

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

CURSO DE MESTRADO EM GEOTECNIA E TRANSPORTES

**METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DE
LIQUEFAÇÃO EM BARRAGENS DE REJEITO:
UMA ABORDAGEM PROBABILÍSTICA**

Thiago Coutinho de Souza

Belo Horizonte

2018

Thiago Coutinho de Souza

**METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DE LIQUEFAÇÃO
EM BARRAGENS DE REJEITO:
UMA ABORDAGEM PROBABILÍSTICA**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Geotecnia e Transportes da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Geotecnia e Transportes.

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Ferreira Simões

Coorientadora: Profa. Dra. Karla Cristina Araújo
Pimentel Maia

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2018

S729m

Souza, Thiago Coutinho de.

Metodologia de avaliação de liquefação em barragens de rejeito [manuscrito] : uma abordagem probabilística / Thiago Coutinho de Souza. – 2018.

xxii, 269 f., enc.: il.

Orientador: Gustavo Ferreira Simões.

Coorientadora: Karla Cristina Araújo Pimentel Maia.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Apêndices: f. 258-269.

Bibliografia: f. 240-257.

1. Mecânica do solo - Teses. 2. Geotecnia - Teses. 3. Barragens de rejeitos - Teses. 4. Solos - Liquefação - Teses. I. Simões, Gustavo Ferreira. II. Maia, Karla Cristina Araújo Pimentel. III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. IV. Título.

CDU: 624.13(043)



FOLHA DE APROVAÇÃO

Metodologia de avaliação de liquefação em barragens de rejeito: Uma abordagem probabilística

THIAGO COUTINHO DE SOUZA

Dissertação submetida à Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em GEOTECNIA E TRANSPORTES, como requisito para obtenção do grau de Mestre em GEOTECNIA E TRANSPORTES, área de concentração GEOTECNIA.

Aprovada em 30 de julho de 2018, pela banca constituída pelos membros:

Prof. Gustavo Ferreira Simões - Orientador
Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental - UFMG

Prof. Karla Cristina Araujo Pimentel Maia - Coorientadora
UFMG

Prof. Terezinha de Jesus Espósito Barbosa
UFMG

Prof. André Pacheco de Assis
UNB

Belo Horizonte, 30 de julho de 2018.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a DEUS por ter me acompanhado em todos os passos da minha jornada, me promovendo proações e superações nessa minha juvenil caminhada. Seu exemplo se faz verdade a cada amanhecer.

A todos os professores que me abriram caminhos tão preciosos através de sua competência, compromisso e reputação. A conclusão etapa só foi possível graças aos seus conselhos. Em especial ao professor Gustavo, pela confiança e pelas oportunidades me proporcionadas bem antes dessa dissertação. Sua tutoria me apresentou a geotecnia e assim a minha profissão.

Agradeço a professora e colega Karla Maia por ter me transmitido além de toda a sua experiência e conhecimento, paz e serenidade. Seus conselhos moldaram uma ideia e deram forma a este trabalho.

Aos meus amigos da Pimenta de Ávila, pelo companheirismo essencial à caminhada conjunta, em especial a Cristiane Gomes, Giovani Pedrosa, Luiz Ianelli, Danielle Freitas, Rodrigo Rodrigues, Lucas Lucena, Nathalia Couto, André Lauriano, Milena Aguilar e Roberto Silva.

A Teresa Fusaro e Felipe Rocha pelo incentivo e apoio constantes, com ideias, materiais, leituras e correções. Sempre dispostos, me mostraram que o conhecimento só é maior quando se divide.

Aos Engenheiros André Assis, Joaquim Pimenta, Milton Scarminio, Octavio Vilas Boas e Teresinha Esposito por me mostrarem que a engenharia vale a pena e é bem mais simples do que parece.

Ao meu irmão por estar sempre presente e ser fonte de suporte nos momentos mais difíceis. E aos meus pais, Hilton e Angela, pelo amor verdadeiro e por serem exemplos tão raros de caráter e retidão. Por serem meu porto seguro, devo-lhes tudo.

A todos que acreditaram em mim, muito obrigado!

“Se você andar por caminhos que todo mundo andou, você chegará apenas em lugares a que todo mundo chegou.”

(Alexander Graham Bell)

“History, being the most patient of teachers, is always willing to repeat any lessons forgotten, or ignored by its students”

Michael Davies, Ed McRoberts and Todd Martin in “Static Liquefaction of Tailings – Fundamentals and Case Histories”

“Time and money are not enough. An innovative responsible engineer is the most important force in reducing failures”

George F. Sowers, 1993 in “Human Factors in Civil And Geotechnical Engineering Failures”

RESUMO

Acidentes envolvendo rupturas de barragens de rejeitos têm um potencial catastrófico, sendo a compreensão do comportamento de grandes projetos, que envolvem a exposição da sociedade e do meio ambiente ao risco, dever de todos os agentes técnicos e políticos, e acima de tudo de especialistas e agentes econômicos. A liquefação, uma das causas dessas rupturas, é um modo de ruptura que ocorre em condições não drenadas, em que o solo perde resistência e rigidez devido ao aumento súbito das poropressões. Embora diversos estudos venham sendo realizados a respeito de liquefação de rejeitos, nota-se a necessidade de desenvolvimento de estudos no campo da confiabilidade. O julgamento de engenharia e as abordagens qualitativas são uma prática comum, não abrangendo, contudo, todo o processo da falha e suas incertezas.

Reconhecendo a importância do tema para a engenharia, a sociedade e o meio ambiente, o objetivo deste trabalho é o desenvolvimento de uma metodologia integrada para a determinação da probabilidade de ruptura por liquefação estática em barragens de rejeito construídas pela técnica de aterro hidráulico, particularmente, barragens alteadas para montante, as quais apresentam maior suscetibilidade ao desenvolvimento desse modo de falha.

A metodologia se baseia em uma árvore de eventos (ETA), sendo a estimativa da probabilidade de ruptura de cada nó da ETA obtida pelos métodos árvore de falhas e Monte Carlo. Foi aplicada ainda a estimativa da incerteza de cada nó e o cômputo da probabilidade final da ETA por meio do método de Monte Carlo e dos Operadores Booleanos integrados.

