

**UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA
ESCOLA POLITÉCNICA
MESTRADO EM ENGENHARIA AMBIENTAL URBANA**

**ANÁLISE DE RISCOS EM BARRAGENS DE REJEITOS COM O USO DE
TÉCNICAS SEMIPROBABILÍSTICAS DE ESTABILIDADE DE TALUDES –
UM ESTUDO DE CASO**

David de Barros Galo

Salvador

2017

**UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA
ESCOLA POLITÉCNICA
MESTRADO EM ENGENHARIA AMBIENTAL URBANA**

**ANÁLISE DE RISCOS EM BARRAGENS DE REJEITOS COM O USO DE
TÉCNICAS SEMIPROBABILÍSTICAS DE ESTABILIDADE DE TALUDES –
UM ESTUDO DE CASO**

David de Barros Galo

Dissertação apresentada ao
mestrado em Engenharia Ambiental Urbana
como requisito parcial à obtenção do título de
MESTRE EM ENGENHARIA AMBIENTAL
URBANA

Orientador: Prof. Dr. Sandro Lemos Machado

Co-orientador: Prof. Dr. Paulo Gustavo Cavalcante Lins

Salvador

2017

G178

Galo, David de Barros
Análise de Riscos em Barragens de Rejeitos com Uso de
Técnicas Semiprobabilísticas de Estabilidade de Taludes: Um
Estudo de Caso / David de Barros Galo. -- Salvador-Ba, 2017.
119 f. : il

Orientador: Sandro Lemos Machado.
Coorientador: Paulo Gustavo Cavalcante Lins.
Dissertação (Mestrado - Mestrado em Engenharia Ambiental
Urbana) -- Universidade Federal da Bahia, Escola Politécnica,
2017.

1. Barragem de Rejeito. 2. Análise de Riscos. 3.
Estabilidade de Taludes. 4. Análise Semiprobabilística. I.
Machado, Sandro Lemos. II. Lins, Paulo Gustavo Cavalcante. III.
Título.

DAVID DE BARROS GALO

Engenheiro de Minas, formado pela Universidade Federal da Bahia (2006).
Especialista em Gerenciamento de Projetos, formado pela Fundação Getúlio
Vargas (2011).
Engenheiro de Segurança do Trabalho, formado pela UNIFACS (2014).

“Empenhar-se ativamente para alcançar determinado objetivo dá à vida significado e substância. Quem quiser vencer deve aprender a lutar, perseverar e sofrer.”

Bruce Lee.

DAVID DE BARROS GALO

“ANÁLISE DE RISCOS EM BARRAGENS DE REJEITOS
COMO USO DE TÉCNICAS SEMIPROBABILÍSTICAS DE
ESTABILIDADE DE TALUDES - UM ESTUDO DE CASO.”

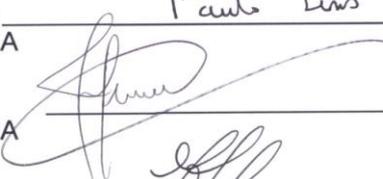
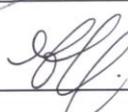
Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Ambiental Urbana.

Salvador, 10 de março de 2017

Banca Examinadora:

Profº Drº Sandro Lemos Machado
Universidade Federal da Bahia – UFBAProfº Drº Paulo Gustavo Cavalcante Lins
Universidade Federal da Bahia – UFBA

Paulo Lins

Profº Drº José Baptista Oliveira Junior
Universidade Federal da Bahia – UFBAProfº Drº Hernani Mota de Lima
Universidade Federal de Ouro Preto- UFOP

AGRADECIMENTOS

Ao meu pilar, minha maravilhosa família: Daniela (esposa), Diogo (filho), pais (Danilo e Lourdinha), irmãos (Daniela, Denison, Diomario e Debora), sogros (Joel e Lydia), cunhados (Stela, Luciana, Jéferson e Sérgio), sobrinhos (Gabriela, Vinícius, Douglas, Bernardo e Vitória), primos e tios. Um agradecimento especial ao meu querido avô Deri (*in memoriam*) e à “vó” Nezi (*in memoriam*) que me deixaram boas lembranças.

Ao Prof. Sandro Lemos Machado, pela confiança, orientações, compreensão e paciência.

Ao Prof. Paulo Lins pelas orientações, paciência e disponibilização de bibliografia.

Ao Prof. José Baptista (China) pela confiança, apoio e incentivo de sempre.

Ao Departamento Nacional de Produção Mineral-DNPM, pelo apoio e incentivo obtido por meio dos colegas Osmar, Maria, Guiomar, Anilda, Antônio José (Pizé), Moacyr e Teobaldo. Obrigado também aos outros colegas do DNPM que de alguma forma contribuíram.

À Jacobina Mineração e Comércio Ltda/Yamana Gold e seus representantes pela confiança dada desde o início do projeto, e disponibilização de informações da barragem B2, contribuindo assim para o melhor entendimento e melhoria contínua da segurança das barragens de rejeitos do país.

Aos colegas do GEOAMB que me ajudaram a enfrentar esse desafio. Obrigado José Domingos, Ritinha, Zenite, Ramile, Fernando, Gustavo, Ricardo e Sr. Antônio. Especialmente à Raul, Jeová (Mano) e Mário Sérgio pelo grande apoio.

À Prof. Miriam, Prof. Luís Edmundo, Neto (Laboratório de Solos), Prof. Luiz Rogério e Prof. Erisvaldo pelo apoio em alguns ensaios/análises.

À Raul, Thamires, demais colegas, professores e colaboradoras do MEAU.

Aos amigos e colegas de conversas, risadas, futebol e pedaladas.

RESUMO

As barragens de rejeitos normalmente apresentam alto risco associado, haja vista os últimos acidentes ocorridos e os impactos negativos gerados. Assim, medidas de engenharia como a análise de estabilidade de taludes são necessárias de forma a minimizar a ocorrência de acidentes com estas estruturas. O presente estudo trata da análise de riscos do talude de jusante de uma barragem de rejeitos de uma mineração de ouro, a partir da coleta de amostras deformadas e indeformadas do *underflow* que compõe o maciço de jusante da estrutura, bem como realização de ensaios de laboratório para determinação das características geotécnicas e de parâmetros hidráulicos e de resistência ao cisalhamento. O *underflow* foi caracterizado como uma areia siltosa com vestígios de argila. Para obtenção dos índices físicos e dos parâmetros de resistência ao cisalhamento com os seus respectivos desvios padrões, fez-se necessária a realização de ensaios em quadruplicata. Obtidos os parâmetros de resistência e os demais dados necessários, com as suas variabilidades, análises de estabilidade foram realizadas empregando o método semiprobabilístico de Monte Carlo e o aplicativo Slope/W, sendo possível a determinação do fator de segurança associado, do índice de confiabilidade, e da probabilidade de ruptura. Para estimativa do número possível de casualidades em caso de ruptura, foi realizada análise tendo como base estudo *dam break* previamente elaborado pela empresa proprietária da barragem e informações obtidas em campo e em documentos, como o Plano de Atendimento às Emergências. A partir dos resultados da análise de estabilidade e da estimativa de vítimas fatais decorrente de simulação de ruptura, tendo como base parâmetros mundialmente estabelecidos, foi feita a apreciação do risco da barragem, sendo o mesmo classificado como aceitável.

Palavras-chave: barragens de rejeitos; estabilidade de taludes; probabilidade de ruptura; estimativa de vítimas fatais; análise de risco.

*ANALYSIS OF RISKS IN TAILINGS DAMS AS A USING OF
SEMIPROBABILISTIC TECHNIQUES OF STABILITY OF SLOPES - A CASE
STUDY.*

ABSTRACT

Tailings dams usually present high associated risks, taking into consideration recent accidents and its negative impacts. Thus, engineering measures, such as slope stability analysis, are necessary in order to minimize accident occurrence through these structures. The present study deals with the analysis of downstream-slope risks of a tailing dam corresponding to a gold mining. In addition, deformed and undeformed sample-collecting is presented of the underflow that makes up the downstream mass of the structure, as well as laboratory tests implementation in order to determine its geotechnical characteristics, hydraulic parameters and shear strength. The underflow soil was classified as a silty sand with traces of clay. Physical indexes and shear-strength parameters were obtained through four-part tests implementation analyzed with two different approaches utilizing each respective standard deviation. Stability analyses were performed using Monte Carlo semiprobabilistic method, as well as the Slope/W software, allowing determining the associated safety factor, reliability index and probability of rupture occurrence. Furthermore, in order to estimate the possible number of casualties in case of a rupture occurrence, an analysis was performed based on a tailing-dam rupture study previously elaborated by the proprietor company, in addition to information obtained at field and archives, such as the Emergency Response Plan. Finally, results demonstrate that the associated risk of the tailing dam studied hereby is categorized as acceptable due to the stability analysis and rupture simulation fatalities projected using established global parameters.

Key-words: tailings dams; slope stability; rupture probability; fatal victim projection; risk analysis.

SUMÁRIO

	Pág.
AGRADECIMENTOS	vi
RESUMO	vii
ABSTRACT	viii
SUMÁRIO	ix
ÍNDICE DE TABELAS	xii
1 INTRODUÇÃO	17
1.1 Considerações Iniciais.....	17
1.2 Objetivos	18
1.3 Estruturação do Trabalho	19
2 OS REJEITOS E AS BARRAGENS DE MINERAÇÃO	20
2.1 Introdução	20
2.2 Transporte e Disposição de Rejeitos Hidráulicos	21
2.3 Comportamento e Propriedades dos Rejeitos	23
2.3.1 <i>Granulometria</i>	24
2.3.2 <i>Influência da segregação hidráulica na textura dos rejeitos</i>	25
2.3.3 <i>Densidade In Situ</i>	26
2.3.4 <i>Importância do processo de adensamento</i>	26
2.3.5 <i>Compacidade e Densidade Relativa</i>	27
2.3.6 <i>Permeabilidade</i>	28
2.3.7 <i>Resistência ao Cisalhamento</i>	30
2.3.8 <i>Envoltórias curvas e envoltórias bilineares</i>	31
2.4 Barragens de Rejeitos	33
2.5 Métodos Construtivos das Barragens de Rejeitos.....	34
2.5.1 <i>Método de Montante</i>	34
2.5.2 <i>Método de Jusante</i>	35
2.5.3 <i>Método de Linha de Centro</i>	36
2.6 Acidentes com Barragens de Rejeitos.....	37
2.7 Mecanismos de Ruptura de Barragens	41
2.8 Sistemas de Drenagem em Barragens de Rejeitos.....	43
2.9 Legislação e Estudo de <i>Dam Break</i>	44

3	ESTABILIDADE DE TALUDES	47
3.1	Introdução	47
3.2	Métodos Determinísticos	48
3.2.1	<i>Equilíbrio Limite Geral – GLE</i>	49
3.2.2	<i>Método de Ordinário ou Fellenius</i>	51
3.2.3	<i>Bishop Simplificado</i>	51
3.2.4	<i>Janbu Simplificado</i>	52
3.2.5	<i>Spencer</i>	52
3.2.6	<i>Morgenstern-Price</i>	52
3.3	Métodos Probabilísticos	53
3.3.1	<i>Índice de Confiabilidade e Probabilidade de Ruptura</i>	54
3.4	Riscos.....	56
3.4.1	<i>Níveis de Risco</i>	57
4	METODOLOGIA.....	60
4.1	Introdução	60
4.2	Barragem de Rejeitos B2	61
4.2.1	<i>Localização</i>	61
4.2.2	<i>Lavra e Beneficiamento de Ouro na JMC</i>	62
4.2.3	<i>Descrição da Barragem B2</i>	64
4.3	Caracterização do Rejeito	68
4.3.1	<i>Amostragem de Campo</i>	68
4.3.2	<i>Ensaios de Laboratório</i>	71
4.3.3	<i>Parâmetros de resistência ao cisalhamento</i>	77
4.4	Análise de Estabilidade da B2.....	81
4.5	Consequências de uma eventual ruptura da barragem B2	83
4.5.1	<i>Estudo Dam Break</i>	83
4.5.2	<i>Estimativa de vítimas fatais</i>	85
4.6	Apreciação do Risco.....	87
5	RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISES	88
5.1	Caracterização química e mineralógica.....	88
5.2	Caracterização geotécnica das amostras de solo	89
5.3	Parâmetros hidráulicos e de resistência ao cisalhamento.....	91

5.3.1	<i>Valores de permeabilidade obtidos</i>	91
5.3.2	<i>Parâmetros de resistência ao cisalhamento</i>	93
5.4	Resultados das análises de estabilidade.....	99
5.5	Estimativa do número de vítimas	100
5.6	Apreciação dos riscos	103
6	CONCLUSÕES	104
7	SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS	106
8	REFERÊNCIAS	107
	ANEXO A- SEÇÃO B-B' DO TALUDE DE JUSANTE	118
	ANEXO B- SUPERFÍCIE DE RUPTURA DO TALUDE DE JUSANTE	119

ÍNDICE DE TABELAS

	Pág.
Tabela 2.1. Relação entre a massa de concentrado e de rejeitos por tonelada de minério beneficiado.	21
Tabela 2.2: Classificação da compacidade relativa das areias.	27
Tabela 2.3. Densidade mínima e máxima de rejeitos arenosos.	28
Tabela 2.4. Valores de coeficiente de permeabilidade para alguns rejeitos. ...	29
<i>Tabela 2.5. Parâmetros de resistência ao cisalhamento de alguns rejeitos brasileiros</i>	31
Tabela 2.6. Principais vantagens e desvantagens dos métodos de alteamento.	37
Tabela 2.7. Maiores acidentes com vítimas fatais com barragens de rejeitos.	39
Tabela 2.8. Principais acidentes envolvendo barragens de rejeitos a partir de 2010.	40
Tabela 2.9. Pontuação quanto a categoria de risco e dano potencial associado.	45
Tabela 2.10. Matriz de classificação das barragens de rejeitos.	45
Tabela 3.1 Relação entre índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura.	56
Tabela 3.2 Valores típicos de índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura.	56
Tabela 4.1. Nível de severidade e risco hidrodinâmico associado.	86
Tabela 4.2. Faixa de fatores adotados para os atributos considerados.	86
Tabela 5.1. Caracterização química das amostras de <i>underflow</i>	88
Tabela 5.2. Classificação granulométrica das amostras ensaiadas.	90
Tabela 5.3: Coeficientes de permeabilidade obtidos com os corpos de prova ensaiados.....	91
Tabela 5.4. Comparação entre os valores dos métodos 1 e 2.	99
Tabela 5.5. Parâmetros dos materiais que compõem a seção B-B' do talude.	99
Tabela 5.6. Parâmetros da análise semiprobabilística.	100
Tabela 5.7. Resultado da estimativa de vítimas fatais por área.	101

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 2.1. Fluxograma típico do processo de beneficiamento de ouro. Fonte: O autor.....	20
Figura 2.2. Detalhe do hidrociclone. Fonte: O autor.....	22
Figura 2.3. <i>Underflow</i> do processo de hidrociclonagem. Fonte: O autor.	22
Figura 2.4. Curvas granulométricas de alguns rejeitos (Abrão, 1987).	24
Figura 2.5. Curvas granulométricas de rejeitos de ouro (Bedin, 2010; Klahold, 2013).....	25
Figura 2.6. Modelo teórico da variação da permeabilidade em rejeitos (Vick, 1983).....	26
Figura 2.7. Envoltória Mohr-Coulomb. (Lambe & Whitman, 1979).....	31
Figura 2.8. Esboço típico de uma envoltória não linear, ajustada para bilinear (Baker, (2004 apud Maghsoudloo 2013)).....	32
Figura 2.9. Barragem de rejeitos (http://www.febrae.org.br/febrae/noticias/especialistas-se-reunem-em-evento-gratuito-para-discutir-os-detalhes-da-seguranca-das-barragens-de-rejeitos/ . Acesso em: 10/01/2017).....	33
Figura 2.10. Perfil esquemático do alteamento a montante (Albuquerque Filho, 2004).....	35
Figura 2.11. Perfil esquemático do alteamento de jusante. (Albuquerque Filho, 2004).....	36
Figura 2.12. Perfil esquemático do alteamento de linha de centro (Albuquerque Filho, 2004).....	36
Figura 2.13. Ruptura ocorrida na barragem de Merriespruit na África do Sul em 1994. (http://www.tailings.info/assets/images/accidents/merriespruit.jpg . Acesso em: 14/09/2016).	38
Figura 2.14. Vila destruída pela lama de rejeito em Mariana-MG (http://g1.globo.com/minas-gerais/fotos/2015/11/barragem-se-rompe-e-distrito-de-mariana-e-inundado.html >. Acesso em: 20/11/2016).	39
Figura 2.15. Sequência ilustrativa de um <i>overtopping</i> (http://www.wise-uranium.org/img/mdfo.gif . Acesso em: 15/09/2016.).....	42

Figura 2.16. Sequência ilustrativa de um <i>piping</i> (http://www.wise-uranium.org/img/mdfp.gif . Acesso em: 15/09/2016.).....	42
Figura 2.17: Influência do sistema de drenagem no maciço (Bittar, 2006).	43
Figura 3.1. Fator de segurança versus lambda (Geo-Slope, 2007).	50
Figura 3.2. Probabilidade de ruptura versus índice de confiabilidade (Geo-Slope International Ltd, 2012).	55
Figura 3.3. Taludes com distribuições com diferentes FS e Pr (Lacasse, 2016).	55
Figura 3.4. Exemplos de níveis de risco para diferentes tipos de construções e atividades (Whitman, 1984).	57
Figura 3.5. Metodologias adotadas mundialmente para apreciação de riscos (GEO, 2008 (<i>apud</i> Lacasse, 2016)).	58
Figura 3.6. Probabilidade anual ruptura x vítimas fatais (Lacasse, 2016).	59
Figura 3.7. ALARP em relação ao esforço para mitigação, risco e custo (<i>Canadian Avalanche Association</i> , 2016).	59
Figura 4.1. Mapa de localização e acesso ao empreendimento (Multigeo, 2010).	61
Figura 4.2. Fluxograma do processo de beneficiamento de ouro da JMC (Miranda, 2016).....	62
Figura 4.3. Principais estruturas da barragem B2 (JMC, 2016 (modificado))...	65
Figura 4.4. Geomembrana de PEAD texturizada utilizada na B2.....	66
Figura 4.5. Poço de percolados a jusante da barragem. Fonte: O autor.....	67
Figura 4.6. Pontos de amostragem no maciço de jusante da B2 (JMC, 2016 (modificado)).	68
Figura 4.7. Instrumento utilizado para a amostragem. Fonte: O autor.	69
Figura 4.8. Preparação da amostragem. Fonte: O autor.....	70
Figura 4.9. Procedimento de amostragem do <i>underflow</i> . Fonte: O autor.....	70
Figura 4.10. Procedimento de amostragem. a) nivelamento do conjunto; b) retirada da amostra; c) retirada de excesso de solo e d) descondicionamento final. Fonte: O autor.....	71
Figura 4.11. Câmara triaxial e corpo de prova ainda com o PVC. Fonte: O autor.....	73

Figura 4.12. Corpo de prova sendo montado na base da câmara triaxial. Fonte: O autor.....	74
Figura 4.13. Procedimento de inserção da membrana no corpo de prova. Fonte: O autor.....	74
Figura 4.14. Corpo de prova preparado para realização do ensaio. Fonte: O autor.....	75
Figura 4.15. Ensaio de permeabilidade a carga constante. Fonte: O autor.	76
Figura 4.16. Ensaio de compressão triaxial com software de controle. Fonte: O autor.....	77
Figura 4.17 Representação esquemática das envoltórias bilineares geradas. Fonte: O autor.....	78
Figura 4.18 Comparação entre as envoltórias bilinear e curva de resistência ao cisalhamento. Fonte: O autor.....	79
Figura 4.20: Área a jusante da barragem B2 (Google, 2016).	84
Figura 5.1. Curva granulométrica para o material da <i>underflow</i> 4. Fonte: O autor.....	89
Figura 5.2. Curva granulométrica para o material da <i>underflow</i> 5. Fonte: O autor.....	90
Figura 5.3. Ruptura do corpo de prova na etapa de montagem. Fonte: O autor.	92
Figura 5.4. Curva tensão x deformação para a amostra da <i>underflow</i> 4. Fonte: O autor.....	93
Figura 5.5. Curva tensão x deformação para a amostra da <i>underflow</i> 5. Fonte: O autor.....	93
Figura 5.6. Envoltória inicialmente obtida com o método 1 para a <i>underflow</i> 4. Fonte: O autor.....	94
Figura 5.7. Envoltória inicialmente obtida com o método 1 para a <i>underflow</i> 5. Fonte: O autor.....	94
Figura 5.8. Histograma dos dados de ângulo de atrito do <i>underflow</i> 4 para o método 2. Fonte: O autor.....	95
Figura 5.9. Histograma de frequência do ângulo de atrito do <i>underflow</i> 5 para o método 2. Fonte: O autor.....	96

Figura 5.10. Histograma de frequência da coesão do <i>underflow</i> 4 para o método 2.....	96
Figura 5.11. Histograma de frequência da coesão do <i>underflow</i> 5 para o método 2.....	97
Figura 5.12. Envoltória 100.1-200.1-300.1-400-1 das 256 possíveis. Fonte: O autor.....	98
Figura 5.13. Envoltória 100.1-200.1-300.1-400-2 das 256 possíveis. Fonte: O autor.....	98
Figura 5.14. Classificação da barragem B2 segundo a metodologia aplicada neste trabalho. Fonte: O Autor.....	103

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

Barragens são estruturas projetadas e construídas para fins hidrelétricos, abastecimento de água para consumo humano, abastecimento de água para consumo industrial, irrigação, controle de cheias, lazer, armazenamento de resíduos industriais e disposição de rejeitos de mineração.

As barragens, de forma geral, podem ser construídas em concreto, enrocamento ou material compactado e em uma só etapa. Já as barragens de rejeito, por questões econômicas e ambientais, normalmente, são alteadas com o próprio rejeito, cujas características podem variar de acordo com o tipo de minério lavrado, método de beneficiamento e forma de disposição, e em diversas etapas, que dependerão da vida útil das minas às quais estão relacionadas.

Os perigos associados às barragens de rejeitos estão entre os mais significativos para a mineração, considerando-se o risco de liberação descontrolada do material sólido e água, e o risco de contaminação do meio ambiente devido ao armazenamento de substâncias químicas oriundas do processo de beneficiamento. Acidentes envolvendo essas barragens têm se tornado frequentes nos últimos anos, e apresentam, normalmente, consequências relevantes do ponto de vista ambiental, econômico e social. Assim, medidas preventivas e mitigadoras, como estudos que envolvam análise de estabilidade de taludes e a simulação de ruptura, são ferramentas importantes na tomada de decisão quando da realização de análises de riscos destas estruturas.

Embora a análise semiprobabilística precedida de uma análise determinística seja a mais adequada em estudos de estabilidade de taludes, já que a análise semiprobabilística incorpora um tratamento estatístico para a representação das incertezas decorrentes do número limitado de amostras e da variabilidade dos parâmetros geotécnicos, estudos probabilísticos ainda são bastante escassos nas obras de engenharia. Atualmente, por questões limitadoras, como a necessidade de realização de um maior número de ensaios triaxiais e um procedimento de cálculo um pouco mais elaborado, as análises de estabilidade contemplam apenas a análise determinística de estabilidade de taludes, em que o cálculo do fator de segurança não leva em conta a pequena quantidade de amostras, a variabilidade do material e outros erros inerentes à coleta de amostras e ensaios, por exemplo, podendo assim, levar a resultados equivocados. As análises de riscos de barragens, normalmente,

também não contemplam a simulação de ruptura da barragem, em que são estudados os possíveis cenários e suas consequências.

Devido aos motivos mencionados, o presente trabalho propõe a realização de uma análise de riscos em uma barragem de rejeito, de forma conjunta, onde é feita uma análise semiprobabilística de estabilidade de talude e a análise das consequências associadas à simulação de ruptura do mesmo, podendo assim, incorporar os principais componentes do risco: a probabilidade de ruptura e o dano potencial associado. Os valores obtidos foram utilizados para avaliar se a barragem em tela possui condições aceitáveis de ruptura, segundo critérios mundialmente estabelecidos.

1.2 Objetivos

O presente trabalho tem como principal objetivo realizar uma análise de risco da barragem de rejeitos de mineração denominada B2, a partir da análise semiprobabilística de estabilidade do talude de jusante da barragem e da estimativa de vítimas fatais associada à simulação de ruptura (estudo *dam break*), do mesmo. O trabalho também apresenta os seguintes objetivos secundários:

- Caracterizar geotecnicamente e determinar os parâmetros hidráulicos e de resistência ao cisalhamento do *underflow* utilizado como aterro no talude de jusante da barragem de rejeito em estudo;
- Determinar por meio do método semiprobabilístico de cálculo de estabilidade de talude de Monte Carlo, a probabilidade de ruptura do talude de jusante da barragem, o índice de confiabilidade e seu fator de segurança associado;
- Comparar os resultados obtidos nas análises de estabilidade e na estimativa de vítimas fatais decorrentes de uma hipotética ruptura do talude do caso em análise, com os gráficos de aceitabilidade de risco estabelecidos mundialmente, avaliando se as condições de risco da barragem em tela podem ser consideradas como aceitáveis ou não.

1.3 Estruturação do Trabalho

A presente dissertação foi estruturada em 7 capítulos. No Capítulo 1, faz-se uma introdução a respeito do trabalho, apresentando a relevância do mesmo, seus principais objetivos, bem como este item que trata da sua estruturação.

No Capítulo 2, faz-se uma revisão geral dos rejeitos de mineração, abordando o seu conceito, características, comportamento e processo produtivo. As barragens de rejeitos, com seus métodos de alteamento associados, mecanismos de ruptura, histórico de acidentes e legislação nacional correlacionada também são abordadas neste capítulo.

No Capítulo 3, faz-se uma revisão a respeito da estabilidade de taludes, abordando os métodos determinísticos e suas particularidades, o método semiprobabilístico de Monte Carlo, e parâmetros como o índice de confiabilidade e a probabilidade de ruptura.

No Capítulo 4, denominado metodologia, é feita uma descrição da barragem B2 abordando aspectos sobre o empreendimento mineral na qual ela está inserida, sua localização, processo produtivo do rejeito de ouro, aspectos construtivos e operacionais, e resultados do estudo *dam break*. Também foi abordada a metodologia utilizada para as seguintes situações: coleta de amostras; ensaios de laboratório (químico, mineralógico, físicos, triaxiais e de permeabilidade); análise semiprobabilística por meio da Simulação de Monte Carlo; estimativa do número de óbitos decorrentes de uma eventual ruptura da barragem; e aceitabilidade do risco existente.

No Capítulo 5 são analisados os resultados de todos ensaios e estudos realizados no decorrer do trabalho, bem como é feita a análise crítica dos dados obtidos, principalmente no que se refere a análise de estabilidade e estimativa de vítimas fatais relacionadas à uma ruptura hipotética da barragem.

O Capítulo 6 reúne as conclusões oriundas das avaliações e análises realizadas ao longo do desenvolvimento desta dissertação.

Finalmente, o Capítulo 7 inclui algumas sugestões de pesquisas futuras a serem feitas e que têm relação com o presente trabalho.

2 OS REJEITOS E AS BARRAGENS DE MINERAÇÃO

2.1 Introdução

A mineração, ao longo do seu processo produtivo, produz vários tipos de resíduos, como os estéreis e os rejeitos, sendo que estes últimos podem ser definidos como a fração do minério destituída de mineral útil ou de valor econômico, resultante de diversas etapas de beneficiamento a que são submetidos os minérios com intuito de extrair os minerais de interesse (concentrado). Como exemplo de processos de beneficiamento de minérios, podemos citar a britagem, peneiramento, moagem, espessamento, classificação, concentração gravítica, concentração magnética, lixiviação e flotação. Tendo em vista que em alguns destes processos, normalmente são inseridos grandes volumes de água para facilitar o transporte e a liberação das partículas dos minerais de interesse, além da adição de substâncias químicas, os rejeitos são produzidos em forma de polpa, contendo uma fração sólida e outra líquida. A Figura 2.1 exemplifica um circuito típico de beneficiamento de ouro.

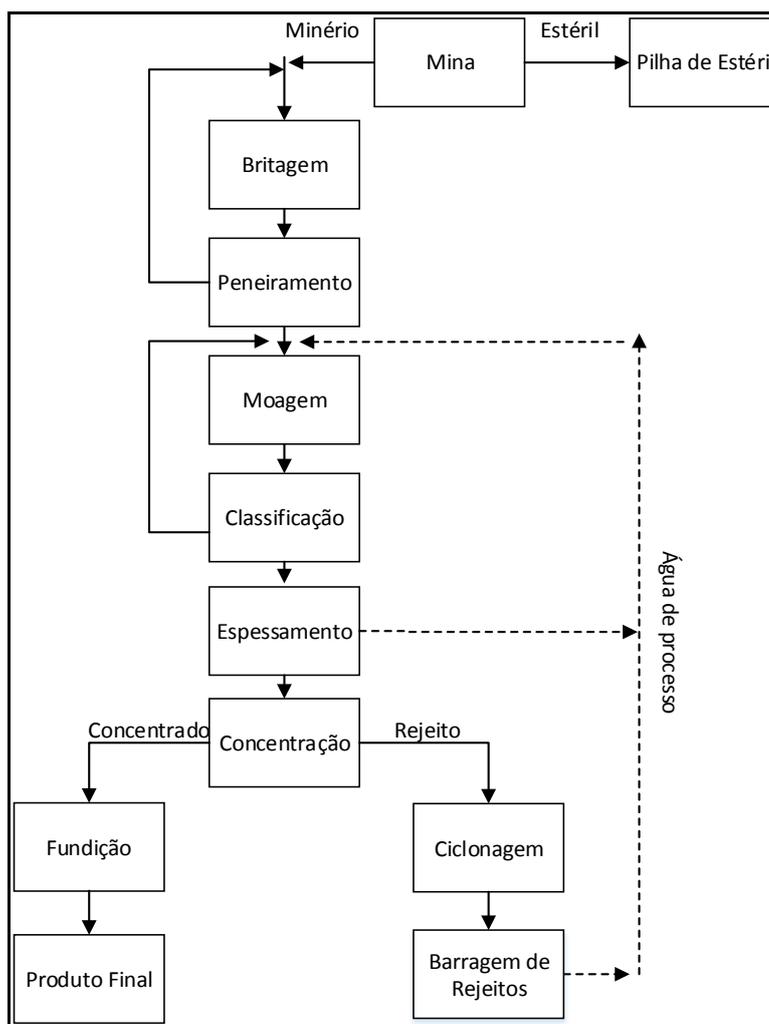


Figura 2.1. Fluxograma típico do processo de beneficiamento de ouro. Fonte: O autor.

De forma geral, a quantidade de rejeitos produzidos em uma mineração, depende sobretudo, da substância mineral extraída e da gênese da jazida em que a mesma se encontra. A Tabela 2.1 apresenta a quantidade de produto e de rejeitos produzidos para algumas substâncias minerais.

Tabela 2.1. Relação entre a massa de concentrado e de rejeitos por tonelada de minério beneficiado.

Minério	Concentrado (t)	Rejeito (t)
Ferro	0,61	0,39
Carvão	0,25	0,75
Fosfato	0,17	0,83
Cobre	0,03	0,97
Ouro	0,00001	0,99999

Fonte: Abrão, 1987.

Devido aos relevantes riscos ambientais e de segurança dos rejeitos, a disposição e o armazenamento adequado dos mesmos são etapas importantes na segurança operacional dos empreendimentos mineiros.

De acordo com Ávila e Espósito (2008), dentre os diversos métodos de disposição de rejeitos de mineração, tem-se verificado uma preferência das mineradoras pela disposição em superfície, por meio de estruturas denominadas barragens de rejeitos.

2.2 Transporte e Disposição de Rejeitos Hidráulicos

Os rejeitos oriundos do processo de beneficiamento, via de regra são transportados na forma de polpa até os locais de disposição nas barragens, com percentagem de sólidos variando de 30 a 50%. O transporte da polpa é feito com auxílio da gravidade, por meio de calhas abertas ou valetas e, mais comumente, por tubulação, com ou sem bombeamento (SOARES, 2010). Este é determinado, basicamente, pela diferença de cota entre a usina de beneficiamento e a área onde se dará a disposição dos rejeitos e, ainda, pelo comprimento da tubulação e das perdas de carga resultantes. Este método é bastante utilizado nas minerações em todo o mundo, pois permite o transporte do rejeito a grandes distâncias, por um custo operacional relativamente baixo.

