabilidade são usualmente realizadas aplicando-se métodos determinísticos, onde se obtém um fator de segurança. Esse fator de segurança é obtido, geralmente, como a relação entre os esforços resistentes e solicitantes.

O procedimento considera geralmente os valores médios dos parâmetros do solo, desconsiderando o erro associado devido às variabilidades naturais desse tipo de parâmetro. As análises probabilísticas vêm no sentido de tentar suprir essa deficiência,

pois permitem estimar a probabilidade de ruptura considerando a participação percentual de cada variável na estabilidade, bem como as variações intrínsecas a cada parâmetro. Essas análises permitem, dessa forma, que sejam verificadas a segurança da obra e auxiliam a compreensão das variáveis relacionadas às barragens.

Nas análises probabilísticas, são utilizados conceitos de probabilidade e estatística como desvio padrão, variância, função densidade de probabilidade, covariância entre outros. O resultado obtido em uma análise probabilística é denominado de índice de confiabilidade, que pode ser relacionado à probabilidade de ruptura.

4.2

Métodos Probabilísticos

Os métodos probabilísticos mais frequentemente usados em práticas geotécnicas são FOSM (*First Order, Second Moment*), Estimativas Pontuais e Simulação de Monte Carlo. Os dois primeiros são métodos indiretos, onde são necessários menor esforço computacional e menor quantidade de dados de entrada. As principais diferenças entre os três métodos são apresentadas na Tabela 4.1.

Diversos trabalhos foram desenvolvidos para aprimorar a utilização das análises probabilísticas nas aplicações geotécnicas. Braga (2019) resumiu as principais contribuições na Tabela 4.2.

Os estudos anteriores mostram que o método FOSM é bastante utilizado em obras geotécnicas, além de ser um método simples e com maior aceitação. Dessa forma, propõe-se utilizar esse método para o desenvolvimento do presente trabalho.

Tabela 4.1: Diferenças principais entre os três métodos probabilísticos (Araújo, 2018).

Métodos	FOSM	Estimativas Pontuais	Simulação de Monte Carlo
Teoria	A variância do Fator de Segurança é função da variância das variáveis	Utilização de estimativas pontuais das variáveis para obtenção da média e desvio padrão do Fator de Segurança	Simulação de amostra do Fator de Segurança através da combinação de valores aleatórios para as variáveis
Número de análises	$n+1$	2^n	Milhares
Resultados	Variância do Fator de Segurança	Média e Variância do Fator de Segurança	Distribuição do Fator de Segurança
Vantagens	Simples aplicação e fornece a influência de cada parâmetro na variância do Fator de Segurança	Simples aplicação	Método "exato", fornece a distribuição do Fator de Segurança
Dificuldades	Não se obtém a distribuição do Fator de Segurança	Não se obtém a distribuição do Fator de Segurança e para um número muito grande de análises, aumento excessivo da complexidade	Necessita de um software que realize a análise probabilística e o conhecimento da distribuição de cada variável

Tabela 4.2: Principais contribuições referentes a análises probabilísticas em problemas geotécnicos (Braga, 2019).

Referência	Estudo de caso - Estabilidade de Talude	Conclusões
Dell'Avanzi (1995)	Barragem Santa Branca	FOSM: Menores PR com Spencer (1967) e Sarma (1979)
		FOSM: maiores PR com Janbu (1956) e Bishop Simplificado (1955)
		Grande influência da coesão efetiva
Guedes (1997)	Mina do Cauê	Maior influência da coesão efetiva para taludes até 100 m de altura
		Maior influência do ângulo de atrito efetivo para taludes maiores que 100 m de altura
		Quanto maior a inclinação do talude, maior PR
		Quanto mais alto o talude, maior PR
		Valores de PR muito próximos para FOSM, EP e Monte Carlo
		PR de EP > PR de FOSM e Monte Carlo, variando a altura dos taludes
Fabrício (2006)	Barragem de Curuá-Uma	PR de FOSM > PR de EP. Para nível d'água mais elevado, reduziu a diferença de PR entre os métodos
		Para superfície de ruptura fixa, PR foi maior do que para superfícies de ruptura livres
		Maior influência do ângulo de atrito efetivo
Ribeiro (2008)	Barragem de Benguê	FOSM: maior PR por Janbu (1956) e Bishop Simplificado (1955)
		Grande influência da coesão efetiva
		PR de FOSM > PR de EP
Silva (2015)	Mina de Alegria	Grande influência da coesão efetiva
Araújo (2018)	Barragem Santa Branca	PR de EP > PR de FOSM > PR de Monte Carlo
		PR de FOSM > PR de Monte Carlo > PR de EP,
Vecci (2018)	Mina do Cauê	Grande influência da coesão efetiva
		maiores PR por métodos de equilíbrio limite não rigorosos do que para métodos aproximados
		PR de EP > PR de FOSM > PR de Monte Carlo
		Maior influência do ângulo de atrito efetivo (talude de grande altura)
Oliveira (2018)	Quebra mar de Sergipe	Pouca variação de PR para superfícies de rupturas fixas ou livres
		FOSM e EP são os mais recomendados para estudo probabilístico da estabilidade geotécnica

4.3

Método FOSM

O método FOSM é bastante difundido na área da geotecnia devido a sua fácil aplicação, menor necessidade de dados e bons resultados. Nesse caso, não é obrigatório

o conhecimento das funções de distribuição de probabilidade das variáveis, o que é uma das suas vantagens. Além disso, pode-se determinar a participação de cada parâmetro na estabilidade da obra.

Sendo $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ os parâmetros definidos como variáveis no cálculo do fator de segurança, representa-se o valor médio de X e de sua função de desempenho por \bar{X} e $F(\bar{X})$, respectivamente como:

$$\bar{X} = [\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_n] \quad (\text{Eq. 4.1})$$

$$F(\bar{X}) = G(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_n) \quad (\text{Eq. 4.2})$$

Representando por uma série de Taylor em torno de \bar{X} :

$$F(X) = f(\bar{X}) + \frac{f'(\bar{X})}{1!} (X - \bar{X}) + \frac{f''(\bar{X})}{2!} (X - \bar{X})^2 + \dots \quad (\text{Eq. 4.3})$$

Onde $f^n(\bar{X})$ é a n -ésima derivada da função $f(X)$ em torno de \bar{X} .

Ao truncar-se a equação anterior na primeira derivada e manipular-se a equação, obtém-se:

$$f(X) - f(\bar{X}) = f'(\bar{X})(X - \bar{X}) \quad (\text{Eq. 4.4})$$

Se essa equação for elevada ao quadrado e manipulada algebricamente, obtém-se a variância:

$$V[f(X)] = (f'(\bar{X}))^2 V(X) \quad (\text{Eq. 4.5})$$

Se considerarmos que a variável de interesse $f(x)$ é o Fator de Segurança (FS) e considerarmos que os parâmetros variáveis são independentes entre si, obtém-se:

$$V[FS] = \left(\sum_{i=1}^n \frac{\partial FS}{\partial x_i} \right)^2 V(x_i) \quad (\text{Eq. 4.6})$$

Uma metodologia utilizada para aproximar as derivadas parciais é utilizando diferenças finitas (Christian et al., 1994). Essa metodologia consiste na variação

individual de cada parâmetro definido como variável aleatória, obtendo-se a variação resultante no valor do FS. A razão entre a variação de FS e a variação do parâmetro fornecem uma aproximação da derivada parcial em relação a cada parâmetro:

$$\frac{\partial FS}{\partial x_i} = \frac{FS(x_i + \partial x_i) - FS(x_i)}{\partial x_i} \quad (\text{Equação 4.7})$$

Dell'Avanzi & Sayão (1998) ressaltam a necessidade de utilizar valores de ∂x_i pequenos de forma que $\frac{\partial FS}{\partial x_i}$ seja constante e independa da variação adotada para o parâmetro. Os autores sugerem a variação máxima de 10% para cada parâmetro, independente de serem incrementais ou decrementais.

4.4

Índice de Confiabilidade e Probabilidade de Ruptura

Como resultado de uma análise probabilística, obtém-se o índice de confiabilidade (β). O índice de confiabilidade pode ser relacionado a uma probabilidade de ruptura (Pr) por meio do ábaco apresentado na Figura 4.3. Flores (2008) observa que, na insuficiência de dados, assumir distribuições normais é a favor da segurança, pois a probabilidade de ruptura estará ligeiramente superestimada. Christian et al. (1994) sugerem que a distribuição pode ser considerada normal nos casos em β seja menor que 2.

O índice de confiabilidade e a probabilidade de ruptura representam o resultado da análise probabilística, representando as incertezas possíveis de serem contabilizadas. É necessário estipular valores aceitáveis ou admissíveis para os índices β e Pr. O crescente aumento de análises probabilísticas pode ajudar na definição desses valores de referência. Algumas considerações são importantes para definição dos valores, em especial o tipo de obra em questão e as possíveis consequências da ruptura. Ainda não existem valores de segurança normatizados para índices probabilísticos. Entretanto, algumas indicações são feitas em literatura nacional e internacional e em geral estão relacionadas com o tipo de obra ou com o risco do empreendimento.

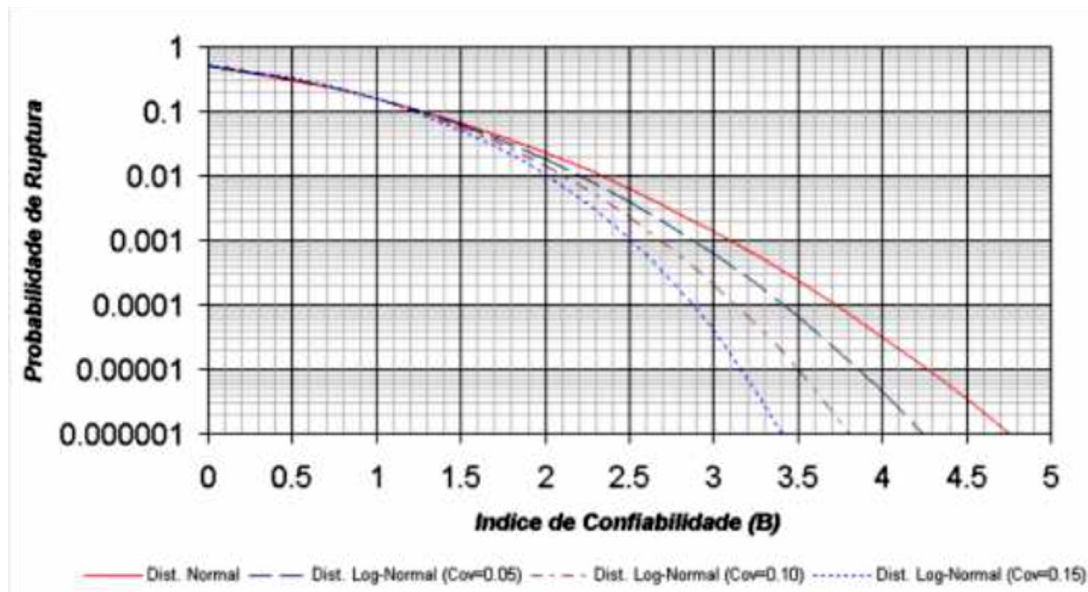


Figura 4.3: Índice de confiabilidade x Probabilidade de ruptura (Flores, 2008).

4.5

Fator de Segurança Mínimo

O fator de segurança no contexto de análise de estabilidade de barragens e de liquefação dos rejeitos se desdobra em dois: fator de segurança drenado e fator de segurança não drenado. O último desdobra-se em dois tipos: (1) fator de segurança para a condição não drenada de pico, que indica a capacidade da estrutura de resistir ao gatilho à liquefação sem que seus rejeitos se liquefaçam; (2) fator de segurança para a condição não drenada residual ou pós gatilho, que indica a capacidade da estrutura resistir à ruptura considerando que houve liquefação, situação em que a resistência cai para um valor residual muito inferior ao de pico (CIAEA, 2020).

Segundo Herza et al. (2018), a finalidade do parâmetro Fator de Segurança (FS) é garantir a confiabilidade do projeto da barragem e levar em conta as incertezas e variabilidade dos parâmetros do material da barragem e da fundação, variações nas cargas de projeto e limitações dos métodos de análise utilizados. O reconhecimento

dessas incertezas é difundido há muitas décadas, sendo que o fator de segurança dependeria das consequências de ruptura ou da aceitabilidade do desempenho.

Adicionalmente, vários autores, entre eles Silva et al. (2008), demonstraram que um maior FS não resultaria necessariamente em uma menor probabilidade de ruptura, uma vez que a análise também dependeria da qualidade dos dados de entrada, em especial, das investigações geotécnicas, projeto e construção. Silva et al. (2008) propõem um gráfico que relaciona a probabilidade de ruptura e o fator de segurança de acordo com a categoria do projeto da barragem, considerando as investigações realizadas, as análises e todas as incertezas do projeto. Esse gráfico é mostrado na Figura 4.4. Destaca-se que, de acordo com essa categoria, o fator de segurança de 1,5 pode ser associado a uma probabilidade de ruptura entre 10^{-1} e 10^{-6} .

Segundo *U.S. Army Corps of Engineers* (USACE, 2003), para determinar o fator de segurança mínimo de uma determinada obra, deve-se levar em conta as incertezas nas condições analisadas, incluindo os valores de resistência ao cisalhamento e as consequências em caso de ruptura.

Curiosamente, no caso de barragens de rejeitos, os FS mínimos ou de aceitação, recomendados atualmente nas normas brasileiras não levam em conta as possíveis consequências da ruptura da barragem ou as incertezas nos valores de entrada, sendo baseados apenas nas condições de carregamento.

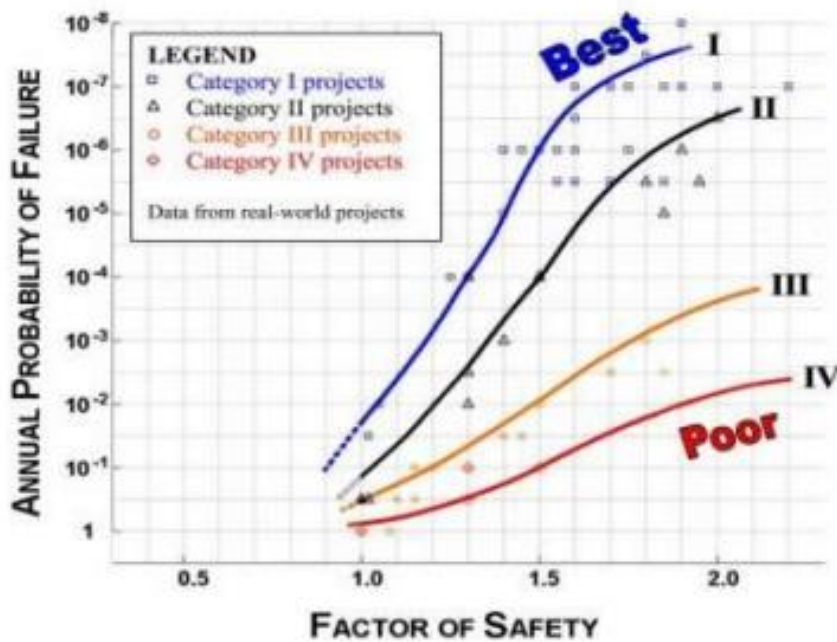


Figura 4.4: Probabilidade de Ruptura versus Fator de Segurança de acordo com a categoria da obra (Silva et al., 2008).

A Norma Brasileira NBR 13.028, atualizada em 2017, que especifica os requisitos mínimos para a elaboração e apresentação de projeto de barragens de mineração, preconiza que: “Os valores mínimos de fator de segurança a serem determinados pelas análises determinísticas de estabilidade devem considerar as condições de carregamento, drenado ou não drenado, de cada um dos materiais envolvidos” (ABNT, 2017). Além disso, como mostrado na Tabela 4.3, é informado na referida norma que os fatores de segurança mínimos devem ser obtidos, independentemente do tipo de análise e das condições de carregamento.

Tabela 4.3: Fatores de Segurança mínimos para barragens de mineração segundo NBR 13.028/2017 (ABNT, 2017).

Fase	Tipo de ruptura	Talude	Fator de segurança mínimo
Final de construção ^a	Maciço e fundações	Montante e jusante	1,3
Operação com rede de fluxo em condição normal de operação, nível máximo do reservatório	Maciço e fundações	Jusante	1,5
Operação com rede de fluxo em condição extrema, nível máximo do reservatório	Maciço e fundações	Jusante	1,3
Operação com rebaixamento rápido do nível d'água do reservatório	Maciço	Montante	1,1
Operação com rede de fluxo em condição normal	Maciço	Jusante	1,5
		Entre bermas	1,3
Solicitação sísmica, com nível máximo do reservatório	Maciço e fundações	Montante e jusante	1,1
^a Etapas sucessivas de barragens alteadas com rejeitos não podem ser analisadas como "final de construção", devendo atender aos fatores de segurança mínimos estabelecidos para as condições de operação.			

Adicionalmente, a NBR 3.028/2017 preconiza que, para o caso de cálculos de estabilidade que utilizam parâmetros de resistência não drenada, o FS mínimo pode ser estabelecido pelo projetista, com base nas boas práticas de engenharia.

A resolução ANM nº 95, de 07 de fevereiro de 2022 (ANM, 2022), após a ruptura ocorrida em Brumadinho, estabeleceu um fator de segurança mínimo exigido para atestar a regularidade das barragens:

“Cabe ao projetista, profissional legalmente habilitado pelo sistema CONFEA/CREA e com experiência comprovada, estabelecer os fatores de segurança mínimos para as barragens de mineração inseridas na PNSB, independentemente do método construtivo adotado, com base na ABNT NBR 13.028/2017, nas normas internacionais e nas boas práticas de engenharia, sendo vedada a fixação em valor inferior a 1,3 para as análises de estabilidade e estudos de susceptibilidade à liquefação, considerando parâmetros de resistência não drenada.”

Herza et al. (2018) sugerem a Tabela 4.4, na qual o Fator de Segurança (FS) mínimo ou de aceitação é ajustado conforme a incerteza dos dados e as consequências

potenciais de ruptura. Conforme destacado, para barragens com alto dano potencial associado (*high consequence category*), dependendo do nível de incertezas nos dados de entrada, o FS de limite mínimo inicia-se com o valor de 1,3, evoluindo para NÃO ACEITÁVEL na condição de alto nível de incertezas nas avaliações e condições de carregamento e, portanto, as barragens não deveriam ser projetadas até que o nível de incertezas fosse reduzido.

Tabela 4.4: Fator de segurança mínimo conforme incerteza dos dados e as consequências potenciais de ruptura (Herza e Philips, 2017).

Nível de incerteza dos dados e avaliações, condições de carregamento	Categoria das consequências		
	Baixa	Significante	Alta
Pequeno	1,3	1,5	1,5
Médio	1,4	1,5	1,7
Alto	1,5	1,6	NÃO ACEITÁVEL Nível de incertezas deve ser reduzido

O Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB) indica os Fatores de Segurança (FS) mínimos normalmente aceitáveis para os cálculos de estabilidade de taludes de barragens de aterro, conforme apresentado na Tabela 4.5.

Tabela 4.5: Resumo dos fatores de segurança mínimos preconizados no CBDB (2001).

COEFICIENTES DE SEGURANÇA, AVALIAÇÃO ESTÁTICA

CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO	COEFICIENTE MÍN. DE SEGURANÇA	TALUDE
Percolação permanente com o reservatório na cota máxima normal	1,5	Jusante
Esvaziamento rápido	De 1,2 a 1,3	Montante
Término da construção, antes do enchimento do reservatório	De 1,25 a 1,3	Jusante e montante

A Tabela 4.6 apresenta os Fatores de Segurança mínimos para os cálculos de estabilidade de taludes preconizados no guia Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas, publicado pela ELETROBRÁS (2003). Essa tabela é específica para barragens de terra de usinas hidrelétricas, mas pode ser uma referência no caso de barragens de rejeitos. Nessa tabela são indicados os parâmetros a serem utilizados nas análises, onde Q refere-se aos parâmetros obtidos em ensaios do tipo não adensados e não drenados, R refere-se aos parâmetros obtidos em ensaios adensados e não drenados e S refere-se a parâmetros obtidos em ensaios drenados.

Tabela 4.6: Fatores de Segurança mínimos aceitáveis para cálculo de barragens de terra conforme preconizado no guia Eletrobrás (2003).

CASO	COEFICIENTE DE SEGURANÇA	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	OBSERVAÇÕES
Final de Construção	1,3 (a)	Q ou S (b)	Taludes Montante e Jusante
Rebaixamento Rápido	1,1 a 1,3 (c)	R ou S	Valor mínimo para solos dilatantes Valor máximo para solos que contraem no cisalhamento
Percolação Estável	1,5	R ou S	Talude Jusante
Análise Sísmica	1,0	R ou S	Taludes Montante e Jusante

(a) Para barragens acima de 15 m de altura sobre fundações relativamente fracas, usar fator de segurança mínimo de 1,4.

(b) Em zonas em que não são antecipadas pressões neutras, usar resistência de ensaios S.

(c) Nos casos em que o rebaixamento ocorre com frequência, considerar o coeficiente 1,3.

A Tabela 4.7 apresenta as referências para fator de segurança mínimo segundo USACE (2003). É uma tabela específica para análises estáticas, sendo dada outras referências para análises sísmicas. Uma das notas da tabela sugere que no caso de consequências significativas resultantes da ruptura devem ser considerados fatores de segurança maiores.

Tabela 4.7: Fatores de segurança mínimo preconizado pelo USACE (2003).

Condição da Análise	Fator de Segurança mínimo requerido	Talude
Fim de construção (incluindo construção em etapas) (1)	1,3	Montante e jusante
Longa duração (fluxo permanente, reservatório no nível máximo, vertedouro de superfície ou com comportas)	1,5	Jusante
Máximo carregamento devido ao reservatório (nível máximo)	1,4,	Jusante
Rebaixamento rápido	1,1-1,3 (2)	Montante
(1) Para barragens com mais de 50 pés de altura em solo mole e para barragens submetidas ao carregamento do reservatório durante a construção, o fator de segurança maior para o final de construção pode ser apropriado.		
(2) FS=1,1 aplicável para rebaixamento rápido no nível máximo e FS=1,3 aplicável para o nível máximo <i>maximorum</i> . Se o rebaixamento rápido for considerado condição de rotina, pode ser apropriado FS igual a 1,4 - 1,5. Se as consequências da ruptura do talude de montante são significativas, resultando em ruptura catastrófica, considerar maiores fatores de segurança.		

O *United States Bureau of Reclamation* (USBR) sugere os fatores de segurança mínimos a serem aplicados em barragens, conforme a Tabela 4.8. É importante destacar que os parâmetros drenados ou não drenados são discriminados em cada condição de carregamento, além de apresentar diferentes fatores de segurança de acordo com a realização ou não de ensaios para obtenção da poropressão.

Segundo USBR (2011), os fatores de segurança mínimos ou de aceitação precisam considerar os seguintes critérios: (1) As condições de projeto devem ser analisadas, assim como as consequências da ruptura; (2) A estimativa da confiabilidade dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, previsão de poropressão, e outros parâmetros do solo; (3) A presença de estruturas dentro da região afetada pelo aterro; (4) A confiabilidade das investigações de campo e de laboratório; (5) A compatibilidade tensão-deformação dos materiais do aterro e da fundação; (6) A provável qualidade do controle de construção; (7) A altura do aterro da barragem; e (8) O julgamento baseado em experiências passadas com barragens de terra e enrocamentos.

Tabela 4.8: Valores mínimos dos Fatores de Segurança conforme USBR (2011).

Condição de Carregamento	Parâmetros de resistência	Característica da Poropressão	Fator de Segurança mínimo
Final de Construção	Efetivo	Geração de excesso de poropressão no aterro da barragem e na fundação com determinação laboratorial de poropressão e monitoramento durante a construção	1,3
		Geração de excesso de poropressão no aterro da barragem e na fundação sem determinação laboratorial de poropressão nem monitoramento durante a construção	1,4
		Geração de excesso de poropressão no aterro da barragem e na fundação somente com ou sem monitoramento durante a construção e nenhuma determinação laboratorial	1,3
	Não drenado		1,3
Fluxo Permanente	Efetivo	Fluxo permanente submetido a reservatório em operação normal	1,5
Condições operacionais	Efetivo ou não drenado	Fluxo permanente submetido ao nível máximo do reservatório (durante o provável escoamento máximo)	1,2
	Efetivo ou não drenado	Rebaixamento rápido a partir do NA normal para o NA inativo	1,3
		Rebaixamento rápido a partir do NA normal para o NA mínimo segundo o provável escoamento máximo	1,2

Nas Tabelas 4.9 e 4.10 são apresentados os fatores de segurança mínimos segundo CDA (2013) e ANCOLD (2019).

Tabela 4.9: Fatores de segurança mínimos preconizados pela CDA (2013).

Condições de Carregamento	Fatores de Segurança mínimos	Talude
Final de construção antes do enchimento do reservatório	1,3	Montante e Jusante
Longa duração - fluxo permanente	1,5	Jusante
Rebaixamento rápido total ou parcial	1,2 a 1,3	Montante

Tabela 4.10: Fatores de segurança mínimos preconizados na ANCOLD (2019).

Condição de carregamento	FS mínimos para barragens de rejeitos	Parâmetros de Resistência
Longa duração – drenado	1,5	Resistência drenada
Curta duração - não drenado (potencial perda de contaminante)	1,5	Resistência consolidada não drenada
Curta duração - não drenado (sem potencial perda de contaminante)	1,3	Resistência consolidada não drenada
Pós sísmica	1,0 - 1,2 ⁽¹⁾	Resistência pós sismo ⁽²⁾
⁽¹⁾ : Relacionado à confiança na seleção dos parâmetros residuais. FS=1,0 pode ser adequado para casos onde foram adotados parâmetros conservativos. ⁽²⁾ : Resistência residual após vários ciclos de carregamento e/ou resistência liquefeita no caso de materiais sujeitos à liquefação.		

Em ANCOLD (2019), sugere-se ainda fazer análises numéricas estimando as deformações em caso de sismo para barragens com nível alto ou extremo em relação às consequências e para barragens onde o fator de segurança obtido na análise pós-sísmica é inferior a 1,1.

Segundo CPI Câmara (2019), a VALE S.A. implementou em março de 2017 o Painel Independente de Especialistas para Segurança e Gestão de Riscos de Estruturas Geotécnicas (PIESEM) nas versões nacional e internacional. O painel independente de especialistas foi implementado pela VALE S.A. para assessorá-la nas questões de segurança e gestão de risco das barragens de rejeitos, cujos membros possuem notório saber com relação às questões técnicas afetas ao assunto, fato esse reconhecido nacional e internacionalmente. Na ocasião da 2ª Reunião do PIESEM internacional em novembro de 2017 foi recomendada a adoção dos seguintes critérios de Fator de Segurança para as avaliações de segurança das barragens de rejeitos:

- (1) FS drenado $> 1,5$;
- (2) FS não-drenado (gatilho de liquefação, resistência ao cisalhamento de pico) $> 1,3$;
- (3) FS não-drenado (pós-gatilho, resistência ao cisalhamento liquefeita) $> 1,1$.

Finalmente, pode-se observar que várias referências no Brasil e no exterior apresentam fatores de segurança específicos de acordo com o tipo de carregamento, mas não são feitas considerações relacionadas ao risco e/ou consequências em caso de ruptura dessas estruturas. Por outro lado, coeficientes de segurança específicos para carregamentos não drenados não são comuns nas normativas brasileiras, mas aparecem em outras referências internacionais, demonstrando a importância da análise desse tipo de carregamento.

4.6

Limites de Aceitabilidade

As análises probabilísticas do risco podem ser utilizadas como indicadores de níveis de segurança. Dell’Avanzi & Sayão (1998) apresentam intervalos de β e Pr admissíveis em obras geotécnicas de naturezas distintas. Esses valores são apresentados na Tabela 4.11. Por outro lado, a Figura 4.5 mostra níveis de aceitação de Pr e β propostos pelo *U.S. Army Corps of Engineers*, conforme citado por Vecchi (2018).

USACE (1997) apresentou o índice de confiabilidade β e a probabilidade de ruptura associada de acordo com o nível de desempenho esperado, conforme Tabela 4.12.

Tabela 4.11: Intervalos sugeridos de β e Pr admissíveis de acordo com Dell’Avanzi & Sayão (1998).

Tipo de Obra	β	Pr
Fundações	2,3 a 3,0	10^{-2} a 10^{-3}
Taludes de Mineração	1,0 a 2,3	10^{-1} a 10^{-2}
Barragens	3,5 a 5,0	10^{-3} a 10^{-5}
Estruturas de Contenção	2,0 a 3,0	10^{-2} a 10^{-3}

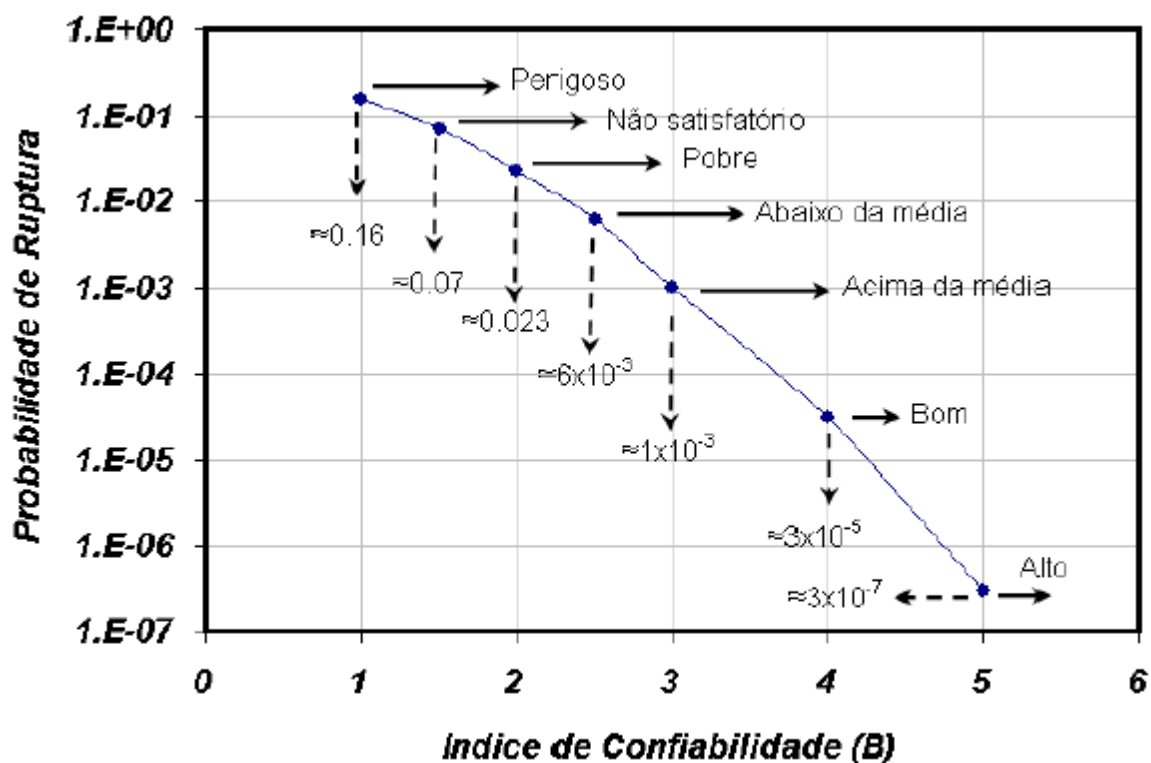


Figura 4.5: Níveis de aceitação de probabilidades de ruptura de acordo com *U.S. Army Corps of Engineers* (Vecci, 2018).

Tabela 4.12: Relação entre índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura (Modificado de USACE, 1997).

Nível de Desempenho Esperado	Índice de Confiabilidade	Probabilidade de Ruptura
Alto	5,0	3×10^{-7}
Bom	4,0	3×10^{-5}
Acima da média	3,0	0,0013
Abaixo da média	2,5	0,006
Pobre	2,0	0,023
Insatisfatório	1,5	0,07
Perigoso	1,0	0,16

Baecher (1982) também apresenta valores de probabilidade anual de ruptura aceitáveis de acordo com o número de vidas em risco, conforme Figura 4.6.

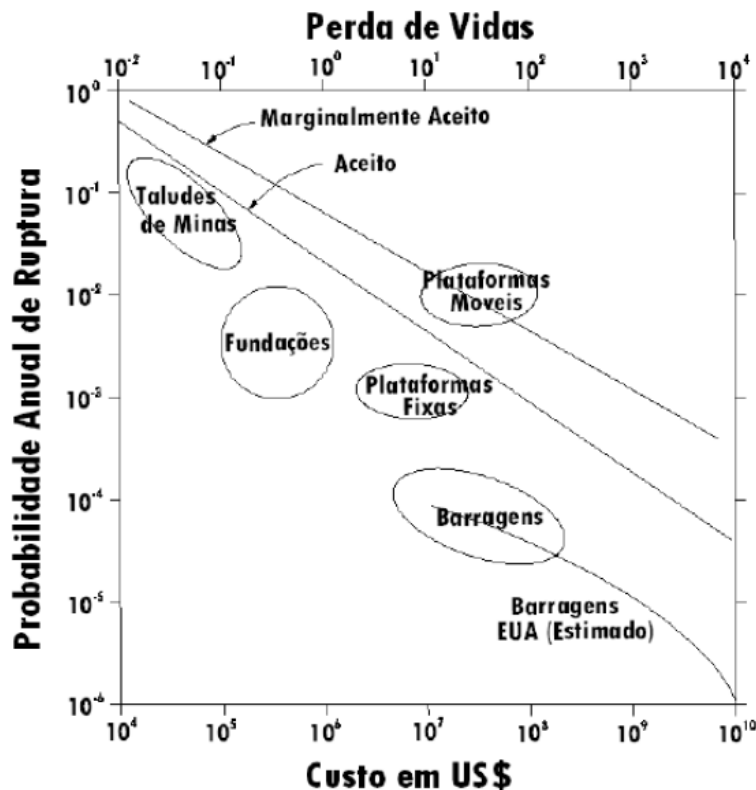


Figura 4.6: Limites usuais de probabilidade de ruptura em função do número de vidas em risco (Baecher, 1982).