A escolha do método árvore de eventos se justificou pela representatividade da cadeia de eventos correspondente ao fenômeno de liquefação. A ETA proposta contém 6 nós principais: Susceptibilidade; Gestão do nível de água; Gatilho; Sistema de Gestão de Segurança; Início e Progresso da liquefação.

A metodologia desenvolvida se mostrou adequada, replicável e viável quanto à sua abordagem, apesar dos cenários limitados estudados neste trabalho. O procedimento de se estimar valores prováveis para uma cadeia de eventos, bem como a imprecisão destes valores, é justificável pela complexidade do modo de falha e pelas diversas incertezas envolvidas. Pretendeu-se com este trabalho trazer maior clareza ao assunto probabilidade e liquefação, propondo um procedimento na medida do possível prático e eficiente.

ABSTRACT

Accidents involving tailings dams' failures may have catastrophic consequences. The understanding of the behaviour of large infrastructure projects, which expose society and the environment to risk, must be the duty of all technical and political agents, and, most importantly, of all specialists and economic agents. One of the possible causes of those failures is liquefaction. This failure mode occurs in undrained conditions, in which the soil loses strength and stiffness due to sudden increase in pore pressures. Although several studies regarding dam's liquefaction are being developed, it can be seen a need to develop field studies of reliability. Engineering's good practice and qualitative approaches are common in engineering. However, these methods do not consider the whole failure process and its uncertainties.

Considering the importance of the theme for engineering, society and the environment, this work aims to develop an integrated methodology to determine the probability of failure by static liquefaction of tailings dams built using the hydraulic earthfill method. Particularly the ones heightened by the upstream method, which are more susceptible to develop this failure mode.

The methodology is based on an event tree analysis (ETA), being the estimation of failure probability of each node of the ETA obtained by failure tree and Monte Carlo methods. Additionally, it was applied the uncertainty estimation for each node and calculated the final probability of the ETA by Monte Carlo method and Integrated Boolean Operators.

The choice of the event tree method is justified considering the representativeness of the events chain corresponding to the liquefaction phenomenon. The proposed ETA contains 6 main nodes: Susceptibility; Water Level Management; Trigger; Safety Management System; Beginning and Progress of Liquefaction.

The developed methodology presented to be appropriate, replicable and feasible regarding its approach, despite of the limited scenarios studied in this work. The procedure of estimating probable values for an event chain as well as the imprecision of these values is justified by the complexity of the failure mode and the many uncertainties involved. This work aimed to bring greater clarity on probability and liquefaction issues, proposing a reasonably practical and efficient procedure.

SUMÁRIO

SUMÁRIO	V
LISTA DE FIGURAS	VIII
LISTA DE TABELAS	XIV
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	XVII
LISTA DE SIMBOLOS.....	XX
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	2
1.2.1 <i>Objetivo Geral</i>	2
1.2.2 <i>Objetivos Específicos</i>	2
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	3
2 REJEITOS DE MINERAÇÃO	4
2.1 INTRODUÇÃO.....	4
2.2 MINERAÇÃO E BARRAGENS DE REJEITO	5
2.2.1 <i>Processo de Mineração</i>	5
2.2.2 <i>Sistemas de Disposição de Rejeito</i>	8
2.3 MECÂNICA DOS REJEITOS.....	13
2.3.1 <i>Fenômenos Físicos na Formação do Depósito</i>	13
2.3.2 <i>Comportamento Geomecânico</i>	20
2.4 RUPTURA DE BARRAGENS E SEUS MECANISMOS	29
2.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	32
3 LIQUEFAÇÃO.....	33
3.1 FUNDAMENTOS DA LIQUEFAÇÃO.....	33
3.1.1 <i>Aspectos Gerais</i>	33
3.1.2 <i>Comportamento ao Cisalhamento de Solos Granulares</i>	34
3.1.3 <i>Tipos de Liquefação</i>	41
3.2 MECÂNICA DA LIQUEFAÇÃO.....	43
3.2.1 <i>Desenvolvimento da ruptura por liquefação</i>	43
3.2.2 <i>Normalização e Estimativa das Resistências ao Cisalhamento</i>	48
3.2.3 <i>Depósitos Estratificados e a Redistribuição dos Vazios</i>	56

3.3	VARIÁVEIS DE SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO.....	59
3.3.1	<i>Aspectos Naturais</i>	59
3.3.2	<i>Estado Inicial</i>	66
3.3.3	<i>Condições de Saturação</i>	69
3.4	VARIÁVEIS DE GATILHO DE LIQUEFAÇÃO	70
3.4.1	<i>Velocidade do Carregamento</i>	70
3.4.2	<i>Natureza do Carregamento</i>	70
3.5	CONTROLE E PREVENÇÃO: COMO APRENDER COM A HISTÓRIA.	71
3.6	ANÁLISE DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO	75
3.6.1	<i>Método de Olson</i>	76
3.6.2	<i>Método de Sadrekarimi</i>	86
3.7	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	90
4	GESTÃO E QUANTIFICAÇÃO DE RISCOS ASSOCIADOS A BARRAGENS	92
4.1	RISCOS ASSOCIADOS A BARRAGENS.....	92
4.2	GESTÃO DE RISCO DE BARRAGENS.....	95
4.2.1	<i>Uso da Gestão de Riscos na Engenharia de Barragens</i>	95
4.2.2	<i>Estabelecimento de Contexto</i>	99
4.2.3	<i>Avaliação de Risco</i>	100
4.2.4	<i>Tratamento de Risco</i>	115
4.3	PROBABILIDADE E GEOTECNIA.....	116
4.3.1	<i>Incertezas no Dimensionamento Geotécnico</i>	119
4.3.2	<i>Fundamentos Estatísticos</i>	120
4.3.3	<i>Estimativa de Probabilidades</i>	127
4.4	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	136
5	METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DE LIQUEFAÇÃO	138
5.1	NÓ 0 – SUSCEPTIBILIDADE DO MATERIAL	142
5.2	NÓ 1 – GESTÃO DO NÍVEL DE ÁGUA.....	142
5.2.1	<i>Condições de percolação não previstas (ramo 1.1)</i>	143
5.2.2	<i>Sistema Extravasor (ramo 1.2)</i>	147
5.2.3	<i>Gestão de Disposição de Rejeitos (ramo 1.3)</i>	149
5.2.4	<i>Erro Humano</i>	151
5.3	NÓ 2 – GATILHO.....	157
5.3.1	<i>Eventos Climáticos</i>	157
5.4	NÓ 3 – SISTEMA DE GESTÃO DE SEGURANÇA	160
5.5	NÓ 4 – INÍCIO DA LIQUEFAÇÃO.....	164