O rejeito transportado pode ser lançado diretamente no reservatório, ou pode antes, passar por equipamentos chamados hidrociclones, localizados no eixo da barragem. Os hidrociclones (Figuras 2.2 e 2.3) funcionam baseados no princípio da força centrífuga, sendo que por força da pressão da tubulação, a polpa gira no

interior do equipamento e se divide em duas partes, de forma que a fração mais grossa da polpa (*underflow*) sai pelo fundo do hidrociclone, com pouca água, sendo utilizado como material de construção do maciço nos alteamentos, e a fração mais fina (*overflow*) sai pela lateral, com bastante água, sendo lançada no reservatório da barragem. Além de conter bastante água, este último material não apresenta características geotécnicas favoráveis para construção de barramentos.



Figura 2.2. Detalhe do hidrociclone. Fonte: O autor.



Figura 2.3. *Underflow* do processo de hidrociclonação. Fonte: O autor.

2.3 Comportamento e Propriedades dos Rejeitos

Vick (1983); Espósito (2000); Lopes (2000) consideram que o comportamento dos rejeitos pode ser definido por meio dos estudos da mecânica dos solos, especialmente pelo estudo do comportamento das areias. Contudo, apesar dos rejeitos poderem apresentar, de forma geral, granulometria arenosa, o comportamento destes pode muitas vezes diferir do comportamento das areias, e suas particularidades devem ser consideradas, tendo em vista que suas características mineralógicas, físico-químicas e geotécnicas variam em função do tipo de minério e dos métodos de beneficiamento adotados.

Já Ribeiro (2015) afirma que o método de beneficiamento mineral pode levar a variações em todas as propriedades do material (distribuição granulométrica, formato dos grãos, teor de umidade, densidade, permeabilidade, índice de vazios, limites de Atterberg e peso específico). Assim, projetos de engenharia para dimensionamento de barragens de rejeitos exigem a realização de ensaios para a obtenção de parâmetros específicos de tal material.

Segundo Ávila e Espósito (2008), o comportamento dos rejeitos granulares depositados em barragens de rejeitos pela técnica de aterro hidráulico é determinado em função das características do rejeito e da natureza da sua disposição. Além das variabilidades naturais relacionadas à segregação hidráulica, em um aterro hidráulico a energia de disposição é definida por variáveis tais como vazão e concentração da polpa. Se essas variáveis de disposição fossem constantes, o perfil de segregação dependeria somente das características do rejeito, tais como granulometria e massa específica dos grãos. No entanto, no campo, nem sempre é possível manter essas variáveis de deposição hidráulicas constantes, como também as próprias características granulométricas e químicas do rejeito, pois são consequências dos processos de beneficiamento do minério, o que contribui para a grande variabilidade existente nos perfis de segregação.

Devido ao alto grau de variabilidade das características dos rejeitos, é interessante que métodos semiprobabilísticos sejam incorporados às análises de segurança de barragens de rejeitos de mineração.

A seguir estão descritas as principais propriedades que tendem a servir de fundamento para entendimento do comportamento geotécnico dos rejeitos arenosos.

2.3.1 Granulometria

De acordo com Boscov (2008), no que se refere à distribuição granulométrica, os rejeitos podem variar de colóides a areias. Os rejeitos finos, com grãos de diâmetro menor ou igual a 0,074 mm, são denominados lamas, já os de textura mais grossa, são denominados rejeitos granulares (areias) e por apresentarem maiores valores de resistência e permeabilidade, são estes últimos, os utilizados como material de construção de maciços das barragens de rejeitos. A Figura 2.4 compara a curva granulométrica de diferentes tipos de rejeitos de mineração.

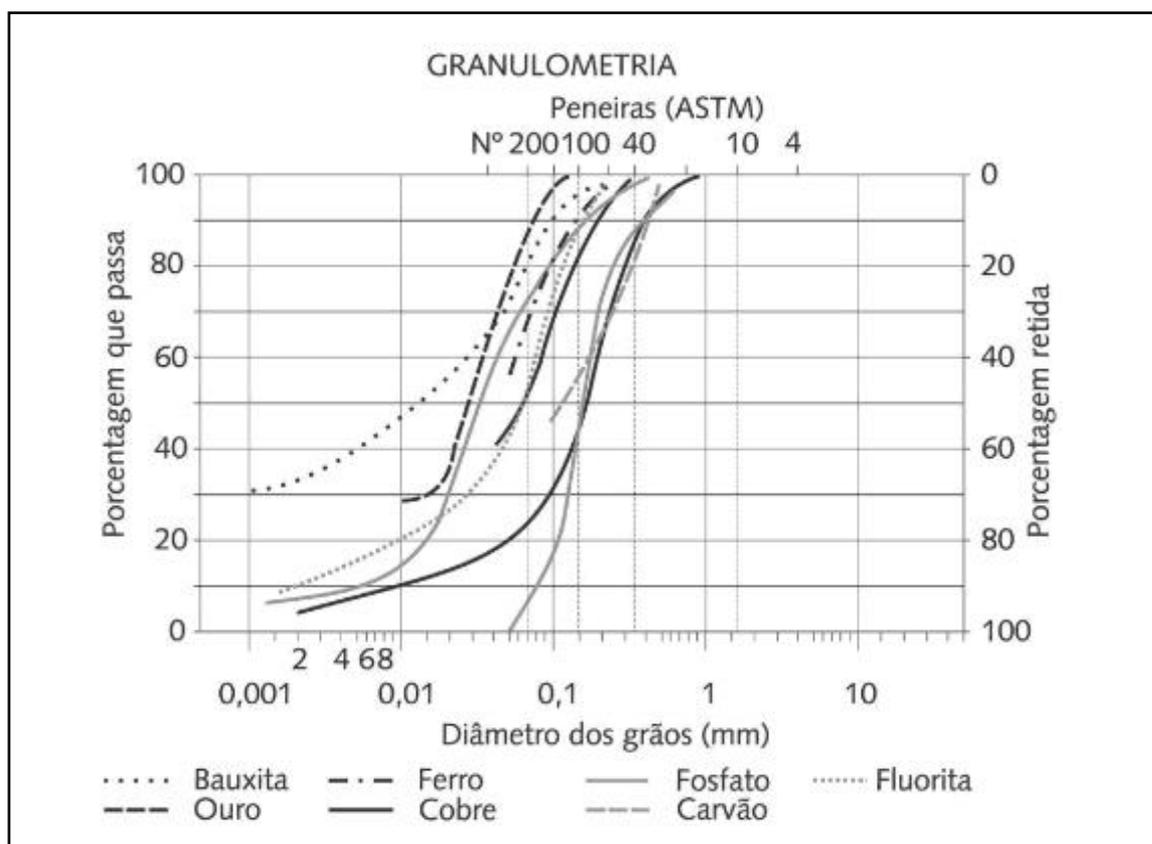


Figura 2.4. Curvas granulométricas de alguns rejeitos (Abrão, 1987).

Os rejeitos resultantes do beneficiamento do ouro, apresentam de forma geral granulometria característica dos siltes e das areias, conforme Figura 2.5.

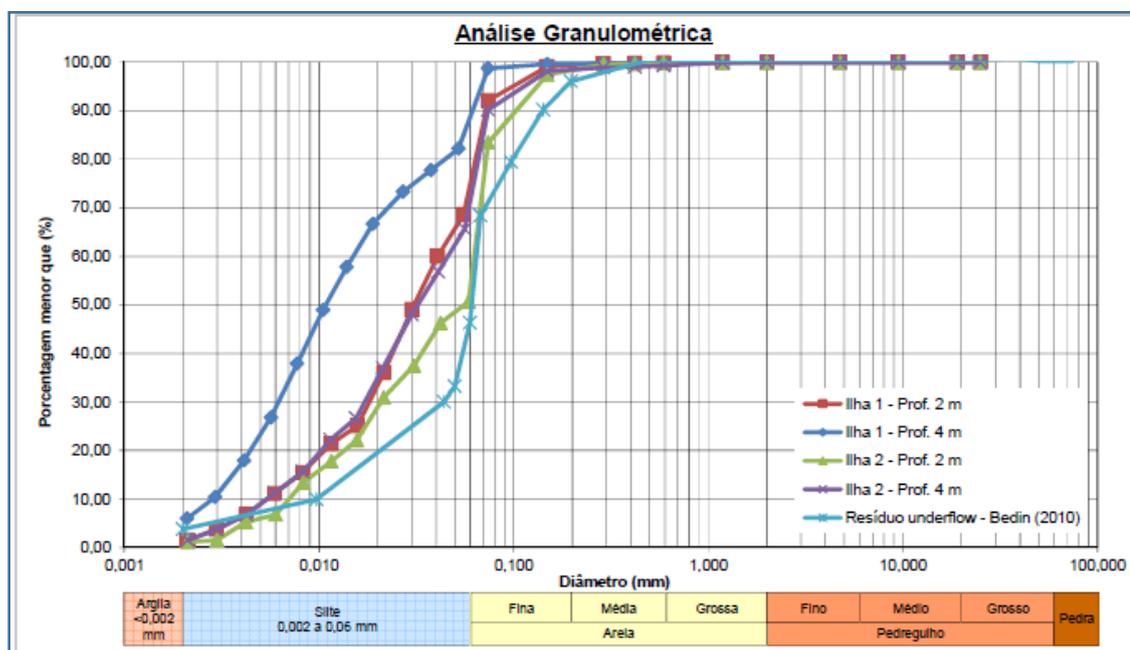


Figura 2.5. Curvas granulométricas de rejeitos de ouro (Bedin, 2010; Klahold, 2013).

2.3.2 Influência da segregação hidráulica na textura dos rejeitos

Durante o processo de disposição hidráulica, de acordo com Vick (1983) é esperada uma zona constituída por areias de alta permeabilidade, situada próxima ao ponto de descarga; uma zona constituída por lamas, de permeabilidade baixa situada distante do ponto de lançamento e uma zona de permeabilidade intermediária situada entre as duas anteriores, com a deposição de materiais de maior granulometria mais próxima ao ponto de lançamento e os materiais mais finos a maior distância, conforme mostrado na Figura 2.6. Essa afirmação só é válida para depósitos de material com massa específica real de grãos constante, uma vez que a segregação hidráulica seleciona as partículas de acordo com seus pesos, e não seus tamanhos. Dessa forma, essa configuração das zonas de permeabilidade/granulometria é idealizada, haja vista que na prática, pode haver zonas com materiais com diferentes massas específicas reais de grãos, como pode ser visto na lama e areias identificadas na barragem de Fundão quando dos trabalhos de investigação do acidente ocorrido em 2015 (MORGENSTERN *et al*, 2016).



Figura 2.6. Modelo teórico da variação da permeabilidade em rejeitos (Vick, 1983).

2.3.3 Densidade *In Situ*

De acordo com Vick (1983), a densidade é normalmente expressa em termos de densidade seca ou índice de vazios, sendo dependente entre outros fatores, como da granulometria e do teor de argila. A densidade dos grãos de um determinado rejeito pode variar entre amplos limites, influenciando, desta forma, no comportamento da massa do rejeito total.

A densidade *in situ* e a umidade do rejeito dependem do método de disposição e de sua posição em relação à barragem. A densidade aparente seca do material sedimentado nos reservatórios é bastante variável. De forma geral, por causa da compressibilidade dos rejeitos depositados hidraulicamente, a densidade *in situ* aumenta com a profundidade.

Segundo Cornforth (1973, *apud* Ávila e Espósito, 2008), uma densidade relativamente alta é essencial para a estabilidade da estrutura, tanto sob condições estáticas como dinâmicas. Os parâmetros que controlam as condições de estabilidade se encontram diretamente relacionados com a densidade *in situ* do aterro hidráulico, principalmente quando esse for predominantemente granular.

2.3.4 Importância do processo de adensamento

O rejeito depositado no reservatório possui grande quantidade de água. Durante o processo de disposição, o processo de adensamento é iniciado. Com a perda de água, o rejeito passa a desenvolver tensão efetiva e passa a se comportar como um solo (ARAÚJO, 2006).

De forma geral, se não houver um sistema de drenagem específico de projeto, o adensamento dos rejeitos em barragens é limitado, e a tensão efetiva gerada é baixa, resultando, em uma situação de curto prazo, em rejeitos de baixa massa específica com resistência nula na superfície. Por outro lado, com um sistema de

drenagem apropriado, a massa específica do rejeito obtida é maior já nos primeiros períodos, e é formada uma crosta na superfície, com poropressões negativas.

2.3.5 Compacidade e Densidade Relativa

Segundo Das (2007), a compacidade é uma característica da maior ou menor densidade dos solos não coesivos. Para esses tipos de solos pode-se falar efetivamente em maior ou menor compacidade, no sentido destes se apresentarem mais compactos (densos) ou mais fofos (soltos).

Portanto, tanto a densidade seca (ρ_d) como o índice de vazios (e), poderão dar uma ideia do estado de compacidade de uma areia. Quanto mais compacta for uma areia, maior será sua densidade seca e menor será seu índice de vazios. Contudo, esses números não serão os mesmos para qualquer areia, e portanto, não poderão ser comparados entre si quando se referirem a areias diferentes, pois uma diferença de granulometria conferirá aos solos diferenças de (e) e (ρ_d), mesmo quando igualmente compactos.

O estado de uma areia, ou sua compacidade, pode ser expresso pelo índice de vazios em que a areia se encontra (Tabela 2.2) em relação a estes valores extremos, pelo índice de compacidade relativa, ou densidade relativa (D_r) (Equação 2.1).

$$D_r = \frac{(e_{max}-e)}{(e_{max}-e_{min})} \cdot 100 = \frac{\gamma_{dmax}}{\gamma_d} \cdot \frac{\gamma_d - \gamma_{dmin}}{\gamma_{max} - \gamma_{dmin}} \cdot 100 \quad (2.1)$$

onde:

e_{max} = índice de vazios do solo no estado mais fofo (solto);

e_{min} = índice de vazios do solo no estado mais denso (compacto);

e = índice de vazios do solo no seu estado natural;

γ_{dmin} e γ_{dmax} = são definidos analogamente a e_{min} e e_{max} ;

γ_d = peso específico aparente seco do solo no seu estado natural.

Tabela 2.2: Classificação da compacidade relativa das areias.

Compacidade Relativa (%)	Característica
0-15	Muito fofo
15-50	Fofo
50-70	Medianamente compacto
70-85	Compacto
85-100	Muito compacto

Fonte: Das, 2007 (modificado).

Conforme Vick (1983), a densidade relativa dos rejeitos depositados hidraulicamente tem importantes influências no comportamento da resistência dinâmica. Na Tabela 2.3 constam dados de densidade máxima e mínima de alguns rejeitos arenosos.

Tabela 2.3. Densidade mínima e máxima de rejeitos arenosos.

$\gamma_{d \text{ min}} \text{ (g/cm}^3\text{)}$	$\gamma_{d \text{ max}} \text{ (g/cm}^3\text{)}$	e_{max}	e_{min}
1,2-1,54	1,59-1,79	0,72-1,23	0,51-0,68
1,36-1,59	1,68-2,07	0,99-1,32	0,51-0,67

Fonte: Vick, 1983.

2.3.6 Permeabilidade

A permeabilidade pode ser definida como a propriedade de um determinado material permitir o escoamento de líquidos pelos seus poros, sendo seu grau de permeabilidade expresso numericamente pelo coeficiente de permeabilidade (k).

A determinação do coeficiente de permeabilidade de um determinado material pode ser feita com base nos princípios da Lei de Darcy, e por meio de ensaios de laboratório ou de ensaios de campo, utilizando-se a Equação 2.2. Para materiais granulares, como os rejeitos arenosos, que apresentam valores elevados de permeabilidade, a determinação do coeficiente de permeabilidade é sempre feita com permeâmetros a carga constante. Segundo Machado & Machado (2013), nos ensaios de laboratório, as amostras têm as suas condições de contorno muito bem definidas, mas a validade de seus resultados é função da qualidade e da representatividade das amostras utilizadas nos ensaios. Já os ensaios de campo não são tão bem controlados como os de laboratório, porém resultam do comportamento do solo na natureza e abrangem normalmente uma maior massa de solo, o que contribui para sua representatividade.

$$k = \frac{\Delta V \cdot L}{A \cdot \Delta H \cdot t} \quad (2.2)$$

Onde:

ΔV =volume de fluido percolado [L^3];

L =altura do corpo de prova [L];

A =área da seção transversal do corpo de prova [L^2];

ΔH =diferença da carga hidráulica entre a entrada e saída do corpo de prova [L];

t =intervalo de tempo [T].

Os valores do coeficiente de permeabilidade (k) obtidos nos ensaios são geralmente referidos à temperatura da água de 20°C, sendo necessária a aplicação de um fator de correção quando a temperatura da água ensaiada for diferente da acima citada.

O coeficiente de permeabilidade pode variar desde 10^{-2} cm/s, em areias grossas, até valores abaixo de 10^{-7} cm/s, em argilas consolidadas (VICK, 1983). A variação da permeabilidade pode ser caracterizada como função da dimensão dos grãos do rejeito, sua plasticidade, modo de lançamento e profundidade do material. Na Tabela 2.4 constam alguns valores de coeficiente de permeabilidade obtidos para alguns rejeitos de barragens de empresas no Brasil.

Tabela 2.4. Valores de coeficiente de permeabilidade para alguns rejeitos.

Empresa/Barragem	Permeabilidade (cm/s)	Tipo de Rejeito	Fonte
AngloGold/Calcinados	5×10^{-5}	Minério de ouro	Costa, 2006
Mineração Fazenda Brasileiro -MFB/MFB	10^{-6} a 10^{-5}	Minério de ouro	Golder Associates, 2005
-----	10^{-6} a $5,0 \times 10^{-5}$	Minério de ouro	Tarazona e Barbosa, 2011
-----	10^{-8} a 10^{-4}	Minério de ferro	
Samitri	$4,6 \times 10^{-3}$	Minério de ferro	Espósito, 2000
-----	10^{-7} a 10^{-6}	Minério de ferro	Silva, <i>et al</i> , 2010
Fosfertil/Araxá	$5,23 \times 10^{-4}$ a $7,88 \times 10^{-3}$	Fosfato	Bittar, Gomes & Lima, 2007
-----	10^{-6} a $5,5 \times 10^{-5}$	Alumínio	Tarazona & Barbosa, 2011

Fonte: Costa, 2006; Bittar, Gomes & Lima, 2007; Espósito, 2000; Golder Associates, 2005; Silva, *et al*, 2010; Tarazona & Barbosa, 2011.

2.3.7 Resistência ao Cisalhamento

A ruptura dos solos quase sempre se dá por cisalhamento. A resistência ao cisalhamento de um solo pode ser definida como a máxima tensão de cisalhamento que um solo pode suportar sem sofrer ruptura.

A resistência ao cisalhamento das areias é dada pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb, cuja Equação 2.3 é dada por:

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi' \quad (2.3)$$

Onde:

τ =resistência ao cisalhamento;

c' = intercepto coesivo efetivo;

σ' =tensão normal no plano;

φ' = ângulo de atrito efetivo.

Segundo Vick (1983), a angulosidade das partículas dos rejeitos resultante do processo de cominuição proporciona um ângulo de atrito de 3 a 5° maior que em relação aos materiais naturais de mesma densidade e ao mesmo nível de tensões. Com raras exceções, os rejeitos de mineração caracterizam-se por serem não coesivos. Partículas de granulometria de areias finas e siltes de baixa plasticidade, típicos da maioria dos rejeitos, apresentam uma resistência ao cisalhamento baseada no atrito, sem natureza coesiva.

Em laboratório, o ângulo de atrito é normalmente medido por meio de ensaios triaxiais do tipo consolidado drenado (CD), ensaios de cisalhamento direto ou ensaios triaxiais do tipo consolidado não drenado (CU) com medida de poropressão.

O comportamento das areias durante ensaios triaxiais do tipo consolidado drenado pode ser avaliado a partir do seu estado de compactidade, ou seja, se a areia é caracterizada como fofa ou como areia compacta, conforme a seguir:

- Areia fofa: o acréscimo da tensão axial aumenta continuamente com a deformação podendo ou não atingir uma tensão máxima. A areia apresenta redução volumétrica com o cisalhamento;
- Areia compacta: neste tipo de areia é possível distinguir três trechos: um inicial, em que o acréscimo de tensão axial cresce muito rapidamente com a deformação. Neste trecho há decréscimo de volume da areia; outro próximo ao pico, onde ocorre o valor máximo de tensão axial. Tendência de aumento de volume da amostra (dilatância); e o trecho final, em que a curva tensão x deformação se aproxima àquela

da mesma areia no estado fofo, ocorrendo pequena variação volumétrica e decréscimos nos valores de tensão cisalhante aplicada.

Na Tabela 2.4, podem ser verificados resultados de ensaios triaxiais e de cisalhamento direto de ϕ' e c' para rejeitos, obtidos a partir de amostras deformadas.

Tabela 2.5. Parâmetros de resistência ao cisalhamento de alguns rejeitos brasileiros.

Empresa/Barragem	Tipo de Rejeito	ϕ' (°)	c' (kPa)
Vale/Conceição	Minério de ferro	25	0
Vale/Córrego do Feijão	Minério de ferro	37	5
Votorantim/Vazante	Minério de zinco	35	0
MFB/MFB	Minério de ouro	33	0
Rio Paracatu Mineração/RPM	Minério de ouro	36,7	5
-----	Minério de ouro	41	0

Fonte: Ávila, 2012; Mamani, 2012.

2.3.8 Envoltórias curvas e envoltórias bilineares

O critério de resistência de Mohr, em sua forma original, é representado por uma função curva (Figura 2.7), que é a envoltória de todos os círculos de Mohr representativos dos estados limites de resistência do material. Contudo, por questões simplificadoras, a abordagem tradicional é de utilizar uma envoltória de ruptura linear (De Mello, 1956; Lambe e Whitman, 1979; Charles e Soares, 1984).

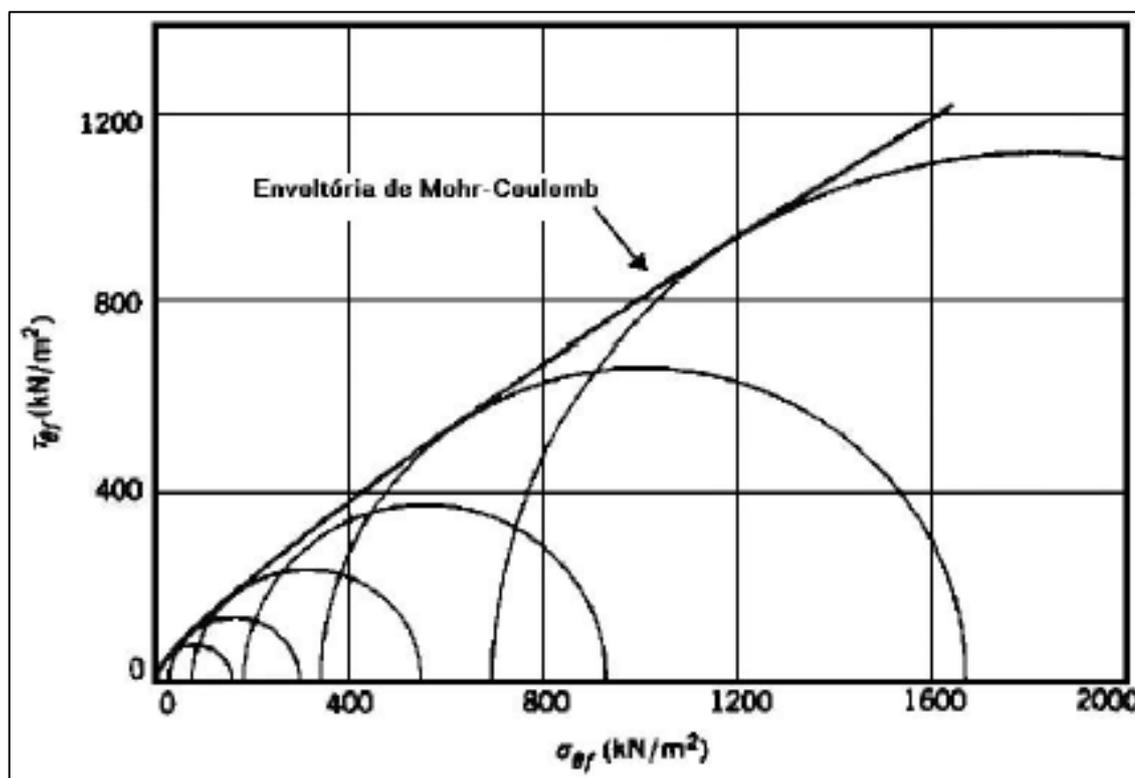


Figura 2.7. Envoltória Mohr-Coulomb. (Lambe & Whitman, 1979).

De acordo com De Mello, (1977), Charles e Soares, (1984), Franklin e Dusseault (1989 *apud* Fleury, 2001); Baker, (2004 *apud* Maghsoudloo, 2013), para os materiais arenosos, o uso do critério de Mohr-Coulomb linear fornece previsões aceitáveis somente para uma limitada faixa de tensões normais, que deve ser selecionada de acordo com o intervalo de tensões relevantes para o problema a ser analisado. De modo geral, esse critério pode ser considerado um excelente ajuste para dados de resistência residual. Entretanto, no caso em que se utilizam dados de resistência obtidos em amostras compreendendo desde um comportamento compacto (baixas tensões de confinamento) até um comportamento de areia fofa (maiores tensões de confinamento), o valor de c' obtido na equação de Mohr-Coulomb pode ser muito maior que a real resistência ao cisalhamento na tensão normal zero, que para solos arenosos é usualmente assumido como nulo. Conseqüentemente, nesses casos, a extrapolação linear da resistência de altas para baixas tensões normais é desaconselhável.

Nos casos da impossibilidade de se adotar uma envoltória curva, o uso do critério linear pode ser estendido pelo uso não de um, mais de uma série de segmentos de reta, como no caso de uma envoltória bilinear (Figura 2.8), passando de um segmento para o próximo de acordo com o nível de tensão aplicado.

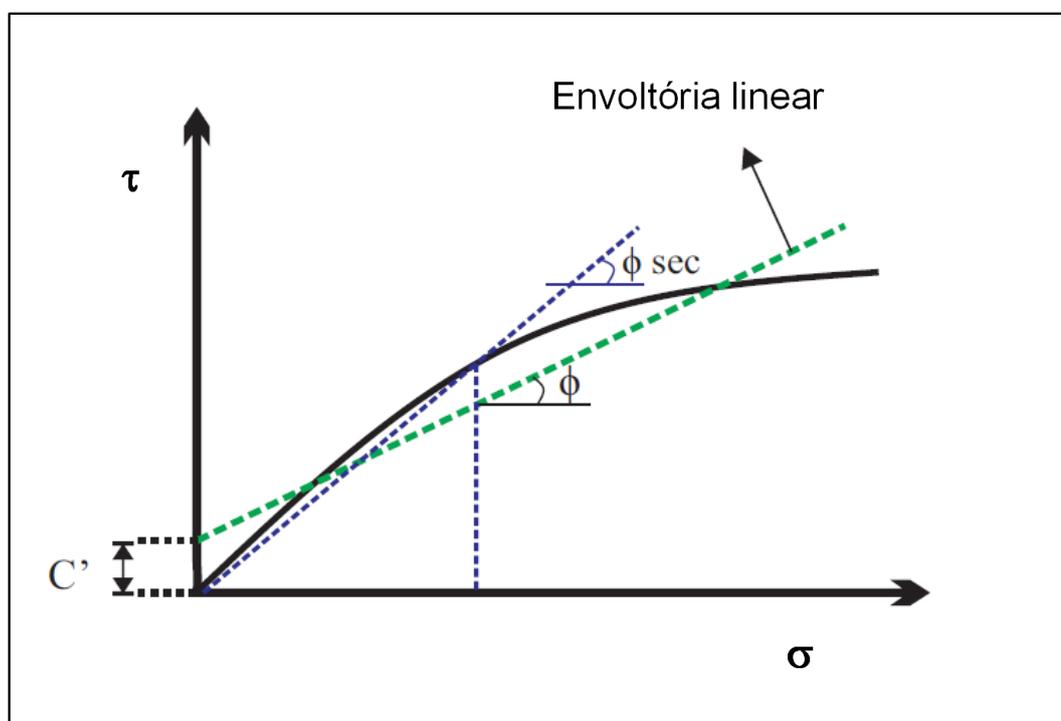


Figura 2.8. Esboço típico de uma envoltória não linear, ajustada para bilinear (Baker, (2004 *apud* Maghsoudloo 2013)).

2.4 Barragens de Rejeitos

As barragens de rejeitos podem ser definidas como estruturas projetadas e construídas para disposição e armazenamento adequados dos rejeitos oriundos do processo de beneficiamento de minérios.

O Departamento Nacional de Produção Mineral-DNPM (2013) define barragens de rejeitos, as barragens, barramentos, diques, reservatórios e cavas exauridas com barramentos construídos associados às atividades desenvolvidas com base em direito minerário, utilizados para fins de contenção, acumulação ou decantação de rejeitos de mineração ou descarga de sedimentos provenientes de atividades em mineração, com ou sem captação de água associada, compreendendo o barramento e suas estruturas.

Existem cerca de 450 barragens de rejeitos no Brasil, estando a maioria, cerca de 60%, localizada em Minas Gerais, devido ao grande número de minerações instaladas no estado, justificadas pelas grandes jazidas de minérios de ferro, ouro, fosfato, zinco e níquel existentes na região.

De acordo com ICOLD (2001), uma barragem de rejeitos (Figura 2.9) deve ser uma estrutura estável, e, juntamente com sua fundação, deve reter inteiramente o rejeito em seu reservatório e permitir o controle adequado de toda a água percolante, para com isso garantir requisitos de controle ambiental, de segurança, economia e capacidade de armazenamento.



Figura 2.9. Barragem de rejeitos (<http://www.febrae.org.br/febrae/noticias/especialistas-se-reunem-em-evento-gratuito-para-discutir-os-detalhes-da-seguranca-das-barragens-de-rejeitos/>. Acesso em: 10/01/2017).

As barragens de armazenamento de rejeitos normalmente são construídas em etapas, com alteamentos sucessivos que são dependentes da vida útil das minas associadas. Apesar de poderem ser construídas com solos de empréstimos e estéreis da mina, na maioria dos casos, o próprio rejeito, especificamente o *underflow*, material mais grosseiro resultante do processo de hidrociclonagem, é utilizado como material de construção do maciço nos alteamentos, e o *overflow*, fração mais fina, é lançada no reservatório da barragem. Contudo, vale ressaltar que a construção de barragens de rejeitos por etapas prescinde de um dique de partida, que é construído seguindo os métodos tradicionais de barragens de terra para armazenamento de água.

Ávila e Espósito (2008) afirmam que a construção por alteamentos sucessivos é uma opção atraente e viável, uma vez que, além de diluir os custos envolvidos, dá maior flexibilidade de operação, pois possibilita adaptar a construção da barragem às necessidades de alterar as taxas de produção devido às possíveis flutuações do preço das *commodities* (minérios), o que resulta em maiores ou menores volumes de rejeitos a serem armazenados.

Quanto aos métodos construtivos destes tipos de barragens, destacam-se o método de montante, método de jusante e método de linha de centro. A escolha de um dos métodos vai depender das características quanto a segurança, volumes e custos envolvidos.

2.5 Métodos Construtivos das Barragens de Rejeitos

2.5.1 Método de Montante

De acordo com Vick (1983), o método de montante (Figura 2.10) consiste inicialmente da construção de um dique de partida com solo de empréstimo, sendo o rejeito lançado em seguida perimetralmente a partir da crista, formando a denominada praia de rejeitos. Essa praia, por sua vez vai servir de fundação para o segundo dique periférico e assim, sucessivamente. Dessa forma, a barragem vai sendo alteada até atingir a altura prevista em projeto. Conforme Oliveira Filho; Abrão (2015), é requisito para o método, a existência de uma praia constituída de rejeitos arenosos na condição drenada para se ter o material da praia competente para a construção e suporte do dique de alteamento. Faz-se necessário também a existência de uma praia com largura suficiente de modo que a água contida no reservatório não se aproxime da crista da barragem, subindo a freática, aumentando a região de saturação do rejeito próximo ao maciço, reduzindo assim, a estabilidade.

Oliveira Filho; Abrão (2015) apresentam como vantagens do método:

- Baixo custo associado, pois além de se utilizar o próprio rejeito depositado na barragem, o volume necessário para os alteamentos é menor que o utilizado nos outros dois métodos existentes;
 - Rapidez e simplicidade na execução dos alteamentos;
- No que se refere às desvantagens, destacam-se:
- Susceptibilidade a liquefação, no caso de rejeitos granulares, fofos e saturados, não sendo adequado para locais em que haja a incidência de carregamentos sísmicos ou induzidos;
 - Limitação na altura dos maciços (alteamentos);
 - Capacidade reduzida de armazenamento de água;
 - Necessidade de um rigoroso controle da linha freática devido à dificuldade de execução de um eficiente controle da drenagem.