Recentemente foi introduzido o conceito de tolerabilidade dos riscos, resultando na classificação dos mesmos em três níveis: aceitáveis, toleráveis ou intoleráveis. Os riscos aceitáveis podem ser considerados insignificantes e/ou controlados. Os riscos toleráveis poderão ser aceitos pela sociedade, desde que assegurem determinados benefícios. Esse tipo de risco não é negligenciável e deve ser mantido sob constante revisão. Os riscos intoleráveis são aqueles riscos inaceitáveis, independente dos benefícios gerados pela atividade geradora desse risco.

Esse conceito de tolerabilidade do risco tem fundamento no princípio ALARP (*As Low As Reasonably Practicable*), onde a redução dos riscos deve ser otimizada até o mínimo possível, considerando não apenas os aspectos técnicos envolvidos como também o custo da redução. Sendo assim, esse princípio é baseado na redução dos riscos de vida até o ponto no qual a redução é impraticável ou requiere um esforço desproporcional em relação à redução de risco atingida.

Os critérios de aceitabilidade e tolerabilidade dos riscos geralmente são classificados em relação ao risco individual e risco societal. O risco individual está associado à probabilidade de uma pessoa ser afetada devido a um determinado acidente. Relaciona-se à forma como um indivíduo específico percebe que um determinado evento o coloca em risco ou a sua propriedade. O critério de aceitabilidade desse tipo de risco pode variar se a exposição for eventual ou se o indivíduo tem benefícios ao aceitar esse risco (CDA, 2013).

Por outro lado, o *Health and Safety Executive* (HSE, 1995), órgão público que propõe regulamentos referentes a saúde e segurança no Reino Unido, definiu risco societal como “risco que, quando materializado, assume consequências de grande escala e/ou abrangência que implicam em uma resposta do meio social e político, por meio de discussão pública e de mecanismos de regulação”. Sendo assim, esse tipo de risco geralmente refere-se a perigos que possam impactar a sociedade de forma generalizada. Nos casos de empreendimentos de engenharia em geral, o critério referente ao risco societal é caracterizado de acordo com a quantidade de fatalidades que pode ocorrer na hipótese de acidente. A ideia de definir critérios para o risco societal é recente e vem sendo introduzida em diversos países, tentando incorporar a aversão da sociedade.

A percepção da sociedade tem um importante papel nos critérios de aceitabilidade de risco. Em geral, a sociedade tem maior aversão a acidentes que resultam em um número elevado de perda de vidas humanas. Por exemplo, ao se comparar um acidente com probabilidade de ocorrência elevada e número reduzido de perda de vidas humanas com outro acidente de baixa probabilidade de ocorrência e elevada perda de vidas humanas, o acidente que resulta em maior número de fatalidades provoca maior aversão da sociedade. Outro exemplo típico é a comparação da probabilidade de ocorrência de acidentes de carro e de avião. As pessoas tendem a ter mais medo de andar de avião, sendo que a probabilidade de ocorrência desse tipo de evento é bem inferior a probabilidade de ocorrência do acidente de carro.

No que tange ao risco individual, Caldeira (2008) apresenta o risco aceitável de morte por exposição a diferentes tipos de acidentes, conforme Tabela 4.13.

Tabela 4.13: Risco de morte por exposição a vários acidentes (Caldeira, 2008).

Acidentes	Risco (x10 ⁻⁶ p.a.) [*]	Acidentes	Risco (x10 ⁻⁶ p.a.) [*]
Acidentes em edifícios		Ocupação (UK)	
Rotura estrutural (UK)	0,14	Indústrias químicas e associadas	85
Incêndio em edifícios (Austrália)	4	Construção naval e engenharia marítima	105
Desastres naturais (USA)		Agricultura	110
Furacões (1901-72)	0,4	Indústrias de construção	150
Tornados (1953-71)	0,4	Ferrovias	180
Relâmpagos (1969)	0,5	Minas de carvão	210
Sismos (Califórnia)	2	Extracção	295
Acidentes em geral (USA, 1969)		Mineração (outras)	750
Envenenamento	20	Actividades <i>offshore</i> de petróleo e gás	1650
Afogamento	30	Pesca submarina	2800
Fogos e queimaduras	40	Desportos (USA)	
Quedas	90	Exploração de grutas	45
Acidentes rodoviários	300	Voos em planador	400
		Mergulho	420
		Asa delta	1500
		Paraquedismo	1900
Todas as causas (UK, 1977)		Risco (x10⁻⁶ p.a.)[*]	
Toda a população			12000
Mulheres de 30 anos			600
Homens de 30 anos			1000
Mulheres de 60 anos			10000
Homens de 60 anos			20000

^{*} O risco é expresso como a probabilidade de morte de uma pessoa com exposição normal durante um ano

ANCOLD (2022) sugere como aceitabilidade do risco individual para barragens os valores de 10^{-4} para barragens existentes e de 10^{-5} para barragens novas. Esses riscos só poderiam ser excedidos em circunstâncias excepcionais de acordo com o interesse da sociedade e o princípio ALARP.

USACE (2014) propõe como limite admissível de incremento de risco individual o valor de 10^{-4} para barragens existentes, exceto em condições excepcionais. Para barragens novas o valor seria equivalente a 10^{-5} como limite do indivíduo mais exposto. O valor aceitável considerado seria equivalente a 10^{-6} . Observa-se que esses limites são muito semelhantes aos apresentados pelo USBR (2022).

HSE (2001) propõe que o risco individual de morte de um em um milhão por ano deve ser usado como critério de aceitabilidade dos riscos, ou seja, como fronteira entre o aceitável e o tolerável. Ainda destaca que a população aceita riscos maiores que 1 morte/milhão/ano quando os benefícios são significativos. Nesse sentido, HSE (2001) não estipula um limite de tolerabilidade e sugere como referência, no caso de usina nuclear, o risco de vida de 10^{-3} por ano para trabalhadores e 10^{-4} por ano para a sociedade em geral.

Em relação ao risco societal, várias agências, como ANCOLD, USBR e USACE, desenvolveram diagramas com critérios de aceitabilidade de riscos. Esses diagramas apresentam no eixo X a quantidade de fatalidades no caso de ruptura (N) e no eixo Y a probabilidade anual de ruptura da barragem (f) ou a probabilidade anual de perda de vidas (F). Os conceitos de f e F diferem em especial em regiões que podem ser afetadas por mais de uma ruptura, ou ainda, mais de um acidente.

As Figuras 4.7 e 4.8 apresentam os diagramas F-N sugeridos por ANCOLD (2022), para barragens existentes e barragens novas, onde é possível perceber os limites de tolerabilidade de acordo com a quantidade de fatalidades em caso de ruptura da barragem. Nessa atualização do ANCOLD, é indicado que o princípio ALARP deve ser sempre seguido, independente do risco envolvido.

No caso da USBR (2022), é apresentado o diagrama f-N, conforme Figura 4.9. Porém, é indicado também a necessidade de verificar a probabilidade de perdas de vidas (F), sendo sugerido o procedimento.

Em relação ao risco societal, HSE (2001) propõe que, caso um acidente cause mais de 50 mortes, deve ser considerado intolerável se a frequência estimada for maior que 1 em 5.000 por ano.

Jonkman et al. (2003) apresentam as curvas FN, que consideram a probabilidade anual de fatalidades e a quantidade de fatalidades, utilizadas no Reino Unido, Hong Kong, Dinamarca e Holanda, que são mostradas na Figura 4.10.

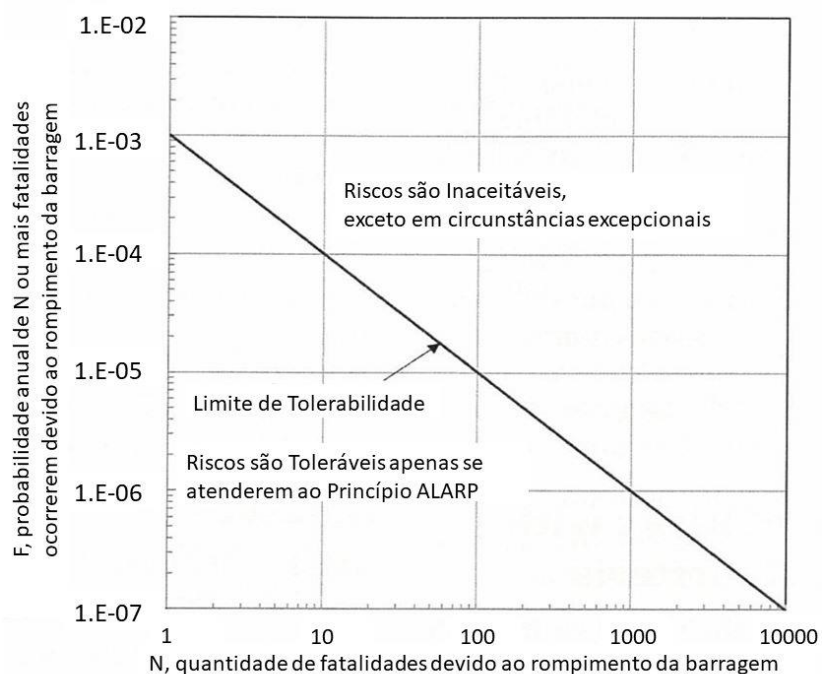


Figura 4.7: Critérios de risco societal para barragens existentes (ANCOLD, 2022).

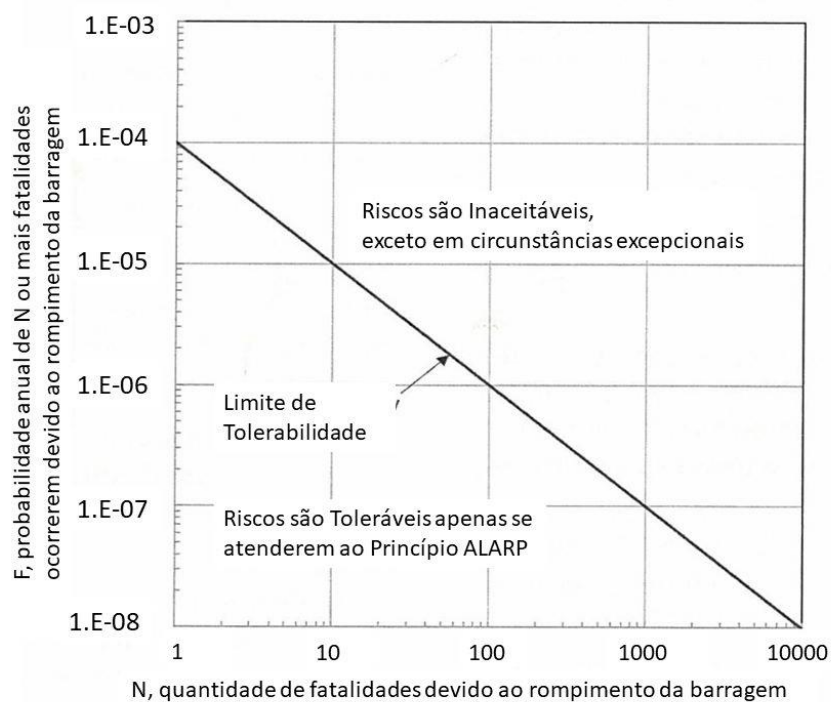


Figura 4.8: Critérios de risco societal para barragens novas ou que vão ser submetidas a alteamento significativo (ANCOLD, 2022).

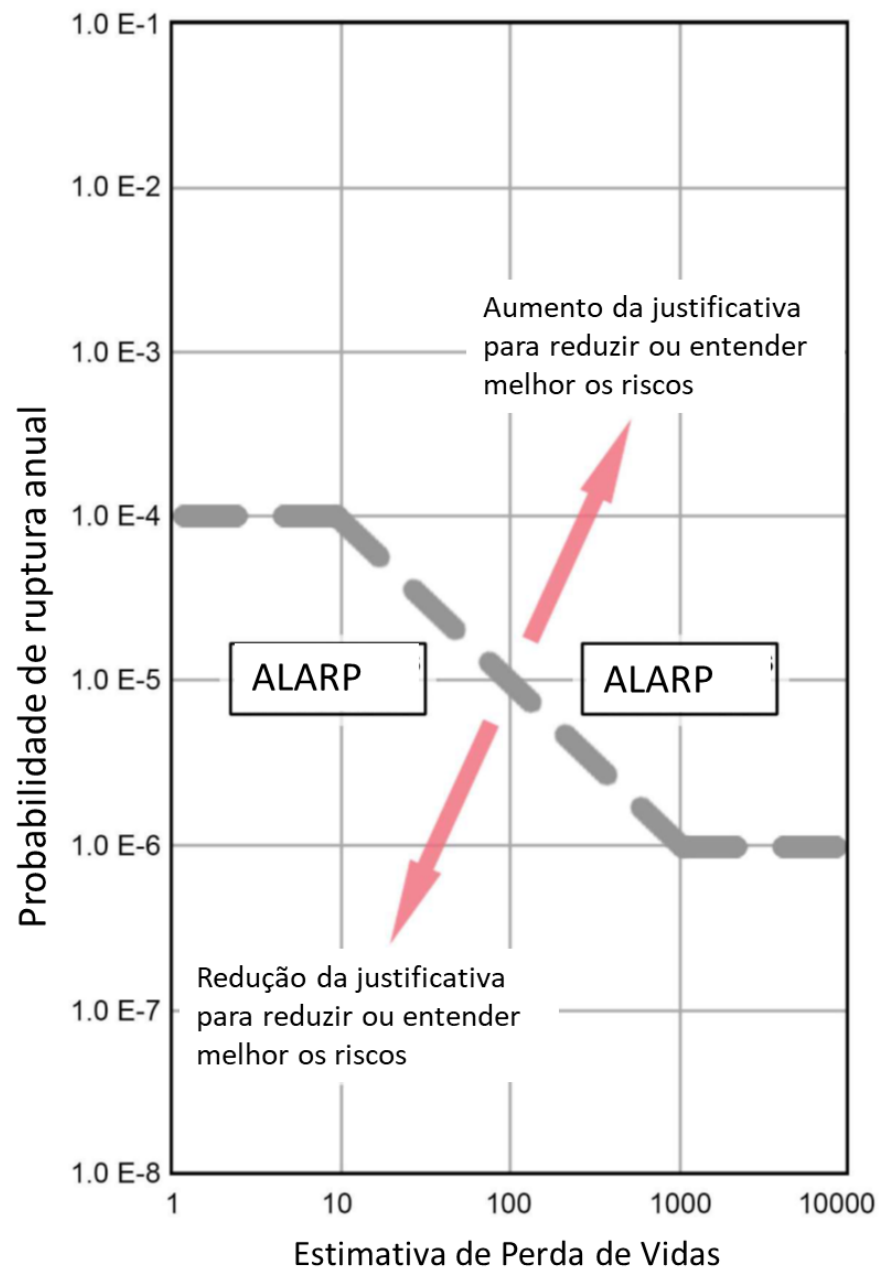


Figura 4.9: Curva f-N sugerida por USBR (2022).

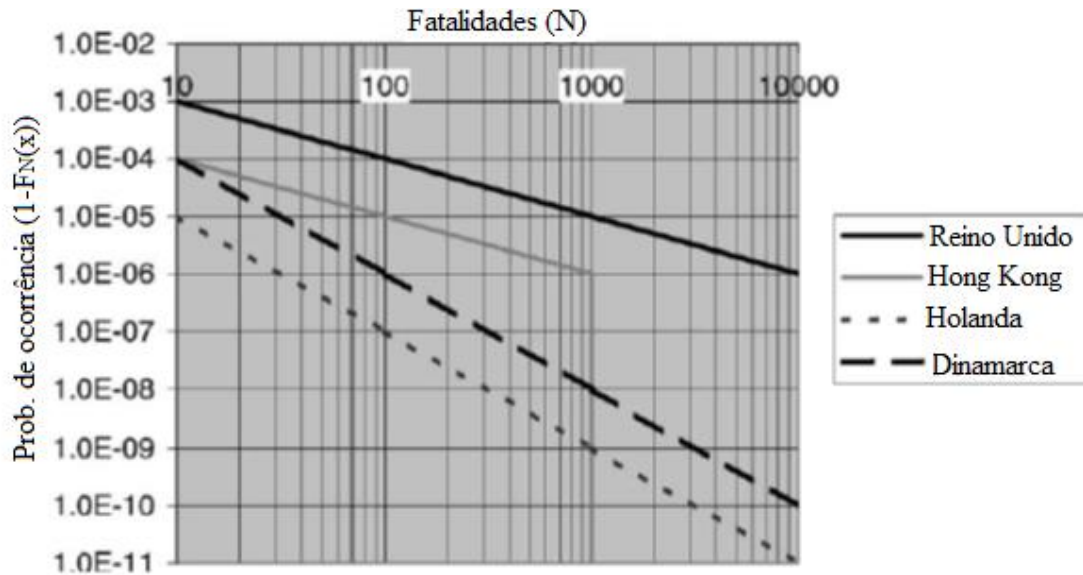


Figura 4.10: Comparações entre curvas F-N utilizadas em diversas partes do mundo (Jonkman et al., 2003).

4.7

Probabilidades de Rupturas em Estudos Anteriores

Morgenstern et al. (2003) afirmam que o critério de referência para probabilidades de ruptura deve ser baseado nas análises probabilísticas realizadas em taludes de barragem conhecidos, incluindo os taludes que romperam e os taludes que se comportam satisfatoriamente. Sendo assim, são apresentados alguns estudos probabilísticos em obras geotécnicas, com ênfase em taludes e barragens, já disponíveis na literatura.

Vecci (2018) realizou análises pelos métodos FOSM, Estimativas Pontuais e Monte Carlo, com superfície fixa e não fixa e 5 métodos de equilíbrio limite para um talude de mina em Minas Gerais, onde ocorreram rupturas no início do século XX. Os valores variaram bastante e mostraram alguma tendência. O valor utilizado como representativo do talude é o equivalente ao método FOSM, Morgenstern Price com superfície livre, que foi indicado pela autora como referência nesse tipo de caso. Nessas condições, β é igual a 1,56 e Pr é igual a 1:17.

Oliveira (2018) realizou análises de um quebra mar sobre argila mole no Porto de Sergipe com ruptura em 1989 pelos métodos probabilísticos FOSM, EP e MC, considerando os métodos de Jambu, Spencer e Morgenstern Price. O valor resultante para a probabilidade de ruptura para as análises em tensões efetivas com parâmetros reduzidos (situação conservadora) foi de 3%, com β de 1,9.

Braga (2019) aplicou o método FOSM para o caso da Barragem I da Mina Córrego do Feijão com ruptura em 2019, considerando os métodos de Spencer e Morgenstern Price. A análise em termos de tensões totais resultou em probabilidade de ruptura de cerca de 1/4 e β igual a 0,58.

Flores (2008) apresenta análises probabilísticas de algumas obras, considerando a correção da variabilidade espacial. A primeira obra é uma barragem de rejeitos no Canadá, pertencente a *Syncrude Canada Limited* e apresentou probabilidade de ruptura de 0,2% com fator de redução da variância e de 2,2% sem fator de redução da variância. Esses valores foram encontrados pelo método FOSM utilizando Bishop. A segunda obra consiste de um talude que deslizou em *Lodalén*, Noruega, em 1954. A probabilidade de ruptura encontrada foi em média 70%.

Fabício (2006) apresentou a análise probabilística de uma barragem para diversos níveis do reservatório. A maior probabilidade de ruptura determinada é de cerca de 1/400 e β de cerca de 2,8 no caso do nível d'água mais elevado. As análises foram feitas pelo método de FOSM utilizando Bishop Simplificado. O autor também analisou um muro de contenção e, no pior caso, encontrou a probabilidade de ruptura pelo método de FOSM de 20%.

Sayão et al. (2012) desenvolveram análises probabilísticas para um talude de mineração em solo saprolítico de quartzito ferrífero utilizando o método FOSM. A probabilidade de ruptura encontrada foi de 1:60 ou 1,7%.

Araújo (2018) realizou a análise probabilística do talude de jusante da Barragem de Santa Branca em São Paulo pelo método FOSM e encontrou como resultados β igual a 6,25 e probabilidade de ruptura de 2×10^{-10} .

De Souza & Vieira (2007) apresentaram a análise probabilística da Barragem Faé, situada no município de Quixelo, no sul do Ceará. Foi utilizado o método de Bishop Simplificado associado à Simulação de Monte Carlo e Estimativas Pontuais. O resultado referente ao método das Estimativas Pontuais foi PR igual a 3×10^{-8} .

Ribeiro (2008) estudou a Barragem de Benguê, localizada no Ceará. Os resultados das análises indicam para o método FOSM utilizando Morgenstern Price uma probabilidade de ruptura de 1/478 no caso de nível d'água máximo no talude.

Morgenstern et al. (2003) utilizaram o método probabilístico de Monte Carlo na análise da estabilidade de uma seção do Dique *Syncrude Tailings* em *Fort McMurray*, Canada. A probabilidade de ruptura encontrada para o dique foi de $1,6 \times 10^{-3}$, sendo que β é igual a 2,31.

El-Ramly et al. (2002) estimaram a probabilidade de ruptura do talude da hidrelétrica *James Bay* em Quebec, Canadá, utilizando do método de Monte Carlo. O valor encontrado foi de $4,7 \times 10^{-3}$ e β é igual a 2,32.

Cami et al. (2017) apresentaram a análise da barragem de rejeitos *Mount Polley*, que rompeu em 2014 no Canadá, pelo método de Monte Carlo. A probabilidade de ruptura encontrada foi de 10,82%.

Silva (2021) utilizou métodos de equilíbrio limite em conjunto com métodos numéricos considerando a abordagem probabilística, para avaliação da estabilidade de uma barragem de rejeitos de mineração de ferro, construída pelo método jusante situada no quadrilátero ferrífero em Minas Gerais. Foram utilizados os métodos de FOSM e Monte Carlo. Os valores obtidos foram de $1:2,15\text{E}+04$ no caso considerado como “final de construção” e $1:2,59\text{E}+05$ no caso “após dissipação de poropressão”.

A Tabela 4.14 resume as probabilidades de ruptura encontradas nas referências citadas anteriormente.

Tabela 4.14: Probabilidades de rupturas obtidas pela literatura

Referência	Tipo de obra	PR	Observação
Flores (2008)	Talude	70%	Ruptura
Braga (2019)	Barragem	25%	Ruptura
Fabício (2006)	Muro de contenção	20%	
Cami et al. (2017)	Barragem	10,82%	Ruptura
Vecci (2018)	Talude de mina	6%	Ruptura
Oliveira (2018)	Quebra mar	3%	Ruptura
Flores (2008)	Barragem	2%	
Sayão et al. (2012)	Talude de mina	1,70%	
El-Ramly et al. (2002)	Barragem	0,47%	
Fabício (2006)	Barragem	0,25%	
Ribeiro (2008)	Barragem	0,21%	
Morgenstern et al. (2003)	Dique	0,16%	
Silva (2021)	Barragem	0,0046%	
De Souza & Vieira (2007)	Barragem	$3 \cdot 10^{-8}$	
Araújo (2018)	Barragem	$2 \cdot 10^{-10}$	

5

METODOLOGIA PARA CLASSIFICAÇÃO DE BARRAGENS DE REJEITOS QUANTO AO RISCO DE LIQUEFAÇÃO

Conforme já discutido anteriormente, a liquefação é uma das principais causas de acidentes de barragens de rejeitos. Inclusive, as duas maiores catástrofes brasileiras, Fundão e Brumadinho, ocorreram devido à liquefação. As rupturas por liquefação geralmente são rápidas e catastróficas e as análises de segurança desse tipo de ruptura são limitadas.

Segundo Martin & McRoberts (1999), a compreensão do mecanismo de ruptura não drenado é importante, contudo, diante de diversas hipóteses e mecanismos de fluxo por liquefação, a estabilidade de uma barragem de rejeitos poderia ser expressa pela probabilidade de ativação do comportamento cisalhante, ou seja, probabilidade de ocorrência de um gatilho, juntamente com o fator de segurança para o equilíbrio limite.

Com objetivo de aprimorar e facilitar a identificação de potenciais gatilhos para liquefação, é proposto nessa tese uma metodologia para estimar o risco de liquefação de barragem de rejeitos. Essa metodologia pode ser utilizada para entender os pontos críticos de uma dada barragem, bem como compará-la com outras barragens existentes ou que já romperam anteriormente, de forma a subsidiar decisões relacionadas a prevenção de novas catástrofes.

Primeiramente, é importante observar se o rejeito é passível de liquefação. Conforme já discutido anteriormente, para um solo ser considerado passível de liquefação deve apresentar saturação alta e comportamento contrátil quando submetido ao cisalhamento.

Sendo assim, considerando que o material pode se liquefazer quando submetido a determinadas condições de carregamento, pode-se aplicar a metodologia proposta para definição do risco da liquefação.

Sugere-se ainda, caso a probabilidade de ocorrência não seja de fácil obtenção, a utilização de probabilidades atribuídas relacionadas à potencial ocorrência do evento de ruptura, de acordo com o histórico e a experiência do projetista. Essas probabilidades são consideradas em cada caso de acordo com a Tabela 5.1, desenvolvida a partir de análises das propostas de Souza (2018), Baecher & Christian (2003) e USBR (2019), conforme mostrado na Tabela 5.2. Importante notar que Souza (2018) adota a expressão *Descrição Verbal* para nomear a avaliação qualitativa da condição atual da barragem em relação a sua probabilidade de ruptura.

Tabela 5.1: Probabilidade atribuída de acordo com a avaliação.

Avaliação	Probabilidade Equivalente
Muito provável	99%
Provável	80%
Neutro	50%
Improvável	20%
Muito improvável	1%

Tabela 5.2: Probabilidade atribuída de acordo com a avaliação (Souza, 2018).

Descrição Verbal	Baecher & Christian, 2003		USBR
	Probabilidade Equivalente	Intervalo	Probabilidade Equivalente
Virtualmente impossível	0,01	0,00 - 0,05	< 0,001
Extremamente improvável	0,10	0,02 - 0,15	0,005
Muito improvável	0,15	0,04 - 0,45	0,01
Improvável	0,25	0,02 - 0,75	0,1
Neutro	0,50	0,25 - 0,85	0,5
Provável	0,75	0,25 - 0,95	0,9
Muito provável	0,80	0,03 - 0,99	0,99
Extremamente provável	0,90	0,75 - 0,99	0,995
Virtualmente certo	0,99	0,90 - 1,00	0,999

Considerando que a ruptura por liquefação de uma barragem apresenta mecanismo não drenado, a probabilidade de ruptura não drenada é considerada a chave para o cálculo da probabilidade de ruptura por liquefação. Os principais gatilhos para ocorrência são avaliados e cada um tem uma probabilidade associada. Cada gatilho é

considerado um evento. Partindo da premissa de que os eventos são independentes, é possível determinar a probabilidade de ocorrência de um gatilho por meio da soma das probabilidades dos eventos. A probabilidade de liquefação é expressa por:

$$P_{liquefação} = P_{não drenada} * \sum P_{gatilhos} \quad (\text{Eq. 5.1})$$

Ressalta-se que a somatória de $P_{gatilho}$, correspondente à soma das probabilidades dos eventos relacionados ao gatilho, são limitadas a 100%.

A análise da estabilidade é essencial para definir a probabilidade de liquefação. Uma ruptura localizada na barragem pode servir como gatilho da liquefação ou a liquefação (devido a outro motivo) pode resultar em uma instabilidade na barragem. No caso de barragens de rejeitos, em geral, a análise não drenada é a pior condição, isto é, o caso com menor fator de segurança ou ainda maior probabilidade de ruptura.

Para cálculo da probabilidade não drenada recomenda-se a utilização de um programa de análise de estabilidade e a determinação dos parâmetros não drenados, em especial, a razão de resistência não drenada S_u/σ'_v , através de ensaios de campo (mais recomendado, conforme já discutido) ou de laboratório. É importante destacar que os parâmetros não drenados são aplicados para o solo abaixo do nível d'água.

Para aplicação do método probabilístico escolhido, FOSM, é necessário a definição do método de equilíbrio limite utilizado nas análises probabilísticas. Sugere-se a utilização de métodos rigorosos, e nesse trabalho foi utilizado o método rigoroso de Spencer.

Como um dos objetivos da metodologia é simplificar o cálculo da probabilidade de ruptura, sugere-se que seja considerado como variável apenas a razão de resistência não drenada S_u/σ'_v , que é o parâmetro que resulta em maior impacto nos resultados de análises de estabilidade e também um parâmetro com grande imprecisão, devido às variações observadas nos rejeitos e à utilização de relações empíricas.

A probabilidade de ruptura corresponde à probabilidade do fator de segurança (FS) ser igual ou menor a 1. A variação aplicada no método para cálculo da derivada parcial do FS em relação a variável foi de 10%, conforme orientação da literatura (Dell'Avanzi & Sayão, 1998; Farias e Assis, 1998). Aplicou-se uma variação incremental, ou seja, atribuindo a S_u/σ'_v o valor da média mais a variação de 10% e as demais variáveis permaneceram fixas em seus valores médios.

Após a obtenção da probabilidade de ruptura não drenada, é necessário a obtenção da probabilidade de ocorrência de gatilhos. Os principais gatilhos são discutidos nos próximos itens.

5.1

Carregamento Rápido

O alteamento de uma barragem de rejeitos induz acréscimos de poropressão que devem ser controlados. Para um solo se liquefazer, a resistência de pico deve ser alcançada a partir de um carregamento não drenado, ou seja, um carregamento suficientemente rápido para não permitir a dissipação das poropressões.

Vick (1990) comenta que taxas entre 4,5m/ano a 9,1m/ano são indicadas para barragens de rejeitos a montante a fim de que os excessos de poropressão sejam dissipados à medida que o carregamento é aplicado. Segundo o autor, taxas acima de 15,2m/ano podem ser consideradas “perigosas”.

Mittal & Morgenstern (1976) sugerem que taxas de alteamento de 5 a 10m/ano podem ser consideradas elevadas e podem ocasionar excessos de poropressão nos rejeitos argilosos contidos nas barragens de rejeitos.

Considerando o exposto, a probabilidade associada a taxa de alteamento anual será considerada conforme Tabela 5.3.

Tabela 5.3: Probabilidade associada à taxa de alteamento anual.

Taxa de alteamento anual	Avaliação	Probabilidade associada
Abaixo de 5 m/ano (inferior a 0,42 m/mês)	Muito improvável	1%
Entre 5 m/ano (0,42 m/mês) e 15 m/ano (1,25 m/mês)	Provável	80%
Acima de 15 m/ano (1,25 m/mês)	Muito provável	99%

5.2

Largura da Praia de Rejeitos

O aumento das poropressões induzido pela alteração na superfície freática pode funcionar como um gatilho para a liquefação dos rejeitos. Em uma barragem de rejeitos, é imprescindível o controle do balanço hídrico do reservatório, de forma a controlar a superfície freática. O monitoramento da largura de praia é um indicador chave para a operação da barragem e controle da superfície freática. Uma largura de praia mínima deve ser sempre mantida (Martin et al, 2002).

Para que o sistema de filtro funcione adequadamente, as condições de praia da barragem devem estar de acordo com o projeto. Caso em algum momento essa condição não se verifique, o sistema de filtro pode não funcionar adequadamente devido a não ter sido projetado para essas novas condições, aumentando a área saturada. A praia reduzida também pode resultar em deposição de material mais fino (argila) em locais não previstos. Caso a largura da praia mínima não seja considerada, as análises de estabilidade devem ser refeitas considerando as novas condições de percolação, saturação e a deposição de material argiloso. A probabilidade de ruptura não drenada será de acordo com essa nova condição.

Sendo assim, a não observância das condições de praia pode resultar em maior chance de ocorrência de problemas de drenagem e segregação do material. A Tabela

5.4 sugere probabilidades de ocorrência de gatilhos considerando que as condições de praia definidas em projeto podem não ser respeitadas.

Tabela 5.4: Probabilidade atribuída à largura de praia.

Largura de praia	Avaliação	Probabilidade atribuída
Não atende a largura definida em projeto	Muito provável	99%
	Provável	80%
	Neutro	50%

5.3

Extravasores

Os extravasores ou drenos devem ser bem projetados de acordo com o tempo de recorrência estipulado e submetidos a manutenções periódicas para garantir o bom funcionamento, sem obstruções.

Eletrobrás (2003) e ANA (2016) recomendam que a borda livre de 3 metros seja mantida no nível normal da barragem. No caso do nível *maximorum*, 1 metro é o recomendado.

Em relação ao tempo de recorrência, é importante ressaltar que as normativas em vigor relacionadas ao assunto sugerem que as barragens possuam extravasores projetados com TR de 10.000 anos ou de acordo com a Precipitação Máxima Provável (PMP).

Nesse item, optou-se por calcular a probabilidade de ruptura de acordo com a probabilidade de ocorrência de uma chuva superior a chuva de projeto. Sendo assim, a probabilidade é definida por:

$$probabilidade = 1/TR \quad (Eq. 5.2)$$

Onde TR é o tempo de recorrência da chuva de projeto

No caso do projeto utilizar a PMP, a determinação da probabilidade deve adotar a mesma probabilidade da chuva decamilenar, ou seja, 10^{-4} .

Adicionalmente, para avaliação da probabilidade de ruptura em relação ao controle da freática, são consideradas algumas hipóteses de acordo com a avaliação, conforme apresentado na Tabela 5.5.

Tabela 5.5: Hipóteses e probabilidades atribuídas relacionadas aos extravasores.

Hipóteses	Avaliação da ocorrência de ruptura	Probabilidade atribuída
Probabilidade de ocorrência de evento que obstrua total ou parcialmente o extravasor (e cause galgamento da barragem)	Provável	80%
	Neutro	50%
	Improável	20%
Falta de plano de manutenção do extravasor	Provável	80%

A probabilidade referente aos extravasores é calculada por:

$$P_{extravasores} = \frac{1}{TR} \times (1 + P_{hipóteses}) \quad (\text{Eq. 5.3})$$

5.4

Erosão Interna

Erosão interna ou *piping* é um outro fenômeno que pode funcionar como um gatilho para liquefação, ocorrendo quando as partículas do solo no interior da barragem são transportadas para jusante pelo fluxo de percolação. Dessa forma, de acordo com a progressão do fenômeno, pode ocorrer o carreamento de várias partículas, resultando em vazios dentro da massa de solo em forma tubular.