5.5.1	<i>Definição do modelo geológico-geotécnico e das regiões susceptíveis à liquefação.....</i>	164
5.5.2	<i>Identificação das variáveis aleatórias e determinação dos momentos estatísticos.....</i>	165
5.5.3	<i>Realização de análise de estabilidade probabilística</i>	166
5.6	NÓ 5 – PROGRESSO DA LIQUEFAÇÃO	166
5.7	FERRAMENTAS E MÉTODOS	167
5.7.1	<i>Métodos e Modelos</i>	167
5.7.2	<i>Ferramentas Computacionais</i>	169
6	ESTUDOS DE SENSIBILIDADE.....	170
6.1	EXEMPLO DE APLICAÇÃO	170
6.2	AVALIAÇÃO DOS NÓS 1 E 3 DA ÁRVORE DE EVENTOS	173
6.2.1	<i>Sensibilidade</i>	173
6.2.2	<i>Influência do Valor Central</i>	185
6.2.3	<i>Influência da Variabilidade</i>	188
6.3	AVALIAÇÃO DOS NÓS 4 E 5 DA ÁRVORE DE EVENTOS	191
6.3.1	<i>Sensibilidade dos Parâmetros Geotécnicos</i>	193
6.3.2	<i>Influência do Valor Central</i>	198
6.3.3	<i>Influência da Variabilidade</i>	203
6.3.4	<i>Influência da Permeabilidade</i>	207
6.3.5	<i>Influência da Razão de Resistência ao Cisalhamento.....</i>	214
6.4	AVALIAÇÃO DO NÓ 2 DA ÁRVORE DE FALHAS	219
6.5	DETERMINAÇÃO DA PROBABILIDADE DE RUPTURA POR LIQUEFAÇÃO PARA ETA	222
7	CONCLUSÕES	230
7.1	INTRODUÇÃO.....	230
7.2	ANÁLISE DOS RESULTADOS	230
7.3	CONSIDERAÇÕES FINAIS	234
7.4	RECOMENDAÇÕES	236
	REFERÊNCIAS	238
	APÊNDICE I – CONTRIBUIÇÃO PARA VARIÂNCIA DOS NÓS 1 E 3	256
	APÊNDICE II – DISTRIBUIÇÕES DE PROBABILIDADES	257
	APÊNDICE III – PROBABILIDADES DE RUPTURA PARA OS NÓS 4 E 5	267

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Produção mineral brasileira – 1994 a 2016. (IBRAM, 2016).....	4
Figura 2.2 – Participação das principais substâncias metálicas no valor da produção mineral comercializada – 2015. (BRASIL, 2016).....	5
Figura 2.3 - Fluxograma típico do tratamento de minérios. Modificado de Luz & Lins (2004).	6
Figura 2.4 – Razões médias produto/rejeito. Modificado de Brasil (2016).	7
Figura 2.5 – Barragem convencional em aterro compactado. Modificado de Vick (1990).	10
Figura 2.6 – Arranjos típicos de alteamento. Modificado de Vick (1990).....	11
Figura 2.7 - Estrutura sedimentar plano paralela presente ao longo das praias de rejeitos. (D'AGOSTINO, 2008).....	13
Figura 2.8 – Segregação em aterro hidráulico – Modificado de Vick (1990).....	14
Figura 2.9 – Segregação de depósitos de minério de ferro. Modificado de Santos (2004).....	15
Figura 2.10 – Fatores de influência na posição da superfície freática em barragens alteadas para montante. Modificado de Fell <i>et al.</i> (1992 <i>apud</i> CIGB/ICOLD & UNEP/PNUE, 2001).....	16
Figura 2.11 - Processo físico de deposição dos rejeitos. Modificado de Oliveira Filho & Abrão (2015).	17
Figura 2.12 - Faixas granulométricas dos principais rejeitos das usinas de ferro do Quadrilátero Ferrífero. (GUIMARÃES, 2011).	20
Figura 2.13 – Concentração / Densidade do rejeito <i>versus</i> Resistência não drenada. Baseado em Davies <i>et al.</i> (2010); Lima (2006) e Ribeiro, V. Q. F. (2015).....	21
Figura 2.14 – Modelos reológicos de fluidos independentes tempo. Modificado de Boger (2013) e Ribeiro, V. Q. F. (2015).	22
Figura 2.15 - Comparação do comportamento da tensão de escoamento em função da concentração para resíduos de partículas finas. (BOGER, 2013).	23
Figura 2.16 – Relações geotécnicas de massa específica seca. Modificado de Espósito (1995).	25
Figura 2.17 - Curva de IPR x ângulo de atrito. (LOPES, 2000).	26
Figura 2.18 – Relações de ângulo de atrito pela porosidade. Modificado de Espósito (2000).26	
Figura 2.19 - Variação do ângulo de atrito efetivo com o teor de ferro. Modificado de Presotti (2002).	27
Figura 2.20 - Variação do ângulo de atrito efetivo de pico com o teor de ferro no rejeito. Modificado de Hernandez (2002).	27
Figura 2.21 - Variação do ângulo de atrito de pico em função da porosidade e do teor de ferro. Modificado de Russo (2007).	28
Figura 2.22 - Variação do ângulo de atrito residual em função da porosidade e do teor de ferro. Modificado de Russo (2007).	28