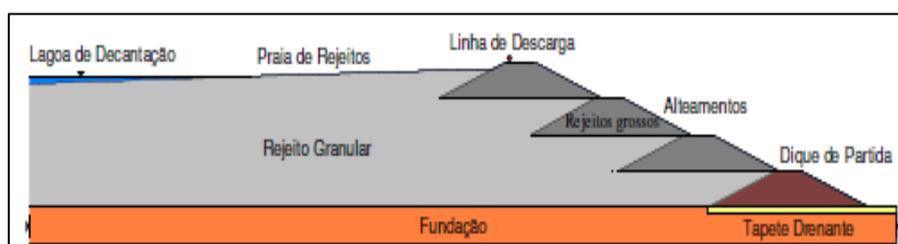


Figura 2.10. Perfil esquemático do alteamento a montante (Albuquerque Filho, 2004).

2.5.2 Método de Jusante

Neste método, após conclusão do dique de partida, o material é lançado de forma que o eixo da barragem em cada alteamento se desloca para jusante da mesma. No método de jusante (Figura 2.11), normalmente, o *underflow* do próprio rejeito é utilizado como material de construção do maciço de jusante da barragem.

Conforme Vick (1983), as principais vantagens do método de jusante são:

- Facilidade na execução da drenagem interna;
- Resistente a efeitos dinâmicos podendo ser utilizado em locais com incidência de terremotos;
- Adequado para casos de necessidade de armazenamento de água;
- Compatível com taxas elevadas de alteamento.

Já como principais desvantagens relacionadas ao método de jusante, tem-se:

- Necessidade de grande volume de material grosseiro e compactado para compor o aterro, e conseqüentemente os altos investimentos envolvidos na execução do mesmo;
- Necessidade de execução de medidas de controle da erosão hídrica e eólica do talude de jusante, considerando-se que pelo seu caráter temporário, não pode ser recoberto com gramíneas, deixando exposta grande superfície de material não coesivo (OLIVEIRA FILHO & ABRÃO, 2015).

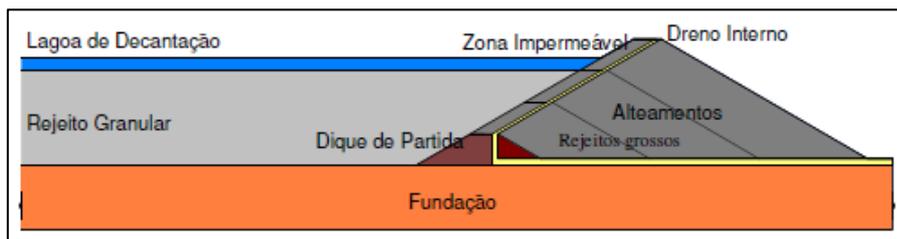


Figura 2.11. Perfil esquemático do alteamento de jusante. (Albuquerque Filho, 2004).

2.5.3 Método de Linha de Centro

Vick (1983), afirma que o método de linha de centro (Figura 2.12) é uma solução intermediária entre os métodos de montante e jusante. Como nos dois outros métodos, a barragem é iniciada com um dique de partida de solo compactado. Os alteamentos sucessivos se dão de tal forma que o eixo da barragem se mantém na posição inicial, ou seja, coincidente com o eixo do dique de partida. Assim, o espaldar de montante apoia-se nos rejeitos e o de jusante sobre toda a etapa subjacente.

Como principais vantagens do método podem ser citadas a economia de espaço físico, as facilidades construtivas e custos compatíveis. Já como desvantagens, não ser plenamente adequado ao armazenamento de água, possuir limitação nas taxas de execução dos alteamentos e susceptibilidade a liquefação, mas em menor intensidade que quando comparado ao método de montante.

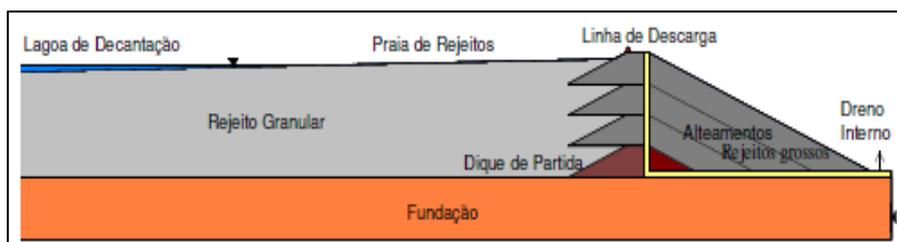


Figura 2.12. Perfil esquemático do alteamento de linha de centro (Albuquerque Filho, 2004).

A Tabela 2.6 apresenta um resumo das principais vantagens e desvantagens dos três métodos de alteamento.

Tabela 2.6. Principais vantagens e desvantagens dos métodos de alteamento.

Método	Montante	Jusante	Linha de Centro
Vantagens	Menor custo associado. Maior velocidade de alteamento	Maior segurança. Indicado para o armazenamento de água. Boa resistência sísmica. Não há restrições de alteamentos.	Economia de espaço físico. Menor volume de material compactado. Facilidades construtivas e custos compatíveis.
Desvantagens	Baixa segurança por causa da linha freática próxima ao talude de jusante. Susceptibilidade de liquefação. Não indicado para o armazenamento de água. Taxa anual de alteamento limitada.	Custo maior que o verificado nos outros métodos. Proteção superficial do talude de jusante só pode ser feita no final da construção.	Apresenta certa limitação na taxa de alteamento. Apresenta certa susceptibilidade a liquefação. Dificuldade de implementação de sistema de drenagem eficiente.

Fonte: O autor.

2.6 Acidentes com Barragens de Rejeitos

Os acidentes com barragens de rejeitos continuam a ocorrer no Brasil e no mundo, com graves consequências ambientais, econômicas e sociais.

A segurança das barragens de rejeitos vem sendo foco de atenção crescente em todo o mundo pela recorrência com que se tem manifestado o problema de rupturas e vazamentos verificados nestas barragens.

Segundo o *International Commission on Large Dams - ICOLD* (2001), o *Mining Association of Canadá - MAC*, o *International Council on Mining and Metals - ICMM* e o Banco Mundial, vêm empreendendo esforços para definir procedimentos de gestão da segurança em barragens de rejeitos, com o objetivo de reduzir as ocorrências de acidentes nestas estruturas. No Brasil, podem ser citadas iniciativas da Fundação Estadual do Meio Ambiente (FEAM) em Minas Gerais, que desde 2004 realiza o cadastramento e a classificação das barragens de contenção de rejeitos, resíduos e reservatórios de água existentes em indústrias e minerações do estado. A nível nacional, tem-se como iniciativa, a promulgação no ano de 2010 da Lei nº

12.334 que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens e cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens.

Em julho de 1985 ocorreu um dos mais notáveis acidentes com barragem de rejeitos no mundo, a ruptura catastrófica de uma barragem de rejeito de fluorita em Stava, na Itália. A ruptura liberou uma onda de lama para o vale a jusante da barragem, arrasando as vilas de Stava e de Tesero. No acidente morreram 269 pessoas e diversas edificações foram destruídas pelo fluxo de lama.

Na noite de 22 de fevereiro de 1994, após uma forte tempestade, a barragem da mina de Harmony, localizada aproximadamente a 320 m a montante do vilarejo de Merriespruit, na África do Sul, cujo reservatório continha rejeitos do processamento de ouro, se rompeu, causando consequências desastrosas. Oito casas foram devastadas e outras duzentas tiveram sérios danos, sendo que houve dezessete vítimas fatais. A ruptura causou a liberação de aproximadamente 600 mil m³ de rejeitos e 90 mil m³ de água do reservatório. O evento causou a abertura de uma brecha de 150,0 m de largura no maciço da barragem (Figura 2.13).

Dentre outros acidentes de grande relevância ocorridos no Brasil, em novembro de 2015, a barragem de rejeitos de Fundão, da Samarco Mineração, empresa que extraía e beneficiava minério de ferro no município de Mariana-MG, rompeu, liberando cerca de 60 milhões de m³ de rejeitos que destruiu inteiramente o distrito de Bento Rodrigues (Figura 2.14), causou a morte de 19 (dezenove) pessoas e danos sociais, ambientais e econômicos incomensuráveis, atingindo a bacia do rio Doce ao longo de um trecho de 600 km, passando pelo estado do Espírito Santo, e desaguando no oceano Atlântico.



Figura 2.13. Ruptura ocorrida na barragem de Merriespruit na África do Sul em 1994. (<http://www.tailings.info/assets/images/accidents/merriespruit.jpg>. Acesso em: 14/09/2016).



Figura 2.14. Vila destruída pela lama de rejeito em Mariana-MG (<http://g1.globo.com/minas-gerais/fotos/2015/11/barragem-se-rompe-e-distrito-de-mariana-e-inundado.html>). Acesso em: 20/11/2016).

As Tabelas 2.7 e 2.8 relacionam os acidentes de barragens de rejeitos com maior número de vítimas fatais e os que tiveram as maiores consequências ambientais, respectivamente.

Conforme inventário do ICOLD (2001), a principal causa de acidentes com barragens de rejeitos é a instabilidade de taludes, ratificando assim, a necessidade e a importância da realização de estudos de análise de estabilidade de taludes de barragens de rejeitos, como o descrito neste trabalho.

Tabela 2.7. Maiores acidentes com vítimas fatais com barragens de rejeitos.

Ano	Barragem/País	Mortos
1966	Sgorigrad/Bulgária	488
1985	Stava/Itália	268
2008	Shanxi Province/China	254
1965	El Cobre/Chile	200
1966	Wales/Inglaterra	144
1972	Bufalo Creek/EUA	125
1970	Mufulira/Zâmbia	89
2015	Fundão/Brasil	19
1994	Merriespruit/África do Sul	17
1995	Placer/Filipinas	12

Fonte: <http://www.wise-uranium.org/mdaf.html>. Acesso em: 15/09/2016.

Tabela 2.8. Principais acidentes envolvendo barragens de rejeitos a partir de 2010.

Ano	Local/País	Consequências
2016	Polk Count/EUA	Vazamento de 840 mil m ³ de rejeito atingindo o meio ambiente.
2016	Luoyang/China	Vazamento de 2 milhões de m ³ de rejeito de bauxita inundando uma vila e matando diversos animais da pecuária local.
2015	Fundão/Brasil	Lama de rejeito de minério de ferro inundou o distrito de Bento Rodrigues, causando a morte de 19 pessoas, além do assoreamento e mortandade da fauna e flora ao longo do rio Doce.
2014	Herculano/Brasil	Rompimento de uma barragem de rejeitos de minério de ferro, culminando em 3 mortes e assoreamento de cursos d'água.
2014	Cananea/México	Vazamento de 40 mil m ³ de rejeito de cobre ao longo de 420 km do rio Bacanuchi, afetando diretamente 800 mil pessoas.
2014	Mount Polley/Canadá	Vazamento de 7,3 milhões m ³ de rejeitos de ouro e cobre atingiram os lagos Polley e Quesnel.
2013	Kajaran/Armênia	Rejeitos de cobre e molibdênio fluíram pelo rio Norashenik por vários dias.
2013	Hinton/Canadá	Lama contendo partículas finas de carvão, argila e metais pesados vazaram contaminando o meio ambiente.
2012	Gullbridge/Canadá	Rejeitos de minério de cobre vazaram causando a interrupção no fornecimento de água de comunidades próximas ao empreendimento.
2012	Sotkamo/Finlândia	Vazamento de rejeito fez com que as concentrações de níquel, zinco e urânio no rio Neve excedessem bastante os limites toleráveis.
2011	Songpan County/China	Vazamento de rejeitos de manganês causaram danos a estradas e casas, deixando 272 pessoas desabrigadas e 200 mil pessoas sem abastecimento de água.
2010	Kolontar/Hungria	Vazamento de 700 mil m ³ de rejeitos de bauxita causando a morte de 10 pessoas e ferindo 120 outras.

Fonte: <http://www.wise-uranium.org/mdaf.html>. Acesso em: 15/09/2016.

2.7 Mecanismos de Ruptura de Barragens

Entre os principais mecanismos de ruptura parcial ou total de barragens de rejeitos pode-se citar a liquefação, galgamento e *piping*, fenômenos que conduzem à instabilidade de taludes.

A liquefação em uma barragem de rejeitos pode ser entendida como a perda repentina da resistência ao cisalhamento do rejeito, de característica fina, saturada e fofa, induzida por uma redução significativa das tensões efetivas, consequência do desenvolvimento de elevadas poropressões, fazendo com que o rejeito tenha o comportamento de um fluido. Segundo Pereira (2005), liquefação é o fenômeno pelo qual a areia experimenta uma redução significativa da sua resistência ao cisalhamento, em condições não drenadas, resultando em uma condição de fluxo da massa de solo.

O fenômeno da liquefação está normalmente associado a carregamentos estáticos ou dinâmicos, ocorrendo na maioria das vezes em barragens de rejeitos alteadas a montante. A liquefação dinâmica ocorre, geralmente, em áreas sísmicas ou sujeitas a altas vibrações. Várias barragens de rejeitos já romperam devido à liquefação dinâmica, em países como o Chile, que têm susceptibilidade a ocorrência de terremotos, podendo citar como exemplos o rompimento das barragens de El Cobre New (1965), El Cobre Old (1965), Cerro Negro (1985), Veta de Agua (1985), entre outras. De acordo com Davies *et al* (2002), embora ainda se tenha pouco conhecimento a respeito dos eventos não sísmicos desencadeadores do fenômeno, a liquefação estática em barragens de rejeitos pode estar associada ao aumento das poropressões induzido por um aumento da superfície freática ou induzido por uma taxa de carregamento excessiva (alteamentos rápidos), tensões cisalhantes estáticas atuantes ultrapassando a superfície de ruptura, levando a uma liquefação espontânea, movimento da fundação rápido o suficiente para criar um carregamento não drenado em rejeitos e ao colapso espontâneo. Como exemplo de ruptura de barragens de rejeitos pelo mecanismo de liquefação estática, Davies *et al* (2002) cita o rompimento das barragens de: Stava, na Itália, em 1985; Sullivan Mine, Canadá, em 1991; Merriespruit, na África do Sul em 1994; e Los Frailes, Espanha, em 1997.

Como pode ser observado na Figura 2.15, o mecanismo de ruptura denominado galgamento ou *overtopping*, consiste na passagem da água contida no reservatório pela crista, levando assim, o maciço à ruptura parcial ou total. Ele normalmente está associado a problemas no dimensionamento dos sistemas de

contenção (borda livre) e/ou de vertimento da barragem. Como exemplos de rupturas causadas por galgamento, Ávila e Espósito (2008); Wise Uranium (2016), citam os acidentes ocorridos nas barragens de Buffalo Creek, West Virgínia, nos Estados Unidos, em 1976 e de Marsa, no Peru, em 1993, e de Mirai da Mineração Rio Pomba Cataguases em Minas Gerais.

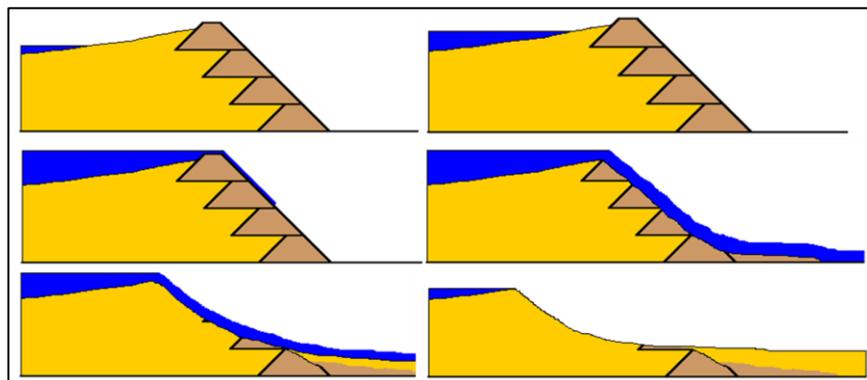


Figura 2.15. Sequência ilustrativa de um *overtopping* (<http://www.wise-uranium.org/img/mdfo.gif>. Acesso em: 15/09/2016.).

O *piping* (Figura 2.16) ocorre quando há uma erosão interna de jusante para montante, formando um orifício alongado, com carreamento de partículas de solo pelo maciço, devido ao fluxo de água excessivo. O deslocamento de partículas do barramento desestabiliza as forças na matriz do solo e o estado de tensões no maciço por onde ocorre esse fluxo. O fenômeno é progressivo até a formação de canais contínuos que levam ao colapso da estrutura. Quando ocorre no corpo do aterro, as causas geralmente estão ligadas às falhas do sistema de drenagem interna, já nas fundações ou nas ombreiras as causas tanto podem estar associadas às falhas do sistema de drenagem interna quanto a problemas geológicos ou construtivos. Como exemplo de *piping*, pode-se citar a ruptura da barragem de Omai, na Guiana, em 1995.

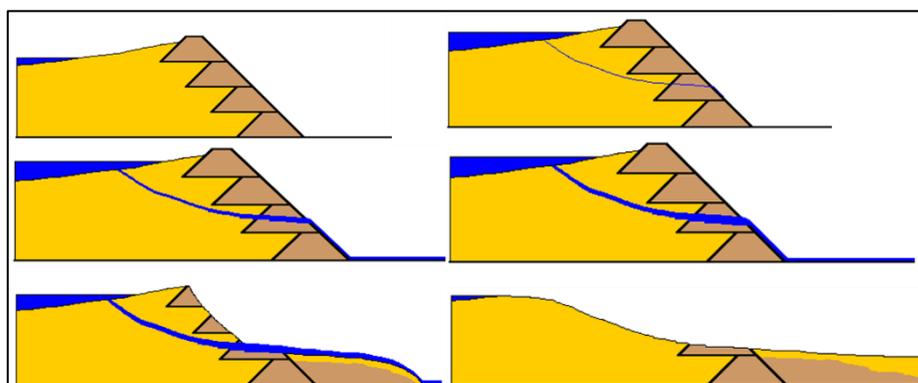


Figura 2.16. Sequência ilustrativa de um *piping* (<http://www.wise-uranium.org/img/mdfp.gif>. Acesso em: 15/09/2016.).

2.8 Sistemas de Drenagem em Barragens de Rejeitos

Os processos de beneficiamento de minérios, de forma geral, consomem um volume expressivo de água que na sua grande maioria acaba sendo descartada na forma de rejeito. O manejo adequado desta água presente no rejeito tem implicações sob o ponto de vista ambiental, econômico e de segurança.

Sob o ponto de vista da segurança observa-se que diversas rupturas em barragens de rejeito estão associadas a fenômenos de galgamento, liquefação e de *piping*. Estes fenômenos estão diretamente ligados às deficiências nos sistemas de drenagem, haja vista a influência da drenagem interna e da drenagem externa (superficial) na estabilidade destas estruturas.

O sistema de drenagem interna (Figura 2.17), normalmente composto por filtros e drenos, tem como principal objetivo controlar e orientar a percolação da água por meio da fundação e do maciço, otimizando a rede de percolação e evitando gradientes hidráulicos de saída excessivos, prevenindo assim, a ocorrência de *piping*. Para Silva Filho (2008), outra função da drenagem interna é a de contribuir para a segurança ao escorregamento do talude de jusante, reduzindo o trecho da superfície crítica submetido às forças de percolação e subpressão e o trecho de material saturado.

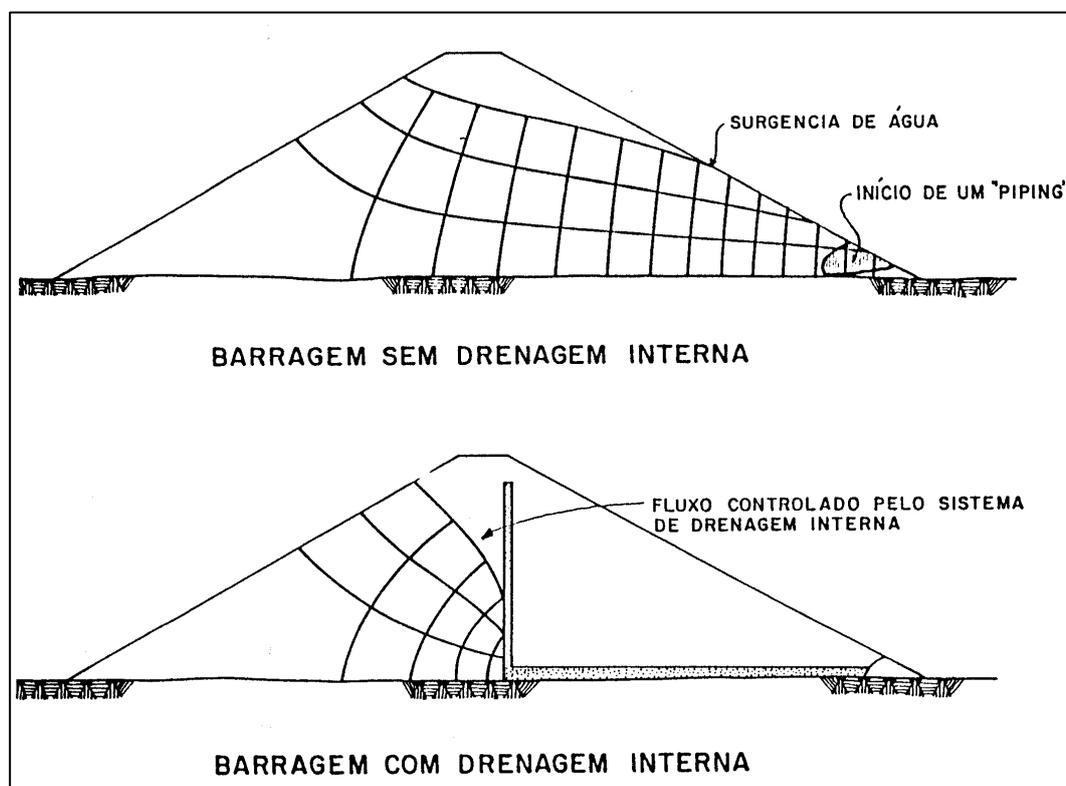


Figura 2.17: Influência do sistema de drenagem no maciço (Bittar, 2006).

2.9 Legislação e Estudo de *Dam Break*

Até o ano de 2010, quando foi promulgada a Lei nº 12.334/2010, que estabeleceu a Política Nacional de Segurança de Barragens – PNSB, não existia em nível nacional, um instrumento legal que tratasse de forma detalhada da segurança nas barragens de rejeitos do Brasil. Anteriormente a esta lei, em nível nacional, somente a Portaria DNPM nº 237/2000, por meio das Normas Reguladoras da Mineração-NRM, especificamente da NRM-19, estabelecia critérios gerais para a disposição de estéril, rejeitos e produtos provenientes do beneficiamento de minérios, contudo, de forma bastante simplória.

A PNSB aplica-se às barragens destinadas à acumulação de água, disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, sendo que para poder ser enquadrada nesta lei, a barragem deve apresentar pelo menos uma das seguintes características: altura do maciço maior ou igual a 15 (quinze) metros, volume total maior ou igual a 3 milhões de m³, armazenar resíduo considerado perigoso ou que apresenta dano potencial associado médio ou alto.

De acordo com a Resolução do Conselho Nacional de Recursos Hídricos - CNRH nº 143/2012, toda e qualquer barragem, deve ter uma classificação, sendo esta, baseada nos seguintes critérios:

- Categoria de risco: relacionada com aspectos da própria barragem que possam influenciar na possibilidade de ocorrência de acidente, levando-se em conta aspectos específicos, como características técnicas, estado de conservação e plano de segurança da barragem. A cada item deste, é atribuída uma pontuação que após somada, resultará em uma pontuação para a categoria de risco, sendo considerada melhor, quanto menor for a mesma.
- Dano potencial associado: dano que pode ocorrer devido a rompimento, vazamento, infiltração no solo ou mau funcionamento de uma barragem, independentemente da sua probabilidade de ocorrência, podendo ser graduado de acordo com o volume de rejeito armazenado, existência de população a jusante, impactos ambientais e impactos socioeconômicos.

Na Tabela 2.9 é apresentada a intensidade da categoria de risco e do dano potencial associado com base na pontuação atingida.

Tabela 2.9. Pontuação quanto a categoria de risco e dano potencial associado.

Intensidade	Pontuação	
	Categoria de Risco	Dano Potencial Associado
Alta	≥ 60	≥ 13
Média	35 a 60	7 a 13
Baixa	≤ 35	≤ 13

Fonte: CNRH, 2012. Nota: A pontuação do item Categoria de Risco é composta pela soma da avaliação dos itens: características técnicas, estado de conservação e plano de segurança.

Já na Tabela 2.10 é apresentada a matriz de classificação das barragens de rejeitos com a associação da categoria de risco e do dano potencial associado.

Tabela 2.10. Matriz de classificação das barragens de rejeitos.

Categoria de Risco	Dano Potencial Associado		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	A	B	C
Médio	B	C	D
Baixo	C	D	E

Fonte: CNRH, 2012.

Em decorrência da PNSB, no âmbito do DNPM, gestor do patrimônio mineral brasileiro, foram elaboradas e publicadas normas específicas para as barragens de rejeitos. A Portaria DNPM nº 416/2012 criou o Cadastro Nacional de Barragens de Mineração e dispõe sobre o Plano de Segurança, Revisão Periódica de Segurança e Inspeções Regulares e Especiais de Segurança das Barragens de Mineração. Já em 2013, foi criada a Portaria DNPM nº 526/2013, que estabelece a periodicidade de atualização e revisão, a qualificação do responsável técnico, o conteúdo mínimo e o nível de detalhamento do Plano de Atendimento à Emergências-PAE em barragens de rejeitos.

O PAE de barragens de rejeitos é aplicado para as barragens em que o dano potencial associado é considerado médio ou alto, ou àquelas em que o DNPM julgue ser necessário. O PAE dentre outras informações, deve contemplar: as informações gerais da barragem; procedimentos preventivos e corretivos a serem adotados em situações de emergência; detecção, avaliação e classificação das situações de emergência; fluxograma e procedimentos de notificação com os telefones, quando for o caso, dos envolvidos associados; responsabilidades gerais no PAE; e análise do estudo de cenários compreendendo os possíveis impactos a jusante resultantes

de uma hipotética ruptura de barragem, com seu associado mapa de cenários compreendendo a delimitação geográfica georreferenciada das áreas potencialmente afetadas.

A simulação hipotética de rompimento de uma barragem, comumente chamada de estudo *dam break*, é de suma importância e deve ser considerado nas análises de riscos de barragem de rejeitos. Esse estudo tem como objetivo principal, conhecer a extensão, magnitude e severidade dos impactos associados ao possível rompimento parcial ou total de uma determinada barragem. A partir do mesmo, é possível verificar o comportamento aproximado do fluxo de material que compõe a barragem na área a jusante, verificando suas consequências, de modo que estas possam ser minimizadas por meio da aplicação do PAE.

O estudo *dam break* tem alto grau de complexidade e para sua confecção são necessárias diversas informações da barragem (dimensões, volume do reservatório, curva cota-volume, estudos de análise dos modos de falha, etc), informações hidrológicas, além de dados da área a jusante da mesma (dados topográficos, caracterização, imagens aéreas, etc).

De acordo com Lima, Brasil & Ávila (2008), de forma geral, um estudo *dam break* contempla as seguintes etapas:

- Definição das hipóteses de ruptura e escolha de cenários, com a avaliação da hipótese de ruptura;
- Definição do evento de cheia natural considerado como gatilho do processo de ruptura;
- Determinação do fluxo da cheia pelo reservatório e da vazão total defluente, com geração do hidrograma de ruptura;
- Propagação da onda líquida de ruptura, com aplicação de modelos hidráulicos; e
- Delimitação e caracterização da área de estudo a jusante da barragem e mapeamento das áreas potencialmente atingidas, com a geração dos mapas de inundação.

3 ESTABILIDADE DE TALUDES

3.1 Introdução

A análise de estabilidade é de fundamental importância para garantia da segurança de taludes, quer sejam taludes naturais, taludes de escavação ou aterros compactados, devendo assim ser considerada tanto na fase de projeto, quanto nas fases de operação e de desativação de estruturas, como as barragens alteadas com rejeitos de mineração.

A análise de estabilidade de um talude consiste na determinação das tensões de cisalhamento desenvolvidas ao longo de superfícies de ruptura cinematicamente possíveis e a comparação dessas com a resistência do solo ao cisalhamento, sendo a superfície de ruptura mais provável ou crítica, aquela que apresenta o fator de segurança mínimo (DAS, 2007).

O fator de segurança (FS) pode ser definido como a razão entre o somatório da resistência ao cisalhamento (τ_r) e das forças cisalhantes desenvolvidas ao longo da superfície potencial de ruptura (τ_c), podendo ser expresso pela equação 3.1. Quando o fator de segurança for igual a 1, o talude está em estado de ruptura iminente. Como critério de ruptura, é normalmente empregado o critério de Mohr-Coulomb.

$$FS = \frac{\sum \tau_r}{\sum \tau_s} \quad (3.1)$$

Os métodos de análise de estabilidade de taludes podem ser classificados em métodos determinísticos e métodos probabilísticos. Segundo Sayão *et al.* (2012), os métodos determinísticos levam em consideração a atribuição de um valor médio para cada uma das variáveis consideradas para o cálculo do fator de segurança. No entanto, cada variável tem uma distribuição de valores prováveis, a partir de um valor médio e um desvio padrão que podem ser definidos. Assim, para obtenção do fator de segurança, os métodos probabilísticos consideram os parâmetros de entrada como variáveis aleatórias em que cada parâmetro pode assumir qualquer valor dentro de um intervalo admitido, com uma dada probabilidade de ocorrência deduzida a partir dos dados disponíveis e da distribuição de frequência adotada.

3.2 Métodos Determinísticos

As análises de estabilidade de taludes são normalmente realizadas fazendo o uso dos métodos determinísticos (obtenção de um fator de segurança).

Devido à simplicidade característica, os principais métodos de análise de estabilidade de taludes são aqueles baseados na teoria de equilíbrio limite. Esses métodos consistem na determinação do equilíbrio de uma massa ativa de solo, a qual pode ser delimitada por uma superfície de ruptura circular, poligonal ou de outra geometria qualquer. Os métodos baseados na teoria de equilíbrio limite assumem que a ruptura se dá ao longo de uma superfície bem definida, que o critério de ruptura de Mohr-Coulumb é satisfeito ao longo da superfície de ruptura, e que todos os elementos ao longo dessa superfície atingem simultaneamente a mesma condição de mobilização dos esforços.

Dentre os métodos baseados no equilíbrio limite podemos citar: o de Taylor, do talude infinito e das fatias, sendo que este último compreende uma variedade de métodos de estabilidade, com diferentes graus de rebuscamento, tendo se tornado a ferramenta de cálculo mais empregada no meio geotécnico.

O método das fatias é a forma mais utilizada em estudos de estabilidade, pois não apresenta restrições quanto à homogeneidade do solo, geometria do talude e tipo de análise (em termos de tensão total ou efetiva). Este método permite que o solo seja heterogêneo, que o talude apresente superfície irregular e, principalmente, possibilita incluir a distribuição de poropressão no interior do maciço de solo. Este método consiste em dividir a superfície potencial de ruptura em fatias, aplicando-se em cada uma delas as seguintes equações de equilíbrio:

$$\sum \text{Forças horizontais} = 0 \quad (3.2)$$

$$\sum \text{Forças verticais} = 0 \quad (3.3)$$

$$\sum \text{Momentos} = 0 \quad (3.4)$$

Aplicando as Equações 3.2, 3.3 e 3.4, encontra-se um sistema no qual o número de incógnitas é maior do que o número de equações. Assim, para resolução do problema, algumas hipóteses simplificadoras são necessárias. Estas hipóteses são o que diferenciam os diversos métodos das fatias, alguns dos quais serão apresentados a seguir, caracterizando-os como menos ou mais conservadores, apesar que, de forma geral, estes apresentam resultados não muito diferentes.

3.2.1 Equilíbrio Limite Geral – GLE

O método de Equilíbrio Limite Geral – *General Limit Equilibrium Method* (GLE) foi desenvolvido por Fredlund e Krahn na década de 1970. Este método adotado por Geo-Slope (2007) e aplicado no programa Slope/W fornece uma estrutura para discutir, descrever e compreender todos os outros métodos das fatias.

O GLE é baseado em dois fatores de segurança, satisfazendo assim todas as equações de equilíbrio. Uma destas equações traduz o coeficiente de segurança levando em consideração o equilíbrio de momentos (FS_m) e a outra, o coeficiente de segurança levando em consideração o equilíbrio das forças (FS_f). O fator de segurança que satisfaz as duas de condições de equilíbrio, isto é, o ponto de interseção entre FS_m e FS_f , é considerado o FS do método GLE, visto que, matematicamente, o fator de segurança rigoroso é obtido por métodos que satisfaçam as condições de equilíbrio de forças e de momentos.