A erosão interna geralmente se inicia em algum ponto a jusante da barragem e devido à ação do fluxo de água propaga-se regressivamente em direção ao reservatório,

aumentando gradativamente o tubo no interior da estrutura até gerar uma brecha que resulta na ruptura da barragem.

Para controlar esse fenômeno, a barragem deve contar com um sistema de drenagem bem projetado e funcionando corretamente. O filtro deve ser projetado segundo os critérios de filtro e executado de acordo com o projeto.

Honjo (1985) propõe estimar a probabilidade de mau funcionamento do filtro em função da granulometria a partir das expressões:

$$\lambda = 1,6 \frac{DF_{15}}{DB_{85}} + 1,39 \frac{DB_{95}}{DB_{75}} - 14,75 \quad (\text{Eq. 5.4})$$

$$P_j = \frac{e^\lambda}{1+e^\lambda} \quad (\text{Eq. 5.5})$$

Onde

DF15, DB75, DB85 e DB95 são os diâmetros de grãos médios equivalentes a 15%, 75%, 85% e 95% passante no peneiramento;

P_j é a probabilidade de mal funcionamento do filtro.

Adicionalmente, caso problemas sugestivos de erosão interna sejam observados na barragem, sugere-se analisar as hipóteses apresentadas na Tabela 5.6.

Tabela 5.6: Probabilidades associadas às hipóteses de erosão interna.

Hipóteses	Avaliação da ocorrência de ruptura	Probabilidade associada
Indícios de mau funcionamento do sistema de drenagem nos últimos 10 anos	Muito provável caso o sistema não tenha sido complementado e redimensionado	99%
	Indiferente caso o sistema tenha sido complementado e redimensionado	50%
Instrumentação da barragem indica anomalias relativas ao aumento de poropressões e/ou alteração na vazão da drenagem interna	Provável	80%
Surgência ou acúmulo de material carregado na área a jusante da barragem nos últimos 10 anos	Muito provável caso o problema não tenha sido resolvido	80%
	Indiferente caso o problema tenha sido resolvido	50%

5.5

Fundação

A fundação deve ser extensivamente investigada. Alguns métodos de caracterização que podem ser utilizados são mapeamento geológico-geotécnico, *lidar*, geofísica, ensaios in situ, sondagens e ensaios em laboratório.

O estudo das fundações deve apresentar os principais resultados do mapeamento geológico-geotécnico, investigações geotécnicas e ensaios de campo e de laboratório realizados para se conhecerem as características geotécnicas dos materiais constituintes e das condições hidrogeológicas das fundações da barragem e, consequentemente, subsidiar a elaboração dos estudos para elaborar o projeto de tratamento das fundações e as análises estruturais da barragem. A quantidade de sondagens e amostras a serem analisadas deve ser definida por profissional com reconhecida experiência para que permita o completo entendimento do contexto geológico-geotécnico no local de implantação da barragem. A qualidade das sondagens também deve ser avaliada pelo profissional de acordo com normativas orientativas do assunto.

Segundo *Association of Professional Engineers and Geoscientists of British Columbia* (APEGBC, 2016), a avaliação do risco pode ser feita identificando os modos de ruptura que incluem a fundação. Essas superfícies de ruptura potenciais podem ser ainda examinadas em relação à precisão das informações utilizadas na análise e às incertezas associadas às condições de fundação para se avaliar o risco adequadamente. No caso de fundações complexas, o projetista deve assumir que as condições resultam em um maior risco para a barragem. Como exemplo dessas condições, destacam-se variabilidade da origem e resistência dos solos da fundação, condições variáveis espacialmente, camadas colapsíveis e pressões artesianas.

Nesse contexto, após o adequado conhecimento da fundação, sugere-se fazer a análise de estabilidade com abordagem probabilística da fundação, limitando a análise a superfícies de ruptura que passem pela fundação, resultando em uma probabilidade de ruptura pela fundação. De forma a simplificar a metodologia e considerando que a análise não drenada feita anteriormente considera também as superfícies que passam pela fundação, pode ser adotada a Tabela 5.7 de acordo com o nível de complexidade da fundação e de acordo com o nível de investigação realizada.

Tabela 5.7: Probabilidades associada à complexidade da fundação ou nível de investigação realizada.

Fundação	Avaliação	Probabilidade associada
Grau de complexidade e nível de investigação	Muito complexa e com caracterização em nível insatisfatório	99%
	Muito complexa e com caracterização em nível satisfatório	50%
	Pouco complexa e com caracterização em nível insatisfatório	50%
	Pouco complexa e com caracterização em nível satisfatório	20%

5.6

Deslocamentos

Creep ou fluência é um fenômeno onde ocorre acúmulo de deformação sem alteração das tensões aplicadas. As deformações devido ao *creep* tendem a diminuir

com o tempo, se não forem suficientes para ocorrer a ruptura (Singh & Mitchell, 1969). No caso do *creep* não drenado, ocorre variação de tensão efetiva, mas a tensão total mantém-se constante.

Lade et al. (1997) apresentam uma série de ensaios para estudar a fluência drenada e não drenada. As conclusões desse trabalho indicam que a fluência não drenada em uma areia que tende a comprimir gera poropressão e tende a se aproximar da instabilidade. O *creep* drenado, por outro lado, tende a tornar a areia mais estável.

Leong et al. (2000) reportam ensaios em areias com aumento da tensão inicial, seguido por *creep* não drenado. Caso houvesse a estabilização, ou seja, o material não rompesse, a tensão inicial era aumentada e o material era submetido novamente ao *creep*. O resultado dos ensaios é mostrado na Figura 5.1. Como conclusão do trabalho, e considerando areia com determinado índice de vazios, eles demonstram que a instabilidade ocorre quando as tensões iniciais (antes de submeter o solo ao *creep* não drenado) são suficientemente altas.

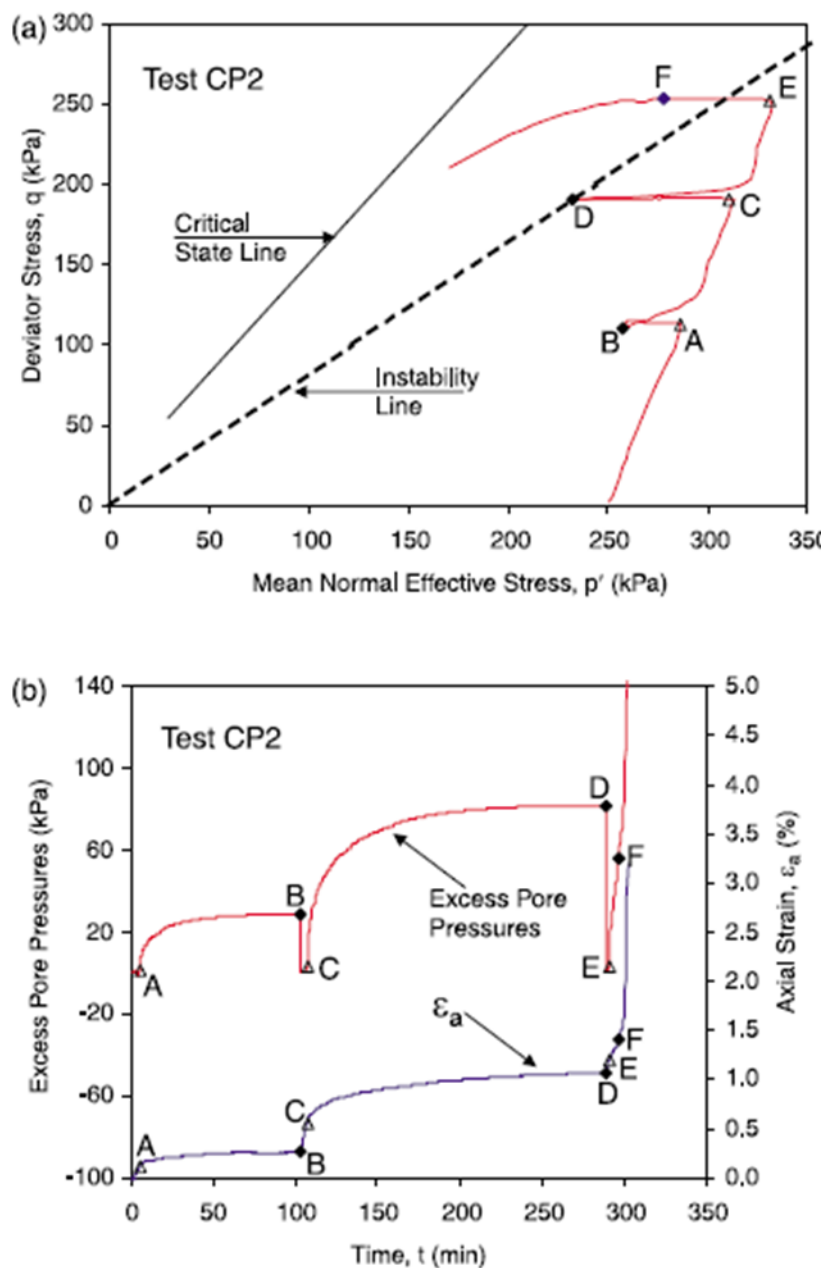


Figura 5.1 Ensaio com aplicação de *creep* não drenado em areias realizados por Leong et al. (2000).

Observa-se na Figura 5.2 que se o ponto inicial estiver muito perto da linha de instabilidade (ponto A), o *creep* não drenado vai gerar poropressões suficientes para o solo atingir a ruptura (ponto B). Caso o ponto inicial não esteja próximo da linha de estabilidade, ocorre a máxima poropressão gerada durante o *creep* não drenado e o solo não atinge a ruptura (ponto D).

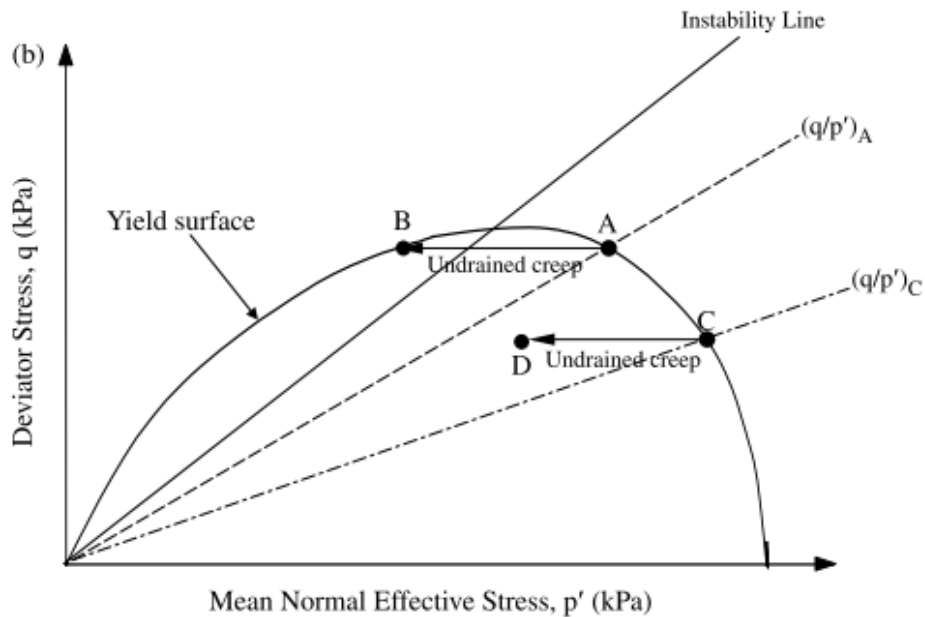


Figura 5.2: Gráfico $p' \times q$ mostrando o efeito do *creep* não drenado.

Dessa forma, eles propõem um gráfico $p' \times q$ dividido em três zonas, conforme Figura 5.3. Se o material estiver na Zona I pode ser considerado estável. Se o material estiver na Zona 2, caso ocorra *creep* não drenado, pode ocorrer a ruptura. Na zona 3, o material é considerado instável. A linha de instabilidade e a poropressão máxima induzida pelo *creep* não drenado dependem do índice de vazios do solo e das tensões aplicadas, além da forma de obtenção da amostra.

Ressalta-se ainda que o deslocamento devido ao *creep* pode levar o solo a uma resistência residual muito menor que a resistência de pico nos casos de rejeitos dispostos hidraulicamente.

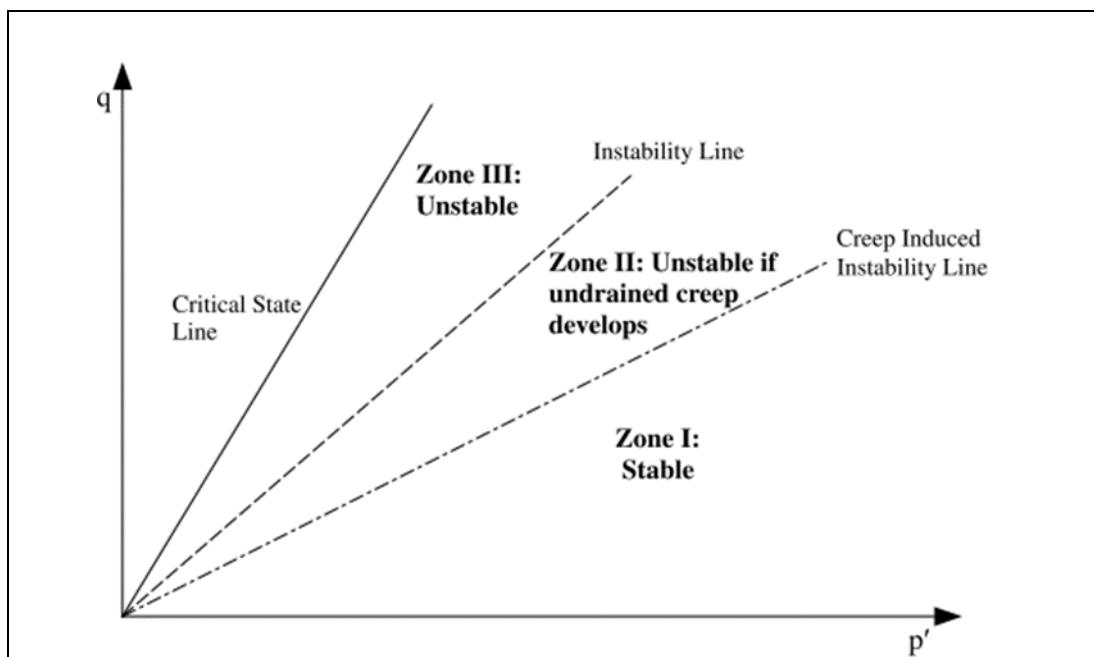


Figura 5.3: Gráfico $p' \times q$ mostrando as zonas de acordo com as tensões iniciais aplicadas.

Pode-se ainda verificar a instrumentação da barragem, de forma a determinar a ocorrência de deslocamentos. Essa autora propõe então a Tabela 5.8 para definir a probabilidade de ruptura no caso de não haver ensaios suficientes para definir a *instability line*. A tabela considera o monitoramento da instrumentação de deslocamentos e a razão não drenada residual na condição de ocorrência de deslocamentos, visto a possibilidade de mobilização da resistência de pico do material.

Tabela 5.8: Probabilidade de ruptura atribuída devido aos deslocamentos em função do S_u/σ'_v residual e medidas da instrumentação.

Monitoramento de deslocamentos e Fator de segurança com S_u/σ'_v residual (FS_{res})	Avaliação	Probabilidade atribuída
Sem deslocamentos e FS_{res} maior que 1,3	Muito improvável	1%
Ocorrência de deslocamentos e FS_{res} maior que 1,3		
Sem deslocamentos e FS_{res} entre 1,0 e 1,3	Improvável	20%
Ocorrência de deslocamentos e FS_{res} entre 1,0 e 1,3		
Sem deslocamentos e FS_{res} menor que 1,0	Provável	80%
Ocorrência de deslocamentos e FS_{res} menor que 1,0	Muito provável	99%

5.7

Cargas Dinâmicas

Conforme já detalhado anteriormente, a barragem pode ser submetida a esforços dinâmicos, como terremotos e explosões, que podem funcionar como gatilhos para liquefação.

No caso de terremotos, é possível estimar a probabilidade de ocorrência do mesmo por meio do período de retorno adotado no projeto. A ABNT NBR 15421 (2023), define um período de retorno de 475 anos.

ICOLD (2010) define os seguintes valores base:

(1) Sismo Base de Operação (*Operating Basis Earthquake – OBE*): definido como o sismo máximo que pode atingir a obra durante sua vida útil, sem causar grandes prejuízos, nem afetar a operação da estrutura. Sugere uma probabilidade de excedência de 50% em 100 anos de vida útil da estrutura, ou seja, um período de retorno de aproximadamente 145 anos;

(2) Sismo Máximo de Segurança (*Safety Evaluation Earthquake, SEE*): sismo máximo de projeto, ou seja, a barragem submetida a esse sismo pode sofrer dano estrutural, mas a sua estabilidade é garantida e não é permitida nenhuma liberação incontrolável de grandes quantidades de líquido que possam causar inundação a jusante. Muitos autores utilizam a denominação Sismo Base de Projeto ou *Maximum Design Earthquake* (MDE), inclusive já utilizada em boletins anteriores do ICOLD. No caso de barragens, o período de retorno adotado pode ser entre 1.250 e 10.000 anos, dependendo do nível de consequência resultante da ruptura.

O período de retorno associado ao OBE considera a ocorrência de um problema na barragem, classificado como reduzido. O OBE deve ser avaliado junto com outros fatores para garantir a segurança na estrutura. A probabilidade associada ao OBE é maior que a associada ao SEE, mas a liquefação pode acontecer devido ao somatório

de pequenos problemas, tal como a ocorrência de terremoto de magnitude menor (OBE). Sendo assim, sugere-se a probabilidade associada com a OBE para estimativa da probabilidade de liquefação relativa ao evento sísmico, sendo expressa por:

$$probabilidade = 1/TR \quad (Eq. 5.6)$$

Onde TR é o tempo de recorrência do terremoto base de operação (OBE)

5.8

Consequências de Eventual Ruptura

Pode-se dividir as consequências em econômicas, ambientais, sociais e para saúde e segurança de pessoas. Para quantificar as consequências, serão estipulados alguns parâmetros, tais como:

- (1) Consequências ambientais: volume da barragem, duração do impacto, e característica da recuperação ambiental (liberação total e/ou liberação controlada);
- (2) Consequências para saúde e segurança das pessoas: número de mortes resultante do acidente, número de pessoas afetadas diretamente pelo acidente (pessoas que entrarão em contato com os rejeitos contidos na barragem - “lama no pé”), estimativas de pessoas afetadas indiretamente pelo acidente, ou seja, estimativa de pessoas que serão afetadas devido a impactos na infraestrutura, falta de água e/ou luz, interdições (de estradas, de comércio ou outras) que serão necessárias;
- (3) Consequências econômicas: estimativa de prejuízo decorrente do acidente em relação a empresas e comércios afetados.

Para cada parâmetro foram definidos, com base na bibliografia apresentada no item 3.5, valores limites que dividem cada consequência em baixa, média e alta

conforme Tabela 5.9. De acordo com a importância das consequências no impacto de uma eventual ruptura, a autora definiu a pontuação para cada item, que resulta em uma pontuação referente ao impacto de uma eventual ruptura. A pontuação das consequências serviu de base para classificação do impacto da ruptura da barragem em baixo, médio e alto, conforme apresentado na Tabela 5.10, que será utilizada para a definição do risco da barragem analisada.

Tabela 5.9: Avaliação das consequências de eventual ruptura da barragem.

Nível das consequências	Consequências ambientais			Consequências para saúde e segurança das pessoas			Consequências econômicas
	Volume do reservatório	Duração do impacto	Recuperação ambiental	Número de mortes estimadas	Número de pessoas em contato com o rejeito	Número de pessoas afetadas (infraestrutura)	Prejuízos estimados
Baixo	Menor que 5hm ³ (1 ponto)	Menor que 1 ano (1 ponto)	É possível e viável a liberação total (3 pontos)	Nenhuma morte (2 pontos)	Até 100 pessoas (4 pontos)	Até 100 pessoas afetadas por menos que 20 meses (4 pontos)	Até 10 milhões de dólares (5 pontos)
Médio	5 a 25hm ³ (3 pontos)	Entre 1 e 5 anos (5 pontos)	É viável a liberação parcial (10 pontos)	Até 100 pessoas (10 pontos)	Entre 100 e 1000 pessoas (5 pontos)	Até 1000 pessoas afetadas por menos que 200 meses (5 pontos)	Entre 10 e 100 milhões de dólares (10 pontos)
Alto	Maior que 25hm ³ (5 pontos)	Maior que 5 anos (10 pontos)	A liberação não é viável, sendo necessários controles ou alteração do ecossistema (15 pontos)	Acima de 100 pessoas (30 pontos)	Acima de 1000 pessoas (10 pontos)	Mais que 1000 pessoas afetadas ou mais que 200 meses (10 pontos)	Acima de 100 milhões de dólares (20 pontos)

Nota: Faixa de pontuação
Consequências ambientais – 5 pontos até 30 pontos
Consequências para saúde e segurança das pessoas – 10 pontos até 50 pontos
Consequências econômicas – 5 pontos até 20 pontos
Total – 20 pontos até 100 pontos

Tabela 5.10: Classificação do impacto de eventual da ruptura da barragem de acordo com pontuação obtida para as consequências.

Classificação de impacto	Pontuação
Baixa	< 35 pontos
Média	35 a 60 pontos
Alta	> 60 pontos

5.9

Risco de Liquefação

Conforme dito anteriormente, risco pode ser definido como probabilidade de ruptura multiplicado pelas consequências. Sendo assim, a metodologia proposta permite estimar o risco de liquefação multiplicando a probabilidade de ruptura de liquefação e a pontuação devido às consequências apresentada no item 5.8.

Entretanto, essa metodologia é de difícil comparação, tendo em vista que para as consequências é definida uma pontuação de acordo com a gravidade, mas sem significado físico.

Sendo assim, outra forma de considerar o conceito de risco, porém sem o cálculo do valor propriamente dito, é por meio de classificação dos valores de consequências e a definição de limites referentes à probabilidade de ruptura aceitável e à probabilidade de ruptura tolerável, conforme explicado no item 4.5.

Sendo assim, a metodologia de classificação adota a Tabela 5.11, baseada na literatura já exposta no item 4.6.

Tabela 5.11: Definição dos limites aceitável e tolerável de risco de acordo com a classificação das consequências.

Classificação Consequências	Limite referente à probabilidade aceitável	Limite referente à probabilidade tolerável
Baixa	10^{-4}	10^{-3}
Média	10^{-5}	10^{-4}
Alta	10^{-6}	10^{-5}

5.10

Resumo da Metodologia

A metodologia apresentada nesse capítulo pode ser resumida nos seguintes passos:

- (1) Verificar se os rejeitos contidos na barragem e/ou se a própria barragem é suscetível a liquefação através do método proposto por Robertson (2010);
- (2) Caso se verifique a suscetibilidade à liquefação, calcular a probabilidade de ruptura não drenada utilizando o método probabilístico FOSM e o método de equilíbrio limite rigoroso Spencer;
- (3) Estimar a probabilidade de ocorrência de gatilho através da Tabela 5.12, somando o valor de probabilidade de cada item, lembrando que o valor final da probabilidade do gatilho é limitado a 100%;
- (4) Calcular a probabilidade de ruptura por liquefação multiplicando os valores obtidos em (2) e (3) conforme Equação 5.1;
- (5) Avaliar as consequências da ruptura da barragem através da Tabela 5.9 e classificar a barragem de acordo com a Tabela 5.10;
- (6) Verificar os limites de probabilidade aceitável e tolerável de acordo com a classificação obtida em (5) e conforme mostrado na Tabela 5.11;
- (7) Comparar o valor obtido em (4) com os valores limites em (6).

Tabela 5.12: Estimativa da probabilidade de ocorrência de gatilho.

Gatilhos	Avaliação	Probabilidade associada	
Taxa de alteamento anual	Abaixo de 5 m/ano (inferior a 0,42 m/mês)	1%	
	Entre 5 m/ano (0,42 m/mês) e 15 m/ano (1,25 m/mês)	80%	
	Acima de 15 m/ano (1,25 m/mês)	99%	
Não atende à largura de praia	Muito provável	99%	
	Provável	80%	
	Neutro	50%	
Fundação	Muito complexa e com caracterização em nível insatisfatório	99%	
	Muito complexa e com caracterização em nível satisfatório	50%	
	Pouco complexa e com caracterização em nível insatisfatório	50%	
	Pouco complexa e com caracterização em nível satisfatório	20%	
Deformação	Sem deslocamentos e $FS_{res}>1,3$	1%	
	Ocorrência de deslocamentos e $FS_{res}>1,3$		
	Sem deslocamentos e $FS_{res} >1,0$	20%	
	Ocorrência de deslocamentos e $FS_{res}>1,0$		
	Sem deslocamentos e $FS_{res}<1,0$	80%	
	Ocorrência de deslocamentos e $FS_{res}<1,0$	99%	
Sismo	----	1/TR	
Extravador	Sem problemas	1/TR	
	Com problemas (1)	$(1+hip_1)/TR$	
Erosão interna	Sem problemas	P_j	
	Com problemas (2)	hip_2	
(1) Problemas relativos ao extravasor		Avaliação	hip_1
Probabilidade de ocorrência de evento que obstrua total ou parcialmente o extravasor (e cause galgamento da barragem)		Provável	80%
		Neutro	50%
		Improvável	20%
Falta de plano de manutenção do extravasor			80%

(2) Problemas relativos à erosão interna		hip ₂
Indícios de mau funcionamento do sistema de drenagem nos últimos 10 anos	Caso o sistema não tenha sido complementado e redimensionado	99%
	Caso o sistema tenha sido complementado e redimensionado	50%
A instrumentação da barragem indica anomalias relativas ao aumento de poropressões e/ou alteração na vazão da drenagem interna		80%
Surgência ou acúmulo de material carreado na área a jusante da barragem nos últimos 10 anos	Caso o problema não tenha sido resolvido	80%
	Caso o problema tenha sido resolvido	50%

6

ESTUDO DE CASO: BARRAGEM DE REJEITOS DE FUNDÃO

6.1

Histórico

Na tarde de 5 de novembro de 2015, a Barragem de Rejeitos de Fundão, situada em Mariana/MG, entrou em colapso. A barragem foi construída pelo método à montante e na ocasião, possuía altura equivalente a 110 m.

O projeto da Barragem do Fundão consistia na disposição separada dos rejeitos arenosos e finos (lama) em reservatórios específicos. No reservatório do Dique 1, foi prevista a disposição de rejeito arenoso na forma de empilhamento drenado de rejeitos arenosos e no reservatório do Dique 2 foi prevista a disposição dos finos (lama). A Figura 6.1 mostra os dois diques.

Em relação à fundação da área, observava-se solo saprolito de espessura média igual a 40m. O Dique 1 foi construído em aterro homogêneo de solo saprolítico compactado com cerca de 30m de altura, 8m de largura e 260m de extensão (Rezende, 2013).

O conceito inicial do projeto consistia em empilhamento drenado com sistema de drenagem de alta capacidade, objetivando minimizar a saturação do depósito de areia junto ao dique de partida (Morgenstern, et al., 2016). Esse sistema de drenagem consistia, entre outros componentes, por drenos de fundo, galeria principal (abaixo da ombreira direita) e galeria secundária (abaixo da ombreira esquerda), as quais são indicadas em destaque na Figura 6.1.



Figura 6.1: Galerias principal (em vermelho) e secundária (em preto).

A construção do barramento principal foi concluída em outubro de 2008. Logo após, em abril de 2009, foi evidenciado grave processo de erosão interna. Após as devidas investigações, concluiu-se que havia falhas de construção graves no sistema de drenagem de fundo e optou-se pela selagem do mesmo. Em abril de 2010, a Barragem do Fundão iniciou as operações recebendo os rejeitos das usinas de beneficiamento. A barragem de rejeito de Fundão foi sendo construída com o próprio material lançado hidráulicamente em canhões (*spigots*) localizados na crista da barragem, na direção de montante (Rezende, 2013).

Posteriormente, em 2011 e 2012, o projeto do barramento principal foi revisado, sendo implantado tapete drenante na elevação de 826m, 4m abaixo da elevação da crista. Nesse mesmo período, foi verificado que, devido a situações operacionais, o critério de largura da praia não estava sendo atendido (Morgenstern, et al., 2016).

Paralelamente, ficou evidenciado que as galerias principal e secundária também possuíam falhas graves de construção. Foram feitas tentativas de recuperação por meio de execução de injeções. Entretanto, no final de 2012, foi percebido que os problemas continuavam e optaram pelo planejamento para tamponamento das duas galerias. A galeria secundária estava em situação mais crítica e não tinha capacidade de carga para suportar a continuidade do lançamento de rejeitos sobre a mesma.

Sendo assim, como solução temporária até que a operação de tamponamento estivesse concluída, decidiu-se realinhar a barragem na ombreira esquerda, recuando a mesma. A barragem voltaria a sua posição original tão logo o tamponamento estivesse concluído. Apesar do tamponamento ter sido concluído em agosto de 2013, problemas de surgência e trincas na ombreira esquerda durante o ano de 2014 resultaram na elaboração de novo projeto para o sistema de drenagem, que exigiria manter o recuo até a construção dos novos drenos na ombreira esquerda. É importante destacar que esse recuo colocava o eixo da barragem apoiado na área onde tinha argila devido a menor largura de praia observada nos anos anteriores.

Em agosto de 2014, fraturas indicaram instabilidade do talude do recuo da ombreira esquerda. A estabilização do talude foi rapidamente executada através de berma de equilíbrio.

Por outro lado, foram verificadas altas taxas médias de alteamento da barragem a partir de 2013. O recuo foi alteado a cerca de 18m/ano em 2013, com 3m apenas no mês de setembro. Em outubro de 2015, último mês antes da ruptura, a taxa atingiu novamente 2,9m.

Em relação à precipitação pluviométrica, os meses de novembro, dezembro e janeiro são considerados os meses mais chuvosos na região. Entretanto, no mês anterior à ruptura, foi observado índice pluviométrico de 51mm/mês, bem inferior ao máximo da região.

No dia 05 de novembro de 2015, horas antes da ruptura, foram verificados pequenos abalos sísmicos na região da barragem de fundão. Relatos dos trabalhadores

indicaram que a ruptura começou nas bancadas inferiores da barragem, na direção da ombreira esquerda. Calcula-se que 32 milhões de m³ de rejeitos foram perdidos, o que representa 61% do material contido no barramento e corresponde à proporção anormalmente elevada em relação às estatísticas de rupturas de barragens de rejeitos.

Devido às condições da ruptura, é evidente que a mesma ocorreu devido à liquefação dos rejeitos, sendo que o material perdeu a resistência e fluiu como um líquido. Além disso, os relatos das testemunhas indicam que essa transformação de sólido para líquido foi abrupta e que a ruptura ocorreu na área próxima à ombreira esquerda da barragem.

6.2

Consequências do Acidente

O maior desastre ambiental do país provocou danos econômicos, sociais e ambientais gravíssimos e causou 19 mortes. Quarenta e uma cidades foram afetadas em dois estados brasileiros, cerca de 240,88 hectares de mata atlântica degradados, 3 reservas indígenas atingidas, mais de 50 milhões de metros cúbicos de rejeitos de mineração liberados e 14 toneladas de peixes mortos (MPF, 2020). Segundo o MPF (2020), os danos decorrentes do desastre foram estimados em 155 bilhões.

O processo de reparação está sob gestão da Fundação Renova. A área impactada compreende mais de 670 km de cursos de água, de Mariana a Linhares (ES). Ações integradas para revitalização do Rio Doce devem durar cerca de 10 anos.

Segundo a Fundação Renova (2020), já foram desembolsados 8,17 bilhões de reais nas ações de reparação e compensação até fevereiro de 2020. São previstos o gasto de 4,68 milhões de reais em ações de recuperação no ano de 2020.

Foram pagos 275,2 milhões de reais a mais de 270 mil pessoas que tiveram seu abastecimento interrompido por mais de 24 horas e 754,54 milhões de reais foram pagos a cerca de 10 mil pessoas como indenização pela renda ou bens materiais. Ainda

existe auxílio financeiro emergencial mensal às pessoas que sofreram impacto direto na sua atividade econômica ou produtiva, que são pagos a cerca de 14.600 pessoas e seus dependentes, resultando em um gasto de 1,24 bilhão de reais (Fundação Renova, 2020). No total, mais de 320 mil pessoas foram indenizadas.

Ainda, segundo a Fundação Renova, cerca de 470 famílias tiveram que ser reassentadas, pois perderam suas casas na tragédia.

Além desses danos, os prejuízos operacionais da empresa foram gigantescos. Rostás (2016) reporta que a empresa contabilizou prejuízo operacional de R\$ 8,21 bilhões em 2015, ante lucro de R\$ 3,44 bilhões no ano anterior. Diversas multas foram aplicadas à empresa pelos órgãos ambientais. A credibilidade e as ações da empresa perderam valor. A empresa não pôde operar até 2019, 4 anos após o acidente.

Em decorrência desse evento, o balanço patrimonial consolidado em 31 de dezembro de 2018 apresenta patrimônio líquido negativo de 17 bilhões de reais, o passivo circulante consolidado excede o ativo circulante consolidado em 23 bilhões de reais e a demonstração consolidada dos fluxos de caixa do exercício findo nessa data, apresenta geração negativa de caixa nas atividades operacionais de 870 milhões de reais (Samarco, 2018).

Adicionalmente, diversas ações judiciais estão em curso contra a Samarco. Em dezembro de 2018, a empresa provisionou montante agregado de 9,6 bilhões de reais para desembolsos futuros relacionados as suas obrigações geradas pela ruptura da barragem de Fundão, incluindo os valores de possíveis ações judiciais (Samarco, 2018).