Figura 2.23 - Relação entre o peso específico dos grãos e o teor de ferro em rejeitos de ferro. (HERNANDEZ, 2007).....	28
Figura 2.24 – Compilação dos modos de falha de barragens, segundo vários autores. Modificado de Taguchi (2014).	31
Figura 3.1 - Sequência geral do processo da liquefação (PEREIRA, E. L., 2005).	33
Figura 3.2 – Desenvolvimento da teoria dos estados críticos - (CASAGRANDE, 1936). (a) Comportamento de areias compactas e fofas durante cisalhamento, (b) linha de estados críticos. Adaptado de Freire Neto (2009).....	34
Figura 3.3 – Estado permanente de deformação obtido de ensaios não drenados. Modificado de Poulos <i>et al.</i> (1985).	36
Figura 3.4 - Linha de estado permanente em representação tridimensional no espaço. (GUILLÉN, 2008).	36
Figura 3.5 – Comportamento tensão <i>versus</i> deformação de solos granulares durante carregamento não drenado. Modificado de Maturano (2012).	37
Figura 3.6 - Distintos comportamentos em relação à liquefação em função do estado (CARRERA <i>et al.</i> , 2011 <i>apud</i> FONSECA, 2013).	39
Figura 3.7 - Aplicação da Mecânica dos Estados Críticos na avaliação da suscetibilidade à liquefação estática, a partir de uma Linha dos Estados Críticos (LEC) curvilínea (BEDIN, JUCÉLIA, 2010).	39
Figura 3.8 - Ensaios triaxiais não-drenados em amostra de areia saturada. Modificado de Castro & Poulos (1977) e Sladen <i>et al.</i> (1985 <i>apud</i> Guillén, 2008).	42
Figura 3.9 – Liquefação devido a carregamento estático ou cíclico (DAVIES, M.; MCROBERTS; MARTIN, 2002).	44
Figura 3.10 – Superfície de fluxo de liquefação (KRAMER, 1996).	45
Figura 3.11 – Estados de estabilidade in situ. Modificado de Poulos (1988).	47
Figura 3.12 - Efeitos de velocidade normalizados (a) poropressão normalizada e (b) resistência de penetração normalizada para o caulim (DEJONG <i>et al.</i> , 2013).	52
Figura 3.13 – Tabela de campo de decisão para o cone de 10 cm ² com relação entre coeficiente de adensamento, velocidade de penetração e velocidade normalizada. Dividir a taxa de penetração em 1,22 para o penetrômetro de cone de 15 cm ² (DEJONG <i>et al.</i> , 2013).	53
Figura 3.14 - Representação tridimensional esquemática do comportamento cisalhante do fluxo de rejeitos. Modificado de Ribeiro, V. Q. F. (2015).	55
Figura 3.15 – Perfil de deformação volumétrica típico abaixo de uma barreira de menor permeabilidade. Modificado de Seid-Karbasi <i>et al.</i> (2008 <i>apud</i> Freire Neto, 2009).	57
Figura 3.16 – Experimento estratigráfico. Modificado de Kokusho (1999 <i>apud</i> Penna, 2008).	57
Figura 3.17 - Detalhe do filme de água formado abaixo da camada impermeável do perfil 1. Modificado de Kokusho (1999 <i>apud</i> Penna, 2008).	57
Figura 3.18 - Variação do potencial de liquefação estática com a variação do conteúdo em finos (CARRERA <i>et al.</i> , 2011 <i>apud</i> FONSECA, 2013).	61

Figura 3.19 - A influência dos finos na localização da LEC da areia (THEVANAYAGAM <i>et al.</i> , 2002 <i>apud</i> FONSECA, 2013).	61
Figura 3.20 - Efeito da variação do conteúdo em finos e do índice de vazios na compressibilidade volumétrica, ensaios na areia fina de Ottawa e nos finos de Loch Raven (LADE <i>et al.</i> , 2009 <i>apud</i> FONSECA, 2013).	62
Figura 3.21 – Resistência ao cisalhamento liquefeito de amostras remoldadas e em estratificadas versus conteúdo de finos (NAEINI & BAZIAR, 2004 <i>apud</i> MUHAMMAD, 2012).	63
Figura 3.22 - Recomendações para a influência dos finos na suscetibilidade da liquefação. (SEED, R. B. <i>et al.</i> , 2003).	64
Figura 3.23 – Limites granulométricos de suscetibilidade à liquefação (TERZAGHI; PECK; MESRI, 1996).	65
Figura 3.24 – Linha de estado permanente e parâmetro de estado (BEEN; JEFFERIES, 1985).	67
Figura 3.25 - Parâmetro do estado com os casos de análise analisados selecionados de Jefferies & Been (2006) e Plewes <i>et al.</i> (1992).	68
Figura 3.26 – Relação entre resistência de ponta de ensaio CPT (q_c), densidade relativa (D_r) e tensão vertical efetiva (σ'_v). (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983 <i>apud</i> MUHAMMAD, 2012).	69
Figura 3.27 – Envoltórias de susceptibilidade de liquefação, sugeridas por vários autores com estudos de caso de ruptura para SPT e CPT (OLSON, 2001).	78
Figura 3.28 – Relação de susceptibilidade proposta por (OLSON, 2009) considerando compressibilidade dos solos. A compressibilidade é definida em função da inclinação da CSL. (Olson, 2016 – Cobramseg).	80
Figura 3.29 - Relevância dos testes de cisalhamento de laboratório para modos de cisalhamento em superfícies potenciais de deslizamento no campo. σ'_{lf} tensão efetiva na superfície. (OLSON; MATTSON, 2008)	82
Figura 3.30 - Comparação entre a razão de resistência de pico para diferentes ensaios de campo e laboratório. Casos de ruptura de fluxo de (OLSON; STARK, 2003b). Triaxial Compressão (TxC), Cisalhamento Direto (DSS) e Cisalhamento Rotacional (RS). Modificado de Olson & Mattson (2008).	83
Figura 3.31 - Comparação entre a razão de resistência liquefeita para diferentes ensaios de campo e laboratório. Casos de ruptura de fluxo de (OLSON; STARK, 2002). Triaxial Compressão (TxC), Cisalhamento Direto (DSS) e Cisalhamento Rotacional (RS). Modificado de Olson & Mattson (2008).	86
Figura 3.32 – Comparação de $Su(pico)\sigma'_{vo}$ e $Su(liq)\sigma'_{vo}$ mobilizado em rupturas por fluxo de liquefação (Eq. 3.19-3.24) baseado no N160. Sadrekarimi (2014)	87
Figura 3.33 – Comparação de $Su(pico)\sigma'_{vo}$ e $Su(liq)\sigma'_{vo}$ mobilizado em rupturas por fluxo de liquefação (Eq. 3.25-3.30) baseado no $qc1$. Sadrekarimi (2014).	87
Figura 4.1 – Incidentes em barragens de rejeito por tipo de barragem (a) e ao longo das décadas (b). Modificado de (CIGB/ICOLD; UNEP/PNU, 2001) e (RIBEIRO, V. Q. F., 2015).	93
Figura 4.2 - Atividades de gerenciamento de riscos, adaptado de (FEMA, 2015).	98