A relação entre as forças de cisalhamento e as forças normais entre fatias no método GLE são relacionadas por meio de uma função, conforme proposta de Morgenstern-Price (1965), como sendo:

$$X = E \cdot \lambda \cdot f(x) \quad (3.5)$$

onde, $f(x)$ é uma função, λ é um escalar que define um valor para o fator de segurança de forças e para o fator de segurança de momentos, E é a força normal entre fatias e X é a força cisalhante entre fatias.

Equação de fator de segurança GLE em relação ao equilíbrio dos momentos:

$$FS_m = \frac{\sum(c' \beta R + (N - \mu \beta) R \tan \phi')}{\sum Wx - \sum Nf \pm \sum Dd} \quad (3.6)$$

Equação de fator de segurança em relação ao equilíbrio das forças:

$$FS_f = \frac{\sum(c' \beta \cos \alpha + (N - \mu \beta) \tan \phi \cos \alpha)}{\sum N \sin \alpha - \sum D \cos \omega} \quad (3.7)$$

onde c' é a coesão efetiva, ϕ' é o ângulo de atrito efetivo, μ é a poropressão, W é o peso da fatia, α é a inclinação da base da fatia, β , R , x , f , d e ω são parâmetros geométricos e D a linha de empuxo (linha que contém os pontos laterais onde estão aplicadas as forças de interação entre fatias ao longo do talude). A variável N define a força normal na base da fatia e é obtida pela Equação 3.8.

$$N = \frac{W + (X_R - X_L) - \frac{(c' \beta \sin \alpha + \mu \beta \sin \alpha \tan \phi')}{F}}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F}} \quad (3.8)$$

O uso de FS_i ou o FS_m no cálculo de N na Equação 3.8 em substituição a F , dependerá do tipo de análise a ser realizada. Um aspecto a ser considerado no método GLE está relacionado com a dependência que a variável N tem com as forças de interação entre fatias. Assim, estas forças terão valores diferentes para os métodos utilizados, dependendo da forma como estes abordam as forças de interação entre as fatias. A comparação de resultados é feita por meio do traçado de um gráfico para uma geometria e função de interação definidas previamente, em que as abcissas correspondem aos valores de λ , e as ordenadas correspondem aos valores de FS. A possibilidade de construção deste tipo de gráfico (Figura 3.1) é uma característica útil do método GLE, pois torna possível compreender as diferenças entre os FS dos diferentes métodos.

Nos métodos de Bishop Simplificado e de Janbu Simplificado, por exemplo, as forças tangenciais entre fatias não são consideradas (o que implicaria $\lambda=0$), por outro lado, o primeiro apenas satisfaz o equilíbrio de momentos e o segundo o equilíbrio de forças.

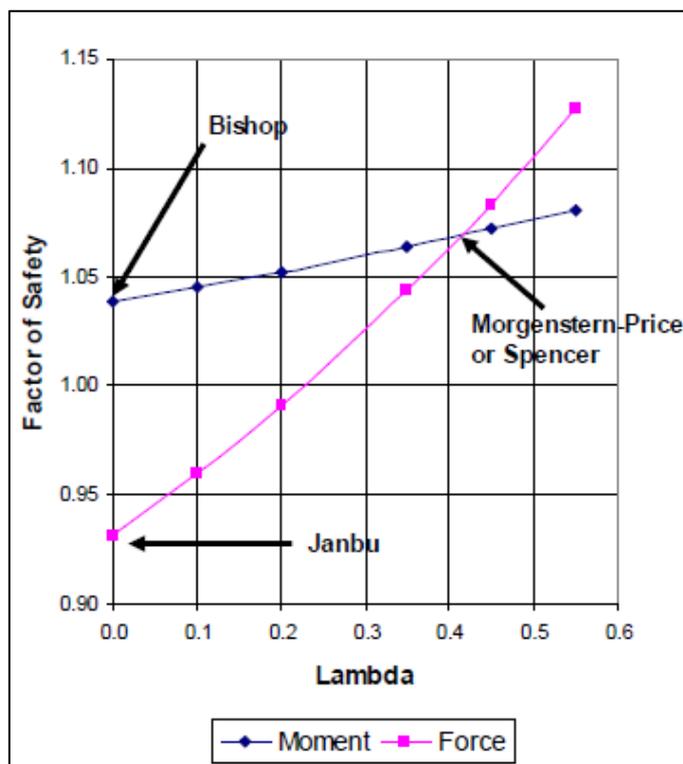


Figura 3.1. Fator de segurança versus lambda (Geo-Slope, 2007).

Uma vez que os métodos de Morgenstern-Price e Spencer cumprem todas as equações de equilíbrio, o FS a que chegam corresponde à ordenada do ponto de interseção das duas curvas.

3.2.2 Método de Ordinário ou Fellenius

O método Ordinário ou Fellenius foi o primeiro método desenvolvido e apresentado na literatura, sendo também às vezes referido como o método sueco de fatias. Esse método ignorou todas as forças entre fatias e satisfaz o equilíbrio dos momentos. A adoção dessas hipóteses simplificadoras tornou possível calcular um fator de segurança usando cálculos manuais, o que era importante, pois na época não havia computadores disponíveis.

O método de Fellenius admite uma superfície de ruptura circular e o fator de segurança do talude é calculado unicamente por meio do equilíbrio de momentos, não levando em consideração as forças tangenciais e normais às paredes das fatias. É um método muito simples, mas conservador, isto é, tende a fornecer baixos valores de FS. O FS é determinado utilizando a Equação 3.9.

$$FS = \frac{\sum [c' \beta + N \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (3.9)$$

Onde:

c' = coesão efetiva do solo;

β = comprimento da base da fatia;

N = base normal;

ϕ' = ângulo de atrito efetivo do solo;

W = peso da fatia, e

α = é a inclinação da base da fatia.

3.2.3 Bishop Simplificado

Na década de 1950 Bishop desenvolveu um método simplificado que incluía as forças normais entre fatias, mas ignorava as forças cisalhantes. Bishop desenvolveu uma equação para a força normal na base da fatia somando as forças na direção vertical das fatias.

Uma forma simples da equação simplificada do fator de segurança do Bishop na ausência de qualquer poropressão é:

$$FS = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \cdot \left[\frac{c \beta + W \tan \phi - \frac{c \beta \sin \alpha \tan \phi}{FS}}{m_\alpha} \right] \quad (3.10)$$

onde:

$$m_\alpha = \cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi}{FS} \quad (3.11)$$

A solução resulta de um processo iterativo, no qual é arbitrado o valor do FS da Equação 3.10 (equilíbrio de força vertical) e calcula-se o FS (equilíbrio de momento). O processo repete-se até que o valor calculado do FS se iguale ao FS arbitrado. Um procedimento comum é utilizar o FS de Fellenius na primeira iteração.

3.2.4 *Janbu Simplificado*

O método de Janbu Simplificado, de modo semelhante ao método de Bishop Simplificado, ignora as forças cisalhantes entre fatias, contudo, esse método satisfaz apenas o equilíbrio das forças, mas não o equilíbrio dos momentos. O mesmo apresenta FS baixo para superfícies de deslizamento circulares.

3.2.5 *Spencer*

Spencer em 1967 desenvolveu duas equações relacionadas ao FS. Uma com relação ao equilíbrio dos momentos e outro com relação ao equilíbrio da força horizontal. Spencer adotou uma relação constante entre as forças cisalhantes e as forças normais, e por meio de um procedimento iterativo entre o cisalhamento e a normal até que os dois fatores de segurança fossem os mesmos. Encontrar a relação cisalhamento-normal que torna os dois fatores de segurança iguais, significa que o equilíbrio dos momentos e das forças são satisfeitos.

O programa de análise de estabilidade de taludes Slope/W utiliza a Equação 3.5 para relacionar a força normal entre fatias E , e a força cisalhante entre fatias X neste método.

No método de Spencer, a função $f(x)$ é uma constante, isto é, a relação força cisalhante-normal é a mesma entre todas as fatias.

3.2.6 *Morgenstern-Price*

Morgenstern e Price desenvolveram em 1965 um método que permite a utilização de uma função genérica, especificada pelo usuário, de relação entre forças normais e forças cisalhantes entre fatias. O método de Morgenstern-Price considera as forças de cisalhamento e as forças normais entre fatias, além de satisfazer o equilíbrio das forças e dos momentos. No programa Slope/W, algumas das funções entre fatias disponíveis para uso com o método são: constante, semi-senoidal, trapezoidal e ponto de dados especificado. Caso a função constante seja a selecionada, o método Morgenstern-Price fica idêntico ao método de Spencer.

3.3 Métodos Probabilísticos

Conforme Gerscovich (2012), nos últimos anos, a abordagem determinística tem sido criticada, e vários projetistas sugeriram que as análises de estabilidade fossem feitas por meio de métodos probabilísticos para a representação das incertezas decorrentes de um número limitado de amostras e da variabilidade dos parâmetros geotécnicos determinados em ensaios de campo e/ou laboratório.

Machado; Ribeiro (2001) consideram os chamados métodos probabilísticos, como na verdade, métodos semiprobabilísticos, tendo em vista que eles ainda conservam a ideia de que a condição limite é dada por um valor de $FS=1$. Assim, ao longo do texto desta dissertação, os métodos comumente chamados como probabilísticos, serão denominados semiprobabilísticos.

Para Machado; Ribeiro (2001), os métodos de análise semiprobabilística de estabilidade de taludes são baseados nos mesmos princípios dos métodos determinísticos, haja vista que utilizam análises determinísticas em seus cálculos. Contudo, os métodos semiprobabilísticos apresentam a vantagem de serem capazes de considerar quantitativamente as diversas origens das incertezas. Estes, apesar de não eliminarem as incertezas das variáveis de entrada, permitem sua quantificação, com a determinação de um índice de confiabilidade e de uma probabilidade de ruptura, possibilitando uma análise mais apurada dos riscos envolvidos, contribuindo, dessa forma, no processo de tomada de decisão.

Os métodos semiprobabilísticos variam em termos de hipóteses, limitações, e capacidades de lidar com problemas complexos.

Dentre os métodos semiprobabilísticos, merece destaque a Simulação de Monte Carlo, método esse bastante utilizado nos cálculos de análise probabilística de estabilidade de taludes devido à facilidade e operacionalidade de lidar com problemas complexos por meio do uso de softwares específicos em computadores. Mais detalhes a respeito do método serão tratados no item Metodologia.

Vale salientar que a execução de análises semiprobabilísticas de estabilidade de taludes não deve substituir a análise determinística, muito embora alguns autores critiquem as análises determinísticas, as duas análises devem ser feitas e usadas em conjunto, de forma a poder fornecer dados confiáveis sobre a estrutura em estudo.

3.3.1 Índice de Confiabilidade e Probabilidade de Ruptura

Em geral a probabilidade de ruptura (P_r) pode ser obtida por meio do cálculo do índice de confiabilidade (β). O índice de confiabilidade pode ser definido pela equação 3.16:

$$\beta = \frac{M_{med}}{\sigma_M} \quad (3.16)$$

Onde M é a margem de segurança, M_{med} é o valor médio, e σ_M é o desvio padrão da margem de segurança.

A margem de segurança (M), (Equação 3.17), geralmente é igual à diferença entre a resistência disponível (R) e a carga ou tensão à qual o sistema é exposto (Q).

$$M = R - Q \quad (3.17)$$

Conforme Sandroni & Sayão, (1992); Sayão, *et al.* (2012), o conceito de índice de confiabilidade compreende o comportamento da performance de uma função que descreve a condição de segurança de um talude e pode ser denotado por $M(X)$. Nesta função, X representa o conjunto de parâmetros de entrada das variáveis aleatórias. A condição de segurança é definida por $M(X) > 0$. A instabilidade é definida por $M(X) < 0$, caracterizando a ruptura do talude. O valor limite, $M(X) = 0$, é geralmente referido como a condição limite de estabilidade.

Nas análises de estabilidade de taludes, no caso em que R e Q sejam normalmente distribuídos, a margem de segurança M também será normalmente distribuída e, o índice de confiabilidade (β) pode ser obtido conforme Equação 3.18:

$$\beta = \frac{(FS_{med} - 1,0)}{\sigma_{FS}} \quad (3.18)$$

Na Equação 3.18, FS_{med} indica o valor médio do fator de segurança da distribuição e 1,0 é o valor que corresponde à ruptura: σ_{FS} é o desvio padrão do fator de segurança. Assim, o índice de confiabilidade β , é equivalente ao número de desvios padrão que distancia a ruptura do fator de segurança encontrado. O valor de β complementa o valor de FS e permite estimar a probabilidade de ruptura. É importante notar que o uso de distribuições não gaussianas na Equação 3.18 pode resultar em resultados não precisos.

A probabilidade de ruptura P_r , é dada pela parcela da área sob a curva unitária da curva de distribuição de frequência (função densidade de probabilidade) do FS correspondente a valores de FS inferiores a 1,0, que é a probabilidade de $M(X)$ ser menor do que zero. Desde que se conheça a forma de distribuição do FS ,

a relação existente entre o índice de confiabilidade β e a probabilidade de ruptura P_r é dada pela Equação 3.19:

$$P_r = 1 - \Phi(\beta) \quad (3.19)$$

Na Equação 3.19, $\Phi(\beta)$ é definido como a distribuição normal padronizada, $M(X)$ com referência a β . A Figura 3.2 apresenta a probabilidade de ruptura *versus* o índice de confiabilidade para uma curva normal padronizada.

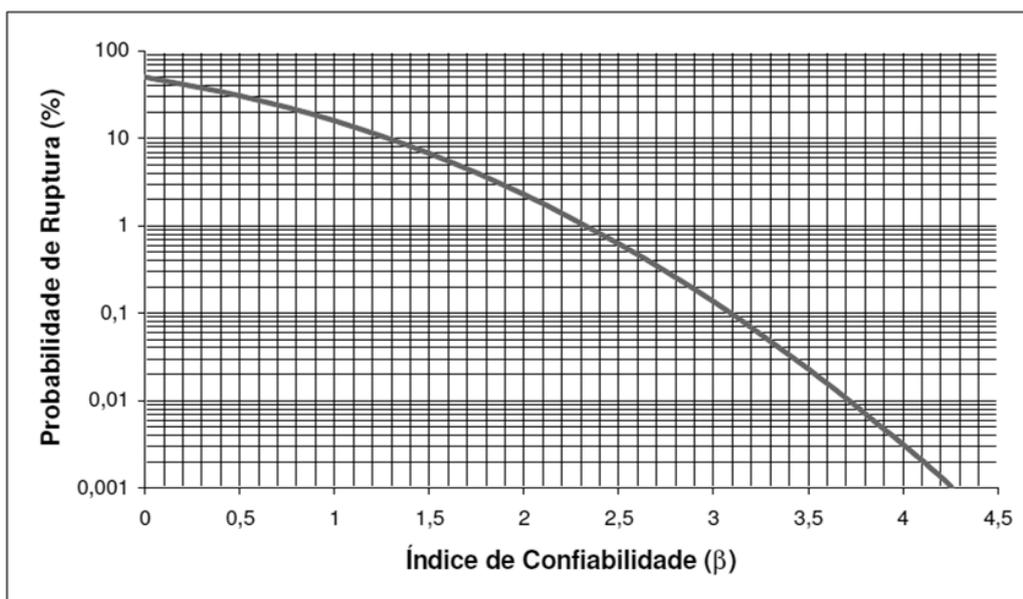


Figura 3.2. Probabilidade de ruptura versus índice de confiabilidade (Geo-Slope International Ltd, 2012).

A Figura 3.3 apresenta dados de dois taludes hipotéticos. O talude A possui FS de 1,4 e P_r de 10^{-4} , já o talude B possui FS de 1,79, mas P_r de $5 \cdot 10^{-4}$.

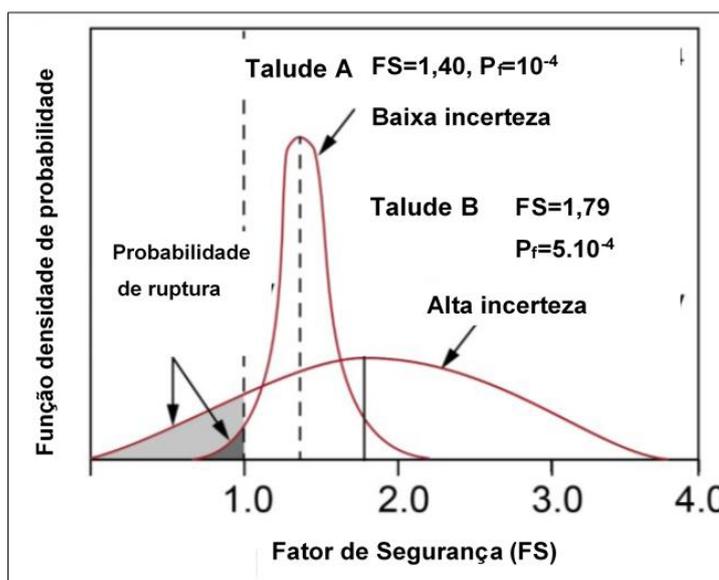


Figura 3.3. Taludes com distribuições com diferentes FS e P_r (Lacasse, 2016).

Após realização do cálculo da probabilidade de ruptura de ambos os projetos, constata-se que o talude A, do ponto de vista semiprobabilístico, apresenta menor probabilidade de ruptura, pois possui uma menor probabilidade de ocorrência de $FS < 1$ do que a observada na distribuição do talude B.

Nas Tabelas 3.1 e 3.2, *Corps of Engineers* (1997) e Dell'avanzi e Sayão (1998), apresentam valores típicos de índices de confiabilidade e probabilidade de ruptura. Enquanto o primeiro classifica os índices de confiabilidade e probabilidade de ruptura por níveis, o segundo informa valores de referência destes índices para os diversos tipos de estruturas existentes.

Tabela 3.1 Relação entre índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura.

Nível	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
Não satisfatório	1,5	0,07
Perigoso	1,0	0,16

Fonte: *Corps of Engineers*, 1997.

Tabela 3.2 Valores típicos de índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura.

Casos	Índice de Confiabilidade	Probabilidade de Ruptura
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}

Fonte: Dell'avanzi e Sayão, 1998.

3.4 Riscos

Conforme ICOLD (2005), risco é a medida da probabilidade e gravidade de um efeito adverso para a vida, a propriedade ou o meio ambiente. No caso geral, o risco é estimado pelo impacto combinado de todos os cenários, as probabilidades de ocorrência e as consequências associadas. Para ANCOLD (2003), o risco é consequência da combinação de um cenário, uma probabilidade de ocorrência e suas consequências associadas. Desta forma, o risco é estimado pela expectativa matemática das consequências de ocorrência de um evento adverso (produto entre

a probabilidade de ocorrência e suas consequências, para todos os cenários possíveis).

Ainda segundo ANCOLD (2003), fazendo referência a riscos em barragens, um cenário é uma combinação de circunstâncias únicas, tais como: um evento inicial, condições do reservatório, modo de operação, modos de falha, fluxos a jusante e a presença de certo número de pessoas a jusante da barragem no momento do acidente.

O gerenciamento de riscos pode ser definido como a aplicação sistemática de procedimentos e práticas de gestão às tarefas de identificar, analisar, avaliar, controlar e monitorar os riscos a que estão expostos a sociedade, de forma que estes possam ser minimizados e/ou eliminados.

3.4.1 Níveis de Risco

Um dos primeiros critérios de apreciação de riscos foi proposto por Whitman (1984), que comparou a aceitabilidade da probabilidade anual de ruptura e as consequências associadas (perdas de vidas e custos) de diversas áreas, conforme Figura 3.4.

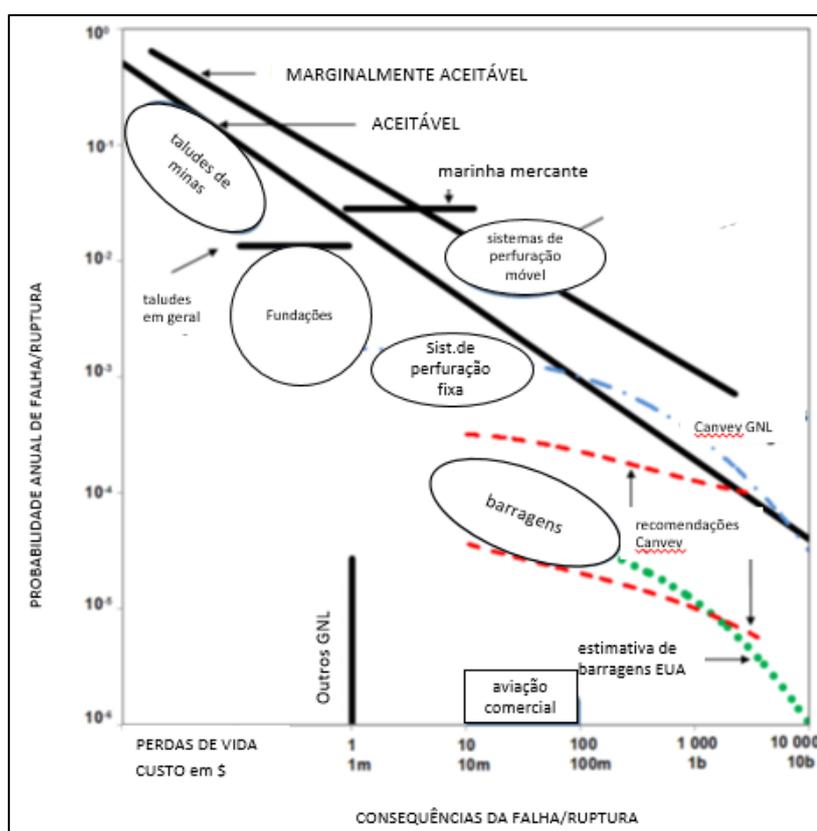


Figura 3.4. Exemplos de níveis de risco para diferentes tipos de construções e atividades (Whitman, 1984).

Conforme pode ser visto na Figura 3.5, vários autores e organizações em diversos países vêm desenvolvendo metodologias para a apreciação dos níveis de risco associados para barragens em função da probabilidade de ruptura e das consequências associadas (perda de vidas humanas, construções afetadas, prejuízos, etc). De maneira geral, nessas metodologias podem-se verificar as regiões onde o risco é classificado como aceitável, tolerável ou inaceitável (Figura 3.6), e embora existam diferenças, o nível de risco gira em torno de 10^{-4} /ano para 10 (dez) fatalidades.

Para *Health and Safety Executive, United Kingdom-HSE* (2001) risco aceitável, é um risco que, no ambiente pessoal ou profissional, todos os que possam ser impactados estão preparados para aceitar assumindo que não há mudanças nos mecanismos de controle de risco. Tal risco é considerado insignificante e adequadamente controlado. Ações para reduzir ainda mais esse risco geralmente não são necessárias, a menos que medidas razoavelmente praticáveis estejam disponíveis a baixo custo em termos de dinheiro, tempo e esforço.

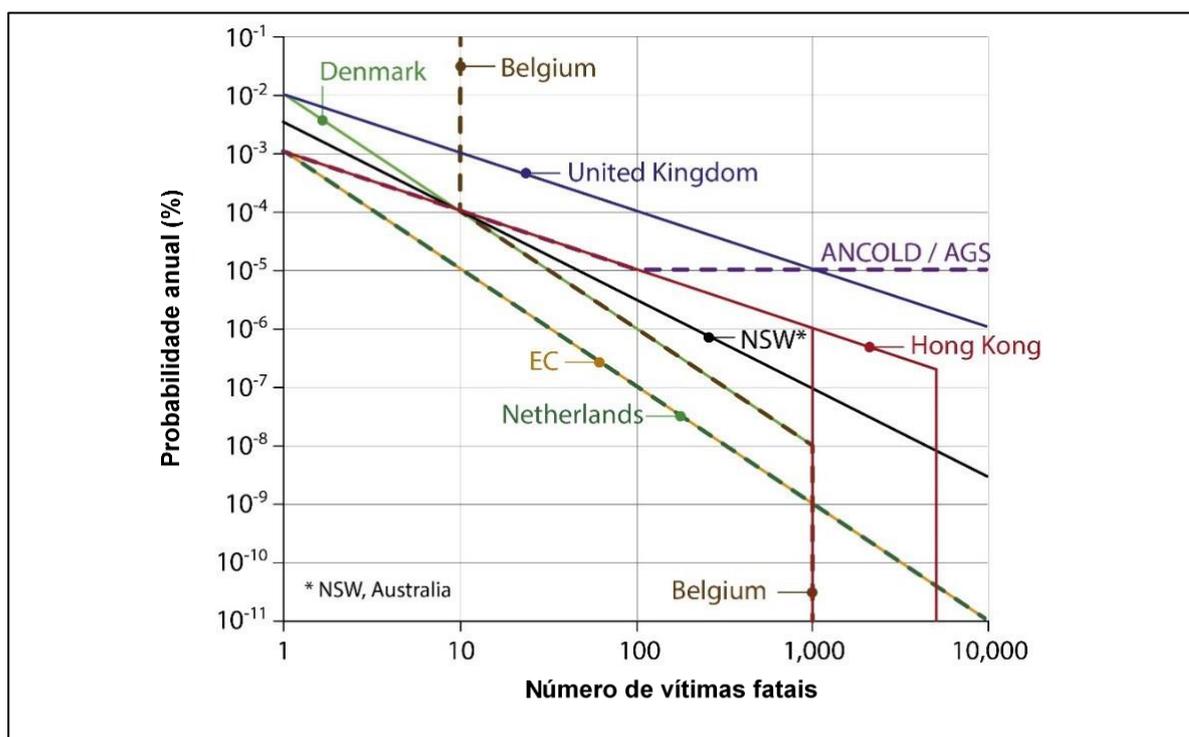


Figura 3.5. Metodologias adotadas mundialmente para apreciação de riscos (GEO, 2008 (apud Lacasse, 2016)).

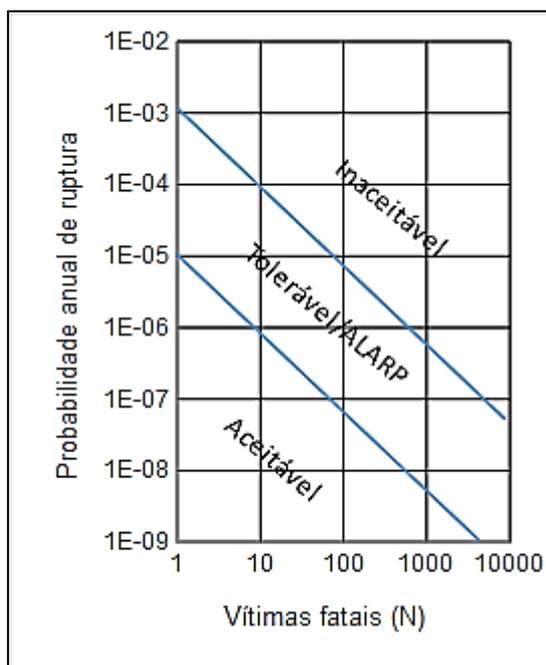


Figura 3.6. Probabilidade anual ruptura x vítimas fatais (Lacasse, 2016).

Para *Health and Safety Executive, United Kingdom-HSE* (2001) e Lacasse (2016), o risco tolerável é um risco situado dentro de um intervalo em que a sociedade possa conviver com ele, de modo a garantir alguns benefícios. É um risco que a sociedade não considera insignificante ou que possa ignorar, sendo que este risco deve ser mantido sob análise e quando possível, ser reduzido ainda mais. O risco tolerável também pode ser definido como a zona em que o risco deve ser atenuado para um nível tão baixo quanto possível (*risk as low as reasonably practicable-ALARP*, segundo a terminologia anglo-saxônica), Figura 3.7. O risco residual é marginalmente tolerável e qualquer redução adicional do risco requer esforços e custos desproporcionais ao benefício gerado (LACASSE, 2016).

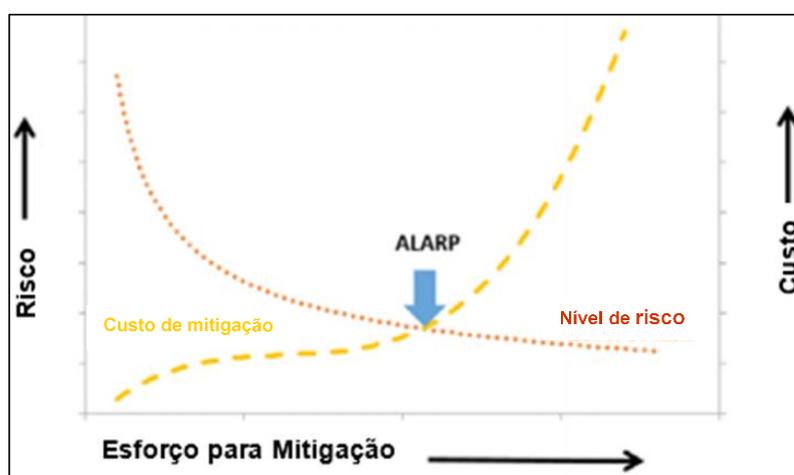


Figura 3.7. ALARP em relação ao esforço para mitigação, risco e custo (*Canadian Avalanche Association*, 2016).

4 METODOLOGIA

4.1 Introdução

Para a realização deste trabalho diversas atividades de campo e de laboratório tiveram que ser efetuadas, as quais são descritas de forma sumária neste item. Como se trata de um estudo de caso envolvendo uma barragem de rejeito, além da elaboração da revisão bibliográfica apresentada anteriormente, visitas a campo foram realizadas com fins exploratórios para melhor entendimento do processo de disposição e armazenamento dos rejeitos, bem como registro fotográfico e definição dos pontos de amostragem.

Procedeu-se também ao estudo uma descrição sucinta de vários aspectos relativos à barragem foco do trabalho, como por exemplo, localização do empreendimento, processo de beneficiamento do minério, aspectos gerais do sistema de disposição de rejeitos, bem como os produtos gerados pelo estudo de *dam break* da mesma.

Em campo, foi realizada a coleta de amostras deformadas e indeformadas para realização de ensaios para a caracterização do solo (Laboratório de solos da Universidade Católica do Salvador) e para a determinação de índices físicos e parâmetros hidráulicos e de resistência ao cisalhamento, respectivamente, todos realizados no Laboratório de Geotecnia Ambiental da UFBA.

Foram realizadas análises de estabilidade do tipo semiprobabilística para avaliação da probabilidade de ruptura da barragem B2.

Os resultados da análise de estabilidade juntamente com os produtos do estudo *dam break* da barragem foram avaliados de forma a determinar a aceitabilidade do risco ali existente por meio de critérios estabelecidos mundialmente.

4.2 Barragem de Rejeitos B2

4.2.1 Localização

A barragem de rejeitos em estudo, denominada barragem B2, faz parte do Sistema de Disposição de Rejeitos, composto também pela barragem B1, do complexo de 5 (cinco) minas subterrâneas e uma planta de beneficiamento para lavra e beneficiamento de ouro, cuja proprietária é a Jacobina Mineração e Comércio Ltda (JMC), uma empresa do grupo canadense, Yamana Gold.

O Complexo Mineiro da JMC localiza-se na porção centro-norte do estado da Bahia, coordenadas geográficas 11°14'06" S 40°31'44" W, Fuso 24 – *Datum* SAD 69, nordeste do Brasil, a cerca de 340 km a noroeste da cidade de Salvador, capital do estado.

O acesso a partir de Salvador pode ser feito através da rodovia federal BR-324 por cerca de 330 km até a cidade de Jacobina. Desta cidade até as instalações industriais da JMC são percorridos mais 11 km em estrada vicinal asfaltada, que suporta o trânsito de veículos pesados e apresenta boas condições de tráfego e segurança. A Figura 4.1 apresenta o mapa de localização e acesso ao empreendimento.

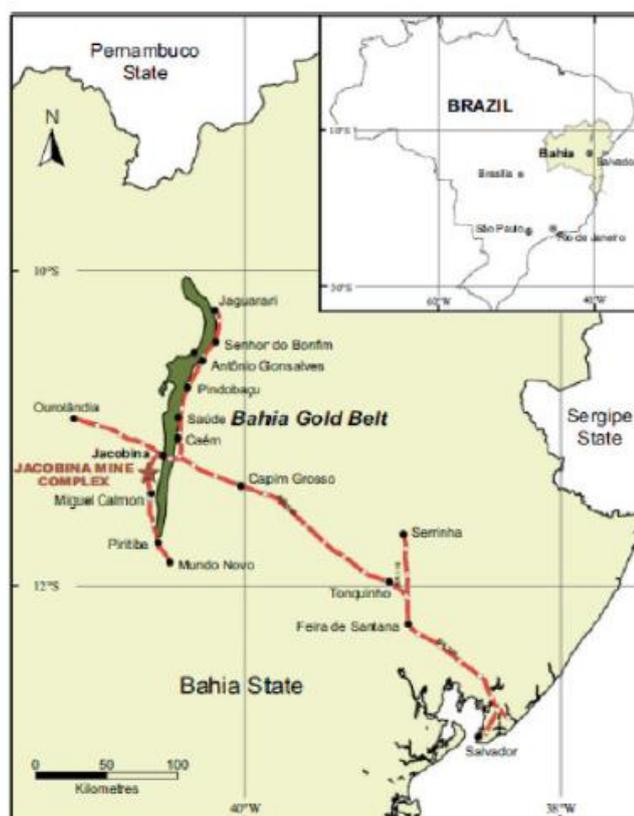


Figura 4.1. Mapa de localização e acesso ao empreendimento (Multigeo, 2010).