Considerando a Tabela 2.1 proposta por ANCOLD (2012), as consequências do acidente seriam consideradas catastróficas, visto que em relação ao:

- (1) Dano social: mais de 320 mil pessoas foram impactadas (catastrófico);
- (2) Dano ambiental: mata atlântica devastada, danos irreparáveis (catastrófico);

- (3) Extensão do impacto: maior que 20 km² (catastrófico);
- (4) Duração do impacto: maior de 20 anos pois o rejeito não será retirado, apenas estabilizado (catastrófico);
- (5) Infraestrutura: já foram desembolsados 8,17 bilhões de reais nas ações de reparação e compensação (catastrófico);
- (6) Saúde Pública: Houve problemas no abastecimento das residências de inúmeras pessoas, 470 famílias perderam suas casas, ou sejam foram impactadas por longo período (catastrófico);
- (7) Importância dos negócios: negócios da cidade de Bento Gonçalves faliram, mais de 10 mil pessoas perderam suas rendas.

Por outro lado, e conforme CDA (2013), as consequências desse acidente poderiam ser classificadas como Muito Alta considerando a perda de vidas ou Extremas considerando o impacto ambiental.

Considerando a Tabela 5.9, é possível avaliar as consequências da ruptura da Barragem de Fundão e concluir que é ALTA, totalizando 80 pontos dos 100 pontos possíveis, conforme mostrado na Tabela 6.1.

Tabela 6.1: Avaliação das consequências da ruptura da Barragem de Fundão.

	Consequências ambientais			Consequências para saúde e segurança das pessoas			Consequências econômicas
	Volume do reservatório	Duração do impacto	Recuperação ambiental	Número de mortes estimadas	Número de pessoas em contato com o rejeito	Número de pessoas afetadas (infraestrutura)	Prejuízos estimados
Baixa	Menor que 5hm ³ (1 ponto)	Menor que 1 ano (1 ponto)	É possível e viável a liberação total (3 pontos)	Nenhuma morte (2 pontos)	Até 100 pessoas (4 pontos)	Até 100 pessoas afetadas por menos que 20 meses (4 pontos)	Até 10 milhões de dólares (5 pontos)
Média	5 a 25hm ³ (3 pontos)	Entre 1 e 5 anos (5 pontos)	É viável a liberação parcial (10 pontos)	Até 100 pessoas (10 pontos)	Entre 100 e 1000 pessoas (5 pontos)	Até 1000 pessoas afetadas por menos que 200 meses (5 pontos)	Entre 10 e 100 milhões de dólares (10 pontos)
Alta	Maior que 25hm³ (5 pontos)	Maior que 5 anos (10 pontos)	A liberação não é viável, sendo necessários controles ou alteração do ecossistema (15 pontos)	Acima de 100 pessoas (30 pontos)	Acima de 1000 pessoas (10 pontos)	Mais que 1000 pessoas afetadas ou mais que 200 meses (10 pontos)	Acima de 100 milhões de dólares (20 pontos)
Total Parcial	5	10	15	10	10	10	20
Total	80 pontos						

6.3

Causas do Acidente

Segundo relatório elaborado por Morgenstern et al. (2016), os principais potenciais modos de ruptura que se aplicam às condições específicas de Fundão são galgamento, erosão interna, deslizamento pela fundação ou pelo aterro do dique de partida e liquefação. Devido às evidências visuais, conforme já comentado, sabe-se que a ruptura foi por liquefação. Sendo assim e considerando a ruptura por liquefação, são analisados dois tipos de liquefação: estática e cíclica/dinâmica.

Morgenstern et al. (2016) avaliam as condições da barragem e as observações de ruptura e concluem que a ruptura ocorreu devido ao aumento de carga estática . O aumento da carga estática, por sua vez, poderia ter ocorrido devido ao cisalhamento não drenado ou por extrusão relacionada com deformação, com ou sem contribuição devido à poropressão cíclica.

Morgenstern et al. (2016) ainda informam que, devido às alterações de projeto e de execução, permitiu-se a elevação da saturação da areia. A saturação da areia é uma das condicionantes para ocorrência da liquefação. Considerando que a areia se encontra no estado fofo e saturada, só seria necessário um gatilho. No relatório, concluiu-se que a extrusão lateral iniciou a ruptura, mas os autores do relatório indicam que possa ter ocorrido também o cisalhamento não drenado, além da possibilidade de ter pequena contribuição dos abalos sísmicos observados antes do colapso.

A ruptura ocorreu na ombreira esquerda devido ao recuo do alinhamento que foi realizado. A lama tinha invadido a área reservada para areia, onde posteriormente seria o novo alinhamento da barragem, dificultando a drenagem e introduzindo material de menor resistência na barragem.

A análise da árvore de falhas mostrada na Figura 6.2 permite entender melhor o processo de ruptura por liquefação. Este tipo de análise corrobora as conclusões de Morgenstern et al. (2016) e poderia ter sido elaborada preventivamente, de forma a tentar evitar possível ruptura.

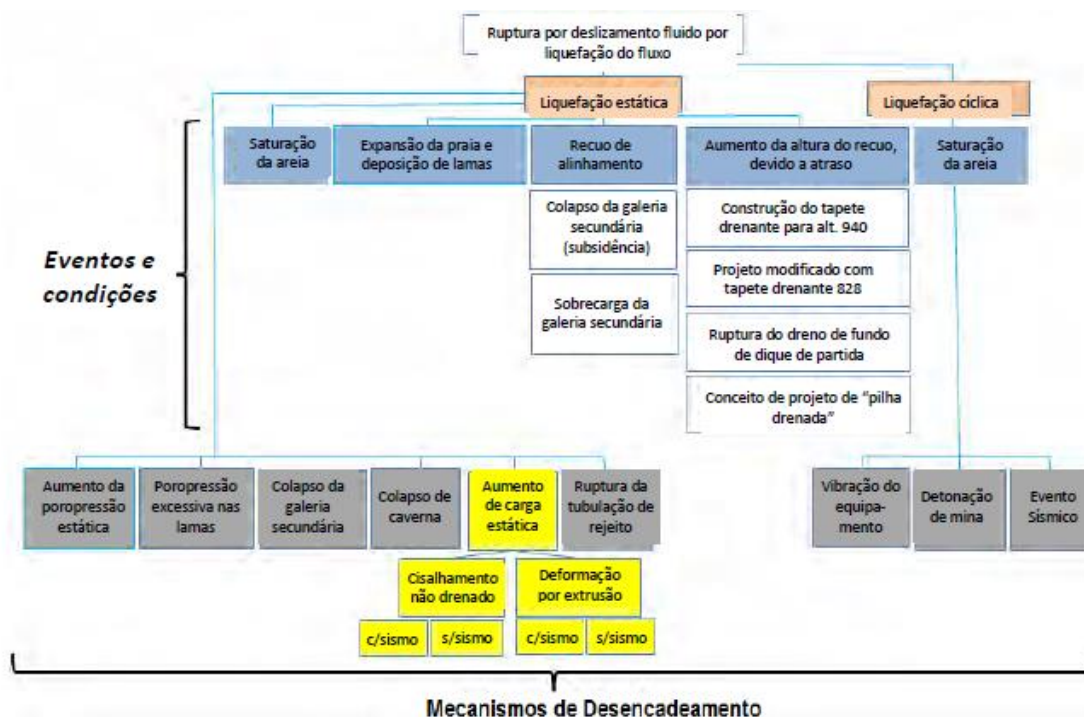


Figura 6.2: Árvore de falhas para o desencadeamento da liquefação (Morgentern et al., 2016).

6.4

Análise dos Dados Geotécnicos

Foram relatadas mais de 50 campanhas de investigações geotécnicas diferentes com diversos tipos de ensaios, entre eles, Ensaios de Penetração de Cone (CPT), Sondagens à Percussão (SPT) e Ensaios de Permeabilidade. Entretanto, foi observado que grande parte desses ensaios, principalmente os que foram feitos próximo a área onde houve a ruptura, não eram levados até a fundação, ou seja, não atingiram todo o material contido na barragem.

Morgenstern et al. (2016) relatam que as informações disponíveis não eram suficientes para confirmar a presença de argilas na área de ocorrência da ruptura, visto que nenhum ensaio CPT e SPT foi realizado a partir da crista da barragem até o maciço rochoso. Além disso, os autores comentam sobre a falta de confiabilidade em alguns resultados de ensaios SPT e CPT. Foi verificada incompatibilidade de dados, levando

a conclusões diferentes dependendo do grupo de dados analisados. Em relação ao material argiloso, verificou-se que não foram realizados ensaios de palheta e testes de laboratório em amostras indeformadas. Sendo assim, os autores realizaram investigações complementares na barragem de Germano (barragem próxima a Fundão, que recebia material oriundo da mesma área de produção), de forma a obter e confirmar os dados utilizados nas análises.

Observa-se que a maior parte dos ensaios antes e depois da ruptura indicam a suscetibilidade do material arenoso à liquefação. Os testes realizados após a ruptura nos rejeitos arenosos da Barragem de Germano apresentaram resultados semelhantes. Robertson (2010) observou que, quando saturada, a areia depositada na barragem de Fundão é susceptível à liquefação, com parâmetro de estado de -0,05 ou mais. A análise dos dados de CPT desenvolvida por Morgentern et al. (2016) mostra que aproximadamente 80% dos rejeitos arenosos localizados a cerca de 75 metros da crista da barragem e mais de 95% dos rejeitos localizados a distância superior a 180 metros da crista têm comportamento contrátil quando submetidos ao cisalhamento de acordo com a metodologia proposta por Robertson (2010).

Os resultados e comportamentos dos ensaios SPT e CPT mostram sinais de lama intercalada no rejeito arenoso. Morgenstern et al. (2016) confirmam a presença de camadas de argila em alguns ensaios SPT .

Ainda os autores adotam valores de Su/σ'_v iguais a 0,25 para a condição de pico e 0,07 para a condição liquefeita. Observando os resultados referentes à estimativa de $Su_{(LIQ)}/\sigma'_v$ a partir dos ensaios CPTu e adotando-se as teorias de Olson & Stark (2002) e Robertson (2010), pode-se concluir que a média dos valores encontrados é cerca de 0,07.

Por outro lado, nos ensaios onde foram estimados $Su_{(YIELD)}/\sigma'_v$ a partir do CPTu segundo método de Olson & Stark (2003), obteve-se o valor de 0,25, similar ao valor encontrado pelo método de compressão triaxial de Sadrekarimi (2014). Já no caso da

teoria de extensão triaxial de Sadrekarimi (2014), obtém-se 0,14, e no caso da hipótese de cisalhamento simples obtém-se 0,21.

Adicionalmente, foram apresentadas algumas medições realizadas em campo com palheta de $Su_{remoulded}$ e Su_{peak} . Os valores obtidos variaram bastante, mas o valor médio foi de 10 kPa para a amostra remoldada e 30 kPa para a amostra referente a Su pico. Esses valores foram obtidos em profundidades variando até 20 metros (até 440 kPa), não sendo observada tendência de aumento do valor com a profundidade.

Morgenstern et al. (2016) apresentam ainda resumo estatístico dos dados de CPT em rejeitos arenosos antes da ruptura, no início de 2015. A resistência não drenada média de pico calculada com a correlação de Sadrekamini (2014 – Simple Shear) é igual a 0,21, com desvio padrão de 0,01, e no caso da liquefeita, a média é de 0,07. É importante lembrar que esses dados não são representativos de todos os rejeitos depositados, já que os ensaios não foram feitos até o maciço rochoso, mas mostram valores característicos dos rejeitos até a profundidade média.

Os resultados dos testes de laboratório, conforme apresentado no relatório de Morgenstern et al. (2016), são resumidos nas Tabelas 6.2 e 6.3.

Tabela 6.2: Resumo dos ensaios de cisalhamento direto para o rejeito argiloso (*slime*).

Parâmetros	Resultados
Peso Específico	3,92 - 3,93 g/cm ³
Razão de tensão de cisalhamento de pico não drenado	0,16 - 0,17
Resistência ao cisalhamento de Pico não drenado para $\sigma'_v=300\text{kPa}$	46,1 kPa
Resistência ao cisalhamento não drenado para 20% de deslocamento	40,8 kPa
Resistência ao cisalhamento Remoldada	21,2 kPa

Tabela 6.3: Ensaios realizados no rejeito arenoso

Tipo de Ensaio	Parâmetros	Resultados
Peso específico	Peso específico	2,92 - 3,06 g/cm ³
Cisalhamento Direto	Ângulo de atrito drenado	32°
	Coesão	0 kPa
	Resistência ao cisalhamento de pico a 250 kPa	164 kPa
	Resistência ao cisalhamento de pico a 750 kPa	476 kPa
	Resistência ao cisalhamento de pico a 1250 kPa	812 kPa
Cisalhamento Simples Direto	Razão de tensão de cisalhamento de pico não drenado ($\sigma'_v=150 - 600$ kPa)	0,12 - 0,14
	Resistência ao cisalhamento de Pico não drenado para $\sigma'_v=300$ kPa	40,8 kPa
	Resistência ao cisalhamento não drenado para 20% de deslocamento	28,6 kPa
	Resistência ao cisalhamento de Pico não drenado para $\sigma'_v=300$ kPa, amostra saturada	36 kPa
	Resistência ao cisalhamento não drenado para 20% de deslocamento, amostra saturada	9,6
Todos ensaios triaxiais	Ângulo de atrito efetivo	33°

Ao observar os resultados dos ensaios, apresentados por Morgenstern et al. (2016) no Apêndice D e Anexo D6 do relatório, verifica-se que foram realizados grande variedade de ensaios nos rejeitos. Em relação à obtenção dos parâmetros de resistência no rejeito arenoso, foram executados ensaios triaxiais de diferentes tipos, cita-se drenados CID, não drenados CIU, Anisotrópicos Drenados, Anisotrópicos Não drenados e Ruptura por extrusão. No Anexo D5, foram apresentados os ensaios de cisalhamento direto realizados nas amostras reconsolidadas do rejeito arenoso e do rejeito argiloso. Os resultados dos ensaios CID indicaram ângulo de atrito efetivo de 37 graus, utilizando aproximação linear. Ao considerar o ângulo de atrito associado a cada ensaio, com coesão nula, pode-se obter a média de ângulos de atrito 29,6° a partir de 10 ensaios com tensões confinantes efetivas variando de 50 a 400 kPa.

No caso da ruptura por extrusão, entretanto, o ângulo de atrito associado à ruptura é de $11,5^\circ$ (tangente igual a 0,20) considerando aproximação linear obtida a partir de 4 ensaios com tensões confinantes efetivas variando entre 200 e 400 kPa.

A partir de sete ensaios CIU realizados para diferentes tensões totais e iguais a 200, 300 e 600 kPa, observa-se que os resultados são mais discrepantes, incluindo resultados com comportamento muito distinto e ângulo de atrito de $11,3^\circ$ (tangente de 0,195) obtido em termos de tensões totais.

No Anexo D4 do relatório de Morgenstern et al. (2016) são apresentados ensaios de cisalhamento direto drenado nos rejeitos arenosos do Fundão para as tensões normais de 250 kPa, 750 kPa e 1250 kPa. O ângulo de atrito obtido é igual a 32° e coesão de 0 kPa.

No anexo D5 do relatório de Morgenstern et al. (2016), são apresentados ensaios de cisalhamento direto não drenado em amostras reconsolidadas do rejeito arenoso e do rejeito argiloso. O ângulo de atrito correspondente às tensões totais, considerando que as coesões são nulas por tratar de amostras reconsolidadas, é de $9,4^\circ$ (tangente igual a 0,16) para argila e $7,6^\circ$ (tangente igual a 0,13) para areia. Já os parâmetros efetivos são iguais a 31° para argila e 44° para areia.

No anexo D7 são apresentados ensaios triaxiais CIU indeformados realizados em amostras *Shelby* do rejeito argiloso. Foram realizados 4 ensaios com tensões de confinamento de 200, 400, 600 e 800 kPa em cada uma das 4 amostras retiradas em diferentes níveis de profundidade. Em termos de tensão totais, os valores de coesão e ângulo de atrito obtidos são respectivamente, 47 kPa e 19° (tangente igual a 0,34). Em termos de tensões efetivas, os valores obtidos são iguais a 24 kPa e 30° .

6.5

Ruptura do Dique Nordeste de Germano

O dique nordeste pertencente ao Complexo de Germano rompeu em 21 de setembro de 2005. A ruptura ocorreu quando a crista do dique era elevada para 908 m e o dique tinha cerca de 13 m de altura. A Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP, 2006) desenvolveu investigação de campo na área da ruptura, que compreendeu ensaios dos tipos SPT, CPT, palheta de campo e coleta de amostras indeformadas para determinar a resistência ao cisalhamento não drenada.

A partir das análises realizadas, UFOP (2006) definiu os parâmetros apresentados na Tabela 6.4, sendo a S_u/σ'_v de pico igual a 0,2. Ao refazer as análises da UFOP (2006), Morgenstern et al. (2016) obtiveram valor próximo para S_u/σ'_v de pico e igual a 0,22. Além disso, realizaram uma análise pós ruptura para estimar a relação de resistência ao cisalhamento não drenada para grandes deformações e determinaram o valor de aproximadamente 0,15.

Tabela 6.4: Parâmetros definidos pela UFOP em 2006 para realização da retroanálise da ruptura do dique nordeste pertencente a complexo de Germano (Morgenstern et al., 2016).

Material	γ_d (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	S_u (kPa)	k_h
Aterro arenoso	18	23	40	0	-	10-6
Areia/argila intercalados	18	23	26,5	0	23	10-9
Fundação	18	23	34	0	-	10-7
Obs.: γ_d : Peso específico aparente seco; γ_s : Peso específico dos sólidos, ϕ' : ângulo de atrito efetivo, c' : coesão efetiva, S_u : razão de resistência não drenada; k_h : permeabilidade horizontal.						

6.6

Análise Determinística da Estabilidade em 2014

Com objetivo de aprimorar o conhecimento dos parâmetros e definir a metodologia para a análise da Barragem de Fundão, foi modelada a instabilidade que originou o aparecimento das trincas na ombreira esquerda em 2014. Conforme já

informado, em agosto de 2014, após o recuo realizado na ombreira esquerda, foram observadas diversas trincas atrás da crista da barragem até o pé do recuo, abrangendo quase toda a superfície do talude. Essas trincas indicam processo de instabilidade do talude, ou seja, o fator de segurança próximo de 1,0.

A superfície de ruptura foi adotada como superfície circular de menor fator de segurança que incluísse como massa instável o talude inteiro (após o recuo). Foi adotada superfície circular devido ao histórico e as fotos indicadas no relatório, como a mostrada na Figura 6.3.



Figura 6.3: Trincas no recuo da ombreira esquerda em 2014.

Então, foi modelada essa condição de ruptura de forma a reiterar os parâmetros utilizados. A seção correspondente à condição de 2014 foi obtida a partir do Anexo H do Relatório de Morgenstern et al. (2016). O material foi submetido ao nível d'água de

acordo com as informações disponibilizadas no relatório. A seção modelada é mostrada na Figura 6.4. O *software* utilizado foi o *Slide* v6.0, da Rocscience.

Inicialmente, foi feita a análise drenada, utilizando os parâmetros das análises do relatório seguintes:

- (1) Aterro: peso específico = 22 kN/m^3 , ângulo de atrito = 35° e coesão = 5 kPa;
- (2) Rejeito Arenoso: peso específico = 22 kN/m^3 , ângulo de atrito = 33° e coesão = 0 kPa;
- (3) Rejeito Argiloso: peso específico = 22 kN/m^3 , ângulo de atrito = 28° e coesão = 0 kPa;
- (4) Fundação: peso específico = 22 kN/m^3 , ângulo de atrito = 32° e coesão = 40 kPa.

A análise drenada pelo método de Spencer utilizando o *software Slide* resultou em fator de segurança mínimo igual a 2,4, conforme Figura 6.4.

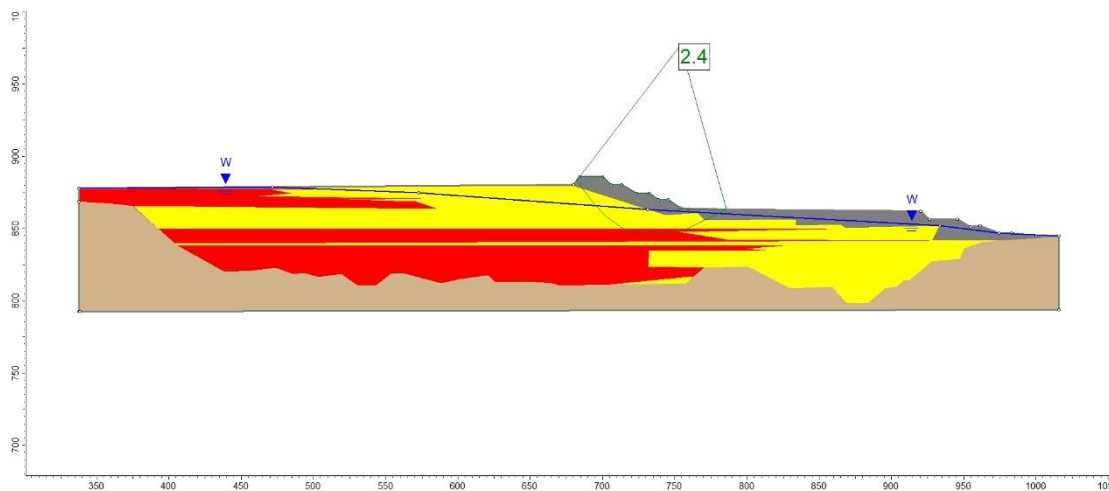


Figura 6.4: Resultado da análise determinística drenada para a condição de 2014.

A análise não drenada também foi realizada considerando apenas os parâmetros dos rejeitos em comportamento não drenado:

- (1) Rejeito Arenoso: peso específico = 22 kN/m^3 e relação $S_u/s'_v = 0,25$;

(2) Rejeito Argiloso: peso específico = 22 kN/m^3 e relação $S_u/s'v = 0,25$.

É importante observar que foram adotados os mesmos parâmetros para os rejeitos arenosos e argilosos. Morgenstern et al. (2016) consideram que o material da barragem era uma mistura de rejeitos arenosos e argilosos, indicando que mesmo parâmetro para esses dois tipos de materiais seria o mais adequado para o caso em questão.

Nessa análise, mostrada na Figura 6.5, foi obtido fator de segurança igual a 1,1 para a superfície crítica.

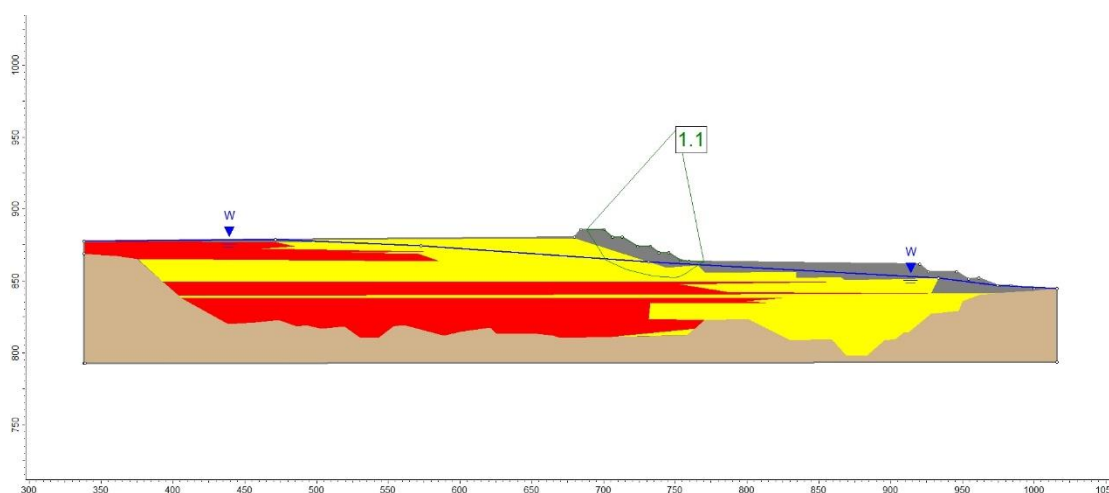


Figura 6.5: Resultado da análise determinística realizada para o aparecimento de trincas na ombreira esquerda da Barragem de Fundão em 2014 com razão de resistência não drenada igual a 0,25.

Foi repetida a análise considerando que a relação $S_u/s'v$ seria 0,22, sendo obtido fator de segurança equivalente a 1,0 para essa condição e pelo método de Spencer, conforme mostrado na Figura 6.6. Sendo assim, considerando que a relação seria constante e igual no caso de rejeitos arenosos e argilosos, o valor mais apropriado da relação $S_u/s'v$ seria igual 0,22.

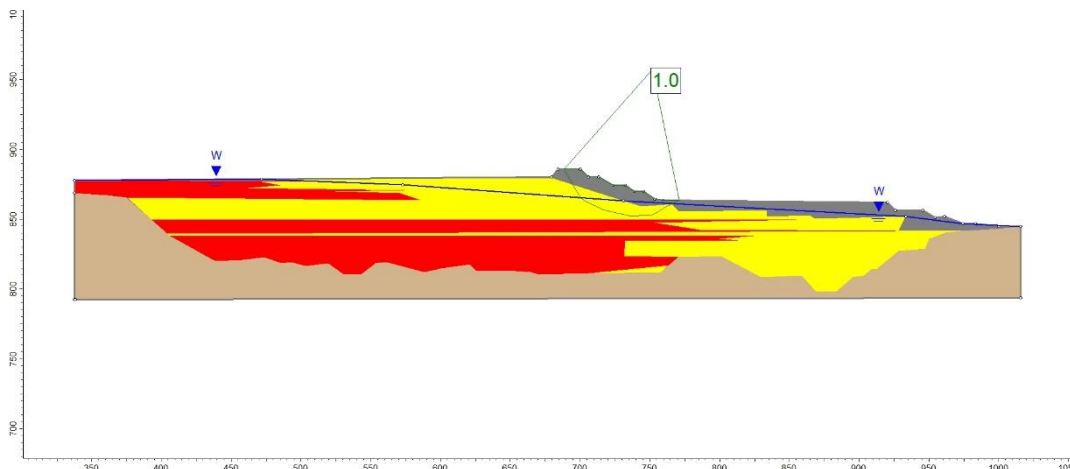


Figura 6.6: Resultado da análise determinística realizada para o aparecimento de trincas na ombreira esquerda da Barragem de Fundão em 2014 com razão de resistência não drenada igual a 0,22.

A partir da observação das análises realizadas, pode-se confirmar que a análise não drenada é a análise mais crítica nesse caso. Quando são adotados parâmetros drenados, o fator de segurança é superior, indicando que esse modo de ruptura não é crítico.

Por outro lado, a partir das análises não drenadas realizadas, pode-se perceber a importância da definição do valor da razão de resistência não drenada e da sua variação, indicando a necessidade de análises probabilísticas para refletir a variação natural desse parâmetro.

6.7

Análise Determinística da Ruptura em 2015

Apesar de terem sido realizados ensaios nos rejeitos arenosos e argilosos, conforme mostrado anteriormente, é considerado apenas um único parâmetro de resistência não drenada para todos os rejeitos. Essa simplificação é justificada pelos seguintes fatores:

- (1) O comportamento dos rejeitos é único, sendo uma mistura dos dois materiais, conforme Morgenstern et al. (2016), não tendo sentido físico a segregação;
- (2) As delimitações das áreas onde foram depositados cada material é imprecisa;
- (3) Muitas análises realizadas antes e depois da ruptura ratificam esse entendimento. Esse parâmetro único de resistência deve refletir o comportamento dos rejeitos *in loco* e optou-se, com base na literatura já apresentada, privilegiar os resultados dos ensaios de campo para estimativa desse parâmetro. A Tabela 6.5 apresenta resumo dos valores médios obtidos por meio das análises dos ensaios de campo.

O valor médio a ser utilizado nas análises foi adotado igual a 0,22. Esse valor foi adotado devido ao fato de ser o valor obtido na retroanálise descrita no item anterior e ser igual a média dos valores apresentados na Tabela 6.5.

Tabela 6.5: Valores médios de S_u/σ'_v de pico de acordo com os diversos ensaios apresentados no relatório.

Valores e procedência	S_u/σ'_v
Valor adotado no relatório baseado nos ensaios de campo	0,25
Valor médio das resistências obtidas através de Olson e Stark (2003) com base nos ensaios CPTU	0,25
Valor médio das resistências obtidas através de Sadrekamini (2014) - <i>Compression</i> com base nos ensaios CPTU	0,25
Valor médio das resistências obtidas através de Sadrekamini (2014) - <i>Extension</i> com base nos ensaios CPTU	0,14
Valor médio das resistências obtidas através de Sadrekamini (2014) - <i>Triaxial Extension</i> com base nos ensaios CPTU	0,21
Retroanálise da estabilidade na época das trincas (2014)	0,22
Retroanálise da ruptura do Dique Nordeste em 2005	0,22

No caso do desvio padrão, optou-se por calcular o desvio padrão das médias dos resultados apresentados anteriormente. Sendo assim, foi calculado o desvio padrão

dos valores médios de S_u/σ'_v obtendo-se o valor de 0,05, ou seja, a variância de 0,0028, ou ainda coeficiente de variação de 22%.

A seção referente ao momento da ruptura é apresentada no Anexo H1 do Relatório de Morgenstern et al. (2016). A seção foi modelada no programa *SLIDE* e submetida ao nível d'água também apresentado no Anexo H1. Os parâmetros foram iguais ao adotados anteriormente para a ruptura não drenada. Em especial, a relação entre S_u/σ'_v foi adotada igual a 0,22.

Cabe destacar que foram adotados os mesmos parâmetros do relatório de Morgenstern et al. (2016), variando apenas S_u/σ'_v , conforme indicado na Tabela 6.6.

Tabela 6.6: Parâmetros utilizados na análise de estabilidade de Fundão.

Nome do Material	Cor	Peso Específico (kN/m ³)	Parâmetros de resistência
Barragem (aterro)	Cinza	22	Coesão = 5kPa Âng. Atrito = 35°
Rejeitos arenosos	Amarelo	22	Acima do NA Coesão = 0 KPa Âng. Atrito = 33°
			Abaixo do NA $S_u/\sigma'_v = 0,22$
Rejeitos finos (lama)	Vermelho	22	$S_u/\sigma'_v = 0,22$
Fundação	Marrom	22	Coesão = 40 KPa Âng. Atrito = 32°

A análise de estabilidade não drenada foi realizada considerando rupturas circular e não circular pelo Método de Spencer. Os fatores de segurança resultantes são iguais a 1,09, conforme Figura 6.7.

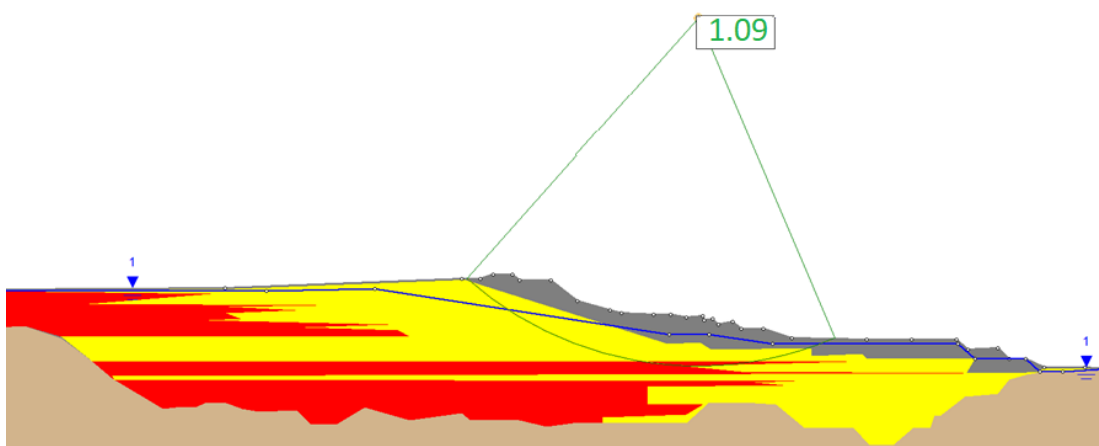


Figura 6.7: Resultado da análise determinística realizada para a condição de ruptura da Barragem de Fundão em 2015.

A análise determinística mostra que a situação da barragem era crítica em relação a segurança e que a barragem estava próxima da ruptura. O fator de segurança próximo de 1 indica ruptura iminente. Por outro lado, para ocorrer a ruptura seria necessário ativar o comportamento não drenado através de um gatilho.

6.8

Análise Probabilística da Ruptura de 2015

Para a análise probabilística, foi considerado o Método de FOSM. A média adotada para S_u/σ'_v foi de 0,22. A variação aplicada no método foi de 10%, conforme orientação da literatura (Dell'Avanzi & Sayão, 1998; Farias e Assis, 1998). Aplicou-se variação incremental, ou seja, atribuindo a S_u/σ'_v o valor da média mais a variação de 10% e as demais variáveis permaneceram fixas em seus valores médios.

O desvio padrão utilizado foi igual a 0,05. Ao aplicar o método probabilístico FOSM em conjunto com o método de equilíbrio limite Spencer, obteve-se os fatores de segurança apresentados na Tabela 6.7, resultando em β de 0,37. Ao ser considerada distribuição normal, a probabilidade de ruptura resultante é igual a 36%.

Tabela 6.7: Fatores de Segurança obtidos para a análise probabilística utilizando FOSM.

S_u/σ'_v	Fator de Segurança
0,220	1,0891
0,242	1,1891

A probabilidade obtida é muito alta para uma obra de engenharia, conforme já discutido no item 4.6. A probabilidade obtida ratifica o que já era esperado considerando o fator de segurança obtido, ou seja, a ruptura da barragem era iminente, faltando apenas um gatilho.

6.9

Análise Determinística com Parâmetros Liquefeitos

De forma a complementar as análises e discussões posteriores, foi repetida a análise utilizando a razão não drenada liquefeita igual a 0,07. O fator de segurança obtido foi de 0,45 pelo Método de Spencer, conforme Figura 6.8.