Figura 4.3 - Atividades de gestão de riscos segundo a NBR ISO 31.000 (ABNT, 2009).	99
Figura 4.4 - Diagrama de influência de um modelo de risco padrão para o cenário normal que mostra os trabalhos a serem feitos para definir cada uma das variáveis. Modificado de SPANCOLD (2013).	101
Figura 4.5 - Exemplo de Árvore de Eventos. Adaptado de Hardford & Baecher (2004 <i>apud</i> Pimenta, 2008).	105
Figura 4.6 - Exemplo de Árvore de Falhas.	108
Figura 4.7 – Árvore de falhas para liquefação estática (TAGUCHI, 2014).	109
Figura 4.8 – Curvas F-N (LACASSE; NADIM; HOEG, 2012).	114
Figura 4.9 – Probabilidade e consequências de rupturas para projetos de engenharia. Modificado de Whitman (1987 <i>apud</i> Apaza & Barros, 2014).	114
Figura 4.10 – Funções de densidade de probabilidade da solicitação e da resistência (FERNANDES, 2014).	117
Figura 4.11 – Função de distribuição de probabilidade. (a) Distribuição Normal; (b) Distribuição Lognormal.	121
Figura 4.12 - Estimativas subjetivas da compressibilidade da lama da Baía de São Francisco. (FOLAYAN <i>et al.</i> , 1970 <i>apud</i> TAGUCHI, 2014).	128
Figura 4.13 – Distribuição da margem de segurança, M. Modificado de Baecher & Christian (2003)..	130
Figura 5.1 – Árvore de Eventos: Liquefação de Barragens de Rejeito.	139
Figura 5.2 – Nó 1 – Árvore de Falhas – Gestão do nível de água.	143
Figura 5.3 – Árvore de falhas – Ramo 2.1 – Condições de percolação não previstas.	144
Figura 5.4 - Probabilidade anual de falha vs. fator de segurança (SILVA, LAMBE e MARR, 2008).	145
Figura 5.5 – Curva de regressão de probabilidade de mal funcionamento de filtro (HONJO, 1985).	147
Figura 5.6 – Árvore de Falhas – Ramo 2.2 – Sistema Extravasor.	148
Figura 5.7 – Árvore de Falhas – Ramo 2.3 – Gestão de disposição de rejeitos.	150
Figura 5.8 – Árvore de Falhas – Erro Humano.	154
Figura 5.9 – Nó 2 – Árvore de Falhas - Gatilho.	157
Figura 5.10 – Árvore de Falhas – Ramo 3.0 – Sistema de Gestão de Segurança.	162
Figura 6.1 – Seção típica analisada.	170
Figura 6.2 – Valores de $(qc1)$ e σ'_{v0} obtidos a partir dos ensaios CPTu.	171
Figura 6.3 – Curvas granulométricas, rejeito minério de ferro e areia para filtro.	172
Figura 6.4 – Árvore de falhas do nó 1 para cenário base de referência.	175
Figura 6.5 – Ajuste distribuição Beta para Nó 1 – Gestão do nível de água.	175
Figura 6.6 – Contribuição para variância no Nó 1 – Gestão do nível de água.	176

Figura 6.7 – Contribuição para variância no Nó 1 – Gestão do nível de água em função da estimativa para o evento base <i>Pontos de Lançamento e Método Construtivo</i>	177
Figura 6.8 – Ajuste distribuição Weibull para Erro Humano.	179
Figura 6.9 - Taxas genéricas de erro de tarefa humana (CARD <i>et al.</i> , 1994).	179
Figura 6.10 – Contribuição para variância no Erro Humano.	180
Figura 6.11 – Contribuição para variância no erro humano em função da estimativa para o evento base qualidade da supervisão.	181
Figura 6.12 – Árvore de falhas do nó 3 para cenário base de referência.	183
Figura 6.13 – Ajuste distribuição Beta para sistema de gestão de segurança.	183
Figura 6.14 – Contribuição para variância no sistema de gestão de segurança.	184
Figura 6.15 – Contribuição para variância no nó 3 – sistema de gestão de segurança em função da estimativa para o evento base qualidade da supervisão.	185
Figura 6.16 – Taxa de infiltração devido a chuva (mm/h).	191
Figura 6.17 – Variação do nível do Reservatório (m).	192
Figura 6.18 – Probabilidade de ruptura <i>versus</i> Cenários avaliados para início do fluxo por liquefação.	194
Figura 6.19 – Resultados das variáveis de influência para as análises de estabilidade FOSM para estudo de sensibilidade no início do fluxo por liquefação.	195
Figura 6.20 - Resultados das variáveis de influência para as análises de estabilidade FOSM para estudo de sensibilidade no progresso do fluxo por liquefação.	197
Figura 6.21 – Funções de densidade de probabilidade para a razão de resistência de pico para quatro rejeitos.	199
Figura 6.22 – Funções de densidade de probabilidade para a razão de resistência liquefeita para quatro rejeitos.	199
Figura 6.23 – Resultados para avaliação da influência do valor central. (a) Razão de resistência de pico <i>versus</i> Fator de segurança; (b) Desvio Padrão <i>versus</i> Probabilidade de ruptura.	201
Figura 6.24 – Resultados para avaliação da influência do valor central. (a) Razão de resistência liquefeita <i>versus</i> Fator de segurança; (b) Desvio Padrão <i>versus</i> Probabilidade de ruptura.	202
Figura 6.25 – Evolução da probabilidade de ruptura com o CV para estudo de influência da variabilidade no início do fluxo por liquefação para Cenário 1.	204
Figura 6.26 – Evolução do índice de confiabilidade com o CV para estudo de influência da variabilidade no início do fluxo por liquefação para Cenário 2.	205
Figura 6.27 – Probabilidade de ruptura ao início ao fluxo liquefação <i>versus</i> Permeabilidade da drenagem interna.	208
Figura 6.28 – Fator de segurança ao início ao fluxo liquefação <i>versus</i> Permeabilidade da drenagem interna.	208
Figura 6.29 – Processo de colmatção do sistema de drenagem interna (a) Geral; (b) Detalhe.	210