4.2.2 Lavra e Beneficiamento de Ouro na JMC

O complexo mineral da JMC foi concebido para extrair e processar aproximadamente 2 milhões de toneladas de minério por ano, com teor de 1,8 gAu/t e recuperação metalúrgica de 95%, resultando em uma produção anual de aproximadamente 110 mil oz de ouro.

O minério após ser lavrado nas minas subterrâneas, é transportado por meio de caminhões para a etapa de beneficiamento mineral (Figura 4.2).

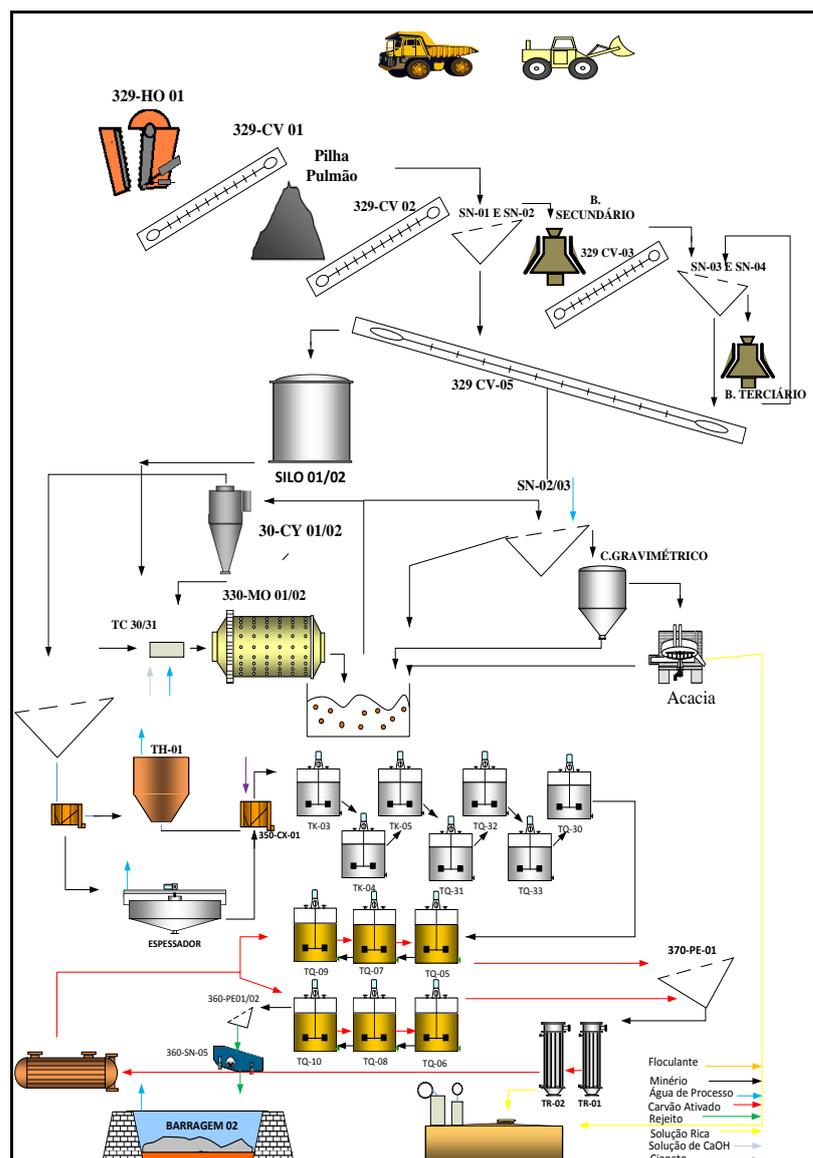


Figura 4.2. Fluxograma do processo de beneficiamento de ouro da JMC (Miranda, 2016).

A primeira etapa de beneficiamento é a britagem primária, composta por uma grelha de 125 x 500 mm e um britador de mandíbulas, com uma abertura na posição fechada de 112,5 mm. O material produto deste britador, juntamente com o material previamente classificado pela grelha, alimenta uma pilha pulmão, por meio de transportadores de correia. O material da pilha pulmão alimenta os circuitos de britagem secundária e terciária, compostos por quatro britadores cônicos. O produto do circuito de britagem alimenta os silos 1 e 2, que darão início a dois circuitos fechados de moagem, classificação e concentração gravimétrica. A moagem a úmido, consiste de dois moinhos que têm o objetivo de produzir um material com granulometria 80% passante na peneira 150#. Na caixa de descarga do moinho, parte do minério alimenta os hidrociclones, e parte é bombeada e peneirada antes de alimentar concentradores gravimétricos. O *overflow* dos hidrociclones é direcionado ao espessador com cerca de 30% de sólidos, enquanto que o *underflow* é encaminhado para a alimentação dos moinhos, formando a carga circulante. O produto da concentração gravimétrica alimenta a etapa de lixiviação intensiva (Acácia) com adição de cianeto de sódio, e o rejeito volta para a caixa de descarga da moagem. Dois espessadores, um do tipo convencional e um outro de alto desempenho sem agitação, compõem o espessamento que tem como objetivo oferecer um produto com 45% de sólidos, com adição de floculante, para alimentar o circuito de lixiviação convencional. Nesse circuito, em tanques agitados em série, há, também, adição de cianeto de sódio. Após a reação com cianeto, a polpa é dirigida a tanques com carvão ativado que adsorvem o ouro da solução. O carvão enriquecido com ouro é transferido para a unidade de dessorção (eluição) onde o ouro é extraído e depois é eletrodepositado em cubas eletrolíticas para posterior fundição. A polpa de rejeitos resultante do processo de beneficiamento é bombeada até a barragem de rejeitos.

4.2.3 Descrição da Barragem B2

O Sistema de Disposição de Rejeitos da JMC localiza-se no vale do riacho Santo Antônio, afluente da margem direita do rio Itapicuru Mirim, conhecido localmente como rio Itapicuruzinho. A Barragem B1 foi projetada em 1982 e atualmente encontra-se em fase de desativação ou fechamento. A Barragem B2, localizada imediatamente a jusante da Barragem B1, foi projetada em 2008, e tem por finalidade armazenar os rejeitos gerados durante os próximos 20 anos de operação da mina.

O rejeito resultante do processo de beneficiamento de minérios, em forma de polpa, com percentual de sólidos de 41%, é bombeado até a crista da barragem de rejeitos B2 por meio de tubos de Polietileno de Alta Densidade (PEAD).

A barragem foi projetada para ser construída em 7 (sete) etapas. Na 1ª etapa, o dique de partida foi construído com um maciço de terra apoiado sobre o terreno de fundação formado basicamente por rochas graníticas de granulometria média a grossa, recobertas por solos coluvionares e pelo manto de alteração. Nas etapas posteriores, o maciço de jusante foi construído com o *underflow* compactado do processo de ciclonagem da polpa de rejeitos junto à crista da barragem, e o overflow foi lançado no reservatório, formando a praia. Apenas na face externa do talude de montante foi executada uma camada de aterro com material argiloso proveniente das áreas de empréstimo. Esta camada tem a função de regularizar a superfície do talude para aplicação da geomembrana de PEAD, bem como servir como uma barreira para infiltração de montante para jusante caso haja ruptura da geomembrana.

Atualmente, a barragem está na quarta, das 7 (sete) etapas de alteamento, alteando-se o maciço pelo método de jusante conforme a necessidade de ampliação da capacidade do reservatório (Figura 4.3). A capacidade final de armazenamento do reservatório será de aproximadamente 28 milhões de m³. A barragem terá uma altura máxima de 126 m e o volume total do maciço da barragem será da ordem de 15 milhões de m³, sendo que 14 milhões m³ serão constituídos por *underflow*.

Para a quarta etapa de alteamento da barragem B2, com cota de coroamento de 605,00 m, o NA máximo de operação é na cota 603,00 m. Acima da cota 603,00 m está previsto um volume de espera (*buffer*) para o “não vertimento” em caso de uma chuva de projeto.

Como a barragem é continuamente alteada utilizando o material proveniente da ciclonagem dos rejeitos, as etapas de construção são caracterizadas,

basicamente, pela mudança da cota da soleira do vertedouro, alterando o nível d'água normal do reservatório.

O projeto foi concebido de forma a minimizar o risco de vertimento em todas as etapas. Para tanto, deverá ser mantido um volume de espera no reservatório para amortecimento de chuvas. Na quarta etapa, o nível d'água do reservatório deverá permanecer pelo menos 1,0 m abaixo da cota da soleira do vertedouro.



Figura 4.3. Principais estruturas da barragem B2 (JMC, 2016 (modificado)).

O talude de montante da barragem tem inclinação de 1V:1,8H, sendo totalmente revestido com geomembrana de PEAD. Já o talude de jusante tem inclinação de 1V:2H, com bermas de 4 m de largura a cada 10 m de desnível.

O rejeito produzido na barragem B2 possui elementos contaminantes ao meio ambiente, como o arsênio que tem origem no próprio minério, e o cianeto, que é utilizado no processo de beneficiamento, e por este motivo esse rejeito deve ser armazenado apropriadamente. Assim, todo o reservatório, a face de montante e o talude de jusante são revestidos com geomembrana impermeabilizante de PEAD (Figura 4.4) texturizada com espessura de 1,5 mm.



Figura 4.4. Geomembrana de PEAD texturizada utilizada na B2.

O reservatório foi projetado para operar em sistema fechado, ou seja, sem o vertimento de água superficial para o meio ambiente, visto que toda a água é recirculada no processo de beneficiamento.

O sistema de drenagem interna da barragem B2 é constituído por tapete drenante, conectado a um dique de pé (dique de contenção) a jusante. O tapete drenante é constituído por brita 1, envolvida por camadas de transição de brita 0 e areia, e tem a finalidade de captar a água de drenagem do *underflow* e as infiltrações de água de chuva, evitando o afloramento da superfície freática no talude de jusante. O dique de pé foi construído com material britado, tendo por finalidade evitar o carreamento de *underflow* para jusante.

Para captar e conduzir a água liberada pelo *underflow* de volta para o reservatório, existe um poço de percolados a jusante, escavado em solo e revestido com geomembrana de PEAD.

A água liberada pelo *underflow* é captada por um sistema de tubos de PEAD, instalados na base do dique de contenção. A água captada pelos tubos é encaminhada para uma vala de drenagem revestida com geomembrana de PEAD e daí até o poço de percolados (Figura 4.5). Os tubos são dotados de bocas de entrada em diversas elevações. No caso de assoreamento da bacia do dique de contenção, as bocas de entrada inferiores são tamponadas, passando a captar a água pelas bocas superiores.



Figura 4.5. Poço de percolados a jusante da barragem. Fonte: O autor.

O vertedouro é constituído por um tubo de PEAD de diâmetro 0,70 m, descarregando no canal corta-rio. O vertedouro foi projetado para operar apenas no caso de uma cheia emergencial decamilenar.

O dreno de fundo existente está localizado ao longo do talvegue principal, sendo constituído por blocos de rocha e camadas de transição. Este dreno tem a função de captar nascentes e surgências d'água existentes na área, além de eventuais vazamentos da geomembrana de PEAD, conduzindo-os para jusante do barramento. Esse dreno de fundo coleta também a água proveniente do sistema de drenagem interna da Barragem B1, situada a montante. Como esta barragem não foi impermeabilizada, a água captada apresenta elevado nível de contaminação, não podendo ser descartada no meio ambiente.

Tendo em vista a necessidade constante de monitoramento das condições de segurança de forma a possibilitar intervenções preventivas e corretivas, minimizando assim o risco de acidentes, a barragem B2 possui em seu maciço, instrumentos como medidores de nível de água e marcos superficiais instalados.

De acordo com dados do DNPM (2015), e pelo método de classificação estabelecido pelo CNRH (2012), a barragem B2 apresenta categoria de risco baixa, e dano potencial associado classificado como alto, sendo assim, classificada como do tipo C.

4.3 Caracterização do Rejeito

4.3.1 Amostragem de Campo

A etapa de amostragem de campo teve como objetivo a coleta de amostras para caracterização geotécnica e determinação de parâmetros hidráulicos e de resistência ao cisalhamento dos materiais que compõem o rejeito utilizado na construção do maciço de jusante. As amostras coletadas para a caracterização geotécnica foram do tipo deformadas. Já as coletadas para obtenção dos parâmetros hidráulicos e de resistência ao cisalhamento foram do tipo indeformadas, tendo em vista que o presente estudo pretende representar as características representativas da situação de campo por meio de um estudo semiprobabilístico.

As amostras deformadas e indeformadas foram coletadas em vários pontos das bermas dos taludes representativos dos materiais aqui denominados *underflow 4* e *underflow 5* (Figura 4.6). As amostras deformadas foram coletadas a 1 m de profundidade, perfazendo para cada ponto, uma amostra com aproximadamente 60 kg.

Para obtenção das características hidráulicas e de resistência do rejeito (permeabilidade, coesão e ângulo de atrito, valores médios e coeficientes de variação), foram coletadas em cada ponto, 30 (trinta) amostras indeformadas (corpos de prova) do maciço, totalizando assim, 60 (sessenta) amostras na campanha de amostragem de campo.



Figura 4.6. Pontos de amostragem no maciço de jusante da B2 (JMC, 2016 (modificado)).

Tendo em vista a característica pouco coesiva do *underflow*, obtida por uma análise tátil e visual, a amostragem para caracterização geotécnica não pôde ser feita exatamente conforme a Norma Brasileira-NBR 9604 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT,1986), pois os blocos indeformados apresentavam risco de se romperem na extração. Desta forma, para que se pudesse realizar a coleta indeformada da amostra, foi desenvolvido um amostrador (Figura 4.7) composto por uma base de apoio, haste, cilindro de aço inox bipartido e biselado e por um tubo de Policloreto de Vinila (PVC) bipartido de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, inserido no cilindro de aço inox e preenchendo parte de sua folga interna.

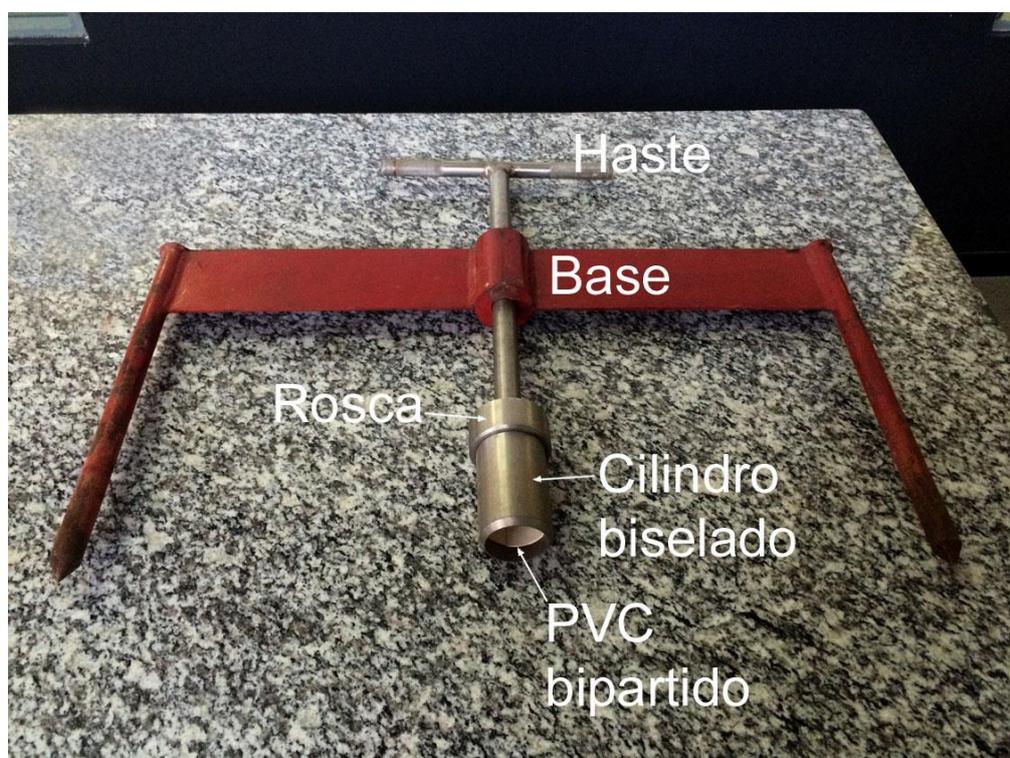


Figura 4.7. Instrumento utilizado para a amostragem. Fonte: O autor.

Conforme pode ser verificado nas Figuras 4.8, 4.9 e 4.10, o procedimento de coleta de amostras indeformadas se deu da seguinte forma: preparação do ponto de amostragem com retirada da camada superficial de cerca de 30 cm, fixação da base de apoio no *underflow* de modo que a mesma ficasse nivelada, inserção da haste na parte central da base de apoio, inserção dos PVCs já identificados por meio de numeração no interior do cilindro de aço inox e fixação deste último, na haste. Por meio da aplicação de uma força vertical exercida de forma manual, na haste, o cilindro biselado vence resistência do *underflow*, que adentrava o PVC para compor o corpo de prova indeformado. Posteriormente, o PVC contendo o corpo de prova

era sacado do interior do cilindro biselado, embalado com filme de PVC para evitar a perda de umidade, e acondicionado em caixas plásticas revestidas de pó de serra e plástico bolha, de modo a evitar a ruptura dos corpos de prova durante a etapa de transporte até os Laboratórios da UFBA na cidade de Salvador-Ba.



Figura 4.8. Preparação da amostragem. Fonte: O autor.



Figura 4.9. Procedimento de amostragem do *underflow*. Fonte: O autor.

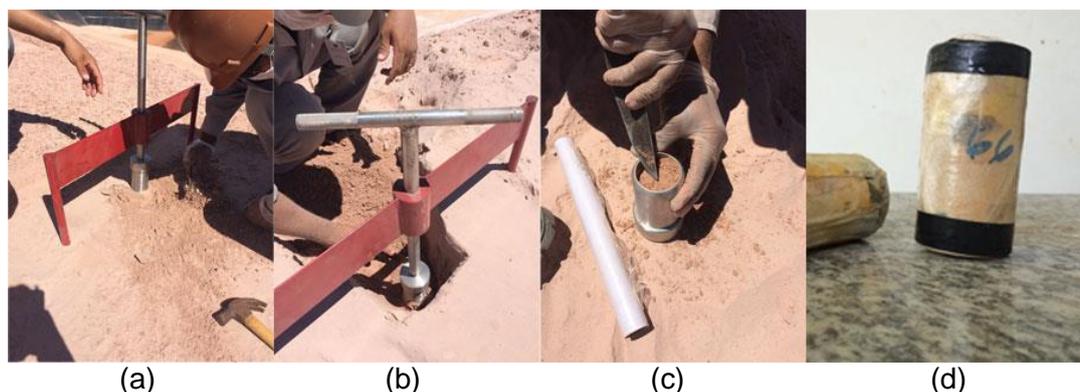


Figura 4.10. Procedimento de amostragem. a) nivelamento do conjunto; b) retirada da amostra; c) retirada de excesso de solo e d) descondicionamento final. Fonte: O autor.

4.3.2 Ensaios de Laboratório

4.3.2.1 Ensaios de Caracterização

Com uso das amostras representativas do talude de jusante da barragem, foram feitos ensaios de caracterização química, mineralógica e para determinação dos índices físicos.

A caracterização química foi feita por meio do método de fluorescência de raios X, utilizando um analisador portátil marca *Oxford Instruments*, modelo *X-Met 7500*. Já a caracterização mineralógica foi realizada por meio do método de difração de raios X, sendo utilizado para análise, o equipamento marca *Olimpus*, modelo *BTX 485*. Previamente às análises, estas amostras foram secas em estufa com temperatura entre 105° e 110° por um período superior a 24 horas.

Para determinação dos índices físicos (umidade e peso específico das partículas sólidas), inicialmente foi feita a preparação das amostras, conforme NBR 6457 (ABNT, 1986).

A determinação do peso específico das partículas sólidas foi feita por meio do método do picnômetro (balão volumétrico), de acordo com a NBR 6508-Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm-Determinação da massa específica dos sólidos, (ABNT, 1984).

Conforme NBR 6457 (ABNT,1986), para a determinação da umidade do solo, uma amostra de solo com determinado teor de umidade foi pesada, e levada a uma estufa, com temperatura entre 105° e 110° , onde permaneceu por um período não inferior a um dia, até que a sua constância de peso fosse assegurada. As variações no peso da amostra de solo se devem à evaporação da água existente no seu interior. Após o período de secagem em estufa, o peso da amostra foi

novamente determinado. Deste modo, o peso da água existente no solo é igual à diferença entre os pesos da amostra antes e após esta ser levada a estufa, sendo a umidade do solo a razão entre esta diferença e o peso da amostra determinado após secagem (peso de água sobre peso seco ou peso das partículas sólidas).

Para determinação do peso específico do *underflow*, foram utilizados os valores de massa e volume de cada corpo de prova, antes da realização dos ensaios triaxiais.

A caracterização granulométrica foi feita por meio dos ensaios de peneiramento e sedimentação, conforme NBR 7181-Análise Granulométrica (ABNT,1989), sendo as amostras classificadas de acordo com a NBR 6502 – Rochas e Solos, (ABNT, 1995) e com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos-SUCS.

Com o objetivo de determinar a compacidade do *underflow 4* e *underflow 5*, foram feitos ensaios do índice de vazios máximo e do índice de vazios mínimo, conforme metodologia constante nas NBR 12004 e NBR 12051, respectivamente.

4.3.2.2 Ensaio Triaxiais

Os ensaios de compressão triaxial são considerados como um dos mais confiáveis métodos disponíveis para a determinação dos parâmetros da resistência ao cisalhamento. Nesse ensaio, um corpo de prova cilíndrico com uma altura compreendida entre 1,5 a 2 vezes o diâmetro, é envolvido por uma fina membrana de látex e colocado dentro de uma câmara triaxial cilíndrica, normalmente preenchida com água. O corpo de prova é submetido a uma pressão de confinamento por compressão do fluido na câmara. Para provocar a ruptura por cisalhamento no corpo de prova, deve-se aplicar uma tensão axial por meio de uma haste de carregamento vertical.

Para o referido trabalho, todos os ensaios triaxiais necessários foram executados no Laboratório de Geotecnia Ambiental da UFBA (GEOAMB). Para cada local de amostragem, foram realizados 16 (dezesesseis) ensaios, com 4 (quatro) repetições nas tensões confinantes de 100, 200, 300 e 400 KPa. As amostras foram acondicionadas sem nenhuma distinção, a não ser da identificação da cota a qual pertencem, sendo escolhidas de forma aleatória para a realização dos ensaios, utilizando, no mínimo, quatro corpos de prova para cada valor de tensão confinante.

As Figuras 4.11, 4.12, 4.13 e 4.14 apresentam o procedimento adotado para preparação do ensaio, que foi feito de acordo com *AMERICAN SOCIETY FOR*

TESTING AND MATERIALS – ASTM D7181-11. Inicialmente, procedeu-se a realização das medidas de massa, diâmetro e altura de cada corpo de prova amostrado, ainda com o PVC utilizado na amostragem, devido à natureza friável do solo. Posteriormente, cada corpo de prova, juntamente com um filtro de geotêxtil e uma pedra porosa, foi colocado na base de uma câmara triaxial, onde se fez a retirada cuidadosa do cilindro de PVC. A pedra porosa tem como objetivo, facilitar a drenagem. A próxima etapa consistiu na inserção do respectivo *cap* (cabeçote), filtro e pedra porosa do topo. Cada PVC também foi medido em termos de massa, diâmetro e altura, permitindo assim, a determinação das medidas efetivas dos corpos de prova.

O corpo de prova juntamente com o *cap* foi revestido com duas membranas de látex, vedada no topo e na base por elásticos comuns para evitar contato com a água da câmara. Foram então feitas as devidas conexões das mangueiras com o *cap*, fechou-se a câmara triaxial com a respectiva tampa, e procedeu-se o enchimento da mesma com água.



Figura 4.11. Câmara triaxial e corpo de prova ainda com o PVC. Fonte: O autor.



Figura 4.12. Corpo de prova sendo montado na base da câmara triaxial. Fonte: O autor.



Figura 4.13. Procedimento de inserção da membrana no corpo de prova. Fonte: O autor.



Figura 4.14. Corpo de prova preparado para realização do ensaio. Fonte: O autor.

Os ensaios triaxiais do tipo consolidado-drenado (CD) foram realizados por meio de uso de uma prensa com tensão controlada desenvolvida no referido laboratório e uso de aplicativo específico acoplado a mesma, sendo os gráficos dos ensaios gerados a partir dos dados exportados e tratados no aplicativo Excel. Os ensaios do tipo consolidado-drenado caracterizam-se por uma fase de saturação, uma de adensamento e outra de cisalhamento, sendo que nestas fases há drenagem permanente do corpo de prova e a velocidade de cisalhamento é estipulada de forma que não haja geração de pressões neutras excessivas no interior do CP durante a ruptura. Isto é feito normalmente empregando-se o tempo para que o ensaio de adensamento seja virtualmente completado.

Inicialmente, ainda fora do sistema prensa hidráulica-aplicativo, para possibilitar medições internas de variação de volume do corpo de prova durante o ensaio triaxial, foi feita a saturação do mesmo a partir da percolação de água pelo topo e pela base da amostra. Posteriormente, procedeu-se a realização de um ensaio de permeabilidade a carga constante de modo a calcular o coeficiente de permeabilidade do rejeito estudado (Figura 4.15), sendo que para tanto, utilizou-se a Equação 1.4. Na prensa hidráulica e por meio do uso do aplicativo, foi feita a saturação do corpo de prova por contra-pressão com o objetivo de dissolver eventuais bolhas de ar ainda existentes nos vazios da amostra. Neste caso, fez-se uso do próprio sistema de pressão do equipamento para aplicar uma pressão interna (contrapressão) no corpo de prova, isto é, um valor de poropressão pré-definido, que no caso, foi mantido sempre cerca de 10 kPa inferior à pressão de confinamento. O

solo foi considerado como saturado após a obtenção de um valor do parâmetro B de Skempton superior a 0,95.

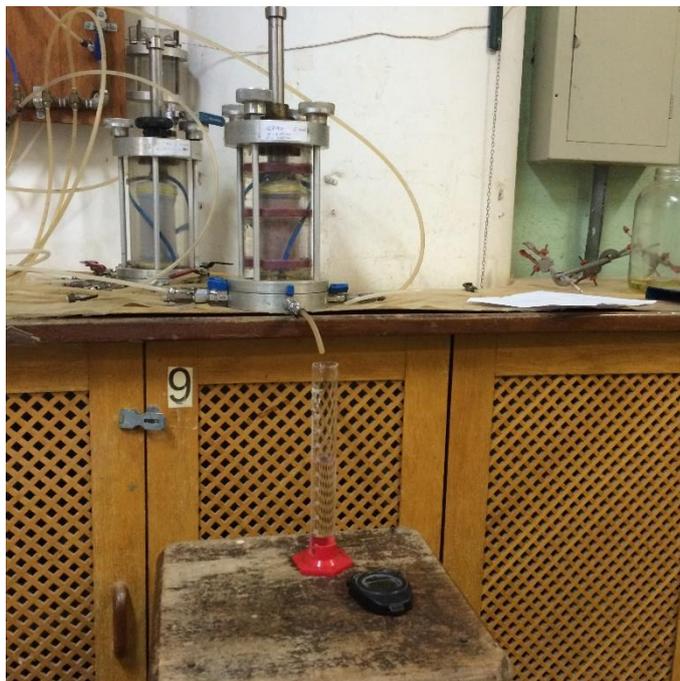


Figura 4.15. Ensaio de permeabilidade a carga constante. Fonte: O autor.

Na fase de adensamento, aplicou-se uma tensão confinante na câmara triaxial até o adensamento completo do corpo de prova. O final da fase de adensamento foi caracterizado pela constância no valor da leitura das deformações. O tempo requerido para o adensamento das amostras foi utilizado para o cálculo da taxa de cisalhamento apropriada. Para o caso em estudo, devido à natureza granular do rejeito, o processo de adensamento requereu muito pouco tempo para sua finalização, menos do que 15 minutos, de forma que a fase de cisalhamento foi realizada estimando-se um tempo de ruptura de aproximadamente 1 (uma) hora.

A seguir, na fase de cisalhamento (Figura 4.16), a tensão axial foi aumentada de forma lenta, para que a água sob pressão pudesse ser drenada sem provocar acréscimos de poropressão, até a ruptura do solo ou a obtenção de 20% de deformação axial. A poropressão durante o carregamento, permanece praticamente nula, de forma que as tensões medidas são as tensões efetivas.

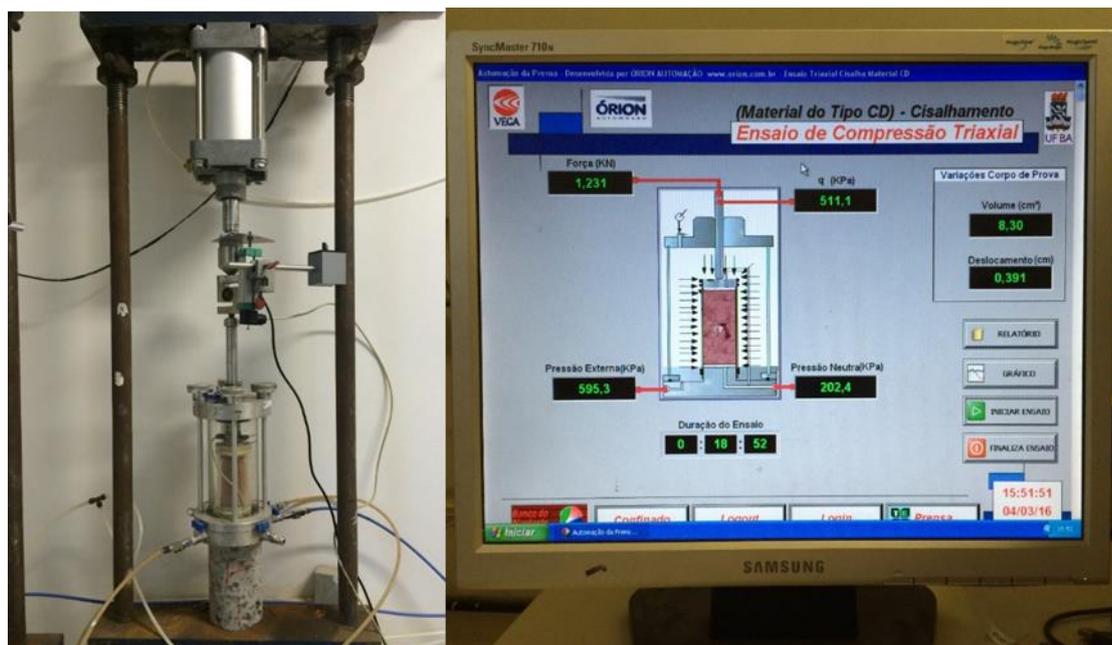


Figura 4.16. Ensaio de compressão triaxial com software de controle. Fonte: O autor.

4.3.3 Parâmetros de resistência ao cisalhamento

Para cada um dos materiais estudados do maciço de jusante, após os ensaios triaxiais, procedeu-se o tratamento dos dados, a construção de círculos de Mohr e ajuste da melhor reta pelo método dos mínimos quadrados para obtenção dos valores de coesão efetiva (c') e ângulo de atrito efetivo (ϕ').

Conforme será visto adiante, no capítulo Resultados Obtidos e Análises, os resultados dos ensaios triaxiais com as amostras de *underflow*, conduziram à obtenção de valores de interceptos de coesão que não são compatíveis com a natureza do solo ensaiado. Resultados semelhante, com altos interceptos de coesão, também foram relatados anteriormente por Dam Projetos de Engenharia (2012), corroborando a hipótese de uma envoltória não linear de resistência ao cisalhamento para o solo estudado.

Para superar isso, as envoltórias de resistência ao cisalhamento obtidas foram transformadas em envoltórias bilineares seguindo o procedimento ilustrado na Figura 4.17. De acordo com Lambe e Whitman (1969), para a maioria dos problemas de engenharia, a tensão é pequena o suficiente para utilizarmos uma envoltória linear de resistência ao cisalhamento para solos não coesivos. No entanto, existem muitos problemas, tais como os das altas barragens de terra, onde a curvatura da envoltória deve ser considerada.