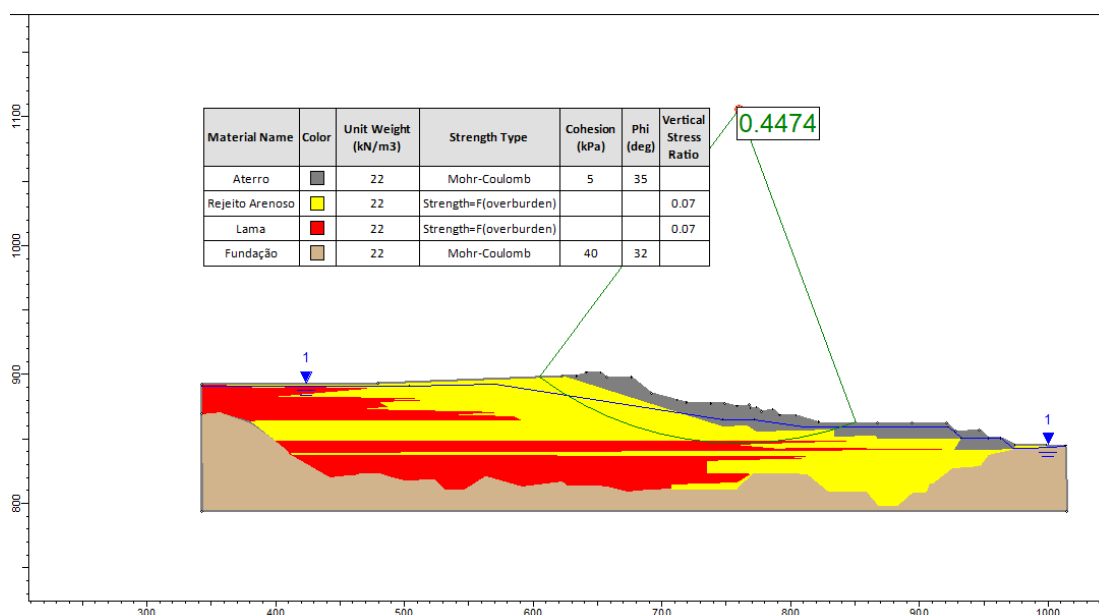


Figura 6.8: Análise determinística da ruptura de 2015 considerando a razão não drenada liquefeita.

Essa análise mostra que a Barragem de Fundão não fica estável considerando os valores da resistência pós liquefação. Ou seja, caso ocorresse liquefação e mobilização da resistência de pico, logo em seguida teria uma redução significativa da resistência (redução de 70%) e a barragem se romperia de forma abrupta, o que aconteceu.

O fator de segurança tão inferior a unidade indica ainda que mesmo uma mobilização localizada da resistência residual já seria suficiente para ocasionar a ruptura da barragem progressivamente. Além disso, a análise probabilística dessa condição não é aplicável e a barragem tem 100% de chance de romper nessas condições.

6.10

Aplicação da Metodologia Proposta para a Barragem de Fundão

A metodologia desenvolvida nesta pesquisa foi aplicada para avaliação da estabilidade não drenada da Barragem de Fundão. Os seguintes elementos de análise da metodologia são apresentados e comentados:

(1) Estabilidade

A avaliação da estabilidade não drenada pelo método de FOSM já foi apresentada anteriormente, sendo igual a 36%. A probabilidade de ruptura drenada fornece fator de segurança muito maior que a estabilidade não drenada. Sendo assim, a probabilidade a ser considerada é a probabilidade de ruptura não drenada igual a 36%.

(2) Carregamento Rápido

Conforme comentado, a taxa de alteamento atingiu 18 m/ano, tendo sido registrado alteamento de 3 metros em 1 mês. De acordo com a Tabela 5.3, a probabilidade atribuída é de 99%.

(3) Largura de Praia

Em 2013 e 2014, não foi obedecida a largura de praia mínima descrita no projeto de 200 metros. Isso resultou em deposição de argila em locais não previstos e em aumento da saturação. Sendo assim, de acordo com a Tabela 5.4, a probabilidade de não respeitar a largura de praia é igual a 99%.

(3) Extravasores

O sistema responsável pela drenagem da barragem consistia, entre outros componentes, por drenos de fundo, galeria principal (abaixo da ombreira direita) e galeria secundária (abaixo da ombreira esquerda), que foram indicadas na Figura 6.1. Não foi previsto extravasor.

Segundo Magalhães (2018), a vazão de projeto considerada para a Barragem de Fundão é equivalente a Cheia Máxima Provável ou Decamilenar. Sendo assim, a probabilidade associada com a TR é igual a 10^{-4} .

A crista da barragem na ombreira esquerda, em 5 de novembro de 2015, estava na elevação 901,1 m e o nível d'água na elevação 892,5 m, deixando 8,6 m de borda livre. Em relação a borda livre superior a 3 metros, mesmo considerando o amortecimento da chuva de projeto, foi verificado que a borda livre era bem superior a esse valor. Porém, em alguns momentos durante o alteamento, essa borda livre ficou reduzida, conforme verificado nos dados disponibilizados por Morgenstern et al. (2016).

As hipóteses não são aplicáveis tendo em vista que a barragem não tem extravasor. Sendo assim, a probabilidade referente aos extravasores depende apenas do TR sendo igual a 10^{-4} .

(4) Erosão interna

Foi observado *piping* em 2009 no dique de partida da Barragem de Fundão. Segundo Morgenstern et al. (2016), foram detectadas cavidades dentro do Dique de

Partida por meio de investigações geofísicas após o incidente. Foram observados problemas no filtro que resultariam no mau funcionamento, conforme Figura 6.9.

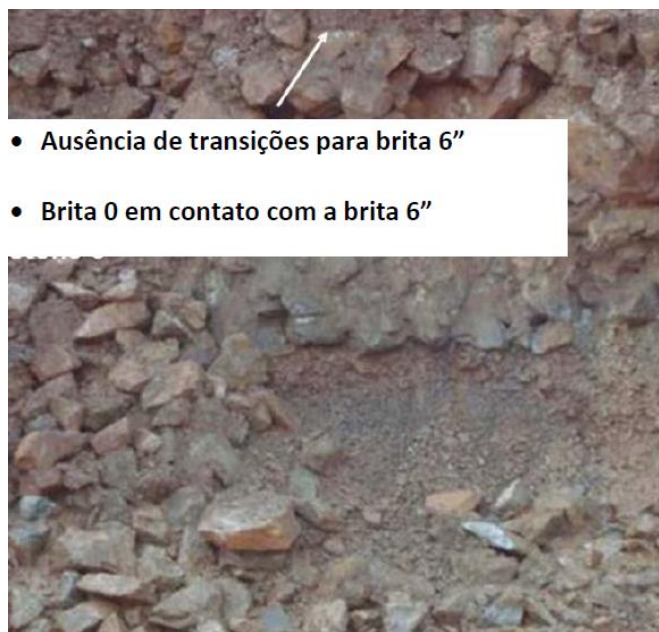


Figura 6.9: Evidências de problemas no filtro relatadas por Morgenstern et al. (2016).

Também em 2009 foram identificados problemas de construção do dreno de fundo e optou-se pelo tamponamento do mesmo. Posteriormente, em 2012, foram observados problemas nas galerias principal e secundária, optando-se novamente pelo tamponamento.

Tapetes drenantes e drenos foram instalados de forma a manter a drenagem da região, mas se mostraram ineficazes com o aumento do tamanho da barragem, conforme comentado por Morgenstern et al. (2016). Isto ficou evidenciado pelas surgências que apareceram na barragem em 2013 e 2014. Sendo assim, verificou-se problemas graves na drenagem.

Considerando o exposto, não é razoável a aplicação da fórmula referente a probabilidade de mau funcionamento do dreno nesse caso, visto que foram detectados problemas na drenagem e inclusive projeto para ampliação e complementação do

sistema estavam em andamento. Dessa forma, como o evento foi detectado, a probabilidade pode ser prevista e atribuída a probabilidade de 99% (Tabela 5.1).

(5) Fundação

A fundação é composta por xisto filítico e xisto filítico intemperizado, já que solos residuais sobrepostos foram retirados de baixo do Dique de Partida, antes de sua construção (Morgenstern et al., 2016). A fundação pode ser considerada de baixa complexidade e não foram levantados problemas na sua caracterização. Sendo assim, a probabilidade atribuída é igual a 20%, conforme Tabela 5.7.

(6) Deslocamentos

A instrumentação indicou a ocorrência de deslocamentos, descritos no Apêndice E do Relatório de Morgenstern et al. (2016). As análises numéricas indicaram que deslocamento de cerca de 1mm/dia estaria ocorrendo na barragem na época da ruptura. A resistência residual é em torno de 0,07, muito menor que o valor de 0,22 utilizado nas análises, resultando em fator de segurança bem menor que 1 no caso de utilização do parâmetro residual. Sendo assim, a probabilidade atribuída é de 99% conforme Tabela 5.8.

(7) Cargas dinâmicas

Segundo Relatório da Polícia Federal (2018), não foi considerada a possibilidade de atividades sísmicas na análise de riscos do Estudo de Impacto Ambiental realizado em 2005.

Morgenstern et al. (2016) reportam que na época da ruptura o local foi atingido por abalos sísmicos naturais com Magnitude de Momento, M_w , de até 2,5 e epicentros próximos à barragem. Esses abalos são muito pequenos e não induzem acréscimo de poropressão significativo e o deslocamento induzido foi da ordem de 5mm. Esses abalos sísmicos são muito improváveis de resultar numa ruptura, podendo ser atribuída a probabilidade de 1% conforme Tabela 5.1.

(8) Probabilidade de Ruptura por Liquefação

A estabilidade não drenada da barragem apresentou probabilidade de ruptura alta de 36% e fator de segurança equivalente a 1. Sendo assim, a barragem não era estável e poderia sofrer ruptura não drenada como consequência de um gatilho.

Conforme pode ser visto nos tópicos anteriores, a barragem apresentava problemas graves relacionados à drenagem, a largura de praia não havia sido respeitada em alguns momentos, resultando em deposição de rejeitos finos em lugares não previstos, eram observados pequenos deslocamentos e foi aplicado carregamento rápido devido ao alteamento da estrutura. A Tabela 6.8 resume a análise de gatilhos no caso da barragem. Sendo assim, os gatilhos para liquefação estavam presentes, ou seja, $P_{gatilho} = 100\%$, e, considerando que os rejeitos eram passíveis de liquefação, pode-se considerar que a barragem poderia romper por liquefação a qualquer momento. Sendo assim, tem-se $P_{liquefação} = 36\%$.

As consequências da ruptura foram classificadas em Alta, conforme item 6.2. Desta forma, esse risco era inadmissível e medidas deveriam ter sido tomadas para diminuir o risco, incluindo a redução da probabilidade.

Tabela 6.8: Tabela resumo da Metodologia aplicada à Barragem de Fundão.

Gatilhos	Avaliação	Probabilidade associada
Taxa de alteamento anual	Abaixo de 5 m/ano (inferior a 0,42 m/mês)	1%
	Entre 5 m/ano (0,42 m/mês) e 15 m/ano (1,25 m/mês)	80%
	Acima de 15 m/ano (1,25 m/mês)	99%
Não atende à largura de praia	Muito provável	99%
	Provável	80%
	Neutro	50%
Fundação	Muito complexa e com caracterização em nível insatisfatório	99%

	Muito complexa e com caracterização em nível satisfatório	50%	
	Pouco complexa e com caracterização em nível insatisfatório	50%	
	Pouco complexa e com caracterização em nível satisfatório	20%	
Deformação	Sem deslocamentos e $FS_{res}>1,3$	1%	
	Ocorrência de deslocamentos e $FS_{res}>1,3$		
	Sem deslocamentos e $FS_{res} >1,0$	20%	
	Ocorrência de deslocamentos e $FS_{res}>1,0$		
	Sem deslocamentos e $FS_{res}<1,0$	80%	
	Ocorrência de deslocamentos e $FS_{res}<1,0$	99%	
Sismo	----	1%	
Extravador	Sem problemas	$1/TR=10^{-4}$	
	Com problemas (1)	$(1+hip_1)/TR$	
Erosão interna	Sem problemas	P_j	
	Com problemas (2)	hip_2	
(1) Problemas relativos ao extravasor		Avaliação	hip_1
Probabilidade de ocorrência de evento que obstrua total ou parcialmente o extravasor (e cause galgamento da barragem)		Provável	80%
		Neutro	50%
		Improvável	20%
Falta de plano de manutenção do extravasor			80%
(2) Problemas relativos à erosão interna			hip_2
Indícios de mau funcionamento do sistema de drenagem nos últimos 10 anos	Caso o sistema não tenha sido complementado e redimensionado		99%
	Caso o sistema tenha sido complementado e redimensionado		50%
A instrumentação da barragem indica anomalias relativas ao aumento de poropressões e/ou alteração na vazão da drenagem interna			80%
Surgência ou acúmulo de material carreado na área a jusante da barragem nos últimos 10 anos	Caso o problema não tenha sido resolvido		80%
	Caso o problema tenha sido resolvido		50%

7

ESTUDO DE CASO: BARRAGEM I NA MINA CORRÉGO DO FEIJÃO - BRUMADINHO

7.1

Histórico

A Barragem I que armazenava 12,7 milhões de metros cúbicos de rejeitos de mineração sofreu ruptura repentina e catastrófica às 12h28min do dia 25 de janeiro de 2019. A barragem liberou fluxo de lama que rapidamente destruiu refeitório e escritórios da mina, e também casas, fazendas, pousadas, pontes e estradas a jusante. A barragem estava com 86 metros de altura e com comprimento de crista de 720m, conforme Figura 7.1 (Polícia Federal, 2019).



Figura 7.1: Barragem I antes da ruptura (Instituto Minere, 2019).

Foi construída em 37 anos, de 1976 a 2013, em 15 etapas correspondentes a 10 alteamentos, utilizando o método a montante. O depósito de rejeitos cessou em 2016.

A ruptura iniciou e se desenvolveu muito rapidamente, criando onda de 30 metros de rejeitos. A ruptura foi filmada por câmeras de vídeo instaladas nos arredores da barragem, uma estava voltada para a face montante e outra para a face jusante. A análise das imagens foi feita no relatório de Robertson et al. (2019).

Nas imagens é possível observar recalque na parte central da crista, seguido por abaulamento do pé da barragem. Cinco segundos depois ocorreram outros recalques na crista e abaulamentos perto do pé da barragem e a água parece começar a jorrar. Cerca de 6,7 segundos após o primeiro recalque ser observado nos vídeos, o talude já estava completamente rompido, conforme Figura 7.2.



Figura 7.2: Registro dos primeiros segundos após os primeiros sinais de ruptura (Robertson et al., 2019).

Estudos realizados por Robertson et al. (2019) estimaram que cerca de 9,7 milhões de metros cúbicos de material estiveram envolvidos na ruptura. Mais de 250 pessoas morreram, a maioria eram funcionários da mina que estavam no refeitório que foi atingido pela onda de rejeitos.

A Vale adquiriu a barragem em 2001. A documentação da barragem antes dessa época era bastante limitada. Não havia muitas informações sobre a construção e os primeiros alteamentos (CPI Câmara, 2019). Não há registro da existência de sistema de drenagem interna no dique inicial.

Na Figura 7.3 são apresentados esquematicamente os alteamentos realizados na barragem. Pode-se observar que no quarto alteamento, houve recuo que modificou a linha central da barragem, motivado pela necessidade de atender às condições mínimas de estabilidade, visto que não atingia o fator de segurança mínimo (Polícia Federal, 2019). O recuo reduziu a inclinação geral da barragem, mas moveu a parte superior da barragem sobre rejeitos menos resistentes e aproximou a água da sua face (Robertson et al., 2019). A maior parte dos alteamentos foi construída com o próprio rejeito de minério compactado, sendo que alguns alteamentos, como por exemplo o nono alteamento, foram construídos com solo compactado, retirado de áreas de empréstimo.

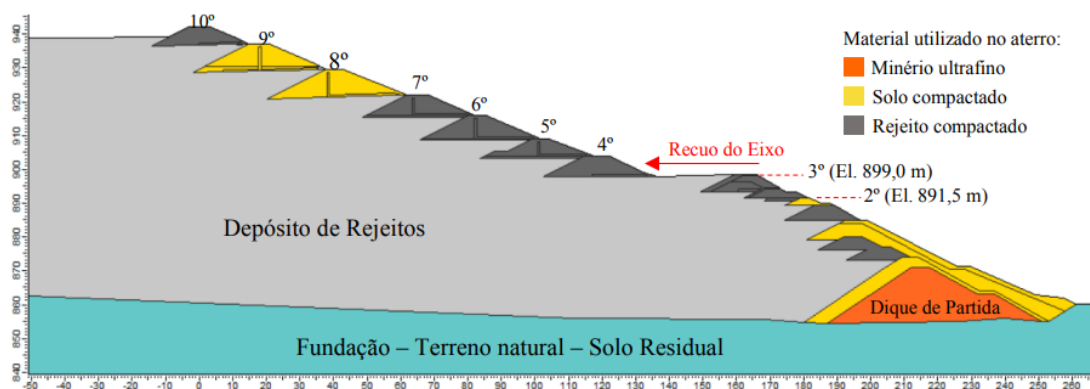


Figura 7.3: Esquema representando os alteamentos realizados na barragem (POLÍCIA FEDERAL, 2019).

Em relação à drenagem interna, observou-se que o dique de partida não contava com mecanismos para controle da percolação. A partir do segundo alteamento, o projeto incluiu tapetes drenantes conjugados com filtros verticais. Em 2018 foram realizadas tentativas de incrementar a drenagem interna através da instalação de Drenos

Horizontais Profundos (DHP's). Foram executadas 15 unidades de DHP do total de 30 previstas, pois na instalação do 15º DHP ocorreram problemas resultando em fraturamento hidráulico seguido de *piping* no talude de jusante. Esse incidente culminou na suspensão de instalação de novos DHP's.

Após 2016 não houve mais deposição de rejeitos na barragem e atividades para gerenciamento de águas superficiais para controle de percolação e de sondagem foram realizadas na área.

O monitoramento geotécnico da Barragem I era realizado, no seu estágio final, por 194 instrumentos ativos, sendo 93 piezômetros, 37 indicadores de nível d'água, 7 marcos superficiais, 53 pontos de medição de vazão em saída de drenos, um medidor de vazão residual, dois inclinômetros, um pluviômetro e um sismógrafo (Polícia Federal, 2019). Além disso, um radar interferométrico foi instalado em dezembro de 2018.

7.2

Consequências do acidente

A tragédia de Brumadinho foi o maior acidente de trabalho já registrado no Brasil (CPI SENADO, 2019), com mais de 120 trabalhadores mortos, entre funcionários da empresa Vale S/A e funcionários de empresas terceirizadas que atuavam no local. Além dos trabalhadores, a lama de rejeitos provocou a morte de moradores da cidade de Brumadinho e de turistas que estavam na região. A ruptura provocou a morte de 266 pessoas, e 4 ainda são dadas como desaparecidas (VALE, 2023).

A ruptura resultou na liberação de 12 milhões de metros cúbicos de rejeitos na bacia do Rio Paraopeba. A lama percorreu mais de 300 km, afetando 18 municípios e atingindo 944 mil pessoas (ANDES, 2022). Mais de 600 mil pessoas tiveram o abastecimento de água comprometido em 8 municípios diferentes.

A tragédia provocou ainda prejuízos incalculáveis para o meio ambiente. No relatório CPI Câmara (2019) é informado que os dados preliminares divulgados pelo IBAMA indicam a perda de 133,27 hectares de Mata Atlântica. Centenas de animais foram mortos ou recolhidos da região, que perdeu cerca de 300 hectares de cobertura vegetal.

Diego Xavier, do Observatório do Clima da Fiocruz, apontou que 10% da população de Brumadinho foi afetada e 1% dos habitantes morreram devido ao acidente (CPI Câmara, 2019).

Os rejeitos de mineração atingiram o Rio Paraopeba, cuja bacia engloba 48 municípios, com população superior a 1,3 milhões de habitantes. Segundo a Fundação SOS Mata Atlântica (2019), um mês após o acidente o Rio Paraopeba apresentava níveis de cobre 600 vezes acima do permitido no caso de rios usados para abastecimento humano, irrigação, pesca e lazer.

Já no aspecto socioambiental, conforme informado no relatório da CPI Câmara (2019), a ruptura da Barragem I em Brumadinho causou severos danos ao longo de toda a Bacia do Rio Paraopeba, de difícil reversão, com prejuízos incalculáveis aos recursos hídricos, à flora, à fauna, ao ar, ao solo, ao patrimônio cultural (material e imaterial) da Bacia do Rio Paraopeba, incluindo o município de Brumadinho.

O acordo de reparação integral assinado pela Vale após a tragédia, assinado em fevereiro de 2021, prevê a aplicação de um valor estimado de R\$ 37,7 bilhões com objetivo de reparação socioeconômica e socioambiental (Vale, 2023).

Considerando a Tabela 5.9, é possível avaliar as consequências da ruptura da Barragem I e concluir que é ALTA, totalizando 98 pontos dos 100 pontos possíveis, conforme mostrado na Tabela 7.1.

Tabela 7.1: Avaliação das consequências da ruptura da barragem I de Brumadinho.

	Consequências ambientais			Consequências para saúde e segurança das pessoas			Consequências econômicas
	Volume do reservatório	Duração do impacto	Recuperação ambiental	Número de mortes estimadas	Número de pessoas em contato com o rejeito	Número de pessoas afetadas (infraestrutura)	Prejuízos estimados
Baixa	Menor que 5hm ³ (1 ponto)	Menor que 1 ano (1 ponto)	É possível e viável a liberação total (3 pontos)	Nenhuma morte (2 pontos)	Até 100 pessoas (4 pontos)	Até 100 pessoas afetadas por menos que 20 meses (4 pontos)	Até 10 milhões de dólares (5 pontos)
Média	5 a 25hm ³ (3 pontos)	Entre 1 e 5 anos (5 pontos)	É viável a liberação parcial (10 pontos)	Até 100 pessoas (10 pontos)	Entre 100 e 1000 pessoas (5 pontos)	Até 1000 pessoas afetadas por menos que 200 meses (5 pontos)	Entre 10 e 100 milhões de dólares (10 pontos)
Alta	Maior que 25hm ³ (5 pontos)	<i>Maior que 5 anos (10 pontos)</i>	<i>A liberação não é viável, sendo necessários controles ou alteração do ecossistema (15 pontos)</i>	<i>Acima de 100 pessoas (30 pontos)</i>	<i>Acima de 1000 pessoas (10 pontos)</i>	<i>Mais que 1000 pessoas afetadas ou mais que 200 meses (10 pontos)</i>	<i>Acima de 100 milhões de dólares (20 pontos)</i>
Total Parcial	3	10	15	30	10	10	20
Total	98						

7.3

Causas do Acidente

A ruptura da barragem foi súbito e abrupto, decorrente de altas tensões de cisalhamento no talude a jusante da barragem e da resposta frágil e não drenada dos rejeitos. A Barragem I rompeu devido à liquefação estática dos rejeitos e não mostrou sinais de instabilidade antes da ruptura.

O projeto e a construção da Barragem I são fatores que contribuíram para sua ruptura. Especificamente, o projeto resultou em barragem íngreme, com falta de drenagem suficiente, gerando altos níveis de água, os quais causaram altas tensões de cisalhamento dentro da barragem (Robertson et al., 2019).

Após o Terceiro Alteamento foi construído um recuo, reduzindo a inclinação geral da barragem, mas ao mesmo tempo movendo a parte superior da barragem para mais perto do lago de decantação. Sendo assim, a barragem foi movida para área com rejeitos de granulometria fina e menor resistência. Camadas intercaladas de rejeitos finos e grossos eram observadas.

A Barragem I não dispunha de drenagem interna suficiente e, portanto, tinha alto nível de água no talude a jusante. Isso fez com que parte significativa dos rejeitos permanecesse saturada.

A combinação de barragem íngreme construída a montante, alto nível de água, rejeitos finos fracos dentro da barragem e a natureza frágil dos rejeitos gerou as condições para a ruptura. Segundo Robertson et al. (2019), a ruptura da barragem pode ser atribuída a:

- (1) Projeto que resultou em talude íngreme construído a montante;
- (2) Gerenciamento da água dentro da bacia de rejeitos que, às vezes, permitia que a água chegasse perto da crista barragem, resultando no lançamento de rejeitos fracos perto da crista;
- (3) Recuo no projeto que resultou no fato da barragem ser alteada sobre rejeitos finos e menos resistentes;
- (4) Falta de drenagem interna significativa, que resultou em nível de água alto na barragem, principalmente na região do pé da barragem;
- (5) Alto teor de ferro, resultando em rejeitos pesados com cimentação entre partículas. Esta cimentação gerou rejeitos rígidos que apresentavam comportamento potencialmente muito frágil se sujeitos a gatilho que os levasse à condição não drenada; e

- (6) Precipitação regional alta e intensa na estação chuvosa, o que pôde resultar em perda de sucção, produzindo pequena perda de resistência nos materiais não-saturados acima do nível da água.

O histórico descrito acima gerou uma barragem composta principalmente por rejeitos fofos, saturados, pesados e de comportamento frágil, com altas tensões de cisalhamento no talude a jusante, resultando em barragem próxima da ruptura em condições não drenadas. Ensaio de laboratório mostraram que a quantidade de deformação específica necessária para desencadear a perda de resistência pode ser muito pequena, principalmente nos rejeitos mais fracos (Robertson et al., 2019).

A CPI Câmara (2019) entende que desde o projeto vários erros deveriam ter sido verificados, tais como: (1) Baixo coeficiente de segurança (1,3); (2) Local inadequado, em região montanhosa, para barragem destinada à contenção de rejeitos suscetíveis à liquefação; (3) Método construtivo a montante, inadequado para barragens de rejeito em vale; (4) Declividade alta nos taludes, aumentando a poropressão contra a base da estrutura; (5) Altura insuficiente do dique inicial e da fundação (18 m) para a barragem projetada (87 m); (6) Taxa de alteamento elevada (2,2 m/ano); e (7) Sistema de drenagem inadequado, permitindo que a superfície freática atingisse o corpo da barragem.

Robertson et al. (2019) concluíram que a súbita perda de resistência e a ruptura resultante da barragem marginalmente estável foi devido à combinação crítica de deformações específicas contínuas devidas ao creep e redução de resistência devido à perda de sucção na zona não-saturada, causada pela precipitação cumulativa desde que cessou o lançamento de rejeitos, incluindo a precipitação intensa no final de 2018. As deformações específicas e a redução de resistência na zona não-saturada alcançaram nível crítico que resultou na ruptura observada no dia 25 de janeiro de 2019 (Robertson et al., 2019).

Segundo o relatório do Comitê Independente de Assessoramento Extraordinário de Apuração (CIAEA, 2020), a Barragem B1 rompeu por instabilidade

estrutural com liquefação, ou seja, ocorreu a liquefação do material depositado em conjunto com a incapacidade da barragem de conter o material liquefeito. Os aspectos relevantes para a ruptura foram: (1) Drenagem inadequada e elevado nível freático no reservatório; (2) Deformação lenta dos rejeitos atingindo o pico de resistência na região não drenada e perda de sucção no material acima do nível freático; (3) Estrutura da barragem não projetada para conter material liquefeito; (4) Consideração inadequada das questões de estabilidade identificadas durante a operação e desativação da B1.

7.4

Parâmetros Geotécnicos

A Barragem I possuía grande quantidade de ensaios em toda a extensão dos rejeitos, muitos deles recentes, feitos após a ruptura da Barragem de Fundão. A grande quantidade de ensaios confiáveis permite que seja feita a análise estatística dos resultados dos ensaios CPTu e utilizar essa análise para determinação dos parâmetros de resistência necessários para a análise de estabilidade.

Robertson et al. (2019) analisaram os dados disponíveis dos ensaios de CPTu e obtiveram o parâmetro de estado ψ . Foram utilizados três métodos de determinação do parâmetro com ensaios de CPTU, são eles: Robertson (2009), Plewes et al. (1992) e Jefferies e Been (2016).

Os resultados indicam que os três métodos estimam faixa semelhante de parâmetro de estado para rejeitos grossos. No caso dos rejeitos finos foi descartado o Método de Robertson (2009). Os Métodos de Plewes et al. (1992) e Jefferies e Been (2016) estimaram faixa semelhante de ψ significativamente maior do que nos rejeitos grossos. Os parâmetros de estado médios resultantes são -0,02 para as gradações grossas e +0,16 para as gradações finas. Os resultados obtidos indicam a suscetibilidade do material à liquefação.

Robertson et al. (2019) definiram relações em função do parâmetro de estado para determinar a resistência ao cisalhamento de pico não drenada e resistência ao cisalhamento residual não drenada de acordo com os resultados de ensaios triaxiais. Foram definidas curvas para obtenção dos parâmetros de resistência de acordo com o parâmetro de estado dos rejeitos arenosos e dos rejeitos argilosos. Esses valores foram inseridos no programa para cálculo da estabilidade, resultando em fator de segurança igual a 1,5 para a resistência de pico não drenada. Robertson et al. (2019) também verificaram o valor representativo de S_u/σ'_v para os rejeitos grossos e finos (parâmetro único) que resultaria em fator de segurança equivalente ao anterior, determinando S_u/σ'_v igual a 0,37.

Robertson et al. (2019) realizaram a análise dos resultados dos ensaios CPTU. A partir das relações desenvolvidas por Olson e Stark (2003) e Robertson (2010), obtiveram a estimativa de $su(pico)/\sigma_{v0}$ e $su(liq)/\sigma_{v0}$. Conforme Anexo 9 do Apêndice E do Relatório de Robertson et al. (2019), para $su(pico)/\sigma_{v0}$ dos rejeitos finos foi obtido o valor médio de 0,22 com 0,02 de desvio padrão. Já para os rejeitos mais grossos, $su(pico)/\sigma_{v0}$ foi de 0,29 com desvio padrão de 0,12. No caso de $su(liq)/\sigma_{v0}$ para os rejeitos finos, o valor médio obtido foi de 0,06 com desvio padrão de 0,03 e para os rejeitos grossos o valor médio obtido foi de 0,08 com desvio padrão de 0,03.

Os valores de resistência foram comparados com as resistências não drenadas medidas nos ensaios triaxiais. Observou-se que a resistência de pico dos ensaios triaxiais foi significativamente maior que a resistência de pico não drenada estimada a partir das relações empíricas e que a resistência liquefeita foi menor nos ensaios triaxiais do que as sugeridas por essas relações. Os autores atribuíram essa discrepância à diferente mineralogia destes rejeitos, se comparados com os solos usados para desenvolver as correlações empíricas dos ensaios de CPTu, além da cimentação dos rejeitos, que não é considerada nas relações empíricas.

Segundo Polícia Federal (2019), no Relatório da 3ª Reunião do Painel Internacional de Especialistas (PIESEM-I) ocorrida em 2018, discutiu-se sobre os parâmetros não drenados da Barragem I. Após a interpretação dos resultados de treze

testes CPTu realizados em duas diferentes campanhas (2005 e 2016), todos os rejeitos saturados da Barragem I foram considerados suscetíveis à liquefação, e a razão média entre a resistência não-drenada e a tensão vertical efetiva (S_u/σ'_v) foi assumida igual a 0,26.

7.5

Análises de Estabilidade Anteriores

No relatório final da CPIBruma (CPI Câmara, 2019), foi citado o documento denominado Análise de Estabilidade – Projeto: Estudo de Liquefação Estática – Barragem B1 – Córrego do Feijão – elaborado pela Geoconsultoria, que fez análises de estabilidades não drenadas variando os valores de S_u/σ'_v e calculando os fatores de segurança correspondentes. Os resultados desse relatório são apresentados na Figura 7.4.

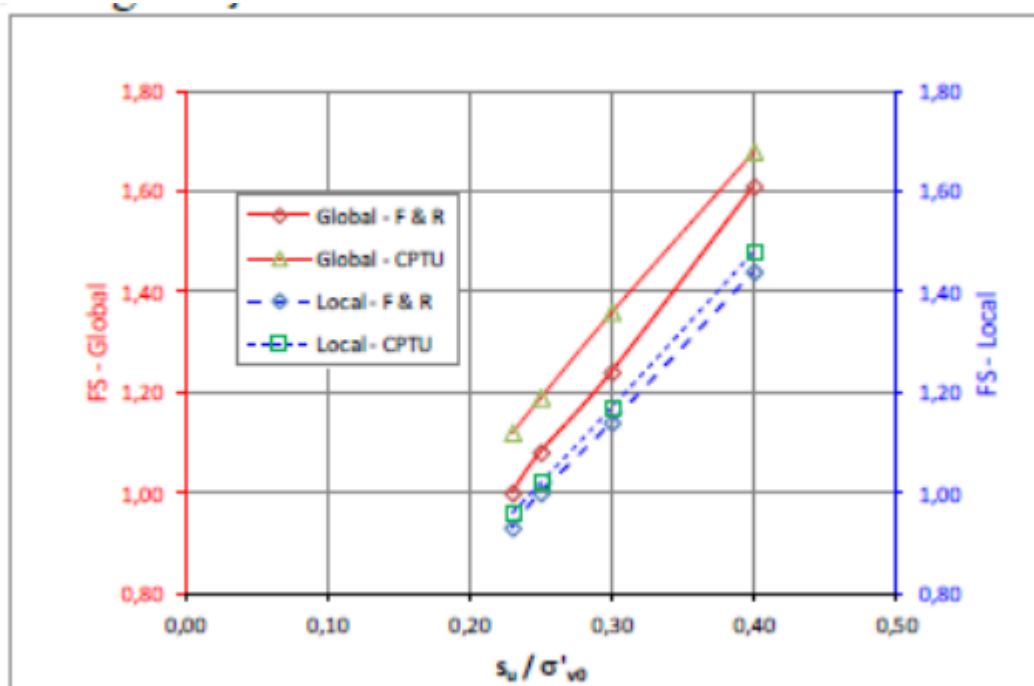


Figura 7.4: Análise da variação do fator de segurança de acordo com S_u/σ'_v conhecido (CPI Câmara, 2019).

Considerando que a ruptura localizada pode resultar na liquefação dos rejeitos e considerando os valores para Local-F&R (Figura 7.4), o fator de segurança para Su/σ'_v de 0,25 é igual a 1,00 e o valor para Su/σ'_v de 0,225 é igual a 0,93.

No laudo POLÍCIA FEDERAL (2019) foi informado que a Vale S.A. contratou estudo para quantificar as probabilidades para quatro modos de rupturas considerados relevantes e aplicáveis à Barragem I da Mina do Córrego do Feijão. Esse estudo foi elaborado pela TÜV SÜD e POTAMOS e as falhas estudadas estariam associadas à ruptura por galgamento, erosão interna, instabilização e liquefação, de acordo com as causas apresentadas na Tabela 7.2.