Figura 6.30 – Probabilidade de ruptura ao início ao fluxo liquefação <i>versus</i> Permeabilidade do Rejeito.	211
Figura 6.31 – Fator de segurança ao início ao fluxo liquefação <i>versus</i> Permeabilidade do Rejeito.	211
Figura 6.32 – Processo redução da permeabilidade do rejeito depositado no reservatório (a) Geral; (b) Detalhe.	213
Figura 6.33 – Probabilidade de ruptura <i>versus</i> Desvio padrão para variabilidade espacial... 216	
Figura 6.34 – Taxa de infiltração para chuva para duração de 1 dia para vários tempo de referência.	220
Figura 6.35 – Variação do nível do Reservatório (m) para chuva de duração de 1 dia.	220
Figura 6.36 – Taxa de infiltração para chuva para duração de 7 dias para vários tempo de referência.	220
Figura 6.37 – Variação do nível do Reservatório (m) para chuva de duração de 7 dias.	220
Figura 6.38 – Variação das vazões do dreno de fundo em função de diferentes tempos de referência.	221
Figura 6.39 – Árvore de Eventos: Liquefação de Barragens de Rejeito – Caso 1.	229

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Principais características da disposição dos rejeitos nas concentrações de polpa, espessados, pasta e torta. Modificado de Taguchi (2014) e Davies <i>et al.</i> (2010).	9
Tabela 2.2 - Importância dos fenômenos para os diferentes granulometrias. (OLIVEIRA FILHO & VAN ZIL, 2006 <i>apud</i> RIBEIRO, V. Q. F., 2015).....	19
Tabela 3.1 – Comparação das vantagens e desvantagens de vários testes de campo para avaliação da resistência à liquefação. Modificado de Aquino (2009).....	50
Tabela 3.2 – Critérios de susceptibilidade a liquefação.	63
Tabela 3.3 – Índices de vazios para areias (PINTO, 2006).....	66
Tabela 3.4 – Rupturas por liquefação ao redor do mundo. Modificado de CIGB/ICOLD & UNEP/PNUE (2001) e Ribeiro, V. Q. F., (2015).....	72
Tabela 3.5 - Resumo das rupturas no fluxo estático de liquefação usadas no trabalho de Sadrekarimi (2014).....	88
Tabela 3.6 – Relações empíricas para cada modo de cisalhamento. Modificado de Sadrekarimi (2014).	89
Tabela 4.1 – Fatores de falha e sucesso na governança corporativa. Adaptado de Bittar (2017).	94
Tabela 4.2 - Correspondência entre a descrição verbal da chance de ocorrência do evento e o valor de probabilidade adotado. Adaptado de Baecher & Christian (2003).	103
Tabela 4.3 – Métodos de análise de risco qualitativos.	104
Tabela 4.4 - Indicação de aplicações dos métodos de análise de riscos FEMA (2015 <i>apud</i> Coutinho <i>et al.</i> , 2017).....	110
Tabela 4.5 - Relação entre índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura. Modificado de USACE, (1997 <i>apud</i> Apaza & Barros, 2014).	112
Tabela 4.6 – Incertezas dos parâmetros. Modificado de Christian <i>et al.</i> (1994).....	119
Tabela 4.7 - Ferramentas estatísticas.....	121
Tabela 4.8 – Probabilidades de X dentro de um intervalo centrado na média, para uma distribuição normal. Modificado de Fernandes (2014).	122
Tabela 4.9 - Valores do fator Nn para estimar o desvio padrão (BURINGTON & MAY, 1970 <i>apud</i> FLORES, 2008).....	123
Tabela 4.10 - Valores típicos de coeficiente de variação. Modificado de Flores (2008).	124
Tabela 4.11 - Momentos probabilísticos de ensaios de laboratório.	125
Tabela 4.12 - Funções de densidade de probabilidade para variáveis aleatórias em engenharia geotécnica (USACE, 2006).	126
Tabela 5.1 - Correspondência entre a descrição verbal da chance de ocorrência do evento e o valor de probabilidade adotado. Adaptado de Baecher & Christian (2003).	141
Tabela 5.2 – Fatores de influência para condições de percolação não previstas.	144

Tabela 5.3 – Fatores de influência - Sistema extravasor.....	149
Tabela 5.4 – Fatores de influência - Gestão disposição de rejeitos.....	150
Tabela 5.5 – Fatores de influência – Erro humano.	155
Tabela 5.6 – Probabilidades aproximadas como função de limite de confiança. Modificado de ICOLD (2014).	159
Tabela 5.7 – Fatores de influência – Sistema de gestão de segurança.	163
Tabela 6.1 – Parâmetros geotécnicos utilizados nas análises de sensibilidade.....	171
Tabela 6.2 – Coeficientes de variação dos parâmetros geotécnicos.	172
Tabela 6.3 – Análise das probabilidades e variabilidade dos eventos base para gestão do nível de água.....	174
Tabela 6.4 – Análise das probabilidades e variabilidade dos eventos base para erro humano.	178
Tabela 6.5 – Análise das probabilidades e variabilidade dos eventos base para sistema de gestão de segurança.	182
Tabela 6.6 - Análise da variação da probabilidade da gestão do nível de água devido a variabilidade dos fatores isolados.	186
Tabela 6.7 - Análise da variação da probabilidade do erro humano devido a variabilidade dos fatores isolados.....	187
Tabela 6.8 - Análise da variação da probabilidade do sistema de gestão de segurança devido a variabilidade dos fatores isolados.	188
Tabela 6.9 – Análise da variação do desvio da gestão do nível de água devido a variabilidade dos fatores isolados.	189
Tabela 6.10 – Análise da variação do desvio do erro humano devido a variabilidade dos fatores isolados.....	189
Tabela 6.11 – Análise da variação do desvio do sistema de gestão de segurança devido a variabilidade dos fatores isolados.	190
Tabela 6.12 – Resultados da função de desempenho segundo o método FOSM para o estudo de sensibilidade no início do fluxo por liquefação.	194
Tabela 6.13 – Resultados da função desempenho segundo o método FOSM para estudo de sensibilidade no progresso do fluxo por liquefação.	196
Tabela 6.14 - Resultados da função desempenho segundo o método Monte Carlo para estudo da influência do valor central no início do fluxo por liquefação.	200
Tabela 6.15 - Resultados da função desempenho segundo o método Monte Carlo para estudo da influência do valor central no progresso do fluxo por liquefação.	202
Tabela 6.16 - Resultados para estudo de influência da variabilidade no início do fluxo por liquefação para Cenário 1.....	204
Tabela 6.17 - Resultados para estudo de influência da variabilidade no início do fluxo por liquefação para Cenário 2.....	205