Para o caso do estudo em questão, o ideal seria obter uma envoltória curva que seria mais representativa do comportamento da resistência ao cisalhamento do material estudado, contudo, o Slope/W, não realiza análises semiprobabilísticas de envoltórias curvas. Dessa forma, a metodologia adotada foi a de transformar as envoltórias encontradas em envoltórias bilineares, haja vista que uma envoltória bilinear pode ser utilizada como uma aproximação de uma resistência ao cisalhamento de uma envoltória curva.

Como pode ser observado na Figura 4.17, o primeiro segmento linear, com $c' = 0$ e ϕ'_1 é definido até o ponto $(\sigma'_{lim}, \tau_{lim})$. Deste ponto em diante, a envoltória continua com uma inclinação de $\tan(\phi'_2)$. O valor de ϕ_1 pode ser calculado usando a Equação 4.1. Tendo em vista que não foram realizados ensaios em tensões de confinamento relativamente menores ($\sigma'_3 < 100$ kPa) que as necessárias para uma estimativa mais precisa de σ'_{lim} , e o fato de que para a faixa de tensão utilizada a envoltória foi razoavelmente linear, o valor de σ'_{lim} foi definido como a mínima tensão de confinamento utilizada nos ensaios ($\sigma'_{lim} = 100$ kPa). Como observado na Figura 4.18, esse procedimento subestima a resistência ao cisalhamento do solo em profundidades rasas, o oposto do que ocorreria se os valores originais de c' fossem adotados.

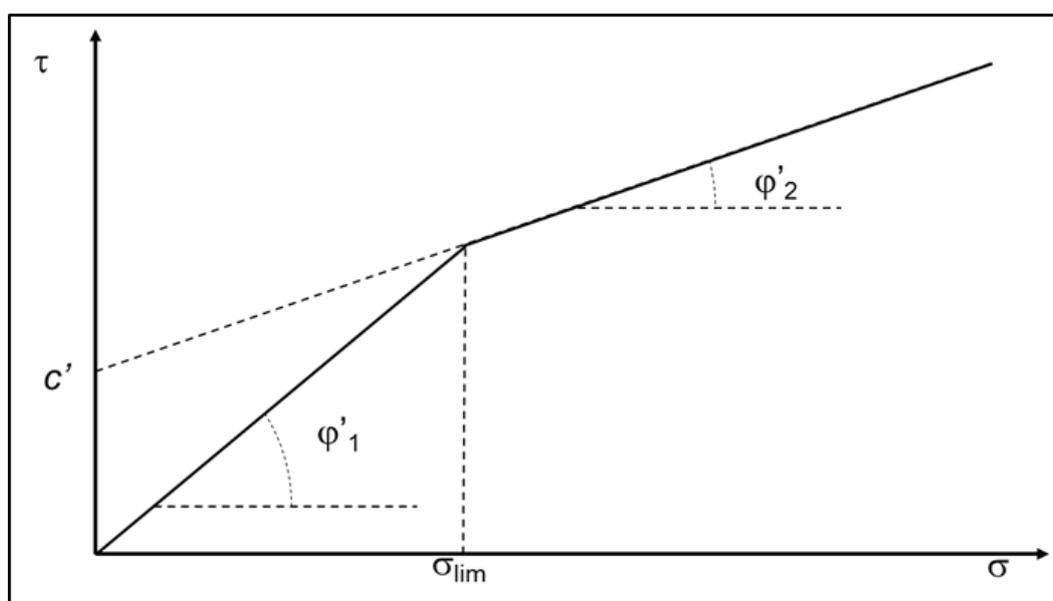


Figura 4.17 Representação esquemática das envoltórias bilineares geradas. Fonte: O autor.

$$\tan(\phi'_1) = \tan(\phi'_2) + \frac{c'}{\sigma_{lim}} \quad (4.1)$$

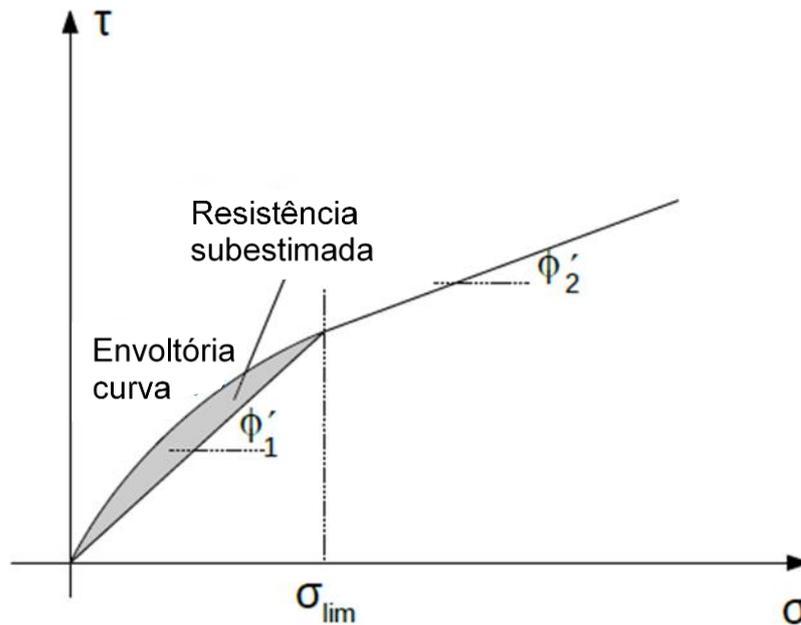


Figura 4.18 Comparação entre as envoltórias bilinear e curva de resistência ao cisalhamento. Fonte: O autor.

Os parâmetros de variabilidade do solo foram obtidos utilizando dois métodos, os quais são apresentados na sequência.

- Método 1: foi realizado o ajuste da envoltória para todos os pontos de ruptura (s' , t), onde s' e t foram definidos de acordo com as Equações 4.2 e 4.3. Neste caso, o desvio padrão dos valores t ajustados (μ_t), o coeficiente de correlação (r^2) e os desvios padrão dos coeficientes linear (μ_{c^*}) e angular ($\mu_{\tan\alpha_2}$) da envoltória ajustada foram obtidos utilizando as Equações 4.4, 4.5, 4.6 e 4.7 (Kirchner, 2001).

$$s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad (4.2)$$

$$t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad (4.3)$$

$$\mu_t = \sqrt{\frac{(t - t_{adj})^2}{n-2}} \quad (4.4)$$

$$r^2 = \frac{\sum(t - \bar{t})^2 - \sum(t - t_{adj})^2}{\sum(t - \bar{t})^2} \quad (4.5)$$

$$\mu_{\tan\alpha 2} = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{n-2}} \sqrt{\frac{1}{r^2} - 1} \quad (4.6)$$

$$\mu_{c^*} = \sqrt{\left(\frac{\mu_t}{\sqrt{n}}\right)^2 + (\mu_{\tan\alpha 2} \cdot \bar{s}')^2} \quad (4.7)$$

Onde: σ'_1 e σ'_3 são as tensões principais efetivas, t_{adj} é o valor ajustado de t ; \bar{t} é o valor médio de t , n é o número de amostras e \bar{s}' é o valor médio de s' .

- Método 2: os valores de c' e ϕ'_2 foram obtidos analisando-se todas as combinações possíveis para as amostras ensaiadas, perfazendo um total de 256 valores possíveis. Os valores de μ_c e $\mu_{\phi 2}$ foram obtidos diretamente dos conjuntos de dados, c' e ϕ'_2 .

Para o método 1, os valores de $\mu_{\phi 2}$ foram calculados dos valores de $\mu_{\tan\alpha 2}$, de acordo com as Equações 4.8 e 4.9.

$$\sin(\phi'_2) = \tan(\alpha'_2) \quad (4.8)$$

$$\mu_{\phi 2} = \frac{\mu_{\tan\alpha 2}}{\cos(\phi_2)} \quad (4.9)$$

Os valores de μ_c foram calculados de μ_{c^*} de acordo com a Equação 4.10 e Equação 4.11.

$$c' = \frac{c^*}{\cos(\phi'_2)} \quad (4.10)$$

$$\mu_c = \sqrt{\left(\frac{c^* \cdot \sin(\phi'_2)}{\cos^2(\phi'_2)} \cdot \mu_{\phi 2}\right)^2 + \left(\frac{\mu_{c^*}}{\cos(\phi'_2)}\right)^2} \quad (4.11)$$

Finalmente, para ambos os métodos, os valores de $\mu_{\phi 1}$ foram calculados de acordo com a Equação 4.12:

$$\mu_{\phi 1} = \sqrt{\left(\frac{\sec^2(\phi'_2) \cdot \mu_{\phi 2}}{\sec^2(\phi'_1)}\right)^2 + \left(\frac{\mu_c}{\sec^2(\phi'_1) \cdot \sigma'_{lim}}\right)^2} \quad (4.12)$$

4.4 Análise de Estabilidade da B2

A análise de estabilidade do talude de jusante da barragem B2 se deu por meio do programa computacional denominado Slope/W, versão 2007, desenvolvido pela *Geoslope International*. Este programa é bastante utilizado na prática de engenharia geotécnica, sendo que seu emprego, é possível realizar análises determinísticas e semiprobabilísticas de estabilidade de taludes.

O Slope/W usa a teoria do equilíbrio limite de forças e de momentos, por meio dos métodos das fatias, para cálculo do fator de segurança de um determinado talude. A análise determinística para determinação do FS é feita, a partir da definição da geometria do talude, características do solo, linha freática, método de cálculo adotado, superfície de ruptura escolhida e de algumas outras condições de contorno como número de fatias, espessura das fatias, entre outros.

A partir de análises determinísticas previamente realizadas, e considerando a necessidade de levar em conta a variabilidade das propriedades do solo estudado, o Slope/W executa também, análises semiprobabilísticas de estabilidade. Neste caso, as propriedades do solo são consideradas como variáveis aleatórias normalmente distribuídas. No Slope/W, o método de Monte Carlo, por meio da geração de números aleatórios, é o método utilizado para calcular a distribuição de probabilidade dos FS resultantes. Uma vez que a distribuição de probabilidade dos FS é conhecida, outros parâmetros, tais como a quantificação da probabilidade de ruptura, pode ser determinada.

Tendo em vista que os resultados dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do *underflow* obtidos por meio da utilização do método 1 foram mais coerentes que os resultados obtidos por meio do método 2, conforme se verá adiante, optou-se por realizar as análises determinísticas e semiprobabilísticas de estabilidade da barragem, tendo como base, o método 1, ou seja, agrupando os 16 (dezesesseis) dados obtidos dos quatro ensaios realizados para as quatro tensões confinantes (100, 200, 300 e 400kPa) em uma só envoltória.

Para as análises de estabilidades no Slope/W, foi utilizada a seção de altura máxima do barramento (seção crítica), a seção B-B' do Projeto Executivo da 4ª Etapa da Barragem B2 (DAM ENGENHARIA, 2015).

Para determinação da linha freática, foram considerados os dados de monitoramento dos instrumentos NA19, NA16, NA13, NA11, NA09 e NA30, referentes ao período de setembro de 2012 a outubro de 2016. Calculou-se o desvio padrão das leituras de cada instrumento, e posteriormente, calculou-se a média dos desvios padrões encontrados para poder utilizar na análise semiprobabilística. Desta forma, nas análises realizadas, foram calculadas as posições médias do NA no período e repassado ao aplicativo de cálculo o valor de seu desvio padrão.

As informações de resistência ao cisalhamento do material do *underflow 4* e *underflow 5* foram obtidas experimentalmente, já as camadas de solo argiloso (cobertura talude de montante) e dique de pé tiveram seus parâmetros médios obtidos de Dam (2012) e Dam (2015).

Os dados de ϕ' e c' da interface geomembrana/*underflow* foram obtidos do estudo desenvolvido por Sampaio (2013) na barragem B2, já para o γ , foi adotada a média obtida nas camadas *underflow 4* e *underflow 5*.

Os parâmetros de resistência da interface geomembrana/*underflow* foram utilizados para se avaliar a possibilidade de ocorrência de superfícies de rupturas compostas (parte circulares e parte no contato geomembrana/*underflow*), em virtude da menor resistência ao cisalhamento neste contato. Para a representação da geomembrana, uma fina camada de solo foi empregada.

Para o caso das camadas *underflow 1, 2 e 3*, tendo em vista os resultados semelhantes obtidos para as camadas *underflow 4* e *underflow 5*, como será visto mais adiante, foram empregados os valores médios obtidos das camadas *underflow 4* e *underflow 5*, tanto em termos de resistência quanto em termos da sua variabilidade associada.

Inicialmente foi feita a análise determinística, tendo o método das fatias com as hipóteses de Morgenstern-Price como base para a função de desempenho para análise de estabilidade, sendo considerado para tanto a ruptura global do talude. Para todas as camadas de *underflow* foi utilizado o modelo de resistência ao cisalhamento bilinear, tendo em vista os motivos já expostos no item 4.3.3. A fundação foi considerada como *bedrock* ou impenetrável, em virtude de seus altos valores de resistência ao cisalhamento. Esta opção facilitou a simulação do comportamento da interface geomembrana/*underflow* e teve sua escolha amparada no fato de que as superfícies de ruptura passando pela fundação apresentaram, invariavelmente, maiores valores de FS. Para as camadas de

argiloso, interface geomembrana/*underflow* e dique de pé, foi utilizado o modelo de Mohr-Coulomb.

Com o resultado do FS da análise determinística, realizou-se a análise semiprobabilística, considerando uma distribuição normal, e tendo como variáveis aleatórias os parâmetros γ , ϕ'_1 , ϕ'_2 e c' das camadas de *underflow* 1,2,3,4 e 5, da interface geomembrana/*underflow*, bem como a posição da linha freática. Foram feitas 10.000 iterações a fim de obter o fator de segurança médio, a probabilidade de ruptura e o índice de confiabilidade do talude estudado.

4.5 Consequências de uma eventual ruptura da barragem B2

Para que as consequências de uma eventual ruptura do talude de jusante da barragem B2 pudessem ser avaliadas e empregadas neste trabalho, foi de fundamental importância o uso das informações constantes no estudo da ruptura hipotética, estudo *dam break* da referida estrutura (PIMENTA DE ÁVILA CONSULTORIA LTDA, 2013), tendo como foco, o contorno de propagação da onda de ruptura, com a delimitação das áreas potencialmente inundáveis a jusante, comumente chamadas de mapas de inundação.

4.5.1 Estudo Dam Break

São apresentadas na sequência as características do estudo de *dam break* efetuado previamente para a barragem B2 e que foram utilizadas neste trabalho.

A área delimitada a jusante do Sistema de Disposição de Rejeitos da JMC, para o desenvolvimento dos estudos de *dam break* da Barragem B2, com a propagação da onda de ruptura da referida barragem e o mapeamento das áreas potencialmente inundáveis, diz respeito ao talvegue a jusante da B2, ao longo do rio Itapicuruzinho até a jusante da área urbana de Jacobina, totalizando aproximadamente 16 km de curso de água.

A área logo a jusante do Sistema de Disposição de Rejeitos da JMC (Figura 4.18), é formada principalmente por vegetação nativa caracterizada por caatinga, pastagens e culturas. Há algumas estradas de acesso locais e são verificadas benfeitorias e ocupações urbanas nesse trecho, e a cidade de Jacobina, à 11 km.

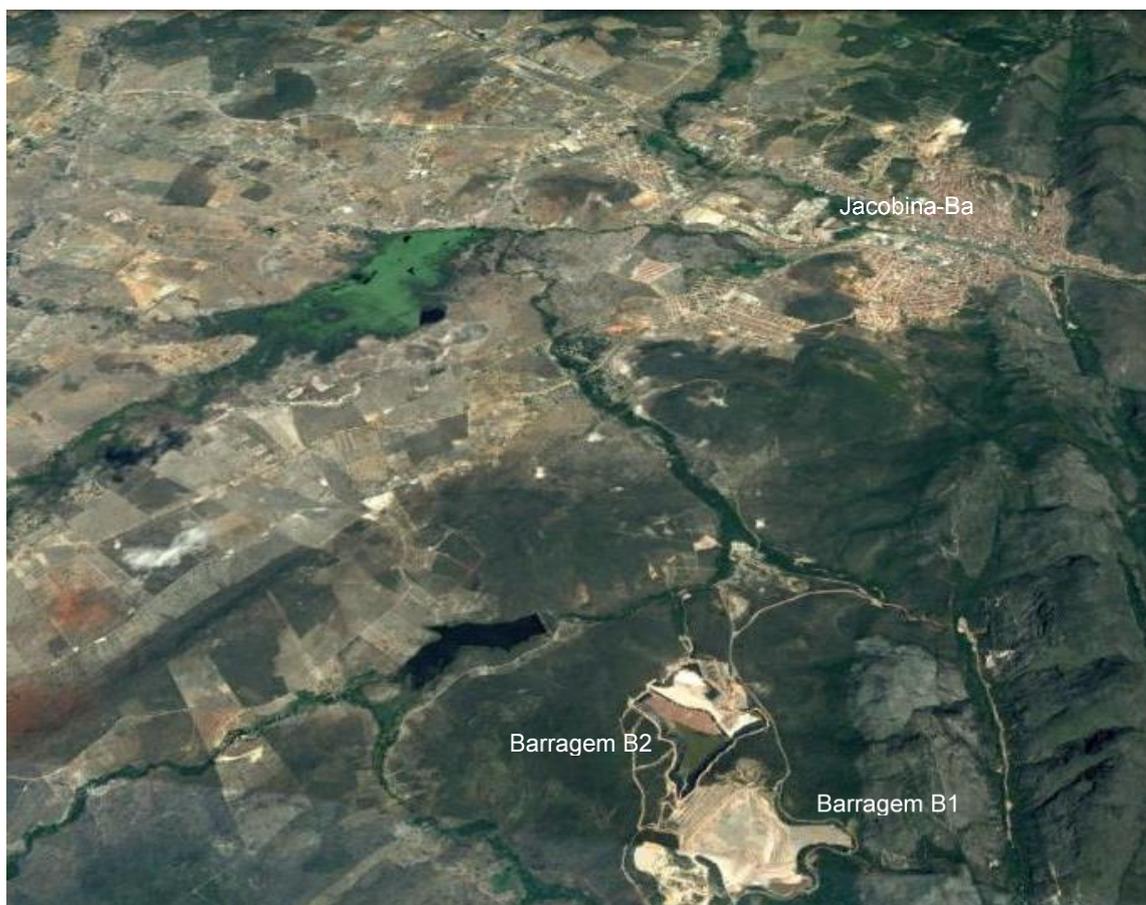


Figura 4.19: Área a jusante da barragem B2 (Google, 2016).

Para a propagação da onda de ruptura e mapeamento das áreas potencialmente inundáveis devido a ruptura hipotética da barragem B2, foram simulados os seguintes cenários para análise dos eventos da inundação na área a jusante:

- Cenário 1: ruptura hipotética da barragem com propagação do volume de água (200 mil m³) pelo vale a jusante, em conjunto a um evento de precipitação com TR = 10.000 anos;
- Cenário 2: ruptura hipotética da barragem com propagação do volume de água (200 mil m³), em dia seco;
- Cenário 3: ruptura hipotética da barragem com propagação de rejeitos pelo vale a jusante, em dia seco.

Para estimativa das consequências decorrentes de uma ruptura da barragem B2, cuja metodologia será apresentada no item a seguir, foi considerado apenas o cenário mais crítico encontrado a partir do estudo *dam break*, que foi o cenário 1.

4.5.2 Estimativa de vítimas fatais

O estudo *dam break* mencionado no item 4.5.1 não contemplou a estimativa de vítimas fatais decorrentes de uma eventual ruptura da barragem. Assim, essa estimativa foi feita a partir do mapa hidrodinâmico obtido para o cenário 1, bem como de informações do plano de atendimento às emergências da barragem e das informações a respeito da população localizada a jusante da estrutura, tendo como base a metodologia abaixo descrita.

Existem diversos métodos para estimativa de vítimas fatais decorrentes de ruptura de barragens. Estes são influenciados pelas características da estrutura, da onda de inundação gerada e da área a jusante, bem como da quantidade de informações e dos recursos disponíveis, dentre outros. Neste trabalho utilizou-se a metodologia de RESCDAM (2001), contudo, tendo em vista a complexidade do estudo em virtude do número de variáveis envolvidas, e das informações disponíveis, algumas adaptações e hipóteses simplificadoras foram adotadas.

Os principais parâmetros considerados nesse estudo para estimativa de vítimas fatais (LOL) foram: número de ocupações nas áreas de risco, número de residentes por ocupação, severidade da onda de inundação gerada (risco hidrodinâmico, RHD), taxa de fatalidade, e capacidade de resposta à emergência. Tendo em vista as particularidades em termos dos parâmetros acima descritos observadas no presente trabalho, foram consideradas quatro áreas para estudo, levando em consideração as seções transversais levantadas no estudo *dam break*.

O número de residências (RES) nas áreas de risco foi estimado por meio da visualização do mapa de risco hidrodinâmico e o número de moradores (MOR) por ocupação foi obtido, tendo como base informações de representantes das comunidades potencialmente afetadas. Dessa forma, calculou-se o número de pessoas em risco (PAR) em cada área.

O RHD (m^2/s) = H (m) x V (m/s) é a combinação dos fatores de velocidade (V) e altura (H) da onda de inundação gerada no vale a jusante da barragem. O nível de severidade (SEV) dos riscos hidrodinâmicos verificados no estudo *dam break* previamente realizado, foram classificados de acordo com a Tabela 4.1, extraída de RESCDAM (2001) e um fator de severidade (SEV_{fat}) foi adotado. O fator de severidade é calculado com base no nível de severidade e é utilizado para o cálculo do número de vítimas fatais. Como no estudo *dam break* nem todos os níveis de severidade descritos na Tabela 4.1 foram contemplados, o valor de risco

hidrodinâmico de $1 \text{ m}^2/\text{s}$, necessário para se calcular a região de SEV_3 , foi estimado com base nos outros valores apresentados e em fatores como distância à barragem e topografia.

Tabela 4.1. Nível de severidade e risco hidrodinâmico associado.

SEV	Severidade	Risco Hidrodinâmico (m^2/s)
SEV_1	Baixa severidade para as pessoas	$0,0 < RHD \leq 0,5$
SEV_2	Pessoas em perigo	$0,5 < RHD \leq 1,0$
SEV_3	Baixa severidade para as construções e alta severidade para as pessoas.	$1,0 < RHD \leq 3,0$
SEV_4	Severidade média para construções.	$3,0 < RHD \leq 7,0$
SEV_5	Severidade alta para construções	$RHD > 7$

Fonte: RESCDAM, 2001.

A taxa de fatalidade (FAT_{base}) esperada de cada uma das áreas foi obtida tendo como base no nível de severidade observado e nos estudos de RESCDAM (2001).

A capacidade de resposta (CAR) corresponde às ações desenvolvidas pelos *stakeholders* de forma a minimizar os impactos causados pelo acidente. Para estimar o CAR foram levadas em consideração informações relacionadas ao plano de emergência (conteúdo geral, disponibilidade, difusão, recursos disponíveis, sistemas de comunicação e alerta, tempo de resposta, etc) obtidas por meio da análise de documentação e entrevistas com funcionários da empresa proprietária da barragem e representantes das comunidades potencialmente afetadas. Para classificação, foi utilizada a escala conforme RESCDAM, (2001).

A Tabela 4.2 apresenta a faixa de fatores considerada para os atributos SEV_{fat} , FAT_{base} e CAR.

Tabela 4.2. Faixa de fatores adotados para os atributos considerados.

Atributo	Fator
SEV_{fat}	0,2 – 2,0
FAT_{base}	0,03 – 0,35 (média 0,15)
CAR	0,03 – 0,9

Fonte: RESCDAM, 2001 (modificado).

Dessa forma, a estimativa de vítimas fatais (LOL) foi feita a partir da Equação 4.1, adaptada de RESCDAM, (2001):

$$LOL = PAR * SEV_{fat} * FAT_{base} * CAR \quad (4.9)$$

4.6 Apreciação do Risco

A apreciação do risco existente decorrente de uma eventual ruptura da barragem foi avaliada com base nos critérios de Lacasse (2016), tendo como dados, a estimativa de número de vítimas fatais e a probabilidade de ruptura obtida por meio da análise de estabilidade.

5 RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISES

5.1 Caracterização química e mineralógica

Na Tabela 5.1 constam os resultados das análises químicas das amostras de *underflow* com suas respectivas concentrações.

Tabela 5.1. Caracterização química das amostras de *underflow*.

Elemento	<i>Underflow 4</i>		<i>Underflow 5</i>	
	Concentração (ppm)	Desvio	Concentração (ppm)	Desvio
Silício	349.379	123.582	315.835	157.972
Cloro	26.257	10.423	25.469	14.726
Potássio	6.898	2.798	7.513	3.885
Enxofre	4.952	1.950	2.696	1.472
Ferro	3.375	1.343	1.918	1.015
Cálcio	2.157	960	1.119	771
Cobalto	1.613	610	864	440
Titânio	1.292	557	725	379
Cromo	613	445	345	447
Prata	177	199	32	95
Antimônio	167	314	-----	-----
Selênio	127	49	107	60
Molibdênio	60	68	-----	-----
Zircônio	11	31	-----	-----

A análise mineralógica em ambas as amostras de *underflow* indicou a presença de 98% de quartzo (SiO_2), sendo que o limite de detecção do equipamento é de no mínimo 1%, assim não foram detectadas outras espécies minerais nas amostras.

5.2 Caracterização geotécnica das amostras de solo

Conforme as distribuições granulométricas constantes nas Figuras 5.1 e 5.2 foi feita a caracterização textural do *underflow*. As amostras de *underflow*, foram caracterizadas como areia siltosa com vestígios de argila (ABNT) e material com quantidades apreciáveis de finos de baixa plasticidade-SM (SUCS). Não foi possível a realização de ensaios de limites de consistência, sendo o material classificado como não plástico. Para as amostras de *underflow*, a massa específica dos grãos foi de $2,71 \text{ g/cm}^3$ o que está coerente com o resultado de ensaios anteriores realizados com o *underflow* da barragem, que foi de $2,69 \text{ g/cm}^3$. Dados referentes à granulometria, massa específica dos grãos e peso específico das amostras ensaiadas podem ser verificados na Tabela 5.2.

Analisando a distribuição granulométrica do *underflow* 4 e *underflow* 5, verifica-se que o percentual de finos é de 39 e 38%, respectivamente, estando, portanto, coerente com o manual de operação da barragem B2, que estabelece um limite de finos de até 40% no *underflow*.

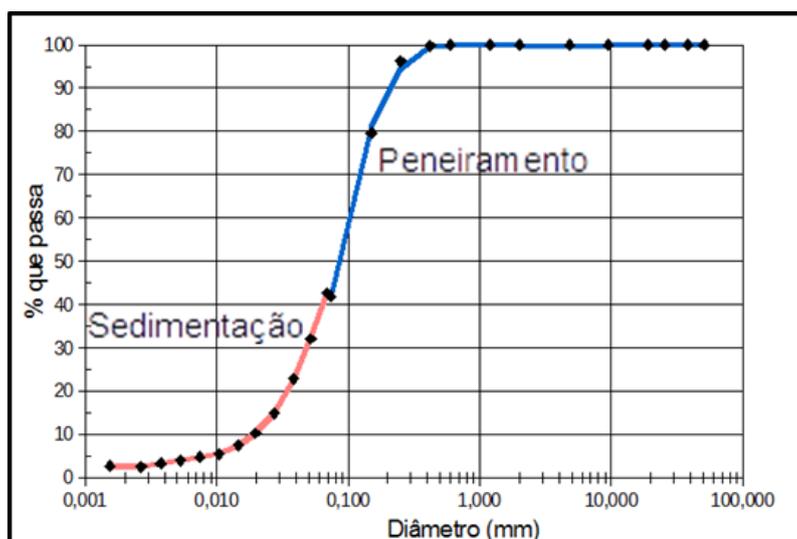


Figura 5.1. Curva granulométrica para o material da *underflow* 4. Fonte: O autor.

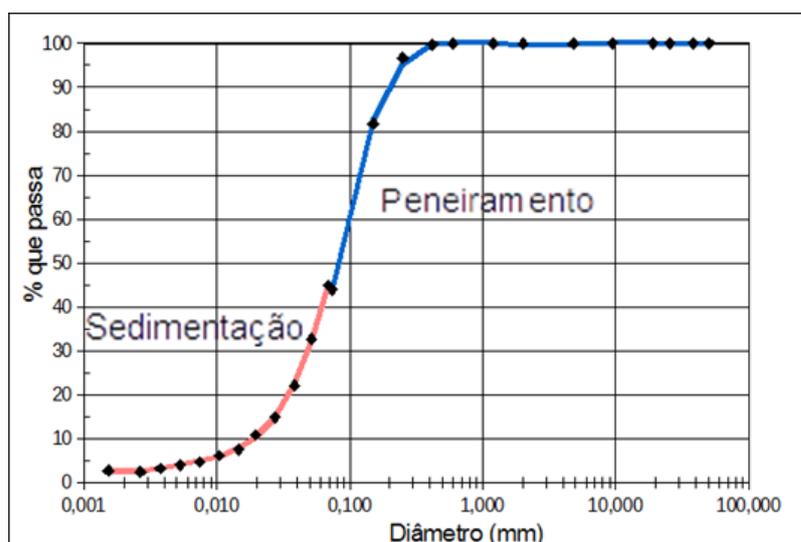


Figura 5.2. Curva granulométrica para o material da *underflow* 5. Fonte: O autor.

Tabela 5.2. Classificação granulométrica das amostras ensaiadas.

Amostra	Granulometria (%)						ρ_s (g/cm ³)	γ (kN/m ³)
	Ped	AG	AM	AF	Silte	Argila		
<i>Underflow</i> 4	0	0	11	50	36	3	2,71	13,65
<i>Underflow</i> 5	0	0	11	50	35	3	2,71	14,58

Obs: Ped= pedregulho; AG = areia grossa; AM = areia média; AF= areia fina.

Fonte: O autor.

Dos resultados apresentados nota-se que o *underflow* possui uma granulometria bem mais uniforme, o que provavelmente é a causa dos baixos valores de densidade seca máxima obtidos.

No que se refere à compactidade, os *underflow* 4 e *underflow* 5 apresentaram compactidade de 84,5% e 82%, respectivamente, podendo ambos serem classificados como areias compactas.

5.3 Parâmetros hidráulicos e de resistência ao cisalhamento

5.3.1 Valores de permeabilidade obtidos

A permeabilidade do *underflow* 4 e do *underflow* 5 variou em uma faixa entre 10^{-4} e 10^{-3} cm/s, sendo a permeabilidade média, igual a $6,89 \times 10^{-4}$ cm/s (Tabela 5.3), estando, portanto, coerente com a permeabilidade característica das areias siltosas e corroborando com os valores constantes em estudos anteriores da barragem B2, em que a permeabilidade variou de 10^{-4} a 10^{-3} cm/s.

Tabela 5.3: Coeficientes de permeabilidade obtidos com os corpos de prova ensaiados.

Underflow 4 (cm/s)		Underflow 5 (cm/s)	
CP 18	$1,18 \times 10^{-3}$	CP 32	-----
CP 64	$9,81 \times 10^{-4}$	CP 37	-----
CP 60	$1,79 \times 10^{-3}$	CP 49	$3,50 \times 10^{-4}$
CP 02	$1,24 \times 10^{-3}$	CP 42	$2,29 \times 10^{-4}$
CP 41	$7,65 \times 10^{-4}$	CP 35	$1,00 \times 10^{-3}$
CP 53	-----	CP 29	-----
CP 54	$1,09 \times 10^{-3}$	CP 31	$1,01 \times 10^{-3}$
CP 34	$6,90 \times 10^{-4}$	CP 01	$5,89 \times 10^{-4}$
CP 23	$1,42 \times 10^{-3}$	CP 40	$2,95 \times 10^{-4}$
CP 38	$8,82 \times 10^{-4}$	CP 50	$9,23 \times 10^{-4}$
CP 52	$3,43 \times 10^{-4}$	CP 04	$3,40 \times 10^{-4}$
CP 27	$7,30 \times 10^{-4}$	CP 15	$3,40 \times 10^{-4}$
CP 55	$8,26 \times 10^{-4}$	CP 43	$8,54 \times 10^{-4}$
CP 56	$2,82 \times 10^{-4}$	CP 28	$5,69 \times 10^{-4}$
CP 58	$4,91 \times 10^{-4}$	CP 06	$3,62 \times 10^{-4}$
CP 17	$7,03 \times 10^{-4}$	CP 12	$7,54 \times 10^{-4}$
CP 20	$7,00 \times 10^{-4}$	CP 22	$5,44 \times 10^{-4}$
CP 62	$1,23 \times 10^{-4}$	CP 08	$7,63 \times 10^{-4}$
CP 61	-----	CP 36	$5,46 \times 10^{-4}$
CP 14	$3,99 \times 10^{-4}$	CP 45	$2,36 \times 10^{-4}$
-----	-----	CP 05	$3,67 \times 10^{-4}$
-----	-----	CP 59	-----
Média	$6,89 \times 10^{-4}$		

Fonte: O autor.