Tabela 7.2 – Modos de falha e causas avaliadas no estudo da TUV SUD e POTAMOS (POLÍCIA FEDERAL, 2019).

Modo de falha	Componente	Causas
A - Galgamento	Maciço	Capacidade de descarga insuficiente; Volume para trânsito de cheias insuficiente.
B - Instabilização	Maciço / Fundação	Poropressões elevadas (nível piezométrico elevado no maciço) Baixa resistência do material (alguns diques de alteamento)
	Fundação	Poropressões elevadas
C - Erosão Interna	Maciço	Erosão regressiva com entubamento pelo maciço; <ul style="list-style-type: none"> • Ausência de sistema de drenagem interna (no dique inicial e primeiros alteamentos) • Possível colmatagem do sistema de drenagem interna (<i>sinterfeed</i> em alguns alteamentos) • Transição inadequada de materiais (sem registros de granulometria dos materiais drenantes)
	Fundação	Erosão regressiva com entubamento pelo maciço; Zona de alta permeabilidade (registro de histórico de pressões elevadas na fundação)
	Sistema Extravasor	Fluxo concentrado para dentro de condutos enterrados (conduto enterrado sob os dois últimos alteamentos)
D - Liquefação	Maciço	Presença de materiais mais susceptíveis a liquefação (rejeito contrátil, saturado e não coesivo) Sismos naturais acima da magnitude de projeto (ausência de estudos sísmicos detalhados)

Segundo o laudo POLÍCIA FEDERAL (2019), a probabilidade calculada para ruptura devido ao Galgamento é igual a 1×10^{-8} , calculada de acordo com o período de retorno da precipitação. A probabilidade para ruptura por instabilização é de 2×10^{-11} ,

utilizando análises determinística pelo Método de Spencer e probabilística pelo Método de Monte Carlo. A probabilidade calculada para ruptura devido à Erosão Interna (*piping*) é igual a $1,9 \times 10^{-4}$.

No caso da ruptura por liquefação foram definidos três cenários e as probabilidades calculadas são iguais a 1×10^{-4} , 3×10^{-4} e 1×10^{-5} . O fator de segurança determinístico foi calculado pelo Método de Spencer e, para análise probabilística, aplicado o Método de Monte Carlo com 500.000 simulações, variando-se aleatoriamente os parâmetros geotécnicos da Barragem I, conforme suas funções de densidade de probabilidade. Associou-se um fator referente à probabilidade de ocorrência de gatilho à probabilidade calculada pelo Método de Monte Carlo.

O Cenário 1 considera a ocorrência de evento incerto no qual o material atinge a resistência residual não drenada, por exemplo em casos de fadiga do material ou devido a carregamentos dinâmicos. O fator de segurança calculado foi de 0,44 e a probabilidade de ruptura calculada pelo Método de Monte Carlo foi de 100%. Entretanto, a probabilidade desse cenário foi condicionada à ocorrência de evento que mobilize a resistência residual. Foi concluído que não seria possível avaliar com precisão a probabilidade de ocorrência destes eventos, e estimada a probabilidade $P[\text{evento}] = 10^{-5}$.

O Cenário 2 considera a ocorrência de evento incerto que mobilize a resistência de pico não drenada, típico de liquefação estática. O fator de segurança calculado foi de 1,09 e a probabilidade de ruptura pelo Método de Monte Carlo foi de 26%. Entretanto, a probabilidade de ocorrência desse cenário está condicionada à ocorrência de evento que mobilize a resistência de pico, o que não foi investigado na ocasião do estudo. Sendo assim, foi atribuída como probabilidade para ocorrência deste evento o valor de 10^{-3} .

O Cenário 3 considera a ocorrência de sismo, resultando em carregamentos de aceleração vertical de 0,04 g e de aceleração horizontal de 0,09 g na Barragem I, conforme aproximação feita pela NBR nº 15.421/2006 e mobilizando a resistência de

pico do rejeito. Para esse caso particular, o fator de segurança calculado foi de 0,79 e a probabilidade pelo Método Probabilístico de Monte Carlo foi de 97,3%. Entretanto, a probabilidade de ocorrência de liquefação deste cenário está condicionada à ocorrência do sismo arbitrado e não havia estudo sismológico específico. Foi estimada a probabilidade de ocorrência do sismo igual a $P[\text{sismo}] = 10^{-4}$.

Ressalta-se que, conforme o Relatório Técnico do estudo do Cálculo do Risco Monetizado que tratou da Valoração das Consequências (POTAMOS, 2018), estimou-se perda de até 214 vidas humanas para o pior cenário de ruptura da Barragem I, sem aviso prévio (Tabela 7.3).

Tabela 7.3: Estimativa de quantidade de mortes em diferentes cenários de ruptura da Barragem I – Córrego do Feijão (POLÍCIA FEDERAL, 2019).

Cenários	Edificações Atingidas	População Atingida *	Perda Potencial de Vidas *	Alerta	Custo (perda de vidas) (R\$)
C1	279	524	161,57	(Sem Alerta Prévio)	1.424.051.538,00
C2	279	524	4,15	(-4,0 horas)	36.542.844,00
D1	789	1.420	214,91	(Sem Alerta Prévio)	1.894.216.740,00
D2	789	1.420	5,08	(-4,0 horas)	44.792.748,00

É importante destacar que, feita as devidas considerações em relação às probabilidades atribuídas aos eventos que originariam gatilhos para liquefação, as probabilidades obtidas não são consideradas adequadas para barragem com nível de consequências ALTO, conforme já discutido anteriormente.

O Relatório da Polícia Federal (2019) informado ainda que foi realizada nova análise de probabilidade de ruptura da barragem pela empresa Pimenta de Ávila Consultoria Ltda. em dezembro de 2015. No Relatório Técnico sobre Análise da Probabilidade de Ruptura da Barragem I, citado no POLICIA FEDERAL (2019), foi

considerado o Método de Rosenblueth, para o modo de ruptura por liquefação, sendo obtido fator de segurança de 1,039 com probabilidade de ruptura associada de 43,5%.

Nesse estudo, foi considerado cenário único de ocorrência de gatilho para liquefação, onde haveria evento hidrológico que fosse capaz de causar aumento significativo da poropressão, cuja probabilidade foi estimada em 10^{-3} , com base em “julgamento de engenharia”, resultando na probabilidade de liquefação de 4×10^{-4} .

Por ocasião desse relatório, em dezembro de 2015, a análise das consequências indicou uma estimativa de perda de 243 vidas humanas em cenário de ruptura sem aviso prévio (POLÍCIA FEDERAL, 2019). Da mesma forma, para esse nível de consequências, considerado alto, a probabilidade encontrada, com ressalvas em relação a metodologia utilizada, pode não ser considerada adequada.

Outra análise de estabilidade foi realizada na ocasião da Revisão Periódica de Segurança de Barragens - RPSB 2017/2018 (TUV SUD, 2018), onde foram considerados carregamentos drenados e não drenados. Os parâmetros adotados estão apresentados na Tabela 7.4. Os valores da razão não drenada de pico e residual foram baseadas na análise probabilística de ensaios CPTu realizados nos rejeitos.

Tabela 7.4: Parâmetros adotados nas análises realizadas no RPSB 2017/2018 (TUV SUD, 2018).

Material	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (graus)	S_u/σ'_{v0}	
				pico	residual
Rejeito	26	0	35	0,26	0,09
Aterro com minério ultrafino	25	0	30	---	---
Aterro em solo compactado	19	10	30	---	---
Aterro de rejeito compactado	28	0	37	---	---
Fundação em solo residual	20	16	30	---	---

O fator de segurança para a condição drenada seria igual a 1,60. Para a condição não-drenada, o FS encontrado é de 1,09 com razão S_u/σ'_{v0} igual a 0,26. Foi feita a

análise de sensibilidade em função da razão de resistência não drenada, apresentada na Figura 7.5.

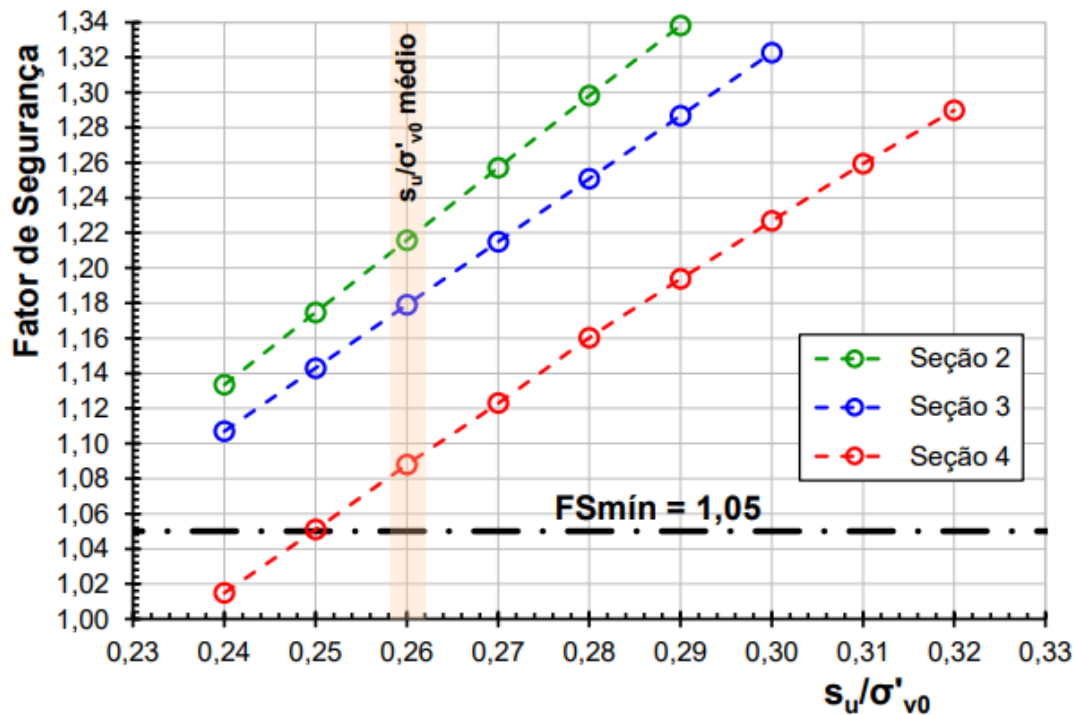


Figura 7.5: Análise de sensibilidade do fator de segurança variando o parâmetro de resistência não drenada.

Braga (2019) fez análise probabilística aplicando o método FOSM na Barragem I. Considerou análises drenadas e não drenadas e a variação de diversos parâmetros do rejeito e do aterro, em especial ângulo de atrito, intercepto coesivo, peso específico e razão de resistência não drenada, conforme Tabela 7.5. Foram utilizados os métodos de equilíbrio limite de Spencer e Morgenstern-Price.

Tabela 7.5: Parâmetros considerados nas análises de Braga (2019).

Material	Parâmetro	Média	Desvio-padrão (σ)
Rejeito (parâmetros drenados)	$\tan \Phi$	0,71	0,12
	γ_{nat}	21,80	2,87
Rejeito Saturado (parâmetros não drenados)	razão de resistência não drenada (s_u / σ'_{v0})	0,28	0,03
	γ_{sat}	27,68	1,24
Aterro com minério ultrafino	$\tan \Phi'$	0,70	0,00
	γ_{nat}	25,00	0,00
Aterro em solo compactado	c'	20,00	8,49
	$\tan \Phi'$	0,53	0,00
	γ_{nat}	20,00	0,00
Aterro de rejeito compactado	$\tan \Phi'$	0,75	0,00
	γ_{nat}	28,00	0,00

Braga (2019) concluiu que o parâmetro com maior influência nas análises em termos de tensões totais foi a razão de resistência s_u / σ_{v0} do rejeito saturado, e nas análises em tensões efetivas, o ângulo ϕ' do rejeito mostrou ter a maior influência nos valores de fator de segurança.

Os resultados das análises indicaram valores de fatores de segurança de 1,047 e de confiabilidade β de 0,58, correspondendo à probabilidade de ruptura de 28% (ou 1:3,5). No caso das tensões efetivas, o fator de segurança encontrado foi de 2,73 com probabilidade de ruptura de 0,32%.

SEA (2019) fez a análise de estabilidade pós-gatilho seguindo os critérios propostos por Olson (2001) e considerando o valor da razão de resistência liquefeita $S_{u\text{liq}}/\sigma_{v0}$ igual a 0,12. O fator de segurança obtido nesta análise de estabilidade pós-gatilho foi de 0,54.

7.6

Análises Probabilística da Ruptura

Considerando as informações dadas no item 7.4, optou-se por adotar para $su(\text{pico})/\sigma_{v0}$ dos rejeitos o valor médio de 0,27, coerente com os valores utilizados pelos diversos autores e com os valores obtidos por Robertson et al. (2019) a partir de ensaios CPTU. O desvio padrão adotado foi de 0,12, desvio padrão obtido através dos ensaios CPTU para os rejeitos mais grossos, devido a maior variabilidade observada nesse caso. O parâmetro não drenado dos rejeitos foi considerado variável aleatória. Os parâmetros utilizados nas análises são apresentados na Tabela 7.6.

Tabela 7.6: Parâmetros médios utilizados na análise.

Nome do Material	Peso específico	Parâmetros de resistência
Barragem (aterro)	20 kN/m ³	coesão = 5 kPa ângulo de atrito = 36°
Rejeitos	26 kN/m ³	Acima do NA coesão = 0 kPa ângulo de atrito = 33°
		Abaixo do NA $Su/\sigma'_v = 0,22$
Fundação	20 kN/m ³	coesão = 16 kPa ângulo de atrito = 30°

Para a análise probabilística, foi aplicado o Método de FOSM. A variação aplicada no método foi de 10%, conforme orientação da literatura (Dell'Avanzi & Sayão, 1998; Farias e Assis, 1998). Aplicou-se a variação incremental, ou seja, atribuindo a Su/σ'_v o valor da média mais a variação de 10% e as demais variáveis permaneceram fixas em seus valores médios.

No caso de $su(liq)/\sigma_{v0}$, é adotado o valor médio obtido nos ensaios CPTu para os rejeitos, tendo em vista a proximidade dos valores obtidos para os rejeitos finos e grossos. Sendo assim, a média adotada é de 0,07 com desvio padrão de 0,03.

A seção típica adotada, apresentada na Figura 7.6, corresponde à Seção 4-4, seção com maior altura e, conforme pode ser observado nas referências de Robertson

et al. (2019), CPI Câmara (2019) e Polícia Federal (2019), é a seção mais crítica no que concerne ao fator de segurança mínimo. Braga (2019) também adotou essa seção nas suas análises.

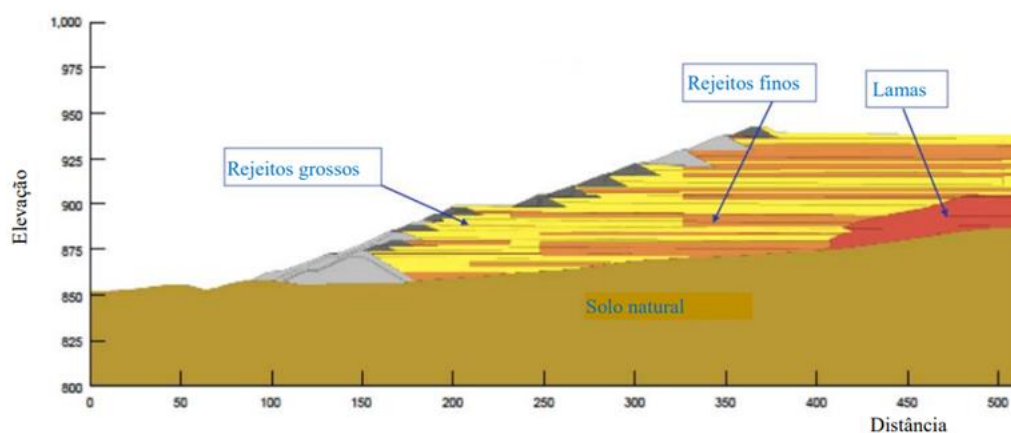


Figura 7.6: Seção crítica da Barragem I obtida por Robertson et al. (2019).

A análise não drenada pelo Método de Spencer considerando $Su(\text{pico})/\sigma_{v0}$ igual a 0,27 forneceu fator de segurança igual a 1,03, conforme Figura 7.7.

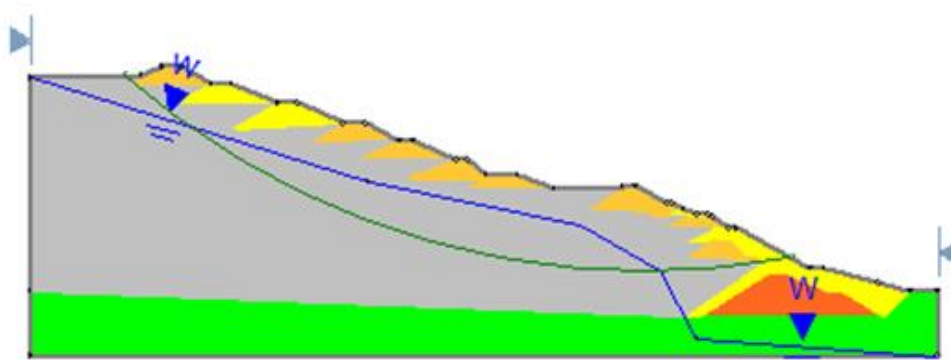


Figura 7.7: Análise da Barragem I com razão não drenada de pico igual a 0,27.

Ao aplicar o método probabilístico FOSM em conjunto com o método de equilíbrio limite Spencer, obteve-se os fatores de segurança apresentados na Tabela 7.7. Utilizando o desvio padrão igual a 0,12, β é equivalente a 0,07 e a probabilidade de ruptura resultante é igual a 47%, considerando distribuição normal.

Tabela 7.7: Fatores de Segurança obtidos para a análise probabilística utilizando FOSM.

S_u/σ'_v	Fator de Segurança
0,27	1,033
0,297	1,133

A probabilidade obtida é muito alta para uma obra de engenharia, conforme já discutido no item 4.6. A probabilidade obtida ratifica o que já era esperado considerando o fator de segurança obtido, ou seja, a ruptura da barragem era iminente, faltando apenas um gatilho.

7.7

Análise Determinística com Parâmetros Liquefeitos

A análise de estabilidade utilizando a razão não drenada liquefeita igual a 0,07 fornece fator de segurança de 0,27 pelo Método de Spencer, conforme Figura 7.8.

Essa análise mostra que a Barragem I não fica estável considerando os valores da resistência pós liquefação. Ou seja, caso ocorresse liquefação e mobilização da resistência de pico, logo em seguida teria uma redução significativa da resistência (redução de 75%) e a barragem se romperia de forma abrupta, o que aconteceu.

O fator de segurança tão inferior a unidade indica ainda que mesmo uma mobilização localizada da resistência residual já seria suficiente para ocasionar a ruptura da barragem progressivamente. Além disso, a análise probabilística dessa condição não é aplicável e a barragem tem 100% de chance de romper nessas condições.

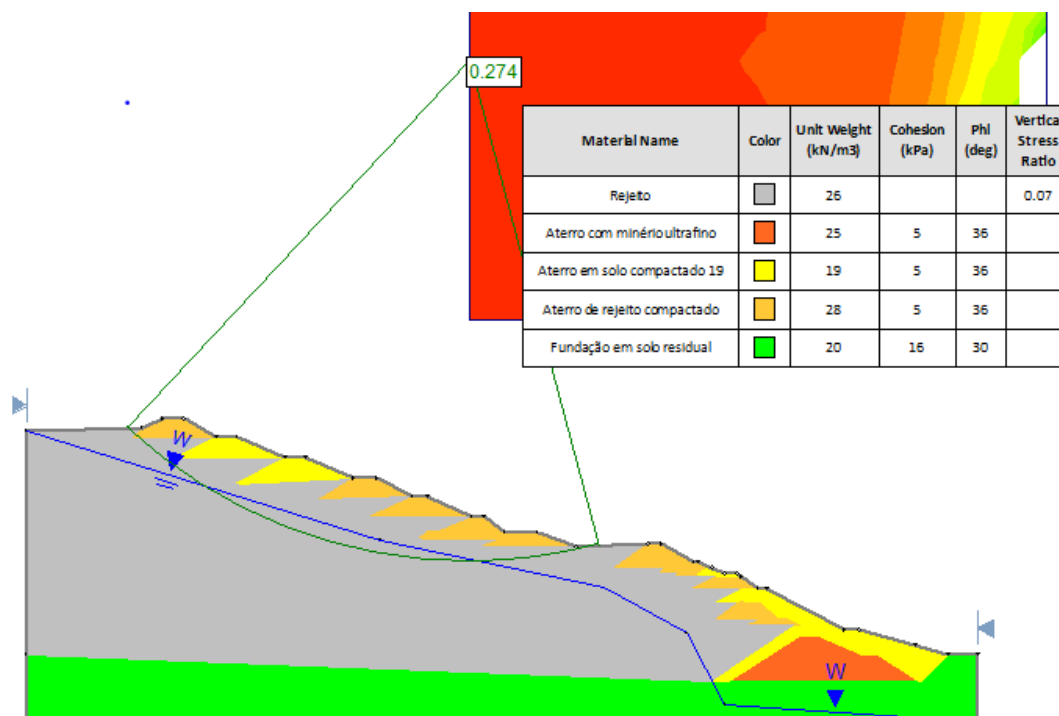


Figura 7.8: Análise da Barragem I com razão não drenada liquefeita igual a 0,07.

7.8

Aplicação da Metodologia Proposta para a Barragem I

Conforme relatados em vários documentos antes e após a ruptura, a susceptibilidade à liquefação dos rejeitos contidos na Barragem I já havia sido comprovada por diversos ensaios (SEA, 2019; CPI Câmara, 2019; CPI Senado, 2019; CIAEA, 2020).

Desta forma, a metodologia proposta é aplicada à Barragem I, sendo comentados os seguintes itens referentes aos gatilhos para a liquefação da barragem.

(1) Estabilidade

A avaliação da estabilidade não drenada pelo Método de FOSM já apresentada anteriormente, é igual a 47%. A probabilidade de ruptura drenada fornece fator de

segurança muito maior que a estabilidade não drenada. Sendo assim, a probabilidade a ser considerada nesse item é a probabilidade de ruptura não drenada igual a 47%.

(2) Carregamento Rápido

Não foram construídos novos alteamentos após 2013 (mais de 5 anos antes da ruptura). Sendo assim, não será considerado o impacto desse item.

(3) Largura de Praia

Segundo Robertson et al. (2019), fica claro, a partir das fotos aéreas e imagens de satélite, que os comprimentos das praias variaram consideravelmente ao longo da vida da barragem e que mais rejeitos de granulação fina foram depositados perto dos locais próximos das cristas anteriores, resultando em camadas de rejeitos finos sob a barragem. Sendo assim, de acordo com a Tabela 5.6, a probabilidade de não respeitar a largura de praia é igual a 99%.

(4) Extravadores

Segundo o RPSB 2017/2018 (TUV SUD, 2018), a Barragem I possuía sistema extravasor composto por 3 torres dotadas de *stop logs*, conectadas à galeria de fundo. Ao final da galeria de fundo havia um canal que conduzia as defluências da Barragem I até o reservatório da Barragem VI. Segundo o RPSB, o sistema extravasor da barragem tinha capacidade para trânsito de cheias de chuva com tempo de recorrência igual a Precipitação Máxima Provável (PMP). Ainda nesse documento é informado que as estruturas são bem mantidas e com operação normal. Adicionalmente, a PMP foi avaliada recentemente, por ocasião da RPSB, e a estrutura possui borda livre superior a 4 metros. A partir dessa considerações, a probabilidade relacionada aos sistemas extravasores é igual a 10^{-4} .

(5) Erosão Interna

O dique de partida continha características que dificultavam a drenagem pelo pé da barragem. Nenhuma drenagem interna significativa foi instalada durante a

construção dos alteamentos posteriores, exceto pequenos tapetes drenantes e drenos verticais em alguns dos alteamentos superiores. A percolação na face da barragem logo acima do pé era observada periodicamente, desde a época do quarto alteamento (Robertson et al., 2019). Mesmo após a cessação do lançamento de rejeitos, o nível de água não reduziu significativamente. O alto nível d'água no interior da barragem já era apontado pelos consultores desde 1995 (CIAEA, 2020).

No relatório RPSB de 2017/2018, foram reportadas várias surgências de água perto do pé do talude e trincheiras cheias de água nas bermas próximas aos dispositivos de drenagem e presença de colóides em alguns pontos.

Problemas relacionados à drenagem interna da barragem, erosão no pé da barragem, pontos de umidade, drenos entupidos por vegetação e presença de colóide, por exemplo, foram citados no Relatório de Inspeção de Segurança Regular (RISR) do 2º ciclo de 2018 (CPI Câmara, 2019). Em 2017 e 2018, muito se discutiu sobre o aumento da segurança da barragem com medidas de rebaixamento do nível freático (CIAEA, 2020, CPIs, 2019). Particularmente, houve incidente durante a instalação de dreno horizontal profundo (DHP) em junho de 2018, devido ao fraturamento hidráulico durante a instalação do dreno, que resultou em *piping* no talude de jusante da estrutura.

Considerando o exposto, não é razoável a aplicação da fórmula referente a probabilidade de mau funcionamento do dreno nesse caso, visto que foi detectado que a drenagem era insuficiente. Dessa forma, como o evento foi detectado, a probabilidade pode ser prevista conforme Tabela 5.1 e, portanto, é atribuída a probabilidade de 99%.

(6) Fundação

As informações da fundação eram muito restritas, conforme destacado em vários documentos (CPI Câmara, 2019 e CIAEA, 2020). A fundação não foi investigada adequadamente à época da construção e alteamento da barragem.

Após a ruptura, Robertson et al. (2019) realizaram sondagens para obter informações sobre a fundação da barragem. Os furos de sondagem mostraram que o

solo natural é composto de solos residuais, descritos como rígido a muito rígido, com evidências de cimentação residual da rocha mãe, predominantemente em gnaiss. Segundo o relatório, não há evidências de camadas fracas contínuas nos solos naturais investigados.

Segundo a Tabela 5.7, pode-se considerar que a fundação era pouco complexa e com caracterização em nível insatisfatório. Sendo assim, a probabilidade atribuída é de 50%.

(7) Deslocamentos

Foram observados deslocamentos muito lentos por meio de monitoramento com a técnica InSar. As deformações observadas na barragem são consistentes com recalque lento e de longo prazo, provavelmente resultado de *creep* contínuo. A resistência residual é em torno de 0,07, muito menor que o valor de 0,27 utilizado nas análises, resultando em fator de segurança bem menor que 1 no caso de utilização do parâmetro residual. Sendo assim, a probabilidade atribuída é de 99% conforme Tabela 5.8.

(8) Cargas Dinâmicas

A avaliação dos registros sismográficos do dia da ruptura feita por Robertson et al. (2019) mostrou que nenhum sismo ou detonação foram registrados antes da primeira observação da ruptura.

A barragem foi projetada segundo as normas ABNT relativa ao sismo. Sendo assim e considerando a Equação 5.5, a probabilidade é igual a:

$$probabilidade = \frac{1}{TR} = \frac{1}{475} = 2 * 10^{-3}$$

(9) Probabilidade de Ruptura por Liquefação

A estabilidade não drenada da barragem apresentou probabilidade de ruptura alta e igual a 47% e fator de segurança de 1. Sendo assim, a barragem não era estável e poderia sofrer ruptura não drenada como consequência de qualquer gatilho.

Conforme pode ser visto nos tópicos anteriores, a barragem apresentava problemas graves relacionados à drenagem, camadas de rejeitos finos estavam presentes sob a barragem, as informações da fundação eram muito limitadas e eram observados deslocamentos lentos. A Tabela 6.8 resume a análise de gatilhos no caso da barragem. Sendo assim, os gatilhos para liquefação estavam presentes, ou seja, $P_{gatilho} = 100\%$, e, considerando que os rejeitos eram passíveis de liquefação, pode-se concluir que a barragem poderia romper por liquefação a qualquer momento. Sendo assim, $P_{liquefação} = 47\%$.

As consequências da ruptura foram classificadas em ALTA, conforme item 7.2. Sendo assim, esse risco era inadmissível e medidas deveriam ter sido tomadas para diminuir esse risco através da redução da probabilidade ou controle das consequências.

Tabela 7.8: Tabela resumo da Metodologia aplicada à Barragem I.

Gatilhos	Avaliação	Probabilidade associada
Taxa de alteamento anual	Abaixo de 5 m/ano (inferior a 0,42 m/mês)	1%
	Entre 5 m/ano (0,42 m/mês) e 15 m/ano (1,25 m/mês)	80%
	Acima de 15 m/ano (1,25 m/mês)	99%
Não atende à largura de praia	Muito provável	99%
	Provável	80%
	Neutro	50%
Fundação	Muito complexa e com caracterização em nível insatisfatório	99%
	Muito complexa e com caracterização em nível satisfatório	50%
	Pouco complexa e com caracterização em nível insatisfatório	50%

	Pouco complexa e com caracterização em nível satisfatório	20%	
Deformação	Sem deslocamentos e $FS_{res}>1,3$	1%	
	Ocorrência de deslocamentos e $FS_{res}>1,3$		
	Sem deslocamentos e $Fs_{res} >1,0$	20%	
	Ocorrência de deslocamentos e $FS_{res}>1,0$		
	Sem deslocamentos e $FS_{res}<1,0$	80%	
	Ocorrência de deslocamentos e $FS_{res}<1,0$	99%	
Sismo	----	0,2%	
Extravasor	Sem problemas	$1/TR=10^{-4}$	
	Com problemas (1)	$(1+hip_1)/TR$	
Erosão interna	Sem problemas	P_j	
	Com problemas (2)	hip_2	
(1) Problemas relativos ao extravasor		Avaliação	hip_1
Probabilidade de ocorrência de evento que obstrua total ou parcialmente o extravasor (e cause galgamento da barragem)		Provável	80%
		Neutro	50%
		Improvável	20%
Falta de plano de manutenção do extravasor			80%
(2) Problemas relativos à erosão interna			hip_2
Indícios de mau funcionamento do sistema de drenagem nos últimos 10 anos	Caso o sistema não tenha sido complementado e redimensionado		99%
	Caso o sistema tenha sido complementado e redimensionado		50%
A instrumentação da barragem indica anomalias relativas ao aumento de poropressões e/ou alteração na vazão da drenagem interna			80%
Surgência ou acúmulo de material carreado na área a jusante da barragem nos últimos 10 anos	Caso o problema não tenha sido resolvido		80%
	Caso o problema tenha sido resolvido		50%

O projeto inicial da Barragem do Germano foi desenvolvido em 1975, pela empresa Bechtel. As obras foram iniciadas em 1976 e a operação em 1977. A 1ª etapa da barragem foi construída com a implantação de dique de partida atingindo elevação máxima na Cota 849,50m, com 70m de altura, largura de crista igual a 10m e comprimento de aproximadamente 200m (SAMARCO, 2022).

À medida que o nível dos rejeitos no reservatório se elevou foram sendo realizados alteamentos sucessivos para montante até ser atingida a elevação 886,00m. Em 1993, o alteamento da barragem passou a ficar inviável por questões de estabilidade. Com objetivo de garantir a continuidade do lançamento do rejeito no reservatório e melhorar a estabilidade, foram executados alteamentos com afastamento entre 60 e 100 metros para montante da crista existente. A crista da barragem alcançou a elevação 899,0 m com aproximadamente 120 m de altura (CBDB, 2012).

Em 1999, foi desenvolvido o projeto do empilhamento drenado de rejeitos arenosos a jusante da barragem visando a melhoria das condições de estabilidade da barragem e o aumento da capacidade do reservatório (CBDB, 2012). O novo dique de partida a jusante foi construído em aterro compactado (material areno-siltoso), com pé e crista aproximadamente nas elevações 750,0 e 790,0 m, respectivamente (SAMARCO, 2022). A partir deste dique de partida foram feitos alteamentos consecutivos para montante a cada 5 metros de altura com rejeito arenoso protegido na face de jusante por solo argiloso compactado (CBDB, 2012). Os taludes de jusante possuem inclinação de 1V:2H com talude médio global igual a 1V:3H. Atualmente, a crista da barragem encontra-se na El. 920,00 m, conforme Figura 8.2.

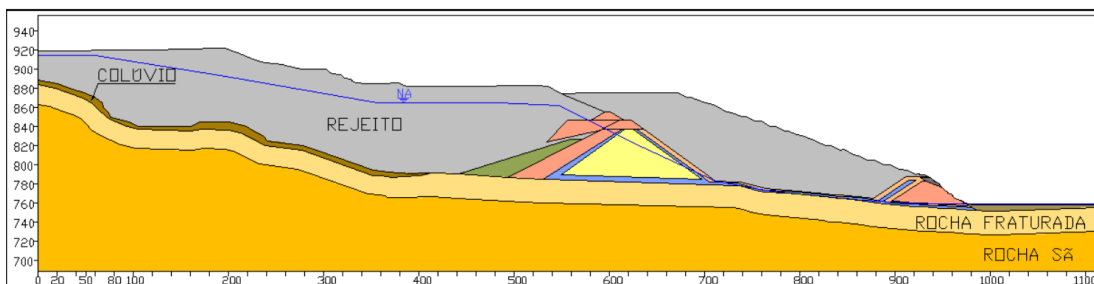


Figura 8.2: Seção transversal da Barragem de Germano (Castilho, 2017).

O histórico da Barragem de Germano está resumido na Tabela 8.1.

Tabela 8.1: Histórico da Barragem do Germano (SAMARCO, 2022).