Tabela 6.18 - Resultados para estudo de influência da variabilidade no progresso do fluxo por liquefação para Cenário 1.....	206
Tabela 6.19 – Resultados para estudo de influência da variabilidade no progresso do fluxo por liquefação para Cenário 2.....	207
Tabela 6.20 – Resultados para o estudo de influência da permeabilidade da drenagem interna no início do fluxo por liquefação.	209
Tabela 6.21 – Resultados para o estudo de influência da permeabilidade do rejeito no início do fluxo por liquefação.	212
Tabela 6.22 – Resultados para estudo de influência da variabilidade espacial no inicio do fluxo por liquefação.	215
Tabela 6.23 – Razão de resistência – Métodos de Olson e Sadrekarimi.....	217
Tabela 6.24 – Resultados para estudo de influência da razão de resistência.	217
Tabela 6.25 - Resultados para estudo de influência da variabilidade da razão de resistência de pico no início do fluxo por liquefação.	218
Tabela 6.26 - Resultados para estudo de influência da variabilidade da razão de resistência liquefeita no progresso do fluxo por liquefação.	219
Tabela 6.27 – Resultados para probabilidade de ruptura por liquefação considerando um tempo de retorno de 2 anos.	224
Tabela 6.28 – Resultados para probabilidade de ruptura por liquefação considerando um tempo de retorno de 100 anos.	225
Tabela 6.29 - Contribuição para a variância dos eventos nos Nós para a ETA considerando um tempo de retorno de 2 anos.	227
Tabela 6.30 - Contribuição para a variância dos eventos nos Nós para a ETA considerando um tempo de retorno de 100 anos.	228

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ANCOLD – Australian Commission on Large Dams

ANM – Agência Nacional de Mineração

ASDSO – Association of State Dam Safety Officials

BPT – Ensaio de Penetração de Becker

CBDB – Comitê Brasileiro de Grandes Barragens

CD – Consolidated Drained Triaxial Test

CDA – Canadian Dam Association

CIGB – Comissão Internacional de Grandes Barragens

CNRH – Conselho Nacional de Recursos Hídricos

COPAM – Conselho Estadual de Política Ambiental

CPT – Cone Penetration Test

CSN – Companhia Siderúrgica Nacional

DNPM – Departamento Nacional de Produção Mineral

DPA – Dano Potencial Associado

DSS – Direct Simple Shear

DST – Direct Shear Test

EUA – Estados Unidos da América

FC – Fine content

FEAM – Fundação Estadual do Meio Ambiente

FEMA – Federal Emergency Management Agency

FLS – Flow Liquefaction Surface

FOSM – First Ordem Second Moment

FS – Fator de Segurança

IBRAM – Instituto Brasileiro de Mineração

ICOLD – Internacional Commission on Large Dams

IF – Índice de fragilidade

IP – Índice de plasticidade

IPR – Índice de porosidade relativa

LEC – Linha de Estado Crítico

LEP – Linha de Estado Permanente

LL – Limite de liquidez

MEF – Método Elementos Finitos

MEL – Método Equilíbrio Limite

MG – Minas Gerais

Ms – Massa de sólidos

Mw – Massa de água

N – Newton

NBR – Norma Brasileira

Pa – Pascal

PAE - Plano de Ações Emergenciais

PAEBM – Plano de Ações Emergenciais de Barragens de Mineração

PEM – Point Estimate Method

pH – Potencial hidrogeniônico

PIB – Produto Interno Bruto

PNSB – Política Nacional de Segurança de Barragens

PNUE – United Nations Environment Programme

PR – Probabilidade de Ruptura

SNISB – Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens

SPT – Standart Penetration Test

SSL – Steady State Line

TS – Teor de Sólidos (%)

TxC – Compressão triaxial

TxE – Extensão triaxial

UNCTAD – Conferência das Nações Unidas para o Comércio e o Desenvolvimento

UNEP – United Nations Environment Programme

USACE – United States Army Corps of Engineers

USBR – United States Bureau of Reclamation

USCOLD – United State Committe on Large Dams

USSA – Undrained Strength Stability Analysis

USSD – United States Society on Dams

ZAS – Zona de Auto Salvamento

LISTA DE SIMBOLOS

C_N – Fator de correção da tensão vertical efetiva

C_q – Fator de correção do nível de tensões para o ensaio CPT

CV – Coeficiente de variação

C_v – Teor de sólidos volumétrico

C_w – Teor de sólidos gravimétrico

D10 – Diâmetro correspondente a 10% passante

e – Índice de Vazios

e_0 – Índice de vazios in situ antes do cisalhamento para uma dada tensão confinante efetiva

e_{ss} – Índice de vazios para a linha de estado permanente correspondente à mesma tensão confinante efetiva

Fe – Elemento químico Ferro

k – Condutividade Hidráulica

\ln – Logaritmo neperiano

\log – Logaritmo na base 10

N – Número de golpes

n – Porosidade

N_{60} – Número de golpes corrigido normalizado em relação ao valor de 60% da energia teórica de queda livre do martelo

n_{max} – Porosidade máxima

n_{min} – Porosidade mínima

p'_0 – Tensão média inicial

p'_{fl} – Tensão média de inicio de fluxo por liquefação

p'_q – Tensão média de quebra de grãos

P_a – Pressão atmosférica

q_c - Resistência de ponta do cone

s – Segundo

S_P – Resistência ao cisalhamento de pico

S_R – Resistência ao cisalhamento residual

S_u – Resistência não drenada de pico

S_{uLIQ} – Resistência dos rejeitos liquefeitos

S_{us} – Resistência cisalhante liquefeita

X_{max} – Valor máximo da amostra

X_{med} – Média estatística

X_{min} – Valor mínimo da amostra

ψ – Parametro de estado

β – Índice de Confiabilidade

ε - Deformação

ϕ' – Ângulo de atrito efetivo

ϕ'_{cv} - Ângulo de atrito de volume constante

ϕ'_s – Ângulo de atrito estado permanente

ϕ_y - Ângulo de atrito mobilizado para a resistência ao cisalhamento de pico

γ_s – Peso Específica dos Grãos

γ_w – Peso Específica da Água

λ – Inclinação da linha de estado critico

λ_{fl} – Inclinação da linha de estado critico para fluxo por liquefação

λ_q – Inclinação da linha de estado critico para quebra dos grãos

$\lambda_{10,cs0}$ – Inclinação da curva LEC

μ - viscosidade

π – Constante pi = 3,14...