Para permitir uma boa drenabilidade do maciço de jusante, favorecendo assim a segurança, a permeabilidade recomendada do *underflow* no projeto da barragem é da ordem de 10^{-4} cm/s. Assim, pode-se dizer que os valores de permeabilidade obtidos foram satisfatórios.

Devido às características granulométricas, pode-se afirmar que o solo ora estudado, tem predominância das características das areias, tratando-se dessa forma de um solo não coesivo, ou seja, cuja coesão efetiva (c') deve ser muito próxima ou igual a zero. Esse fato pôde ser observado durante a preparação das amostras para inserção nas câmeras para os ensaios triaxiais, onde diversos corpos de prova se romperam antes mesmo da realização dos ensaios. Apesar da ruptura de alguns corpos de prova durante a montagem (Figura 5.3), o método adotado para a amostragem indeformada mostrou-se eficiente, fazendo-se necessário, contudo, um cuidado maior na etapa de junção das partes bipartidas que compõem o cilindro de PVC com fita adesiva, pois, percebeu-se que algumas das rupturas observadas nos CPs foram motivadas devido à superposição entre as partes que compunham o cilindro de PVC, criando assim superfícies irregulares no corpo de prova.

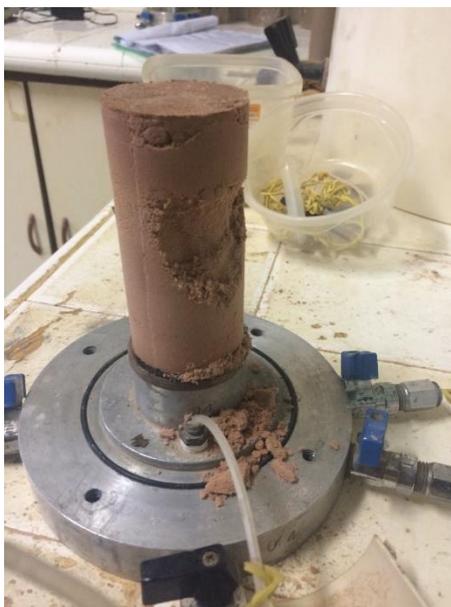


Figura 5.3. Ruptura do corpo de prova na etapa de montagem. Fonte: O autor.

5.3.2 Parâmetros de resistência ao cisalhamento

As Figuras 5.4 e 5.5 apresentam as curvas tensão deformação obtidas para os 16 (dezesseis) ensaios triaxiais realizados para o *underflow* 4 e *underflow* 5, respectivamente. Já as Figuras 5.6 e 5.7 apresentam as envoltórias obtidas para esses materiais.

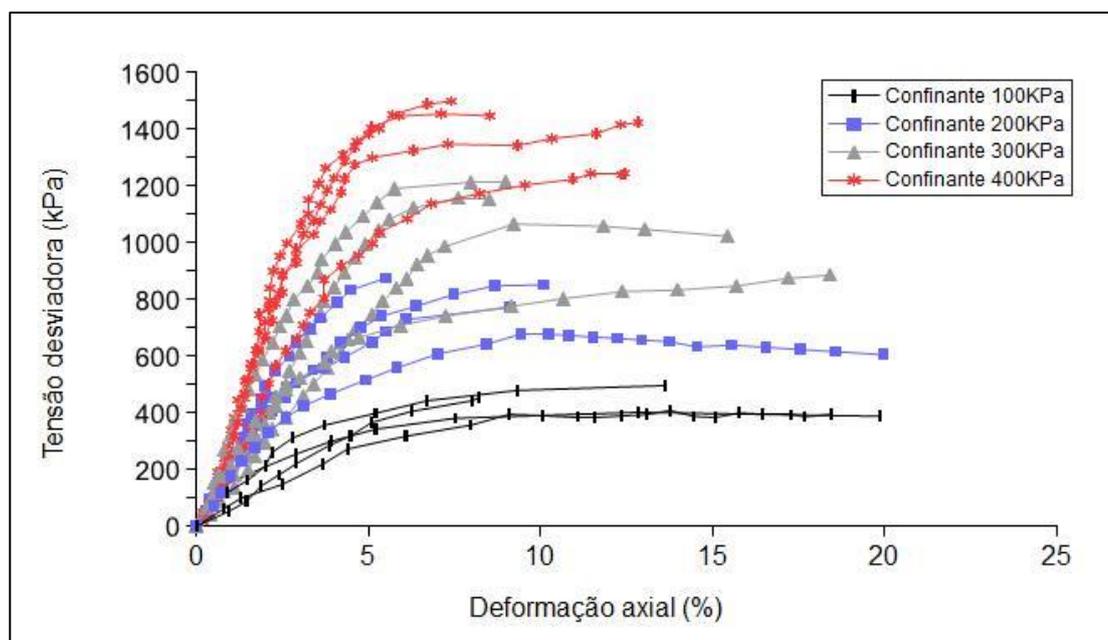


Figura 5.4. Curva tensão x deformação para a amostra da *underflow* 4. Fonte: O autor.

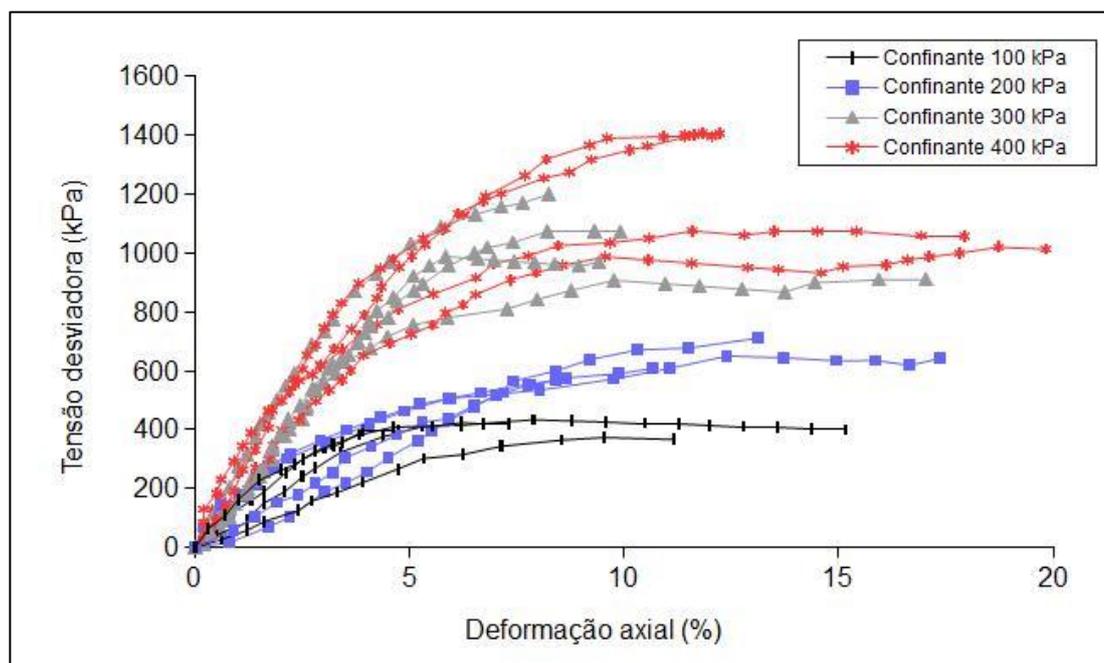


Figura 5.5. Curva tensão x deformação para a amostra da *underflow* 5. Fonte: O autor.

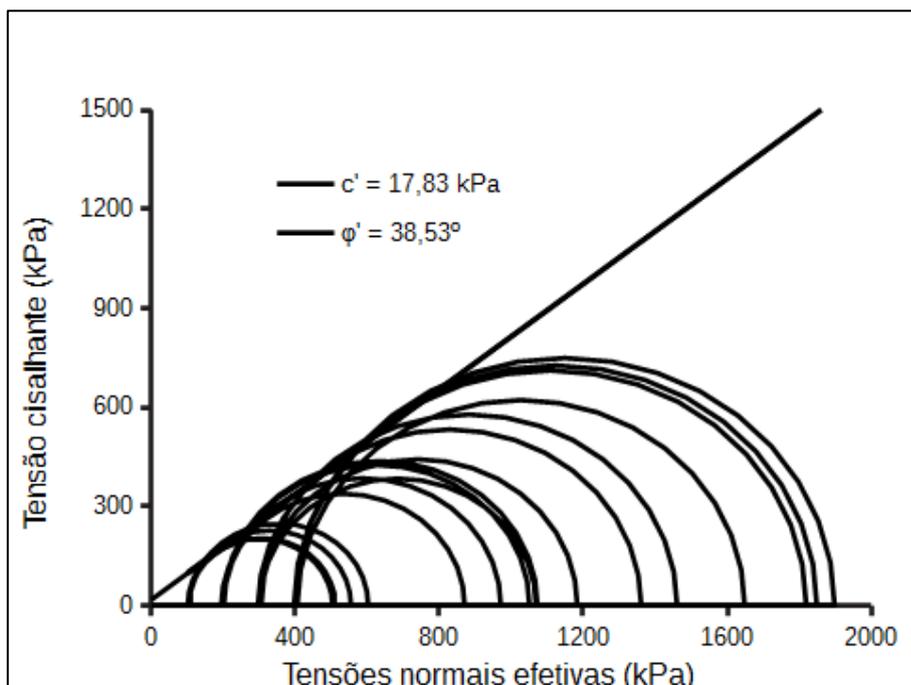


Figura 5.6. Envoltória inicialmente obtida com o método 1 para a *underflow* 4. Fonte: O autor.

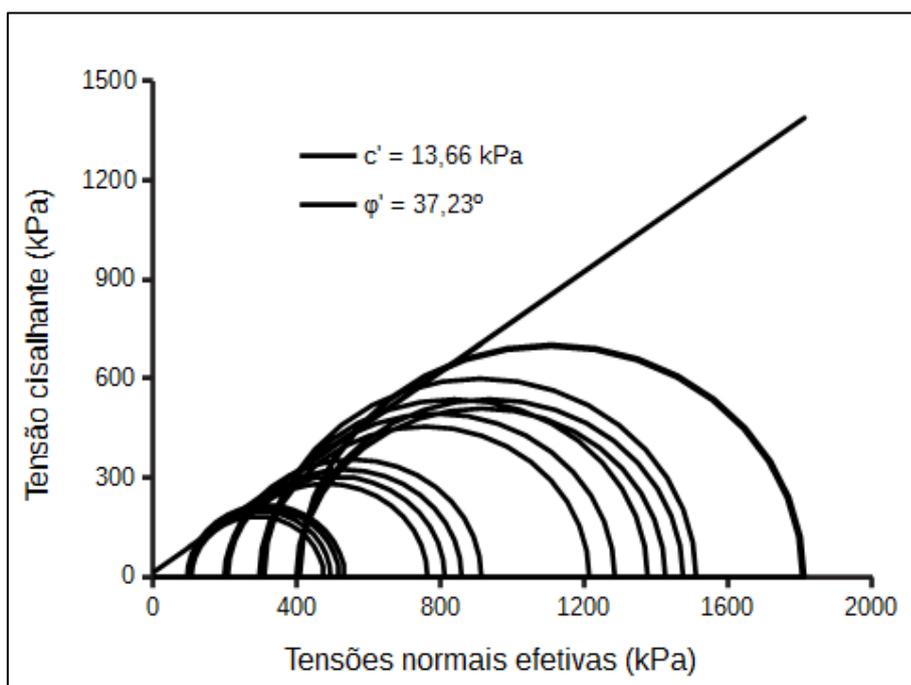


Figura 5.7. Envoltória inicialmente obtida com o método 1 para a *underflow* 5. Fonte: O autor.

Para o método 1, *underflow* 4, obteve-se um ângulo de atrito $\phi'_2=38,53^\circ$ e coesão $c'=17,83$ kPa, tendo como desvio padrão, 1,49 e 15,68, respectivamente. Já para o *underflow* 5, obteve-se um ângulo de atrito $\phi'_2=37,23^\circ$ e coesão $c'=13,66$ kPa, tendo como desvio padrão, 1,59 e 15,25, respectivamente.

Para o método 2, com as séries de valores de ϕ'_2 e c' obtidos por meio dos ensaios triaxiais, inicialmente foram realizadas análises estatísticas básicas visando

a determinação de valores de média e desvio padrão destas variáveis, tendo em conta que se tratava da combinação das 256 envoltórias obtidas. Foram obtidos também histogramas de frequência para a coesão e ângulo de atrito e comparados com aqueles previstos pela curva de distribuição de Gauss, sendo o comportamento da variabilidade dos parâmetros analisado (Figuras 5.8, 5.9, 5.10 e 5.11). Os resultados demonstraram que os parâmetros ângulo de atrito e coesão tanto para o *underflow* 4 quanto para o *underflow* 5 tendem a apresentar um comportamento bimodal. Para o *underflow* 4, os valores médios indicaram um $\phi'_{med} = 38,36^\circ$ e $c'_{med} = 25,46$ kPa, tendo como desvio padrão, 1,89 e 17,71, respectivamente. Já para o *underflow* 5, os valores médios indicaram um $\phi'_{med} = 36,51^\circ$ e $c'_{med} = 22,60$ kPa, tendo como desvio padrão, 3,21 e 21,94, respectivamente. A bimodalidade observada pode ser explicada pela existência de tensões desviadoras abaixo das esperadas para a tensão confinante de 400 kPa, conforme será visto a seguir.

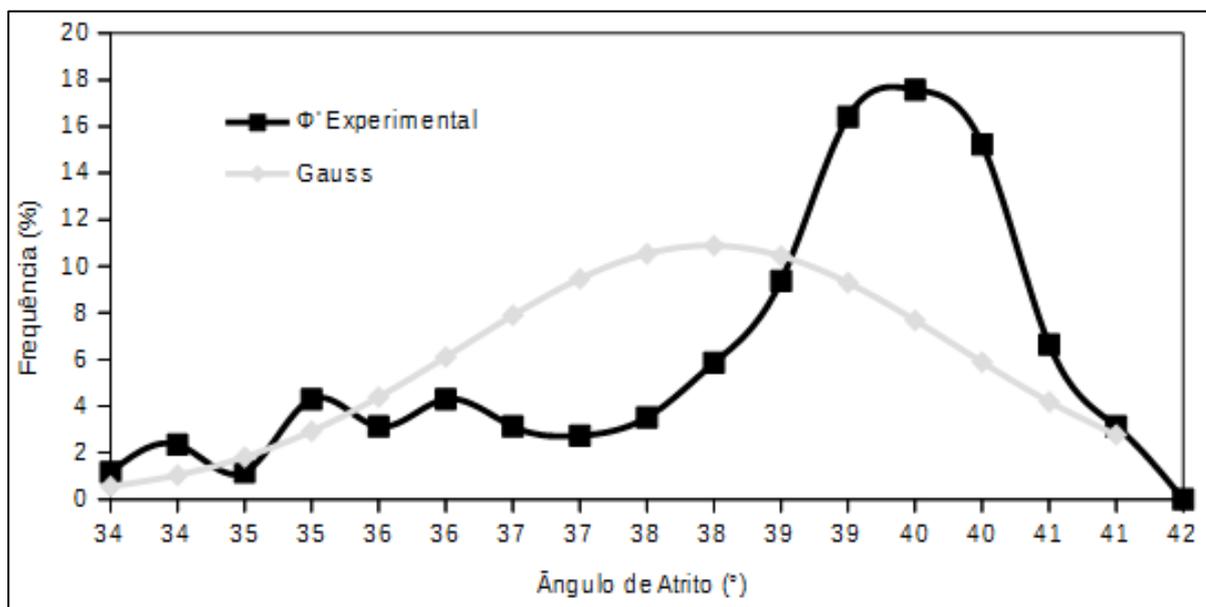


Figura 5.8. Histograma dos dados de ângulo de atrito do *underflow* 4 para o método 2.

Fonte: O autor.

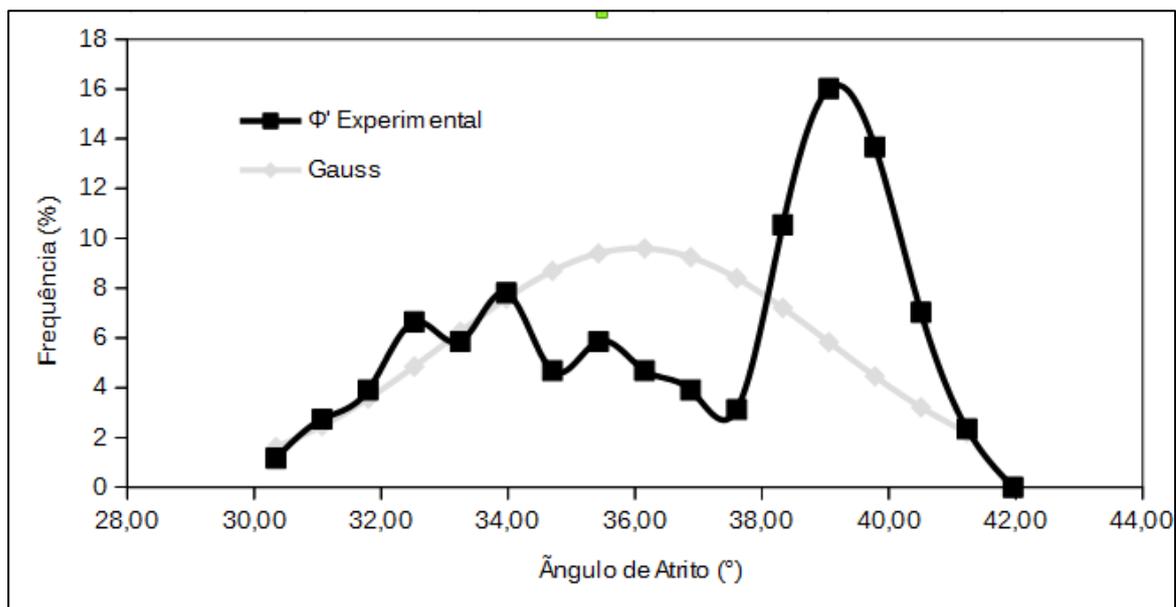


Figura 5.9. Histograma de frequência do ângulo de atrito do *underflow* 5 para o método 2.
Fonte: O autor.

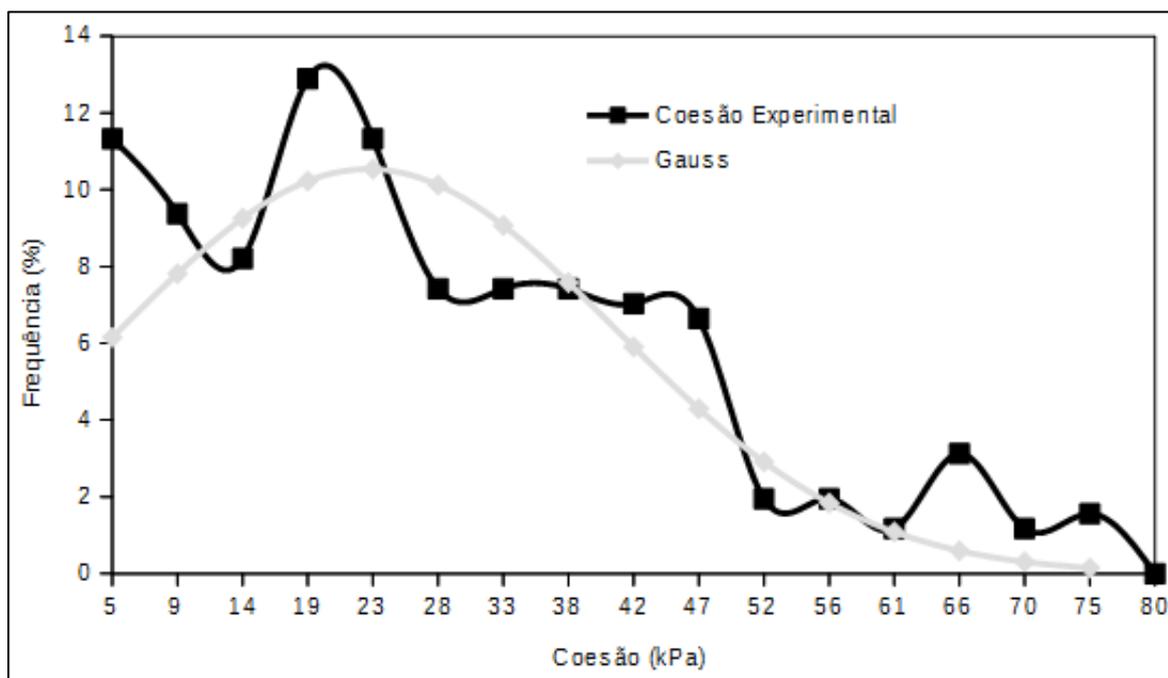


Figura 5.10. Histograma de frequência da coesão do *underflow* 4 para o método 2.

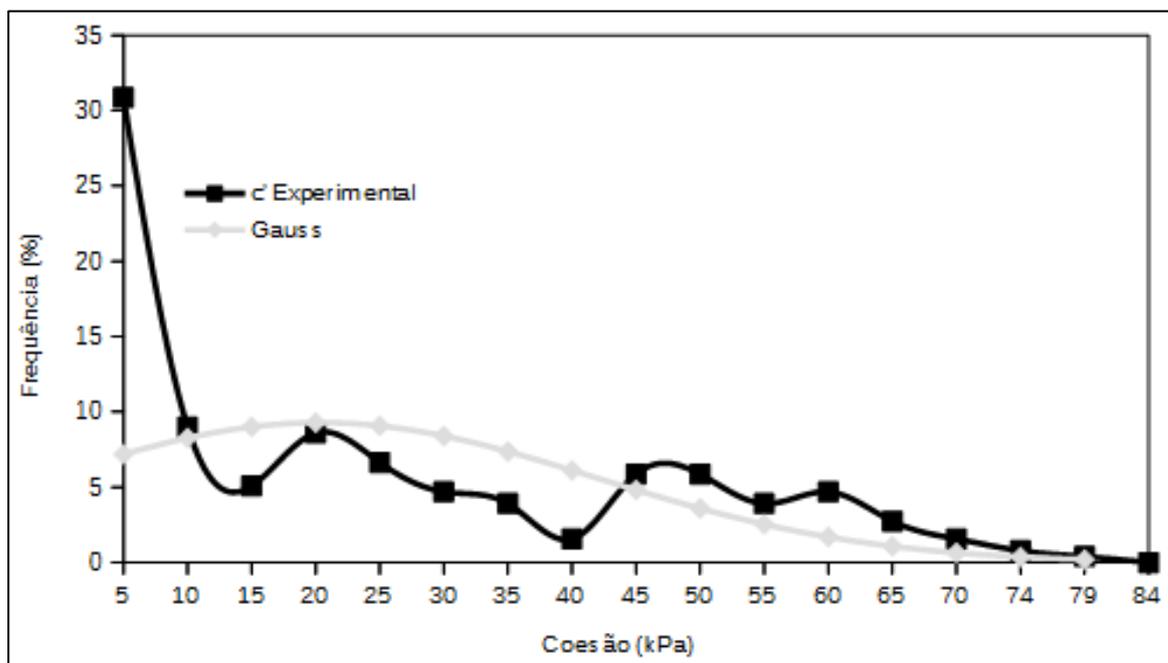


Figura 5.11. Histograma de frequência da coesão do *underflow* 5 para o método 2.

Embora não condizentes com a natureza não coesiva do solo, os valores de c' obtidos com uso dos dois métodos são coerentes com alguns estudos geotécnicos realizados anteriormente para o *underflow* da barragem B2, em que se verificou valores de coesão variando entre 0 e 70 kPa. Tanto para o método 1 quanto para o 2, percebe-se que o processo de linearização da envoltória de ruptura, que normalmente é curva para este tipo de material, contribuiu para esse problema.

Além do problema de linearização da envoltória, pode-se perceber que a existência de tensões desviadoras máximas abaixo das esperadas em 50% dos CP's de 400 kPa (400.2 e 400.4), fizeram com que, nestes casos, o intercepto coesivo médio também fosse bem maior que o previsto para um material como este, classificado como areia. Vale salientar que houve repetição dos ensaios, contudo, os resultados obtidos foram ratificados experimentalmente. Já as envoltórias que continham os CP's de 400 KPa, denominados 400.1 (Figura 5.12) e 400.3 (Figura 5.13) em que as tensões desviadoras máximas foram as esperadas, os resultados, principalmente para a coesão, foram coerentes, ou seja, próximos de zero.

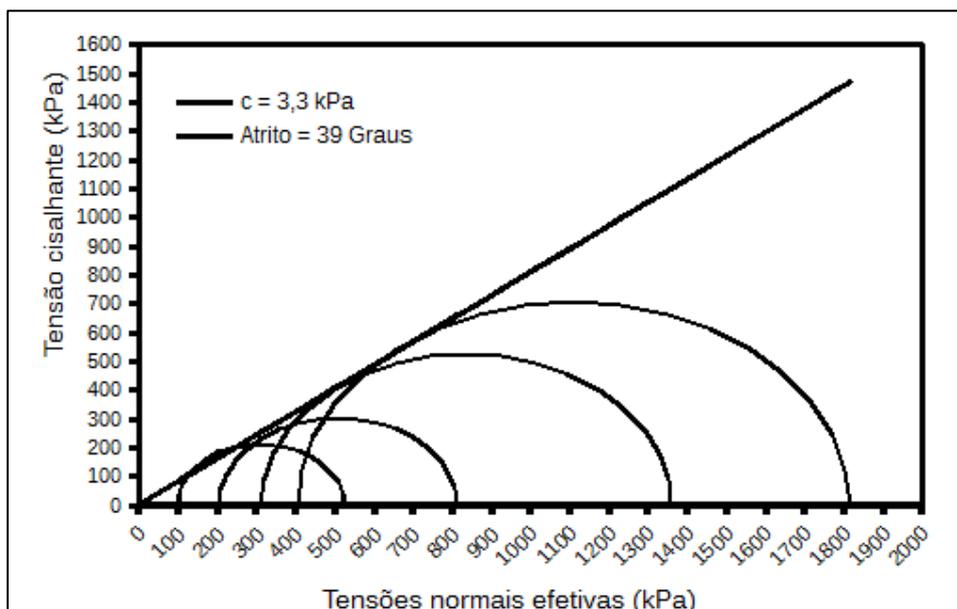


Figura 5.12. Envoltória 100.1-200.1-300.1-400-1 das 256 possíveis. Fonte: O autor.

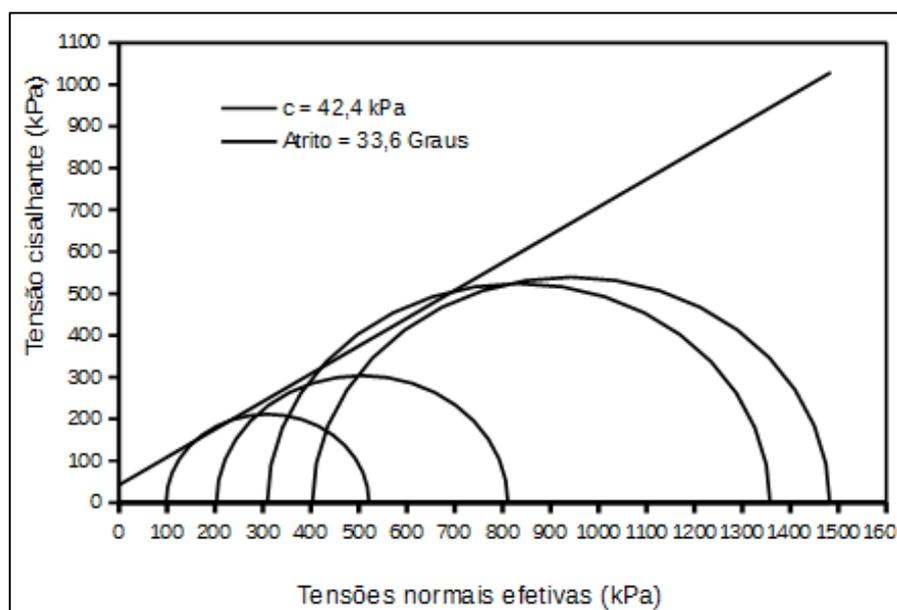


Figura 5.13. Envoltória 100.1-200.1-300.1-400-2 das 256 possíveis. Fonte: O autor.

As curvas tensão deformação obtidas para ambos os métodos têm características de uma areia considerada como medianamente compacta, resultados esses que estão coerentes com a determinação dos índices de vazio máximos e mínimos.

Após a transformação da envoltória de resistência do solo em uma envoltória bilinear equivalente, os resultados obtidos para os parâmetros de resistência ao cisalhamento das envoltórias bilineares de ambos os métodos constam na Tabela 5.4.

Tabela 5.4. Comparação entre os valores dos métodos 1 e 2.

Parâmetro	Underflow 4		Underflow 5	
	Método 1	Método 2	Método 1	Método 2
c' (kPa)	17,83	25,46	13,66	22,71
$\mu_{c'}$	15,68	17,71	15,25	21,29
ϕ'_1 (°)	44,26	46,29	41,87	43,97
$\mu_{\phi'_1}$	5,85	6,31	6,24	8,72
ϕ'_2 (°)	38,53	38,36	37,23	36,41
$\mu_{\phi'_2}$	1,49	1,88	1,59	3,01

Fonte: O autor.

Comparando os resultados dos valores de c' , ϕ'_1 e ϕ'_2 obtidos para os dois métodos após o ajuste para uma envoltória bilinear, verifica-se que os ϕ' obtidos para os dois métodos foram muito próximos, no entanto, no que se refere à coesão (c'), o método 1 apresentou um valor um pouco mais próximo do esperado que o do método 2, além de um desvio padrão menor. Dessa forma, os resultados do método 1 foram os utilizados na análise de estabilidade da barragem B2.

5.4 Resultados das análises de estabilidade

Os parâmetros utilizados nas análises de estabilidade para cada material que compõe a seção B-B' do talude de jusante estão listados na Tabela 5.5. A referida seção, com seus materiais constituintes pode ser verificada no Anexo A.

Tabela 5.5. Parâmetros dos materiais que compõem a seção B-B' do talude.

Material	γ (kN/m ³)	μ_γ	c' (kPa)	$\mu_{c'}$	ϕ'_1 (°)	$\mu_{\phi'_1}$	ϕ'_2 (°)	$\mu_{\phi'_2}$
Argiloso	20,00	----	16,50	0	----	----	31,50	0
Underflow 4	13,65	1,02	----	----	44,26	5,92	38,53	1,49
Underflow 5	14,58	0,99	----	----	41,87	6,53	37,23	1,59
Underflow 1,2 e 3	14,12	1,01	----	----	43,07	6,22	37,88	1,54
Dique de Pé	20,00	----	5,00	0	----	----	40,00	0
Interface ¹	14,12	1,01	0	0	----	----	33,70	4,35

¹Interface *underflow*/geomembrana. Fonte: O autor.

Comparando o nível d'água do reservatório, NA= 585,00, com a linha freática do maciço de jusante obtida por meio de monitoramento por instrumentos, têm-se como indicativo um bom funcionamento do sistema de impermeabilização do talude de montante.

O anexo B mostra a superfície de ruptura encontrada para o talude estudado sendo que o resultado utilizando a análise determinística indicou um fator de

segurança de 2,08, estando, portanto, superior ao valor mínimo estabelecido pela ABNT NBR 13028:2006 (Mineração-Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água) que é de 1,5.

Conforme pode ser verificado na Tabela 5.6, a análise semiprobabilística indicou um fator de segurança médio de 2,10, com probabilidade de ruptura (P_r) de $1,35 \times 10^{-9}$ e índice de confiabilidade (β) de 5,867. Comparando o fator de segurança médio (FS_{med}) da análise semiprobabilística com o FS determinístico obtido, observamos que a variação foi pequena. O desvio padrão do FS_{med} ($\sigma_{FS_{med}}$) semiprobabilístico obtido foi satisfatório, apresentando um valor de 0,187.

Tabela 5.6. Parâmetros da análise semiprobabilística.

Parâmetro	Valor
FS_{med}	2,10
σ_{FS}	0,187
FS_{min}	1,2479
FS_{max}	3,5067
P_r	$1,35 \times 10^{-9}$
β	5,867

Fonte: O autor.