Nome do Barramento:	Barragem do Germano - Maciço Inicial EL. 849,5 m
Localização:	7.763.640S 660.341E (aproximado)
Material:	Solo Compactado
Projetista:	Bechtel
Construtor	Construtora Brasil
Conclusão da Obra:	1976
Nome do Barramento:	Barragem do Germano - 1º Alteamento EL. 858,5 m
Localização:	A montante do Dique Inicial
Material:	Desconhecido
Projetista:	Desconhecido. Houve consultoria do Prof. Victor de Melo (fonte: Relatório de síntese das investigações como construído da Barragem do Germano - Pimenta de Ávila, 1999)
Construtor	Desconhecido
Conclusão da Obra:	1979
Nome do Barramento:	Barragem do Germano - 2º Alteamento EL. 863,5 m
Localização:	A montante do 1º Alteamento
Material:	Desconhecido
Projetista:	Desconhecido. Houve consultoria do Prof. Victor de Melo (fonte: Relatório de síntese das investigações como construído da Barragem do Germano - Pimenta de Ávila, 1999)
Construtor	Desconhecido
Conclusão da Obra:	1980
Nome do Barramento:	Barragem do Germano - 3º Alteamento EL. 867,5 m
Localização:	A montante do 2º Alteamento
Material:	Desconhecido
Projetista:	Desconhecido. Houve consultoria do Prof. Victor de Melo (fonte: Relatório de síntese das investigações como construído da Barragem do Germano - Pimenta de Ávila, 1999)
Construtor	Desconhecido
Conclusão da Obra:	1981
Nome do Barramento:	Barragem do Germano - 4º Alteamento EL. 871,5 m
Localização:	A montante do 3º Alteamento
Material:	Aterro em Solo Compactado
Projetista:	Desconhecido. Houve consultoria do Prof. Victor de Melo (fonte: Relatório de síntese das investigações como construído da Barragem do Germano - Pimenta de Ávila, 1999)
Construtor	Construtora Mendes Júnior
Conclusão da Obra:	1984
Nome do Barramento:	Barragem do Germano - 5º Alteamento EL. 877,5 m
Localização:	A montante do 4º Alteamento
Material:	Desconhecido

Projetista:	Desconhecido
Construtor	Desconhecido
Conclusão da Obra:	1988
Nome do Barramento:	Barragem do Germano - 6º Alteamento EL. 883,5 m
Localização:	A montante do 5º Alteamento
Material:	Desconhecido
Projetista:	Desconhecido - Figueiredo Ferraz e Pimenta de Ávila realizam análises posteriores
Construtor	Desconhecido
Conclusão da Obra:	1991
Nome do Barramento:	Barragem do Germano - 7º Alteamento EL. 886,0 m
Localização:	100 m a montante do 6º Alteamento sobre a praia de rejeitos
Material:	Desconhecido
Projetista:	Pimenta de Ávila
Construtor	Desconhecido
Conclusão da Obra:	1993
Nome do Barramento:	Barragem do Germano - 8º Alteamento EL. 890,0 m
Localização:	80 m (aprox.) a montante do 7º Alteamento sobre a praia de rejeitos
Material:	Desconhecido
Projetista:	Desconhecido
Construtor	Desconhecido
Conclusão da Obra:	1995
Nome do Barramento:	Barragem do Germano - 9º Alteamento EL. 894,0 m
Localização:	A montante do 8º Alteamento
Material:	Desconhecido
Projetista:	Figueiredo Ferraz
Construtor	Desconhecido
Conclusão da Obra:	1995
Nome do Barramento:	Barragem do Germano - Dique Inicial do Empilhamento de Reforço
Localização:	7.763.631S / 660.743E - Aproximadamente 300 m a jusante do Maciço Inicial EL. 849,5 m de Germano
Material:	Aterro Compactado
Projetista:	Pimenta de Ávila
Construtor	Desconhecido
Conclusão da Obra:	2001
Nome do Barramento:	Empilhamento de Rejeitos Drenados para Reforço da Barragem do Germano
Localização:	Entre o Dique Inicial do Empilhamento de Reforço e a Barragem do Germano
Material:	Rejeito Arenoso
Projetista:	Pimenta de Ávila
Construtor	Desconhecido
Conclusão da Obra:	Obra não finalizada, executada até (aprox.) a EL. 880,0 m

Nome do Barramento:	Barragem do Germano - Remediação do Dique Inicial do Empilhamento de Reforço
Localização:	Talude de Jusante do Dique Inicial do Empilhamento de Reforço da Barragem do Germano
Material:	Areia, Brita 0, Brita 2 e Pedra de Mão
Projetista:	VOGBR
Construtor	Integral/Skava Minas
Conclusão da Obra:	2016
Nome do Barramento:	Barragem do Germano – Reforço
Localização:	Obras de Retaludamento da Face de Jusante do Empilhamento e de Plugagem da Galeria
Material:	Desconhecido
Projetista:	BVP
Construtor	Desconhecido
Conclusão da Obra:	Em Andamento

O sistema de drenagem interna do dique de partida compõe-se de tapete inclinado no talude de montante e na crista do dique. Há um dreno situado no fundo do vale, desde o dique de partida até a base da Barragem do Germano, que visa regularizar a superfície de fundação e drenar o maciço, funcionando como elemento principal da drenagem interna (CBDB, 2012). Esse dreno foi construído com enrocamento, com altura média de 2,0 a 3,0m.

O sistema de drenagem superficial é constituído por uma escada de descida d'água, posicionada na ombreira esquerda, por canaletas dispostas perpendicularmente às longitudinais nas bermas e por canal periférico em concreto armado (CBDB, 2012). Há também um sistema de drenagem na ombreira direita.

As informações principais da Barragem do Germano estão na Tabela 8.2.

Em 2015, após ruptura da Barragem de Fundão, o dique inicial da Barragem do Germano sofreu erosão superficial. Segundo SAMARCO (2022), existia suspeita também de que o rejeito tenha adentrado ao material granular do dreno interno existente, o que poderia reduzir sua eficiência em função da colmatção, mesmo que parcialmente. Assim, intervenções foram realizadas visando a recuperação da face do dique inicial.

Tabela 8.2: Dados Gerais da Barragem do Germano (SAMARCO, 2022).

CARACTERIZAÇÃO TÉCNICA DO PROJETO E DA CONSTRUÇÃO	
Dados Gerais	
Finalidade	Contenção de Rejeitos
Cota Atual da Crista	EL. 920,0 m
Comprimento Atual da Crista	560,0 m
Altura Máxima	165,0 m
Volume do Reservatório (Rejeitos)	129,59 x 10 ⁶ m ³
Sistema Extravisor (Dique Sela e Tulipa)	Galeria de concreto em seção retangular, com 2,50 m de base por 2,50 m de altura. Possui três aberturas laterais retangulares (emboques), com 1,0 m de largura por 2,20 m de altura. A soleira do emboque está situada na elevação 911,13 m.
Hidrologia / Hidráulica	
Precipitação de Projeto:	342 mm em 12 Horas (PMP)
Vazão Máxima:	23,1 m ³ /s
Borda Livre remanescente durante a passagem da cheia:	2,50 m

Por ser uma barragem com quase 40 anos de operação, a Barragem do Germano recebeu rejeitos de diferentes minas e várias frentes de lavra. O beneficiamento desses rejeitos também aconteceu em processos e concentradores diferentes ao longo do tempo. Segundo Castilho (2017), rejeitos arenosos e lamas foram depositados no reservatório da Barragem Principal de Germano. Entre 2001 e 2006, o empilhamento de Germano recebeu descargas de rejeitos com maior teor de silte.

Resultados de ensaios CPTU recentes confirmaram a susceptibilidade de liquefação dos rejeitos arenosos do maciço do barramento principal. Com estes resultados, foi proposta a execução de uma berma de reforço através de corte e aterro para aumentar o fator de segurança pós-liquefação na região superior da barragem (SAMARCO, 2022).

8.2

Consequências de Eventual Acidente

A avaliação das consequências de eventual ruptura da Barragem do Germano é realizada por meio da Tabela 5.9. Considerando as informações obtidas no Plano de Ação de Emergência (SAMARCO, 2022) e no Sistema Integrado de Gestão de Barragens de Mineração (ANM, 2023), pode-se verificar que:

- (1) A população residente na zona de autosalvamento é igual a 26 pessoas;
- (2) A quantidade de pessoas afetadas a jusante em caso de ruptura será maior que 1000 pessoas;
- (3) O impacto ambiental será significativo e a área afetada a jusante da barragem apresenta interesse ambiental relevante ou é protegida em legislação específica;
- (4) Presença moderada de instalações residenciais, agrícolas, industriais ou de infraestrutura de relevância sócio-econômico-cultural na área afetada a jusante da barragem.

Sendo assim, as possíveis consequências da ruptura da Barragem de Germano são classificadas como ALTA, totalizando 80 pontos dos 100 pontos possíveis, conforme mostrado na Tabela 8.3.

Tabela 8.3: Avaliação das consequências da ruptura da Barragem de Germano.

	Consequências ambientais			Consequências para saúde e segurança das pessoas			Consequências econômicas
	Volume do reservatório	Duração do impacto	Recuperação ambiental	Número de mortes estimadas	Número de pessoas em contato com o rejeito	Número de pessoas afetadas (infraestrutura)	Prejuízos estimados
Baixa	Menor que 5hm ³ (1 ponto)	Menor que 1 ano (1 ponto)	É possível e viável a liberação total (3 pontos)	Nenhuma morte (2 pontos)	Até 100 pessoas (4 pontos)	Até 100 pessoas afetadas por menos que 20 meses (4 pontos)	Até 10 milhões de dólares (5 pontos)
Média	5 a 25hm ³ (3 pontos)	Entre 1 e 5 anos (5 pontos)	É viável a liberação parcial (10 pontos)	Até 100 pessoas (10 pontos)	Entre 100 e 1000 pessoas (5 pontos)	Até 1000 pessoas afetadas por menos que 200 meses (5 pontos)	Entre 10 e 100 milhões de dólares (10 pontos)
Alta	Maior que 25hm³ (5 pontos)	Maior que 5 anos (10 pontos)	A liberação não é viável, sendo necessários controles ou alteração do ecossistema (15 pontos)	<i>Acima de 100 pessoas (30 pontos)</i>	Acima de 1000 pessoas (10 pontos)	Mais que 1000 pessoas afetadas ou mais que 200 meses (10 pontos)	Acima de 100 milhões de dólares (20 pontos)
Total Parcial	5	10	15	10	10	10	20
Total	80						

8.3

Análise Determinística de Eventual Ruptura

A seção analisada foi modelada no programa *SLIDE 6.0* com base na seção apresentada por Castilho (2017) e submetida ao nível d'água indicado pelo mesmo autor. Essa seção é correspondente à Barragem de Germano em dezembro de 2015.

Considerando Morgenstern et al. (2016) e Castilho (2017), além do histórico da Barragem de Germano, os parâmetros dos rejeitos podem ser adotados iguais aos

considerados para a Barragem de Fundão. Em especial, a relação entre Su/σ'_v foi adotada igual a 0,22.

Por outro lado, os parâmetros para os materiais correspondentes à Fundação e Barragem (aterro) foram adotados considerando o proposto por Castilho (2017) e os valores da Barragem de Fundão. Os parâmetros propostos em Castilho (2017) foram coletados de relatórios internos e de ensaios realizados pela Samarco Mineração. A Tabela 8.4 resume os parâmetros utilizados na análise de estabilidade realizada neste trabalho.

Tabela 8.4: Parâmetros utilizados na análise de estabilidade de Germano.

Nome do Material	Cor	Peso Específico (kN/m ³)	Parâmetros de resistência
Barragem (aterro)	Cinza	20	Coesão = 10kPa Âng. Atrito = 35°
Rejeitos	Amarelo	22	Acima do NA Coesão = 0 KPa Âng. Atrito = 33°
			Abaixo do NA $Su/\sigma'_v = 0,22$
Fundação	Marrom	20	Coesão = 200 KPa Âng. Atrito = 35°

A análise de estabilidade não drenada foi realizada considerando ruptura circular pelo Método de Spencer. Os fatores de segurança resultantes são iguais a 1,5, conforme Figura 8.3.

A análise determinística mostra que a barragem está adequada em relação aos fatores de segurança não drenados, conforme os valores de referência já discutidos no item 4.5. É importante destacar que essa análise é a tradicionalmente realizada para avaliação do comportamento não drenado de uma barragem.

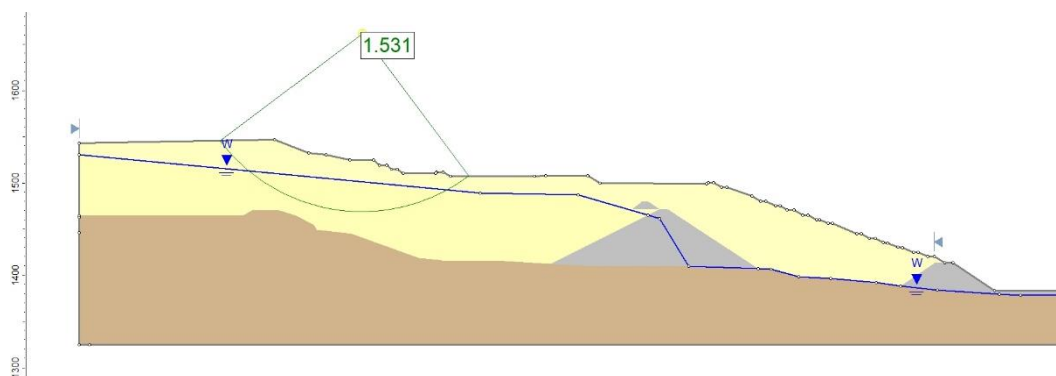


Figura 8.3: Resultado da análise determinística realizada para a Barragem de Germano em 2015.

8.4

Análise Probabilística de Eventual Ruptura

Para a análise probabilística, foi aplicado o método de FOSM. A média adotada para S_u/σ'_v foi de 0,22. A variação aplicada no método foi de 10%, conforme orientação da literatura (Dell'Avanzi & Sayão, 1998; Farias e Assis, 1998). Aplicou-se variação incremental, ou seja, atribuindo a S_u/σ'_v o valor da média mais a variação de 10% e as demais variáveis permaneceram fixas em seus valores médios.

O desvio padrão adotado no caso da Barragem de Germano também será similar, ou seja, desvio padrão de 0,05, a variância de 0,0028, ou ainda coeficiente de variação de 22%.

Ao aplicar o método probabilístico FOSM em conjunto com o Método de Spencer de equilíbrio limite, obteve-se os fatores de segurança apresentados na Tabela 8.4, resultando em β de 1,88. Ao ser considerada distribuição normal, a probabilidade de ruptura resultante é igual a 3%.

Tabela 8.4: Fatores de Segurança obtidos para a análise probabilística utilizando FOSM.

S_u/σ'_v	Fator de Segurança
0,220	1,531
0,242	1,648

A probabilidade calculada é igual a 3%, apesar de bem menor que as anteriormente obtidas nas barragens que romperam, não pode ser considerada adequada de acordo com os limites de aceitabilidade e tolerabilidade indicados nas referências discutidas no item 4.6. Sendo assim, apesar do fator de segurança atender ao mínimo recomendado pela normativa brasileira e outras diretrizes da literatura, a probabilidade de ruptura não é aceitável em função do nível ALTO de consequências.

8.5

Análises Determinísticas Complementares

De forma a complementar as análises e discussões posteriores, foram realizadas algumas análises adicionais.

(1) Suscetibilidade à liquefação do rejeito acima do NA:

Considerou-se que o solo acima do nível d'água na barragem principal do Germano seria suscetível à liquefação. Santos Junior (2021) observou esse comportamento em rejeitos silto-argilosos, ou seja, rejeitos acima do nível d'água com alta saturação ou até mesmo saturados e, assim, suscetíveis à liquefação.

Nessas condições, as análises forneceram fator de segurança igual a 1, conforme mostrado na Figura 8.4. De forma a ilustrar o resultado, a figura indica todas as superfícies de ruptura com fatores de segurança menores que 1,3, que seria o fator de segurança mínimo não drenado indicado na bibliografia. Cabe destacar que nessa hipótese, a barragem não atende os requisitos de segurança e se encontra na iminência de ruptura.

Nesse caso, aplicando a metodologia similar à apresentada anteriormente, com os mesmos valores, apenas considerando que o solo acima do NA na Barragem Principal é suscetível à liquefação, a Probabilidade de Ruptura sobe para 51%.

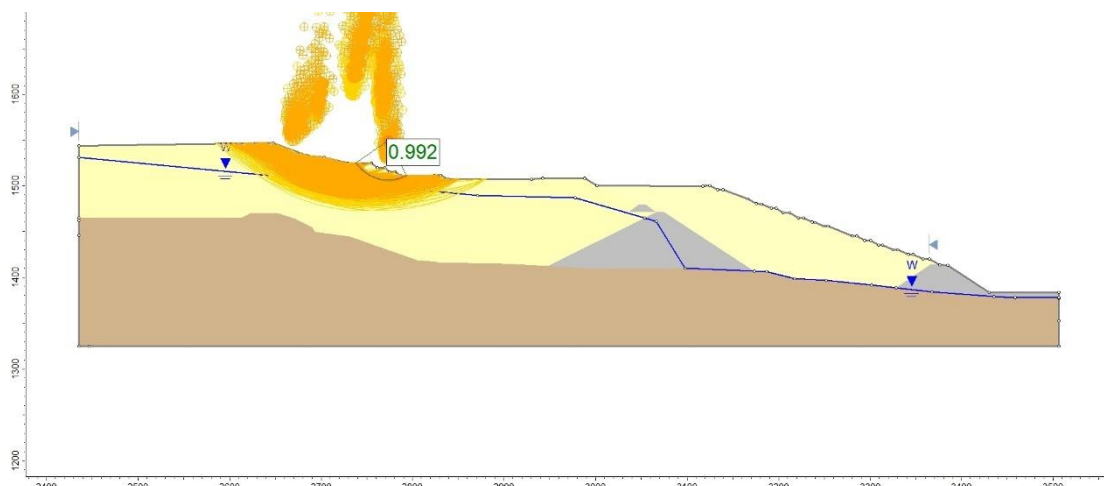


Figura 8.4: Resultado da análise determinística realizada para a Barragem de Germano considerando que o material acima no Nível d'Água na Barragem Principal de Germano é suscetível à liquefação.

(2) Elevação do Nível d'Água na Barragem Principal do Germano

Considerou-se a elevação do lençol freático na Barragem Principal de Germano, devido a algum eventual problema na drenagem ou mesmo na ocorrência de chuvas intensas, resultando na configuração da Figura 8.5. O fator de segurança reduziu-se expressivamente, atingindo 0,5. Na Figura 8.5 são ilustradas todas as superfícies de ruptura com coeficiente menor que 1. Sendo assim, a barragem estaria numa condição crítica em relação à segurança caso o nível d'água fosse elevado na condição adotada para o cálculo. Além da elevação do NA, seria necessário ativar o comportamento não drenado através de um gatilho.

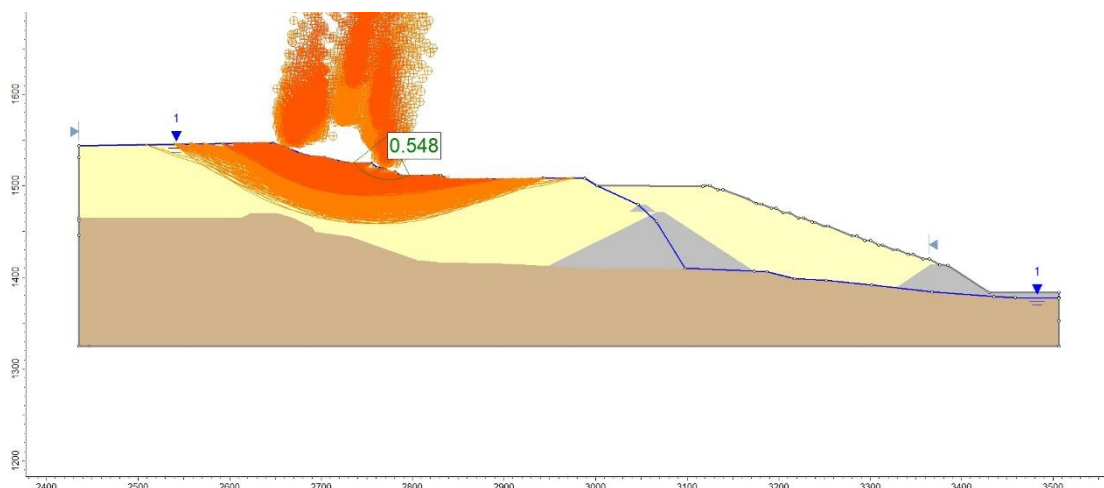


Figura 8.5: Resultado da análise determinística realizada para a Barragem de Germano considerando que o nível d'água foi elevado na Barragem Principal de Germano.

Essa análise indica que deve ser feita uma investigação criteriosa indicando o nível d'água na barragem e a variação esperada do mesmo para a adequada estimativa da probabilidade de ruptura.

8.6

Análise Determinística com Parâmetros Liquefeitos

A análise foi realizada utilizando a razão não drenada liquefeita igual a 0,07 nos rejeitos abaixo do nível d'água. O fator de segurança obtido foi de 0,72 pelo Método de Spencer, conforme Figura 8.6.

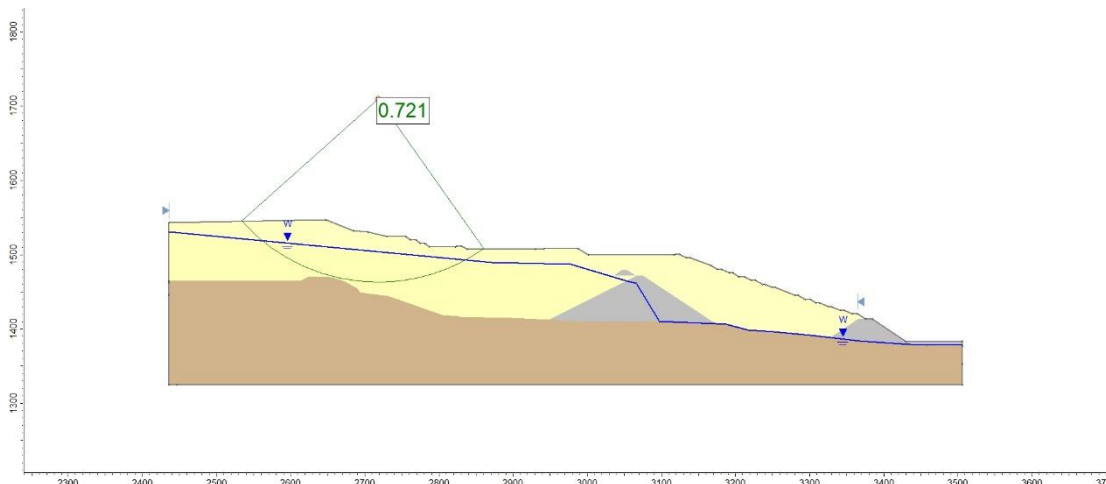


Figura 8.6: Análise determinística da Barragem de Germano considerando a razão não drenada liquefeita.

Essa análise mostra que a Barragem de Germano não é estável considerando os valores da resistência pós liquefação. Ou seja, caso ocorresse liquefação e mobilização da resistência de pico, logo em seguida haveria a redução significativa da resistência em torno de 70% e a barragem se romperia de forma abrupta.

O fator de segurança inferior a unidade indica ainda que mesmo a mobilização localizada da resistência residual já seria suficiente para ocasionar a ruptura da barragem progressivamente. Além disso, a análise probabilística dessa condição não é aplicável e a barragem tem 100% de chance de romper nessas condições.

8.7

Aplicação da Metodologia Proposta para a Barragem do Germano

Conforme SAMARCO (2022) e Castilho (2017), os rejeitos arenosos contidos na Barragem do Germano são suscetíveis à liquefação.

Desta forma, a metodologia proposta é aplicada à Barragem do Germano, sendo comentados os seguintes itens referentes aos gatilhos para a liquefação da barragem.

(1) Estabilidade

A avaliação da estabilidade não drenada pelo Método de FOSM já foi apresentada anteriormente. Com as condições apresentadas no item 8.3 e 8.4, a probabilidade de ruptura é de 3%. Por outro lado, se considerar que o rejeito parcialmente saturado pode ser suscetível à liquefação, conforme discutido no item 8.5, essa probabilidade aumenta para 51%.

(2) Carregamento Rápido

Não foram construídos novos alteamentos nos últimos 5 anos. Estão sendo executadas obras de reforço e retaludamento da face de jusante. Sendo assim, não será considerado o impacto desse item.

(3) Largura de Praia

Castilho (2017) fez ensaios com objetivo de avaliar granulometria, índices de vazios e formato dos grãos dos rejeitos. As amostras foram retiradas em 70 pontos diferentes na Barragem do Germano a 0,5m de profundidade. Observando os resultados, pode-se verificar grande variabilidade da granulometria dos rejeitos. De forma geral, a maior fração do solo é classificada como areia fina, mas existe uma parcela considerável de siltes (em média de 30%, podendo chegar a 50% em alguns pontos), inclusive na área considerada como empilhamento drenado.

Além disso, ao fazer a análise por microscopia eletrônica de varredura, Castilho (2017) observou que uma das amostras tinha estrutura lamelar. Essa amostra estava presente próxima ao barramento principal, onde seria previsto apenas rejeitos arenosos.

Considerando a análise de Castilho (2017) e o histórico da Barragem de Fundão, adjacente à Barragem do Germano, a probabilidade atribuída é igual a 80%, conforme Tabela 5.6.

(4) Extravasoires

A galeria de extravasão do reservatório da Barragem do Germano teve sua saída encoberta pela plataforma de rejeitos do empilhamento drenado a jusante. Essa galeria foi parcialmente preenchida com blocos no trecho de maior inclinação, situado a jusante da barragem principal. Na saída da galeria, foi executada uma transição com blocos. A plugagem da galeria foi finalizada em julho de 2019 (SAMARCO, 2022).

Segundo SAMARCO (2022), a segurança frente a cheias da Barragem do Germano é mantida pelo sistema extravasor em operação localizado junto ao Dique da Tulipa, que é composto por uma galeria sub-horizontal em concreto armado, seguida por um canal rápido e caixa de transição em concreto armado por um canal em curva, realizando a conexão com o trecho em concreto flexível. Segundo ANM (2023), o tempo de recorrência de projeto era equivalente à cheia decamilenar ou à cheia máxima provável. Ainda é informado que as estruturas são bem mantidas e com operação normal. A partir dessas considerações, a probabilidade relacionada aos sistemas extravasores é igual a 10^{-4} .

(5) Erosão Interna

Conforme SAMARCO (2022) e CBDB (2012), o sistema de drenagem interna do dique de partida compõe-se de um tapete inclinado no talude de montante e na crista do dique. Há um dreno situado no fundo do vale, desde o dique de partida até o pé da Barragem do Germano, que visa regularizar a superfície de fundação e drenar o maciço, funcionando como elemento principal da drenagem interna. Em 2015, conforme já relatado, existia suspeita de colmatação do dreno existente e obras foram realizadas para resolver o problema.

Segundo CBDB (2012), o maciço de rejeitos é eficientemente drenado, constituindo-se em um maciço não saturado.

Não foram encontradas na literatura as informações necessárias para aplicação da Equação 5.4.

Em função da suspeita de problema relacionado à erosão interna nos últimos 10 anos e considerando que o mesmo foi resolvido, pode-se atribuir a probabilidade de 50%, utilizando a Tabela 5.6.

(6) Fundação

Castilho (2017) apresenta informações acerca da fundação, baseado nas sondagens realizadas em 1976, em 2007 e em 2015. Os colúvios e saprolitos predominam nas porções mais elevadas da área, com espessuras de, aproximadamente, 5m e 20m, respectivamente. No fundo do vale, predomina filito fraturado, com espessura média de 20m, sobreposta por pequenas espessuras de saprolito e colúvio, chegando a aproximadamente 5 metros. Segundo ANM (2023), a fundação foi investigada conforme o projeto.

A fundação pode ser considerada de baixa complexidade e não foram levantados problemas na sua caracterização. Sendo assim, a probabilidade atribuída é igual a 20%, conforme Tabela 5.7.

(7) Deslocamentos

Não foram encontradas na literatura informações suficientes para verificar a ocorrência de deslocamentos recentemente.

Em 2015, na época da ruptura de Fundão, foi relatada uma trinca de 3m na Barragem de Germano (Freitas e Ângelo, 2015).

Considerando que os rejeitos são similares ao da Barragem de Fundão, a resistência residual é em torno de 0,07, muito menor que o valor de 0,22 utilizado nas análises, resultando em fator de segurança bem menor que 1 no caso de utilização do parâmetro residual.

Sendo assim, a probabilidade conforme Tabela 5.8 pode variar de 80% a 99%, de acordo com a ocorrência de deslocamentos.

(8) Cargas Dinâmicas

Castilho (2017) fez uma análise de eventos dinâmicos que ocorreram na Barragem de Germano que poderiam resultar em um gatilho de liquefação. Os eventos analisados foram: (1) Desmonte com explosivos, (2) Tráfego de veículos e máquinas pesadas na barragem, e (3) Grande movimentação de massa ocorrida no reservatório do Dique de Sela e Tulipa em 27/01/2016. Os eventos foram considerados insignificantes, mas ocasionaram pequena variação na poropressão, que voltou ao normal poucas horas após os eventos. Não foram observadas quaisquer deformações/deslocamentos no maciço. Castilho (2017) conclui que os eventos registrados seriam insuficientes para desencadear uma ruptura por liquefação. Porém, se houver um comprometimento da segurança e a presença de anomalias, os gatilhos estudados poderiam fornecer o incremento necessário para a instabilização da estrutura.

Segundo ANM (2023), a barragem foi projetada segundo as normas ABNT relativa ao sismo. Sendo assim e considerando a Equação 5.5, a probabilidade é igual a:

$$probabilidade = \frac{1}{TR} = \frac{1}{475} = 2 * 10^{-3}$$

(9) Probabilidade de Ruptura por Liquefação

A Tabela 8.5 resume a análise de gatilhos no caso da barragem. Conforme pode ser visto, os gatilhos para liquefação atingiram a $P_{gatilho} = 100\%$.

Considerando que apenas os rejeitos abaixo do nível d'água são suscetíveis à liquefação, a estabilidade não drenada da barragem apresentou probabilidade de ruptura não drenada utilizando o Método de FOSM igual a 3% e fator de segurança de 1,5.

As consequências da ruptura foram classificadas em ALTA, conforme item 8.2. Sendo assim, apesar do fator de segurança ser adequado de acordo com as referências

na literatura, a probabilidade de ruptura não é aceitável considerando o nível ALTO de consequências. Medidas devem ser tomadas através da redução da probabilidade ou controle das consequências. SAMARCO (2022) reporta que várias medidas estão sendo tomadas visando o aumento da segurança da barragem.

Adicionalmente, se considerar que rejeitos parcialmente saturados (acima do nível d'água) podem ser suscetíveis à liquefação, a probabilidade não drenada atinge 51% e o fator de segurança é reduzido para o valor unitário. De forma análoga, caso ocorra elevação do nível freático, o fator de segurança é reduzido expressivamente a 0,5. Sendo assim, os controles do nível freático e da saturação dos rejeitos são de extrema importância para a segurança dessa barragem.

Tabela 8.5: Tabela resumo da Metodologia aplicada à Barragem do Germano.

Gatilhos	Avaliação	Probabilidade associada
Taxa de alteamento anual	Abaixo de 5 m/ano (inferior a 0,42 m/mês)	1%
	Entre 5 m/ano (0,42 m/mês) e 15 m/ano (1,25 m/mês)	80%
	Acima de 15 m/ano (1,25 m/mês)	99%
Não atende à largura de praia	Muito provável	99%
	Provável	80%
	Neutro	50%
Fundação	Muito complexa e com caracterização em nível insatisfatório	99%
	Muito complexa e com caracterização em nível satisfatório	50%
	Pouco complexa e com caracterização em nível insatisfatório	50%
	Pouco complexa e com caracterização em nível satisfatório	20%
Deformação	Sem deslocamentos e $FS_{res} > 1,3$	1%
	Ocorrência de deslocamentos e $FS_{res} > 1,3$	
	Sem deslocamentos e $FS_{res} > 1,0$	20%

	Ocorrência de deslocamentos e $FS_{res} > 1,0$		
	Sem deslocamentos e $FS_{res} < 1,0$	80%	
	Ocorrência de deslocamentos e $FS_{res} < 1,0$	99%	
Sismo	----	0,2%	
Extravasor	Sem problemas	$1/TR = 10^{-4}$	
	Com problemas (1)	$(1 + hip_1)/TR$	
Erosão interna	Sem problemas	P_j	
	Com problemas (2)	hip_2	
(1) Problemas relativos ao extravasor		Avaliação	hip_1
Probabilidade de ocorrência de evento que obstrua total ou parcialmente o extravasor (e cause galgamento da barragem)		Provável	80%
		Neutro	50%
		Improvável	20%
Falta de plano de manutenção do extravasor			80%
(2) Problemas relativos à erosão interna			hip_2
Indícios de mau funcionamento do sistema de drenagem nos últimos 10 anos	Caso o sistema não tenha sido complementado e redimensionado	99%	
	Caso o sistema tenha sido complementado e redimensionado	50%	
A instrumentação da barragem indica anomalias relativas ao aumento de poropressões e/ou alteração na vazão da drenagem interna			80%
Surgência ou acúmulo de material carreado na área a jusante da barragem nos últimos 10 anos	Caso o problema não tenha sido resolvido	80%	
	Caso o problema tenha sido resolvido	50%	

9

ANÁLISES GERAIS E DISCUSSÕES

Nessa pesquisa, foi proposta uma metodologia para estimar a probabilidade de ruptura por liquefação. Essa metodologia é baseada no cálculo da probabilidade de ruptura não drenada e a estimativa da probabilidade de ocorrência de gatilho.

9.1

Probabilidade de Ocorrência do Gatilho

Para estimar a ocorrência de gatilho, foi proposta a Tabela 5.12. A tabela foi construída baseando-se nos principais gatilhos conhecidos para liquefação dos rejeitos.

Com base nos resultados encontrados utilizando a metodologia proposta e mostrados nos capítulos anteriores, pode-se observar que o gatilho de liquefação deve ser considerado com probabilidade alta de ocorrer. Nas barragens de rejeitos brasileiras é muito comum problemas de drenagem, falta de investigação, carregamentos rápidos e não observância de parâmetros de projeto, como por exemplo, a largura de praia. Sendo assim, os gatilhos estão presentes. Isso não quer dizer, por outro lado, que a liquefação vai ocorrer. A liquefação é um fenômeno complexo, que tem várias condições para acontecer. O gatilho pode não ser suficiente para iniciar o processo de liquefação. Essa tese não avaliou se os gatilhos são ou não suficientes para iniciar o processo, não sendo este aspecto um objetivo desta pesquisa. Porém, a autora considera importante o estudo das causas e gatilhos que resultam em ruptura.