Vale salientar que os valores de índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura estão dentro do previsto em bibliografias especializadas, como visto nas Tabelas 3.1 e 3.2. De acordo com os critérios do *Corps of Engineers*, (1997), a barragem B2 seria classificada como nível alto.

Considerando o fator de segurança de 1,5, que é o mínimo que a ABNT NBR 13028:2006 preconiza para barragem de rejeitos com nível freático normal, verifica-se que a análise probabilística indicou um $FS_{médio}$ satisfatório.

5.5 Estimativa do número de vítimas

Com base nas informações coletadas para as duas seções transversais determinadas no estudo de *dam break*, constam na Tabela 5.7 os resultados das variáveis de interesse nas quatro áreas selecionadas. São apresentadas na sequência algumas características das áreas estudadas.

Tabela 5.7. Resultado da estimativa de vítimas fatais por área.

Seção Transversal	Área	RES	MOR ¹	PAR	SEV _{fat}	FAT _{base}	CAR	LOL
11759	1	3	5	15	1,6	0,25	0,7	4
	2	6	5	30	0,6	0,25	0,7	3
7429	3	8	5	40	0,3	0,07	0,1	0
	4	100	5	500	0,2	0,03	0,05	0
Total								7

¹Estimados 5 moradores/residência para todas as áreas. Fonte: O autor.

- Área 1: do mapa hidrodinâmico gerado, tem-se $5\text{m}^2/\text{s} \leq \text{RHD} < 7\text{m}^2/\text{s}$. Foi admitida uma SEV_{fat} de 80% da máxima escala de RESCDAM (2001), pois a área se encontra a apenas 12 minutos do eixo da barragem e a severidade foi considerada alta. Para o parâmetro CAR foi aplicado um fator próximo do mais penalizante para a escala da Tabela 4.2, pois, como não existem sistemas de alarmes/alertas para as comunidades a jusante, e a área se encontra muito próxima ao eixo da barragem, os trabalhos de aviso e alerta seriam prejudicados. Contudo, a empresa dispõe de uma certa infraestrutura que poderia minimizar os efeitos por meio do atendimento às vítimas.
- Área 2: do mapa RHD gerado, tem-se $0\text{m}^2/\text{s} < \text{RHD} < 3\text{m}^2/\text{s}$. O mapa de RHD nessa área não divide a escala conforme critério estabelecido por RESCDAM (2001), contudo, considerou-se que em 50% dessa área ocorreria um RHD > 1 m²/s, que é o que pode causar risco de morte às pessoas. Foi admitida uma SEV_{fat} de 30% da máxima escala de RESCDAM (2001), pois a área se encontra a apenas 12 minutos do eixo da barragem e o nível de severidade observado foi considerado como médio. Para o parâmetro CAR foi aplicado um fator próximo do mais penalizante para a escala da Tabela 4.2, pois, como não existem sistemas de alarmes/alertas para as comunidades a jusante, e a área se encontra muito próxima ao eixo da barragem, os trabalhos de aviso e alerta seriam prejudicados. Contudo, a empresa dispõe de uma certa infraestrutura que poderia minimizar os efeitos por meio do atendimento às vítimas.
- Áreas 3 e 4: a partir dessas áreas, a estimativa feita não considerou a existência de vítimas fatais, haja vista que as áreas são planas, distantes mais de 8 km do eixo da barragem B2, e que o nível de severidade da onda de inundação foi considerado como baixo. A previsão de chegada da onda de inundação nessas áreas foi de 1 (uma) hora.

Dessa forma, em caso de ocorrência da ruptura da barragem B2 pela instabilidade do talude de jusante, probabilidade esta considerada como baixa, a estimativa de vítimas fatais no vale a jusante decorrentes da onda de inundação gerada seria de aproximadamente 7 (sete) pessoas.

Vale salientar que a informação do número de vítimas fatais decorrentes de uma eventual ruptura da barragem não se trata de um número exato, e sim de uma estimativa conservadora feita considerando a atual etapa de alteamento, as informações disponíveis nos projetos, relatórios, plano de atendimento à emergência, entrevistas de campo, e algumas hipóteses simplificadoras. Essa informação, além de permitir a avaliação da aceitabilidade do risco existente, contribui também para a melhoria contínua do processo produtivo, de modo que o risco de morte, inerente às atividades industriais e de construção, possa ser mitigado.

Além da possibilidade de existência de vítimas fatais, outras consequências decorrentes da ruptura da barragem B2 com passagem da onda de cheia na área a jusante foram verificadas, e estão descritas na sequência:

- Pessoas feridas;
- Pessoas desabrigadas ou desalojadas;
- Interrupção do tráfego de estradas de acesso;
- Inundação de propriedades rurais/fazendas ao longo do vale a jusante;
- Interrupção do abastecimento de água de Jacobina-BA;
- Assoreamento e contaminação de corpos d'água;
- Destruição da camada vegetal e do *habitat*, remoção do solo de cobertura, deposição de sedimentos, e prejuízos à fauna e flora da região;
- Danos socioeconômicos diversos;
- Interrupção das atividades da empresa.

5.6 Apreciação dos riscos

Como já visto, os resultados da análise probabilística de estabilidade e do estudo *dam break* da barragem B2 indicaram uma probabilidade de ruptura de $1,35 \times 10^{-9}$, e 7 (sete) vítimas fatais, respectivamente. Assim, verificando a Figura 5.16, uma compilação dos dados de metodologias de aceitabilidade de riscos em barragens de diversas nações elaborada por Lacasse (2016), observa-se que o risco de ruptura associado à barragem B2 está em uma área classificada como aceitável.

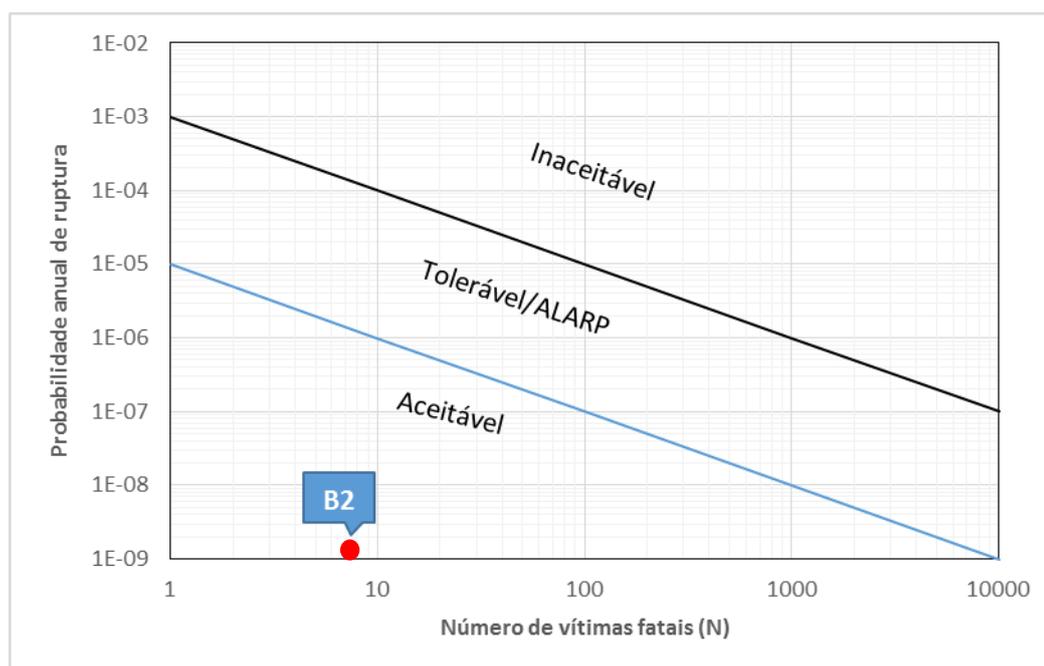


Figura 5.14. Classificação da barragem B2 segundo a metodologia aplicada neste trabalho. Fonte: O Autor.

Comparando os resultados de probabilidade e severidade (vítimas fatais) obtidos no presente trabalho, verifica-se que os mesmos são similares à classificação de risco atribuída pelo DNPM à barragem B2 já informados no Item 4.2.3, em que se observou uma probabilidade de ruptura baixa e um dano potencial associado alto, embora os métodos adotados não tenham sido os mesmos.

É importante salientar que esse estudo deve ser atualizado sempre que ocorram mudanças nas condições assumidas nas análises ou um maior conhecimento das propriedades e dos parâmetros geotécnicos considerados.

6 CONCLUSÕES

Com o presente trabalho, foi possível realizar a caracterização do *underflow*, a análise de estabilidade do talude de jusante, bem como determinar a probabilidade de ruptura, índice de confiabilidade e fator de segurança, além da estimativa de vítimas fatais decorrente de uma eventual ruptura do talude de jusante da B2. A partir dessas informações, uma apreciação do risco existente também pôde ser realizada.

As análises mineralógicas, granulométricas e de índice de vazios dos materiais denominados *underflow 4* e do *underflow 5* demonstraram que ambos os materiais são compostos basicamente por sílica, e classificados como areias compactas.

Os ensaios de permeabilidade do *underflow* indicaram resultados coerentes com a permeabilidade das areias e com o previsto no manual de operação da estrutura.

Os resultados obtidos dos ensaios triaxiais indicaram valores de coesão efetiva não condizentes com a natureza das areias. Dessa forma, devido às limitações do Slope/W no que se refere às análises semiprobabilísticas de envoltórias curvas, as envoltórias encontradas foram transformadas em envoltórias bilineares, passando uma das retas pela origem.

Com os ajustes realizados, obteve-se os parâmetros de resistências para as duas retas da envoltória bilinear, e seus respectivos desvios padrões.

Foram utilizados dois métodos para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do *underflow*, e, principalmente, os parâmetros relativos associados às suas variabilidades, sendo que o método 1 (ajuste de envoltória a todos ensaios, de forma conjunta e obtenção das variabilidades dos parâmetros de ajuste) foi o método utilizado para realização das análises de estabilidade, haja vista que apresentou valores mais adequados de coesão efetiva, bem como menores valores de desvios padrão que o método 2 (valores de parâmetros de resistência obtidos da combinação de todas as combinações possíveis de envoltória).

Verificou-se que apesar das análises determinísticas também serem importantes em estudos geotécnicos, pois servem de subsídio para as análises semiprobabilísticas e nos dão uma ideia intuitiva acerca da estabilidade do talude, as últimas apresentam a vantagem de considerarem a variabilidade e dispersão dos parâmetros dos materiais estudados, e de permitirem o cálculo da probabilidade de

ruptura da estrutura em avaliação. Além disso, as análises semiprobabilísticas permitem a obtenção de uma probabilidade de ruptura para um determinado cenário, o que, associado a uma estimativa de danos, possibilita a realização de análises de risco.

Foi possível ratificar a importância da realização do estudo *dam break* para subsidiar a tomada de decisão, sobretudo, a confecção ou revisão do plano de atendimento às emergências de barragens com relevante dano potencial associado.

Tendo em vista os resultados obtidos nas análises de estabilidade de taludes semiprobabilísticas efetuadas, pode-se afirmar que a probabilidade de ruptura do talude de jusante da barragem B2, considerando-se os parâmetros observados e a quarta fase de alteamento, é considerada como remota. Contudo, em caso de um eventual acidente que culmine na ruptura total do talude de jusante da barragem, verificou-se além de outras consequências, a possibilidade de existência de vítimas fatais no vale a jusante.

De acordo com os resultados obtidos, e com o que preconiza a literatura mundial especializada de riscos em barragens, a barragem B2 apresenta um risco considerado como aceitável.

7 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Como o comportamento das barragens alteadas com rejeitos de mineração é um assunto complexo e que envolve questões de segurança, para o melhor entendimento destas estruturas, sugere-se a realização das pesquisas abaixo:

- Comparar utilizando uma mesma metodologia, as características mineralógicas, granulométricas, hidráulicas e de resistência dos rejeitos da barragem B2 com os rejeitos de ouro de outras minerações do país;
- Realizar ensaios geotécnicos na B2 de forma a permitir que todos os materiais e seus parâmetros possam ser modelados probabilisticamente;
- Realizar uma análise de riscos na barragem B2 utilizando o método Análise dos Modos de Falha e seus Efeitos-FMEA;
- Realizar estudos quantificando a probabilidade de ruptura da barragem por *piping* e por *overtopping*;
- Realizar estudo *dam break* da B2 considerando o cenário de cheia extrema com propagação de fluido não newtoniano;
- Avaliar o risco de ruptura da B1 e seus efeitos na estabilidade da B2.

8 REFERÊNCIAS

ABRÃO, P.C. **Sobre a disposição de rejeitos de mineração no Brasil**. In: SIMPÓSIO SOBRE BARRAGENS DE REJEITOS E DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS INDUSTRIAIS E DE MINERAÇÃO-REGEO, 1987, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos-ABMS, v.1, p. 1-10.

ALBUQUERQUE FILHO, L.H. **Análise do comportamento de barragens de rejeitos de minério de ferro por meio de ensaios piezocone**. 2004. 192 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2004. Il. color.

ALMEIDA, A.B. **Emergências e gestão de riscos**. 2012. Disponível em: <<http://www.civil.ist.utl.pt/~joana/artigos%20risco%20ABA/pub-2001/capitulo-7-livro-curso%20INAG2001.pdf>>. Acesso em: 4 julho 2016.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM. ASTM D7181-11. Method for consolidated drained triaxial compression test soils. United States of America, 2011.

ARAÚJO, C.B. **Contribuição ao estudo do comportamento de barragens de rejeito de mineração de ferro**. 2006. 136 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT. NBR 6457. **Amostras de solo – Preparação de ensaio de compactação e ensaio de caracterização**. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

_____.NBR 6502. **Rochas e Solos**. Rio de Janeiro: ABNT, 1995.

_____.NBR 6508. **Massa específica dos sólidos**. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

_____.NBR 7181. **Análise Granulométrica**. Rio de Janeiro: ABNT, 1989.

_____.NBR 9604. **Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas.** Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

_____.NBR 12004. Determinação do índice de vazios máximo de solos não-coesivos. Rio de Janeiro: ABNT, 1990.

_____.NBR 12051. Determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.

_____.NBR 13028. Mineração – Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.

AUSTRALIAN NATIONAL COMMITTEE ON LARGE DAMS INC - ANCOLD. Guidelines on Risk Assessment. Queensland, Austrália, 2003.

ÁVILA, J. P. **Barragens de rejeitos no Brasil.** Rio de Janeiro: Comitê Brasileiro de Barragens-CBDB, 2012. 308 p.

ÁVILA, J. P.; ESPÓSITO, T.J. **Programa de implementação de procedimentos de gestão e segurança das barragens de rejeitos. Curso para gerentes/engenheiros de operação.** Belo Horizonte: Instituto Brasileiro de Mineração-IBRAM, 2008.

BAKER, R. ***Nonlinear Mohr Envelopes Based on Triaxial Data.*** *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2004, 130(5), May, pp. 498-506.

BEDIN, J. **Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração.** 2010. 205 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

BITTAR, R.J.; GOMES, R.C; LIMA, L.M.K. **Caracterização tecnológica de um rejeito de fosfato.** In: VI CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL E GEOSSINTÉTICOS, 2007, Recife. **Anais...**, Recife, V.1. p. 88.

BITTAR, R.J. **Caracterização tecnológica de rejeitos de fosfato e análises de estabilidade da barragem de rejeitos B5 da Bunge Fertilizantes S/A**. 2006. 251 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2006.

BOSCOV, M.E.G. **Geotecnia Ambiental**. São Paulo: Oficina de Textos, 2008. p. 13-20.

CANADIAN AVALANCHE ASSOCIATION-CAA. **Technical Aspects of Snow Avalanche Risk Management and Resources and Guidelines for Avalanche Practitioners in Canada**.

Disponível em:

<http://c.ymcdn.com/sites/www.avalancheassociation.ca/resource/resmgr/Standards_Docs/TASARM_English.pdf>. Acesso em: 09 novembro 2016.

CHARLES, J.A.; SOARES, M.M. **The stability of slopes in soils with nonlinear failure envelopes**. *Canadian Geotechnical Journal*, 1984, 21(3): 397-406, 10.1139/t84-044.

CONSELHO NACIONAL DOS RECURSOS HÍDRICOS-CNRH. **Resolução nº143**, de 10/07/2012. Estabelece critérios gerais de classificação de barragens por categoria de risco, dano potencial associado e pelo volume do reservatório, em atendimento ao art. 7º da Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. Diário Oficial da República Federativa do Brasil. Brasília, DF, 11/07/2012.

CORPS OF ENGINEERS. **Engineering and Design Introduction to Probability and Reability Methods for Use in Geotechnical Engineering**. *Engineering Technical Letter N 1110-2-547*, Department of the Army, U. S., Washington, DC. 1997

COSTA, M. A. **Concepção, projeto e análise geotécnica da barragem de contenção de rejeitos auríferos de Calcinados**. 2006. 102 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2006.

DAM PROJETOS DE ENGENHARIA. **Ensaio Geotécnicos com o Rejeito e Análise de Estabilidade Complementares - Projeto Executivo da Barragem de Rejeitos da Jacobina Mineração e Comércio Ltda.** Belo Horizonte, 2012.

DAM PROJETOS DE ENGENHARIA. **Projeto Executivo – Manual de Operação e Construção da Barragem de Rejeitos da Jacobina Mineração e Comércio Ltda.** Belo Horizonte, 2013.

DAM PROJETOS DE ENGENHARIA. **4º Etapa de Alçamento do Projeto Executivo da Barragem de Rejeitos da Jacobina Mineração e Comércio Ltda.** Belo Horizonte, 2015.

DAMS SAFETY COMMITTEE-DSC. Background to DSC risk policy contex.

Disponível em:

<http://www.damsafety.nsw.gov.au/DSC/Download/Info_Sheets_PDF/General/DSC1B.pdf>. Acesso em: 17 julho 2016.

DAMS SECTOR-U.S. DEPARTMENT OF HOMELAND SECURITY-HOMELAND SECURITY. Estimating Loss of Life for Dam Failure Scenarios. Disponível em: <<http://www.damsafety.org/media/Documents/Security/DamsSectorConsequenceEstimation-LossofLife.pdf>>. Acesso em: 4 julho 2016.

DAS, B.M. **Fundamentos de engenharia geotécnica.** Tradução da 6º edição americana. São Paulo: Thomson Learning, 2007.

DAVIES, M. P.; MCROBERTS, E. C.; MARTIN, T.E. **Static Liquefaction of Tailings – Fundamentals and Case Histories.** Amec Earth and Environmental. Vancouver, 2002.

DELL'AVANZI, E.; SAYÃO, A.S. **Avaliação da probabilidade de ruptura de taludes.** In: COBRAMSEG, 11, 1998, Brasília, Anais. Brasília, 1998.v.2, p.1289-1295.

DE MELLO, V.F.B. **Contribuição ao estudo da resistência ao cisalhamento dos solos.** Tese apresentada à Congregação da Escola de Engenharia da

Universidade Mackenzie para concurso à Cátedra de Mecânica dos Solos, Fundações e Obras de Terra. Universidade de São Paulo: São Paulo, 1956.

DE MELLO, V.F.B. ***Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams***. In: *17th Rankine Lecture, 1977, London. Géotechnique, vol. 27, n° 3, pg. 279-355.*

DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL-DNPM. **Portaria nº 416**, de 03/11/ 2012. Cria o Cadastro Nacional de Barragens de Mineração e dispõe sobre o Plano de Segurança, Revisão Periódica de Segurança e Inspeções Regulares e Especiais de Segurança das Barragens de Mineração. Diário Oficial da República Federativa do Brasil. Brasília, DF, 05/11/2012.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL-DNPM. **Portaria nº 526**, de 09/12/2013. Estabelece a periodicidade de atualização e revisão, a qualificação do responsável técnico, o conteúdo mínimo e o nível de detalhamento do Plano de Ação de Emergência das Barragens de Mineração (PAEBM). Diário Oficial da República Federativa do Brasil, Brasília, DF, 11/12/2013.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL-DNPM. **Barragens de mineração inseridas na Política Nacional de Segurança de Barragens**. Disponível em: <<http://www.dnpm.gov.br/assuntos/barragens>>. Acesso em: 18 junho 2016.

ESPÓSITO, T.J. **Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeitos construídas por aterro hidráulico**. 2000. 363 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2000.

FEDERAÇÃO BRASILEIRA DE ASSOCIAÇÕES DE ENGENHEIROS, AGRÔNOMOS E ARQUITETOS. **Especialistas se reúnem em evento gratuito para discutir os detalhes da segurança das barragens de rejeitos**. Disponível em <[http://www.febrae.org.br/febrae/noticias/especialistas-se-reunem-em-evento-gratuito-para-discutir-os-detalhes-da-seguranca-das-barragens-de-rejeitos/.](http://www.febrae.org.br/febrae/noticias/especialistas-se-reunem-em-evento-gratuito-para-discutir-os-detalhes-da-seguranca-das-barragens-de-rejeitos/)> Acesso em: 10/01/2017

FLEURY, S. V. **Análise da distribuição de tensões em descontinuidades de rochas utilizando a técnica da fotoelasticidade**. 2001. 147 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2001.

FRANKLIN, J.A.; DUSSEAUULT, M.B. **Rock Engineering**. McGraw-Hill, New York, USA, 1989, 597 p.

GEOTECHNICAL ENGINEERING OFFICE-GEO. **Comunicação pessoal, Ken HO**. 2008

GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD. **Stability Modeling with Slope/W**. Calgary, 2007.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

GLOBO.COM. **Barragem se rompe e distrito em MG é inundado**. 2015. Disponível em: <<http://g1.globo.com/minas-gerais/fotos/2015/11/barragem-se-rompe-e-distrito-de-mariana-e-inundado.html>>. Acesso em: 20 novembro 2015.

GOLDER ASSOCIATES BRASIL CONSULTORIA E PROJETOS LTDA. **Projeto básico do reservatório de resíduos nº IV da Mineração Fazenda Brasileiro S/A**. Belo Horizonte, 2005.

GOOGLE. *Google Earth*. **Imagem da cidade de Jacobina-Ba**. Acesso em: 16 novembro 2016.

GRAHAM, W. J. **A procedure for estimating loss of life caused by dam failure**. Denver: U.S. Department of Interior, 1999.

HARR, M. E. **Reliability – based design in civil engineering**. New York: McGraw-Hill, 1987.

HEALTH AND SAFETY EXECUTIVE, UNITED KINGDOM. **Reducing risks, protecting people**. Disponível em: <<http://www.hse.gov.uk/risk/theory/r2p2.pdf>>
Acesso em: 01 julho 2016.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS-ICOLD. **Risk assessment in dam safety management. Bulletin 130**. Paris, 2005. ISSN 0534-8293, 276 pg.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS-ICOLD. **Tailings dams risk of dangerous occurrences. Lessons learnt from practical experiences. Bulletin 121**. Paris, 2001.

JACOBINA MINERAÇÃO E COMÉRCIO LTDA-JMC. **Comunicação por e-mail**. 2016. II. color.

KIRCHNER, J. **Data analysis Toolkit10#: Simple linear regression**. Disponível em: <http://seismo.berkeley.edu/~kirchner/eps_120/Toolkits/Toolkit_10.pdf>
Acesso em: 15 mar. 2016.

KLAHOLD, P. A. **Interpretação de ensaios de campo em solos com permeabilidade intermediária**. 2013. 99 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 2013.

LACASSE, S. **Hazard, Reliability and Risk Assessment - Research and Practice for Increased Safety**. In: NGM 2016 Reykjavik. *Proceedings of the 17th Nordic Geotechnical Meeting. Challenges in Nordic Geotechnic, 2016, Reykjavik*. p.17-42.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. **Soil mechanics**. J. Wiley & Sons, New York, 1969.

LIMA, L. M. K.; BRASIL, L.S.S; ÁVILA, J. P. **Plano de Ações Emergenciais Aplicados a Barragens de Rejeitos**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA-COBRAMSEG, 2008, Curitiba. **Anais...** Curitiba: ABMS, p.584-589.

LOPES, M.C.O. **Deposição hidráulica de rejeitos granulares e a influência nos seus parâmetros de resistência**. 2000. 189 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental), Universidade de Brasília, Brasília, 2000.189p.

MACHADO, S. L.; MACHADO, M. F. C. **Apostila - conceitos introdutórios na disciplina mecânica dos solos II**. Salvador: Universidade Federal da Bahia, 2013.

MACHADO, S. L.; RIBEIRO, M. P. **Estudo estatístico de parâmetros de resistência de um solo residual de granulito**. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS - COBRAE, 3. 2001, Rio de Janeiro. **Anais...**Rio de Janeiro: ABMS, 2001, p. 345-353.

MAGHSOUDLOO, A. **Nonlinearity of the residual shear strength envelope in stiff clays**. Disponível em: <<http://etd.lib.metu.edu.tr/upload/12615551/index.pdf>> Acesso em: 30 julho 2016.

MAIA, J.A.C. **Métodos probabilísticos aplicados à estabilidade de Taludes e e cavidades em rocha**. 2003. 196 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2003.

MAMANI, G. L. G. **Comportamento de um aterro experimental sobre um depósito de rejeitos de ouro – Mineração Paracatu**. 2012. 226 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

MIRANDA, A.J.S. **Análise do circuito de moagem e classificação e concentração gravimétrica da planta da Jacobina Mineração e Comércio**. 2016. 108 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia de Minas), Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2016. II. color.

MORGENSTERN, N. R. *et al.* **Comitê de Especialistas para Análise da Ruptura da Barragem de Rejeitos de Fundão - Relatório sobre as Causas Imediatas da Ruptura da Barragem de Fundão**. 2016. 83p.

MULTIGEO. **Plano de Aproveitamento Econômico da Jacobina Mineração e Comércio Ltda.** Jacobina, 2010. 163p.

OLIVEIRA FILHO, W. L.; ABRÃO, P. C. Disposição de Rejeitos de Mineração. In: ZUQUETTE, L.V. (Org.) **Geotecnia Ambiental**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2015. Cap. 9.

OLIVEIRA JÚNIOR, J. B. **Armazenamento de Rejeitos de Mineração**. Salvador, UFBA, 2016. (Comunicação verbal).

PEREIRA, E.L. **Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático**. 2005. 185 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2005.

PIMENTA DE ÁVILA CONSULTORIA LTDA. **Plano de Ações Emergenciais do Sistema de Disposição de Rejeitos da JMC. Estudo de Ruptura Hipotética da Barragem B2**. Belo Horizonte, 2013.

RESCDAM. Loss of life caused by dam failure, the RESCDAM LOL Method and its application to Kyrkösjärvi dam in Seinäjoki. Helsinki, 2001.

RIBEIRO, C.C. **Estudo sobre o comportamento geomecânico de rejeito de mineração de zinco**. 2015. 113 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil), Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2015.

SAMPAIO, S.S. **Estudo do comportamento de barreiras poliméricas em sistemas de disposição de rejeito de minério de ouro**. 2013. 173 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia e Transportes), Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2013.

SANDOVAL, M. A. P. **Análise determinística e probabilística de estabilidade de taludes**. 2012. 194 f. (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

SANDRONI, S.S.; SAYÃO, A.S.F.J. **Avaliação estatística do coeficiente de segurança de taludes**. In: 1ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, COBRAE, Rio de Janeiro. **Anais...**Rio de Janeiro, 1992, vol. 2, p.523-536.

SAYÃO, A.S.F.J. *et al.* **Considerations on the probability of failure of mine slopes**. **Soils & Rocks**, Rio de Janeiro, v. 35, p. 31-37, 2012.

SILVA, D. L. *et al.* **Caracterização Geotécnica e Parâmetros Mecânicos e Hidráulicos de um Rejeito de Minério de Ferro**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA-COBRAMSEG, 2010, Gramado. **Anais...** Gramado: ABMS, p.1-8.

SILVA FILHO, J. F. **Apostila do curso de avaliação da segurança de barragens de rejeitos**. Belo Horizonte: Instituto de Educação Tecnológica-IETEC, 2008. p.118.

SOARES, L. Barragem de Rejeitos. In: LUZ, A. B; SAMPAIO, J. A.; FRANÇA, S. C. (Ed.) **Tratamento de Minérios**. 5. ed. Rio de Janeiro: Centro de Tecnologia Mineral-CETEM, 2010. cap. 19.

TAILINGS.INFO. **www.tailings.info, 2013**. Disponível em: <<http://www.wise-uranium.org/mdaf.html>>. Acesso em: 14 setembro 2015.

TARAZONA, C.F.; BARBOSA, M. C. **Comparação das características geotécnicas de alguns rejeitos de mineração brasileiros**. In: VII CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL – REGEO, belo Horizonte, 2011. **Anais...**Belo Horizonte, 2011. v. 1. p. 1-8.

VICK, S.G. **Planning, design, and analysis of tailings dams**. New York: Wiley Interscience, 1983.

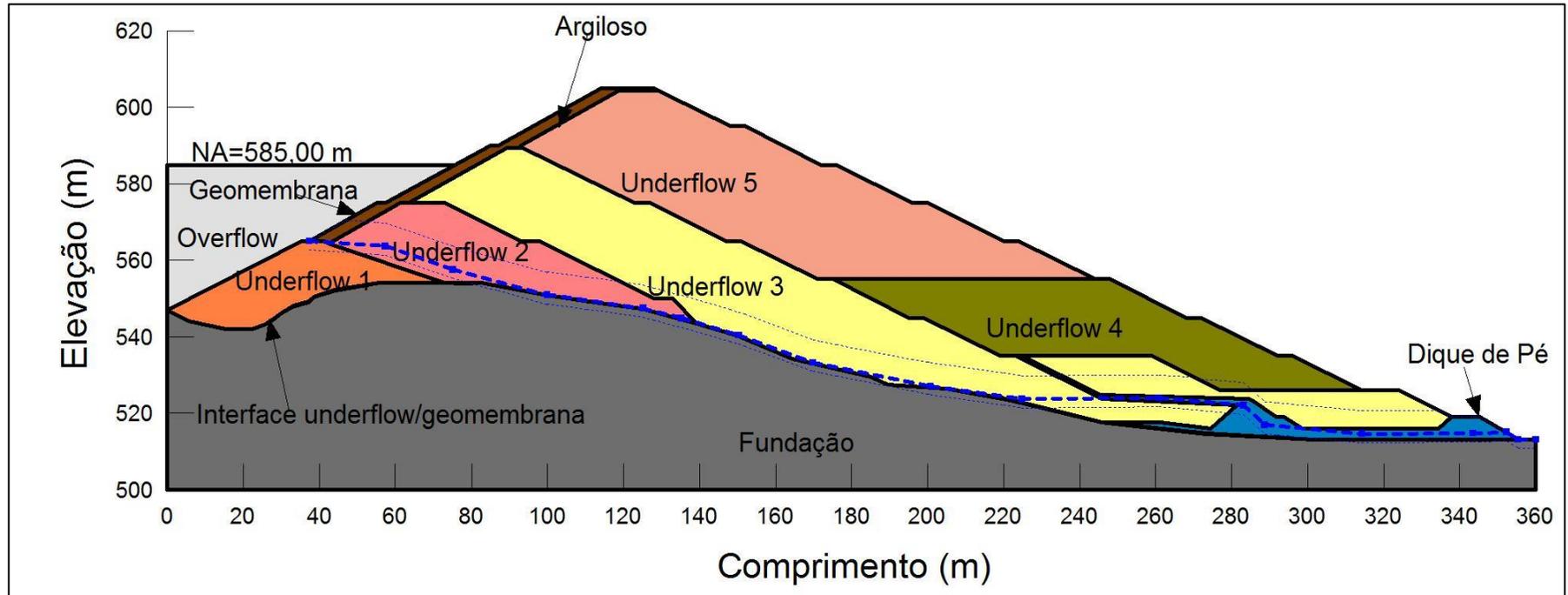
WHITMAN, R. V. **Evaluating calculated risk in geotechnical engineering**. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 110, n°2, 1984. ASCE, ISSN 0733-9410/84/0002-0145/401.00. Paper n°18569.

WISE URANIUM PROJECT. Tailings Dam Safety. World Information Service on Energy. 2015. Disponível em: <<http://www.wise-uranium.org/mdaf.html>>. Acesso em: 15 setembro 2016.

WISE URANIUM PROJECT. Tailings Dam Safety. World Information Service on Energy. 2015. Disponível em: < <http://www.wise-uranium.org/img/mdfo.gif>. >. Acesso em: 15 setembro 2016.

WISE URANIUM PROJECT. Tailings Dam Safety. World Information Service on Energy. 2015. Disponível em: < <http://www.wise-uranium.org/img/mdfp.gif> >. Acesso em: 15 setembro 2016.

ANEXO A- SEÇÃO B-B' DO TALUDE DE JUSANTE



ANEXO B- SUPERFÍCIE DE RUPTURA DO TALUDE DE JUSANTE