Para aplicação da metodologia proposta na tese, era necessário avaliar se os gatilhos poderiam ocorrer e foi verificado que em todos os casos estudados eles estão presentes. Após os acidentes ocorridos nas barragens de rejeitos, muitos autores defendem a ideia do “*if it can, it will*”, que quer dizer que “se pode liquefazer, vai

liquefazer”. Na opinião dessa autora, a metodologia proposta nessa tese e os casos estudados reforçam essa ideia.

Adicionalmente, uma das limitações dessa metodologia é o denominado “gatilho desconhecido”. Alguns autores levantam a ideia de gatilhos que ainda não são conhecidos como um reforço da aplicabilidade do “*if it can, it will*”. Sendo assim, a probabilidade de “gatilhos desconhecidos” aumentaria a probabilidade da ocorrência de gatilhos que resultaria na ruptura de uma barragem por liquefação.

Considerando isso, a probabilidade de ocorrência de um gatilho não é remota, como muitos acreditam e argumentam, inclusive antes das rupturas das barragens estudadas na pesquisa. A probabilidade do gatilho é alta e o que comanda a probabilidade de ocorrência do evento de liquefação é a probabilidade resultante da análise não drenada da estrutura.

Por outro lado, a aplicação da metodologia proposta permite a análise da barragem, dos seus pontos frágeis e dos possíveis gatilhos. Com isso, pode-se tentar diminuir a ocorrência de alguns gatilhos, ou se possível evitá-los e, o mais importante, acompanhá-los e medi-los. Isso pode ser essencial para o entendimento ou ainda para o acionamento de medidas de proteção às pessoas de acordo com o plano de emergência da barragem.

9.2

Cálculo da Probabilidade Não Drenada

Para cálculo da probabilidade não drenada, foi proposto o método probabilístico FOSM e o método de equilíbrio limite rigoroso Spencer. Essa combinação foi escolhida devido a sua fácil aplicação e os bons resultados reportados na literatura.

Considerando o exposto e os resultados da aplicação da metodologia desenvolvida nesta pesquisa, acredita-se que o fator mais importante da análise do risco de liquefação é a probabilidade de ruptura não drenada. Nos casos estudados, as

probabilidades encontradas foram iguais a 36% para a época da ruptura da Barragem de Fundão (2015), 47% para a época da ruptura de Brumadinho (2019) e 3% para as condições apresentadas da Barragem do Germano.

Essa probabilidade de ruptura pode ser calculada de diversas formas. Nessa tese, priorizou-se o cálculo utilizando o Método de Spencer de equilíbrio limite e o método probabilístico FOSM. Foi escolhida essa combinação devido à fácil aplicação e os bons resultados reportados na literatura.

Para estimativa dessa probabilidade de ruptura é importante observar a variância/desvio padrão dos dados. A importância de grande quantidade de ensaios, bem executados e com resultados confiáveis, deve ser ressaltada. Os ensaios de campo devem ser priorizados. No caso da liquefação, os ensaios de laboratório devem ser interpretados por equipe experiente, que entenda as limitações de cada ensaio e os considere em conjunto com a análise dos ensaios de campo. A análise estatística dos ensaios de campo pode representar uma opção adequada, conforme verificado por meio das análises da Barragem I em Brumadinho.

9.3

Probabilidade de ruptura por liquefação

A probabilidade de ruptura encontrada deve ser comparada a valores de referência. Os valores sugeridos nessa tese, de acordo com o estudo de várias referências do assunto (conforme Tabela 5.11), pode ser utilizada. É importante a classificação das consequências, afinal o risco de uma barragem depende das consequências resultantes de potencial ruptura da mesma. Sendo assim, após classificar os níveis de consequências da barragem, conforme proposto no item 5.8, pode-se comparar o valor obtido na metodologia com o valor de referência da Tabela 5.11.

Nos casos analisados nessa tese, a Barragem de Fundão (Mariana), a Barragem I do Córrego do Feijão (Brumadinho) e a Barragem do Germano podem ser consideradas

barragem com nível de consequências alto, tendo limite de aceitabilidade igual a 10^{-6} e de tolerabilidade igual a 10^{-5} . Os valores encontrados de probabilidade de ruptura por liquefação foram superiores a esses valores.

9.4

Casos Estudados

As análises das barragens que romperam mostram que a probabilidade de ruptura é elevada e incompatível com qualquer obra de engenharia. Também permitem evidenciar problemas, especialmente, de drenagem inadequada e falta de observância de parâmetros de projeto.

Sinais de que os gatilhos estavam presentes foram observados antes da ruptura. Considerando que a ruptura dessas barragens resultaria em mortes, algo que já era conhecido antes mesmo de que elas se rompessem, era necessário o reforço das estruturas de forma a aumentar o fator de segurança e diminuir a probabilidade de ruptura das mesmas. O risco não era tolerável.

No caso da Barragem do Germano, a análise realizada mostrou que, apesar do fator de segurança maior que 1,5, a barragem apresentou uma probabilidade de ruptura relativamente alta considerando o impacto de uma eventual ruptura. A análise da Barragem do Germano mostra também a importância do controle da linha freática nesta estrutura. Sendo assim, sugere-se uma atenção especial para os dispositivos de drenagem dessa barragem. Adicionalmente, obras de reforço são necessárias visando o aumento da segurança da área superior da barragem principal, tendo em vista que as superfícies críticas estão concentradas nessa área, e o aumento do fator de segurança pós liquefação, que é muito inferior a 1.

9.5

Discussões finais

Adicionalmente, após os resultados obtidos nessa pesquisa, pode-se ainda recomendar que sejam feitas análises considerando os parâmetros não drenados de pico e os parâmetros não drenados em estado residual. Conforme as recomendações de diversos autores e já discutido no item 4.5, os fatores de segurança de 1,3 relativo aos parâmetros de pico e de 1,1 relativo aos parâmetros liquefeitos podem ser referências generalizadas de fatores de segurança. Entretanto, o caso da Barragem do Germano mostra que mesmo uma barragem com fator de segurança 1,5 pode ter probabilidade de ruptura que não atende aos limites de segurança.

Observando os casos estudados na pesquisa, o fator de segurança calculado com parâmetros pós liquefação são muito reduzidos e inferiores a 1. A análise probabilística nesse caso não tem sentido, pois será atribuída a probabilidade de 100%.

Dessa forma, a autora recomenda que sejam calculadas as probabilidades de ruptura utilizando os parâmetros de pico por meio da metodologia proposta na pesquisa. Caso essa probabilidade de ruptura atenda à probabilidade de referência de aceitabilidade de acordo com as consequências da ruptura apresentadas na Tabela 4.5, a barragem pode ser considerada adequada. Adicionalmente, recomenda-se também a análise utilizando os parâmetros liquefeitos e a verificação do fator de segurança mínimo de 1,1.

Caso a barragem não atenda à probabilidade de ruptura mínima de aceitabilidade, mas atenda à referência de tolerabilidade, esforços devem ser feitos visando aumentar a segurança dessa barragem.

A autora também recomenda a realização da análise com parâmetros liquefeitos utilizando a abordagem probabilística, de forma a ter melhor entendimento do processo. Entretanto, na maioria dos casos, a probabilidade calculada com parâmetros liquefeitos é muito superior que a probabilidade real de ruptura e não pode ser comparada às referências indicadas nessa pesquisa.

Por outro lado, se a probabilidade for elevada e maior que 0,1 (10%) para barragens com nível baixo de consequências ou 0,01 (1%) para barragens com nível alto de consequências, recomenda-se que o Plano de Ação de Emergência seja acionado, visando o maior acompanhamento e planejamento das ações para garantir a segurança das pessoas e do meio ambiente, enquanto medidas de reforços são executadas buscando a segurança da estrutura.

Por fim, caso a barragem não atenda as referências de tolerabilidade determinada com parâmetros de pico, o Plano de Ação de Emergência deve ser acionado imediatamente de forma a garantir a segurança das pessoas e do meio ambiente. Deve-se proceder à análise probabilística utilizando os parâmetros liquefeitos e, nesse caso específico, a probabilidade de ruptura pode estar próxima desse valor, tendo em vista as condições extremas da barragem com regiões que já atingiram a resistência residual.

10

CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISA

A necessidade de avaliação do risco de liquefação das barragens de rejeitos é proeminente. A metodologia desenvolvida nessa tese se propôs a realizar essa avaliação com base em probabilidade de ruptura e análises de gatilhos. As principais conclusões da pesquisa são:

(1) Em relação às barragens de Fundão e Feijão, a aplicação da metodologia nos casos de ruptura permitiu comprovar que essas barragens estavam há bastante tempo na iminência da ruptura em condições não drenadas. Foram obtidas altas probabilidades de liquefação dado a ocorrência de gatilho, probabilidades incompatíveis com qualquer obra de engenharia.

(2) No caso da Barragem do Germano, a análise realizada mostrou que, apesar do fator de segurança maior que 1,5, a barragem apresentou uma probabilidade de ruptura relativamente alta considerando o impacto de uma eventual ruptura. Ao aplicar a metodologia proposta, foi evidenciada a importância do controle da linha freática nesse caso.

(3) A partir da aplicação da metodologia proposta nessa tese, pode-se concluir que a probabilidade de ocorrência do gatilho de liquefação em barragens de rejeitos em geral é alta. A existência do "gatilho desconhecido" pode ser uma limitação da metodologia proposta.

(4) A probabilidade resultante da análise não drenada da estrutura é um fator importante na análise do risco de ruptura por liquefação. A aplicação do método de FOSM pode ser difundida de forma a permitir a análise probabilística dos casos existentes. A variância ou desvio padrão pode ser estimado a partir de ensaios, em especial, os ensaios de campos.

(5) A aplicação da metodologia proposta permite identificar pontos fracos na barragem e medir a ocorrência de gatilhos, o que pode ser essencial para o acionamento de medidas de proteção às pessoas de acordo com o plano de emergência da barragem.

(6) A probabilidade calculada deve ser comparada às probabilidades de referência de acordo com as consequências resultantes de potencial ruptura da barragem, concluindo pela aceitabilidade ou não do risco existente.

(7) A análise da barragem utilizando os parâmetros liquefeitos pode se aproximar da realidade em casos que o fator de segurança e a probabilidade de ruptura, determinados com os parâmetros de pico, não atendem ao mínimo apresentado nesta pesquisa e em outras referências do assunto.

(8) As análises apresentadas nessa pesquisa permitem a decisão embasada do acionamento ou não de Plano de Ação de Emergência, incluindo a eventual necessidade de retirada da população.

Considerando o exposto, conclui-se que a metodologia proposta permite maior compreensão e entendimento do risco da liquefação de barragens de rejeitos. As análises mostram que as barragens que romperam possuíam risco inaceitável quando comparado aos níveis reportados na literatura. Sendo assim, sugere-se a aplicação da metodologia descrita nesse estudo para estimativa e classificação do risco das barragens de rejeitos existentes, de forma a possibilitar o aumento na confiança nos projetos e no desempenho dessas estruturas.

Por fim, considerando as limitações da pesquisa, propõe os seguintes tópicos para futuros trabalhos:

- (1) Aplicar a metodologia proposta nessa tese em outras barragens de rejeitos, de forma a obter mais dados e permitir o melhor entendimento da aplicabilidade e das limitações da metodologia;
- (2) Desenvolver metodologias para estimar a probabilidade do "gatilho desconhecido" e avaliar sua influência na análise de risco;

- (3) Avaliar a probabilidade de ocorrência de liquefação em rejeitos não saturados e acima do nível d'água;
- (4) Aplicar diferentes métodos probabilísticos para o cálculo da probabilidade não drenada nos casos estudados nesta pesquisa e verificar as variações no cálculo do risco de liquefação;
- (5) Analisar o impacto dos valores adotados para os parâmetros não drenados no risco de liquefação em barragens de rejeitos;
- (6) Avaliar limites de tolerabilidade para risco de liquefação considerando os parâmetros liquefeitos;
- (7) Avaliar o impacto da análise considerando parâmetros diferenciados para os rejeitos mais finos e rejeitos mais granulares, além das diferentes estratigrafias dos rejeitos.

11

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, 2023. *NBR 15421*, Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento, Brasil: Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

ABRÃO, P., 1987. Sobre a deposição de rejeitos de mineração no Brasil. *Simpósio sobre Barragens de Rejeito e Disposição de Resíduos Industriais e de Mineração*, pp. 1-10.

ANA, 2016. *Diretrizes para a Elaboração de Projeto de Barragens - Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens - Volume V*. Agência Nacional de Águas - Superintendência de Regulação (SRE): Brasília, 2016.

ANA, 2019. *Gráficos e Relatório de Barragens Cadastradas no Sistema*. [Online]
Disponível em: <http://www.snisb.gov.br/portal/snisb/graficos/datazen>

ANCOLD, 2012. *Guidelines on the Consequence Categories for Dams*. Austrália: Australian National Committee on Large Dams (ANCOLD).

ANCOLD, 2019. *Guidelines on Tailings Dams: Planning, Design, Construction, Operation and Closure*, Rev. 1. Austrália: Australian National Committee on Large Dams (ANCOLD).

ANCOLD, 2022. *Guidelines on Risk Assessment*. Austrália: Australian National Committee on Large Dams (ANCOLD).

ANM, 2017. *Portaria ANM 70.389*, 17 de maio de 2017, Brasil: Agência Nacional de Mineração (ANM).

ANM, 2019. *Nota explicativa - 15/02/2019*. Disponível em <https://www.gov.br/anm>. Agência Nacional de Mineração. Acesso em 27/02/2019.

ANM, 2022a. *Resolução ANM nº 95, de 07 de fevereiro de 2022*, Brasil: Agência Nacional de Mineração (ANM).

ANM, 2022b. *III Relatório Anual de Segurança de Barragens de Mineração*, Brasília - DF: Agência Nacional de Mineração (ANM).

ANM, 2023. SIGBM. Sistema Integrado de Gestão de Barragens de Mineração - Público. Agência Nacional de Mineração. [Online]
Disponível em: <https://app.anm.gov.br/Sigbm/publico>
[Acesso em 15 de junho de 2023].

APEGBC, 2016. *The Professional Practice Guidelines – Site Characterization for Dam Foundations in BC*, British Columbia: Association of Professional Engineers and Geoscientists of British Columbia.

ARAUJO, M. B., 2018. *Considerações sobre análises probabilísticas de estabilidade de taludes de barragem*. Rio de Janeiro: Dissertação de Mestrado da Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC-Rio.

ÁVILA, J.P. DE, SAWAYA, M. , SAYÃO, A. S. F., FERREIRA, L. A. 2021. *Segurança de barragens de rejeitos no Brasil: avaliação dos acidentes recentes*. Revista Geotecnia nº 152 - Julho de 2021. Edição Especial do 50º aniversário da Revista Geotecnia. Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS) e Sociedade Espanhola de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (SEMSIG).

BAECHER, G. B., 1982. *Statistical Methods in Site Characterization. Updating Subsurface Samplings of Soils and Rocks and their In-situ Testing*. Santa Barbara, Engineering Foundation, pp. 463-492.

BOWKER, L. N. & CHAMBERS, D. M., 2015. *The risk, public liability, & economics of tailings storage facility failures*. EUA: s.n.

BOWLES, D. S. et al., 2009. *Interim Tolerable Risk Guidelines for US Army Corps of Engineers Dams*. Philadelphia, Pennsylvania: Proceedings of the 2009 USSD Annual Lecture.

BOWLES, D. S., 2017. *Risk assessment basics for an individual dam + risk management for a portfolio of dams*. Minas Gerais: Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB).

BRAGA, V. P. C., 2019. *Análise Probabilística da Estabilidade de uma barragem de rejeitos*. Rio de Janeiro: Dissertação de Mestrado da Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC-Rio.

BRASIL, 2010. *Lei Nº 12.334, de 20 de setembro de 2010*. Brasil: Presidência da República.

BRASIL, 2020. *Lei n.º 14.066, de 30 de setembro de 2020. Altera a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB)*. Brasil: Presidência da República.

BYRNE, P. M., 2008. *Comunicação Pessoal*. E-mails trocados no período entre 13/06/2008 e 03/10/2008: FREIRE NETO (2009).

CALDEIRA, L. M. M. S., 2008. *Análises de Riscos em Geotecnia - Aplicação a barragens de aterro*. Lisboa, Portugal: Habilitação para Exercício das Funções de Coordenação Científica.

CAMI, B. et al., 2017. *Probabilistic Analysis of a Tailings Dam using 2D Composite Circular and Non-Circular Deterministic Analysis, SRV Approach, and RLEM*. Ottawa: s.n.

CASAGRANDE, A., 1975. *Liquefaction and cyclic deformation of sands - a critical review*. Argentina, 5th Pan-American Conference, pp. 763-786.

CASTILHO, B., 2017. *Análise de gatilhos de liquefação dinâmica e modelagem numérica da Barragem do Germano*. Ouro Preto. Dissertação de Mestrado da Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP.

CASTRO, G., 1969. *Liquefaction os sands*, Cambridge, Massachussets, USA: Harvard University.

CASTRO, G. & POULOS, S. J., 1977. *Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, pp. 501-516.

CBDB, 2012. *Barragens de Rejeitos no Brasil*. Coodenação Geral: Joaquim Pimenta de Ávila ed. Rio de Janeiro: Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB).

CBDB, 2019. *Comitê Brasileiro de Barragens - Apresentação Das Barragens*. [Online]
Disponível em: <http://www.cbdb.org.br/5-38/Apresenta%C3%A7%C3%A3o%20das%20Barragens>
[Acesso em 06 de dezembro de 2019].

CDA, 2013. *Dam Safety Guidelines*, Canadá: Canadian Dam Association (CDA).

CHERN, J. C., 1985. *Undrained response of sands with emphasis on liquefaction and cyclic mobility*, Vancouver: The University of British Columbia.

CHRISTIAN, J. T., LADD, C. C. & BAECHER, G. B., 1994. Reliability Applied to Slope Stability Analysis. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 120(12), pp. 2180-2207.

COELHO, A. S., 2018. *Avaliação do Comportamento Não Drenado das Areias*. Rio de Janeiro: Dissertação de Mestrado da Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC-Rio.

DAVIES, M., MCROBERTS, E. & MARTIN, T., 2002. *Static liquefaction of tailings-fundamentals and case histories*. Las Vegas: Tailing Dams 2002.

DAVIES, M. P. & MARTIN, T. E., 2000. *Mine tailings dams: when things go wrong in proceedings*. Las Vegas: Association of State Dam Safety Officials, U.S. Committee on Large Dams.

DE SOUZA, V. D. & VIEIRA, V. P., 2007. *Análise Probabilística da Estabilidade do Talude de jusante de uma Barragem de Terra em Regime de Operação*. Belém - PA, XXVII Seminário Nacional de Grandes Barragens - Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB).

DELGADO, J. & CORREIA, R., 2019. *Relatório Comissão Parlamentar de Inquérito - Rompimento da Barragem de Brumadinho*, Brasília, Brasil: Câmara dos Deputados.

DELL'AVANZI, E. & SAYÃO, A. S., 1998. *Avaliação da Probabilidade de Ruptura de Taludes*. Brasília - DF, COBRAMSEG, pp. 1289-1295.

EL-RAMLY, H. M. N. C. D., 2002. Probabilistic slope stability analysis for practice. *Canadian Geotechnical Journal*, Volume 40, p. 19.

ESPÓSITO, T. J., 2000. *Metodologia Probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeitos construídas por aterro hidráulico*. Brasília, DF: Tese de Doutorado da Universidade de Brasília (UNB).

ESPOSITO, T. & PALMIER, L. R., 2013. Application of Risk Analysis Methods on Tailings Dams. *Soils and Rocks, ABMS*, Vol. 36 (N. 1), pp. 97-117.

FABRÍCIO, J. V. F., 2006. *Análises Probabilística da Estabilidade de Taludes e Contenções*. Rio de Janeiro: Dissertação de Mestrado da Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC-Rio.

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

FOSTER, M., FELL, R. & SPANNAGLE, M., 2000. The statistics of embankment dam failures and accidents. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 37 (nº 5), pp. 1000-1024.

FOURIE, A., PAPAGEORGIOU, G. & BLIGHT, G. E., 2011. Static liquefaction as a possible explanation for the Merriespruit tailings dam failure. *Candaian Geotechnical Journal*, Vol. 38, p. 13.

FREIRE NETO, J. P., 2009. *Estudo da liquefação em rejeito e aplicação de metodologia de análise de estabilidade*, Ouro Preto - MG, Brasil: Dissertação de Mestrado da Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP).

FREITAS, R., ÂNGELO, P., 2015. *Barragem de Germano tem trinca de cerca de 3 metros, dizem bombeiros*. [Online]
Disponível em: <https://g1.globo.com/minas-gerais/noticia/2015/11/barragem-de-germano-tem-trinca-de-cerca-de-3-metros-dizem-bombeiros.html>. Atualizado em 16/11/2015. [Acesso em 09/10/2019].

FUNDAÇÃO RENOVA, 2020. *Fundação Renova*. [Online]
Disponível em: <http://www.fundacaorenova.org/>
[Acesso em 28/04/2020].

G1-MINAS, 2019. *ANM interdita 54 barragens de mineração sem estabilidade no país; 33 delas estão em Minas*. [Online]
Disponível em: <https://g1.globo.com/mg/minas-gerais/noticia/2019/10/09/anm-interdita-54-barragens-de-mineracao-sem-estabilidade-no-pais-33-delas-estao-em-minas.ghhtml>
[Acesso em 09/10/2019].

GUILLÉN, J. C., 2004. *Estudos de Modelos Constitutivos para Previsão da Liquefação em Solos sob Carregamento Monotônico*, Rio de Janeiro: Dissertação de Mestrado da Pontifícia Universidade Católica, PUC-RJ.

GUILLÉN, J. C., 2008. *Modelagem Elasto-plástica da Liquefação Dinâmica de Solos*, Rio de Janeiro: Tese de Doutorado da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC-RJ.

HARTFORD, D. N. D. & BAECHER, B. G., 2004. *Risk and uncertainty in dam safety*, Londres, Inglaterra: Thomas Telford Publishing.

HASOFER, A.M. AND LIND, N.C. 1974. Exact And Invariant Second-Moment Code Format. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, v. 100 (1), p. 111-121.

HONJO, Y., 1985. *Dam filters: physical behavior probability of malfunctioning and design criteria*, Massachussets - USA: Massachussets Institute of Technology (MIT).

HSE, 1995. *Generic terms and concepts in the assessment and regulation of industrial risks*. London, UK, Health and Safety Executive.

HSE, 2001. *Reducing risks, protecting people*. Reino Unido: Health and Safety Executive (HSE).

HUGHES, A. et al., 2000. *Risk Management for UK reservoirs*, ISBN 0 8601 7542 1: CIRIA.

IBRAM, 2016. *Gestão e Manejo de Rejeitos da Mineração*, Brasília: Instituto Brasileiro de Mineração.

IBRAM, 2022. *Relatório Anual 2021-2022*, Brasília: Instituto Brasileiro de Mineração.

ICOLD, 1989. *Tailings Dam Safety - Guidelines*, Paris, França: Boletim 74 da International Commission on Large Dams (ICOLD).

ICOLD, 2001. *Bulletin 121: Tailings Dams, Risk of Dangerous Occurrences, Lessons Learnt from Practical Experiences*. Paris, França: Boletim 121 da International Commission on Large Dams (ICOLD).

JONKMAN, S. N., GELDER, P. & VRIJLING, J., 2003. An overview of quantitative risk measures for loss of life and economic damage. *Journal of Hazardous Materials*, A99(Elsevier), p. 30.

KELLEY, J. H. et al., 1973. *The Buffalo Creek Flood and Disaster: Official Report from the Governor's Ad Hoc Commission of Inquiry*. [Online]
Disponível em: <http://www.wvculture.org/history/disasters/buffcreekgovreport.html>
[Acesso em 02/04/2020].

LADD, C. C., 1991. Stability evaluation during staged construction. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 117(4), pp. 540-615.

LADE, P. V., YAMAMURO, J. A. & BOPP, P. A., 1997. Influence of time effects on instability of granular materials. *Computers and Geotechnics*, 20(3-4), pp. 179-193.

LEONG, W., CHU, J. & TEH, C., 2000. Liquefaction and instability of a granular fill material. *Geotechnical Testing Journal*, 23(2).

MARTINEZ, M. & HULL, A., 2019. Application of Probabilistic and Deterministic Earthquake Ground Motions to Tailings Dam Design. *Tailings 2019*, 10 a 12 julho, pp. 1-11.

MARTINEZ, M. & HULL, A., 2019. *Toward a common practice in the selection of earthquake ground motion criteria for the design of critical mining facilities at closure and post-closure*. Perth, Australian Centre for Geomechanics, pp. 249-262.

MARTIN, T. E. & MCROBERTS, E. C., 1999. *Some considerations in the stability analysis of upstream tailings dams*. s.l., Tailings and Mine Waste, pp. 287-302.

MARTIN, T.E., MCROBERTS, E.C. AND DAVIES, M.P., 2002. *A tale of four upstream tailings dams*. Proceedings of Tailings Dams 2002, Association of State Dam Safety Officials, ASDSO, Las Vegas, Nevada, USA.

MATURANO RAFAEL, H. M. A., 2012. *Análise do Potencial de Liquefação de uma Barragem de Rejeito*, Rio de Janeiro: Dissertação de Mestrado da Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC-RJ.

MITTAL, H. K. & MORGENSTERN, N. R., 1976. Seepage control in tailing dams. *Canadian Geotechnical Journal*, 13(3), pp. 277-293.

MORGENSTERN, N., EL-RAMLY, H. & CRUDEN, D., 2003. Probabilistic stability analysis of a tailings dyke on presheared clay–shale. *Canadian Geotechnical Journal*, vol.40(doi: 10.1139/T02-095), p. 17.

MORGENSTERN, N. R., VICK, S. G., VIOTTI, C. B. & WATTS, B. D., 2016. *Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam*. Brasil: Fundão Tailings Dam Review Panel. Disponível em: <http://fundaoinvestigation.com/the-panel-report/> [Acesso em 23/09/2019].

MORGENSTERN, N.R. 2018. *Geotechnical Risk, Regulation, and Public Policy - The Sixth Victor de Mello Lecture*. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS). Salvador, Brasil.

MPF, 2020. *Ministério Público Federal - Caso Samarco*. [Online] Disponível em: <http://www.mpf.mp.br/grandes-casos/caso-samarco> [Acesso em 28/04/2020].

NUREG, 2013. *Evaluations of explosions postulated to occur at nearby facilities and on transportation routes near nuclear power plants*. Regulatory Guide 1.91: US Nuclear Regulatory Commission.

OLSON, S. M., 2001. *Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance*, Illinois, USA: University of Illinois.

OLSON, S. M. & STARK, T. D., 2002. Liquefied Strength Ratio from Liquefaction Flow Failure Case Histories. *Canadian Geotechnical Journal*, Volume 39, pp. 629-647.

OLSON, S. M. & STARK, T. D., 2003a. Use of laboratory data to confirm yield and liquefied strength ratio concepts. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(6), pp. 1164-1184.

OLSON, S. M. & STARK, T. D., 2003b. Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(8), pp. 727-737.

PIMENTA, L., 2009. *Abordagens de Riscos em Barragens de Aterro*. Lisboa: Tese de Doutorado, Universidade Técnica de Lisboa.

PIMENTA, L., GOMES, A. S., ALMEIDA, A. B. de, CASTRO, A. T. de, PAIXÃO, J., CALDEIRA, L., VISEU, T., 2006. *2º Relatório de Progresso - Grupo de Trabalho de Análise de Riscos em Barragens*, Lisboa, Portugal: Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens.

POLÍCIA FEDERAL, 2019. *Laudo N° 1070/2019 – SETEC/SR/PF/MG*, Minas Gerais: Superintendência Regional da Polícia Federal em Minas Gerais - Setor Técnico Científico.

POULOS, S. J., 1981. The steady state of deformation. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 107(GT 5), pp. 553-562.

REZENDE, V., 2013. *Estudo do Comportamento de Barragem de Rejeito Arenoso Alçada por Montante*. Ouro Preto, MG: Dissertação de Mestrado da Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP).

RIBEIRO, R. C. H., 2008. *Aplicações de Probabilidade e Estatística em Análises Geotécnicas*. Rio de Janeiro: Tese de Doutorado da Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC-Rio.

ROBERTSON, P. K., 2010. Evaluation of Flow Liquefaction and Liquified Strength Using the Cone Penetration Test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 136(6), pp. 842-583.

ROBERTSON, P. K., MELO, L. D., WILLIAMS, D. J. & WILSON, G. W., 2019. *Report of the Expert Panel on the Technical Causes of the Failure of Feijão Dam I*, Brumadinho, MG: Disponível em <http://www.b1technicalinvestigation.com/report.html>.

ROSSINI, A. L. R. V., 2018. *Avaliação da Segurança de um quebra mar sobre argila mole*. Rio de Janeiro: Dissertação de Mestrado da Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC-Rio.

SADREKARIMI, A., 2014. Effect of the Mode of Shear on Static Liquefaction Analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 140(12), pp. 2100-2119.

SAMARCO, 2018. *Demonstrações Financeiras em 31/12/2018 e 2017 e Relatório dos Auditores Independentes*, Minas Gerais: Samarco Mineração S.A..

SAMARCO, 2022. *Plano de Ação de Emergência de Barragem de Mineração – PAEBM - Maciço Principal - Relatório Técnico - Barragem do Germano*. Mariana, MG.

SANTOS, R. N. C., 2006. *Enquadramento das Análises de Riscos em Geotecnia*. Lisboa, Portugal: Dissertação de Mestrado da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, FTC-UNL.

SANTOS JUNIOR, M. P. dos, 2021. *Avaliação da Susceptibilidade à Liquefação de um Rejeito Silto-Arenoso com Base em Ensaio CPTu*. Ouro Preto. Dissertação de Mestrado da Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP.

SAYÃO, A. F., SANDRONI, S. S., FONTOURA, S.A.B., RIBEIRO R.C.H., 2012. Considerations on the Probability of Failure of Mine Slopes. *Soils and Rocks*, ABMS, Vol. 35 (N. 1), pp. 31-37.

SEED, H. B., 1979. Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams. *Geotechnique*, 29(3), pp. 215-263.

SINGH, A. & MITCHELL, J. K., 1969. *Creep potential and creep rupture of soils*. Mexico City, 7th ICSMFE.

SITHARAM, T. G., HOLDER, J. & GRAY, K. E., 1993. *Deformation effects on formation damage during drilling and completion operations*. Oklahoma, SPE, pp. 249-258.

SOARES, L., 2010. *Barragem de Rejeitos - CETEM*. [Online]
Disponível em:
<http://mineralis.cetem.gov.br/bitstream/cetem/769/1/CCL00410010.pdf>
[Acesso em 02/04/2020].

SOUZA, T. C. de, 2018. *Metodologia de avaliação de liquefação em barragens de rejeito: uma abordagem probabilística*, Dissertação de Mestrado da Universidade Federal de Minas Gerais: UFMG.

STAVA, 1985. *Fondazione Stava 1985*. [Online]
Disponível em: <https://www.stava1985.it/causes/?lang=en>
[Acesso em 02/04/2020].

TERZAGHI, K., PECK, R. B. & MESRI, G., 1996. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3ª ed. New York, USA: John Wiley & Sons.

USACE, 1997. *Introduction to Probability and Reliability Methods for Use In Geotechnical Engineering*, Engineer Technical Letter N° 1110-2-547: United States Army Corps of Engineers, Washington, DC. 30 de setembro de 1997.

USACE, 2003. *Engineering and Design - Engineer Manual - EM-1110-2-1902 - Slope Stability*, 2003. United States Army Corps of Engineers .

USACE, 2006. *Reliability Analysis and Risk Assessment for Seepage and Slope Stability Failure Modes for Embankments Dams*, Engineer Technical Letter N° 1110-2-561, Washington, DC: United States Army Corps of Engineers .

USACE, 2014. *Safety of Dams – Policy and Procedures*, Engineer Regulations - ER-1110-2-1156. Março de 2014. United States Army Corps of Engineers.

USBR, 2011. *Design Standards No. 13 - Embankment Dams - Chapter 4: Static Stability Analysis*. DS-13(4). Outubro de 2011. United States Department of the Interior Bureau of Reclamation.

USBR, 2019. *Best Practices in Dam and Levee Safety Risk Analysis. Chapter A-6 Subjective Probability and Expert Elicitation*. Julho 2019. United States Department of the Interior Bureau of Reclamation e United States Army Corps of Engineers.

USBR, 2022. *Public Protection Guidelines: a Risk Informed Framework to Support Dam Safety Decision-Making*. Dezembro, 2022. United States Department of the Interior Bureau of Reclamation.

VALOR GLOBO, 2016. *Provisões para desastre levam Samarco a prejuízo de R\$ 5,8 bilhões*. [Online]
Disponível em: <https://valor.globo.com/empresas/noticia/2016/04/28/provisoes-para-desastre-levam-samarco-a-prejuizo-de-r-58-bilhoes.ghtml>
[Acesso em 28/04/2020].

VECCI, A. N., 2018. *Análise Probabilística da estabilidade de um Talude de Mineração*. Rio de Janeiro: Dissertação de Mestrado da Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC-Rio.

VIANNA, L. F. V., 2015. *Metodologias de análise de risco aplicadas em planos de ação de emergência de barragens*, Belo Horizonte, MG: Dissertação de Mestrado da Universidade Federal de Minas Gerais, UFMG.

VICK, S. G., 1990. *Planning, design and analysis of tailings dams*. 2ª ed. Vancouver: BiTech Publishers.

WANG, R. & JIAO, W., 2008. *Search for mudslide victims on. China Daily*.. [Online]
Disponível em:
<https://web.archive.org/web/20080915175652/http://www.chinadaily.com.cn/china/2>

008-09/12/content_7020697.htm

[Acesso em 02/04/2020].

WISE, 2020. *Chronology of major tailings dam failures*. [Online]
Disponível em: <https://www.wise-uranium.org/mdaf.html>

[Acesso em 02 de abril de 2020].

ZHENG, X., XU, X. & XU, K., 2011. Study on the Risk Assessment of Tailings Dam Break. *First International Symposium on Mine Safety Science and Engineering*, Procedia Engineering 26 (Science Direct), pp. 2261-2269.