ρ_s – Massa específica da água

σ' – Tensão efetiva

σ'_1, σ'_2 e σ'_3 – Tensões principais efetivas

σ'_{1c} – Tensão principal maior efetiva pré-ruptura

σ'_n – Tensão efetiva normal à superfície de ruptura

σ'_{oct} – Tensão octaédrica efetiva

σ'_{v0} – Tensão vertical efetiva pré-ruptura

σ_x – Desvio padrão

σ_x^2 – Variância

τ - Tensão cisalhante

τ_y – Tensão de escoamento

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

O crescimento populacional e o desenvolvimento tecnológico das últimas décadas levaram ao incremento da atividade mineral e, por conseguinte, das áreas exploradas. Diferentemente do passado, as tecnologias atuais de beneficiamento permitem a produção numa escala industrial sem tamanho. Durante este processo ocorre a geração de subprodutos, em especial, os rejeitos.

Os rejeitos são materiais remanescentes do processo de beneficiamento de minérios, sendo a solução de disposição em depósitos, em especial as barragens de rejeitos, considerados um dos principais riscos operacionais para as empresas mineradoras. A implantação de um depósito de rejeitos em qualquer região implica numa série de impactos e restrições socioambientais, os quais têm feito com que o modelo de gestão dos rejeitos seja seriamente questionado.

A possibilidade de ocorrência de eventos catastróficos de ruptura de barragens traz uma série de consequências para o negócio, que vão desde a interrupção operacional, multas e milhões em custos de reparo, até a possibilidade de fechamento da empresa. Pode-se citar também impactos socioeconômicos, à saúde e segurança das pessoas, e ao meio ambiente, as quais podem perdurar nos agentes envolvidos por anos.

Acidentes recentes chamaram atenção sobre a capacidade da engenharia em analisar de forma adequada os modos de falha relacionados à ruptura de barragens de rejeito, sobretudo a ruptura por liquefação. Somente em Minas Gerais, dois grandes acidentes envolvendo estruturas de contenção de rejeito ocorreram nos últimos 10 anos. A barragem B1 da Herculano Mineração em 2014 e a barragem de Fundão no dia 5 de novembro de 2015, sendo este último provavelmente o mais catastrófico e dispendioso fracasso da engenharia brasileira: caro em dinheiro, caro na perda de estatura profissional e caro no número de pessoas mortas (19 vidas).

Para Liu *et al.* (2013) a instabilidade induzida pela liquefação é uma das principais causas que levam à ruptura de barragens, sendo que os reservatórios de rejeitos constituem-se da instalação mais importante para manter a produção da mina.

Segundo Rico *et al.* (2007) essas e outras experiências passadas mostram que a ênfase deve ser colocada na prevenção, em vez de reagir após o fato. Ao antecipar as possíveis considerações de risco, o impacto ambiental pode ser minimizado e os custos reais otimizados.

Diversos estudos têm sido realizados a respeito de liquefação de rejeitos, sobretudo, no que concerne à indução do mesmo por causas sísmicas e na estimativa dos parâmetros de resistência não drenada do rejeito por meio de ensaios de campo e laboratório. Não estando ainda, contudo, as metodologias bem definidas. No campo dos estudos probabilísticos e das incertezas relacionadas às propriedades dos materiais e à magnitude dos carregamentos, encontram-se principalmente pesquisas quanto à variabilidade da resistência não drenada e à probabilidade de eventos sísmicos. Nota-se, entretanto, a necessidade de desenvolvimento de metodologias para a determinação da probabilidade de ruptura por liquefação, sobretudo para a condição de carregamento estático.

Reconhecendo a importância do tema para a engenharia, a sociedade e o meio ambiente, decidiu-se neste trabalho pelo estudo do potencial de liquefação estática de barragens de rejeito por meio da abordagem probabilística. Tal escolha justifica-se pelo elevado número de reservatórios de rejeitos no território brasileiro em especial no estado de Minas Gerais e a baixa incidência de abalos sísmicos na região. Ressalta-se ainda que diversos autores destacam a importância da abordagem probabilística na geotecnia, sobretudo nos estudos de liquefação.

1.2 Objetivos

1.2.1 *Objetivo Geral*

Integração de métodos probabilísticos para quantificação da probabilidade de ruptura de liquefação estática em rejeitos de mineração dispostos hidro-mecanicamente.

1.2.2 *Objetivos Específicos*

Complementarmente ao objetivo geral, estudos e análises intermediárias foram realizadas com foco a apoiar o tema central desta pesquisa.

- Verificar o comportamento geotécnico de um depósito de rejeito de minério de ferro da perspectiva da ruptura por liquefação sob diferentes condições;
- Analisar as incertezas das variáveis geotécnicas e suas magnitudes na determinação do desempenho de barragens da perspectiva da ruptura por liquefação;
- Avaliar as incertezas associadas ao sistema de gestão de segurança de uma barragem;

- Examinar o fator humano na contribuição à falha na operação de um depósito de rejeitos;

1.3 Estrutura da dissertação

Esta dissertação trata dos aspectos da avaliação do fenômeno de liquefação pela abordagem probabilística. Para o desenvolvimento do tema, o texto encontra-se dividido em sete capítulos. No primeiro capítulo está apresentada a importância do tema, bem como os objetivos propostos e atendidos ao longo da pesquisa.

Os *Capítulos 2, 3 e 4* tratam da revisão bibliográfica, subdivida em três eixos, conforme aspectos teóricos que envolvem o tema, a saber: (i) *Capítulo 2* – Rejeitos de Mineração; (ii) *Capítulo 3* – Liquefação; e (iii) *Capítulo 4* – Gestão e Quantificação de Riscos Associados a Barragens.

No *Capítulo 5* é apresentada a metodologia proposta para a avaliação de liquefação de barragens de rejeito, enfocando na descrição das etapas para a estimativa da probabilidade de ruptura por liquefação. No *Capítulo 6* a metodologia proposta é aplicada a uma série de estudos de sensibilidade, bem como são apresentados os resultados. No *Capítulo 7* são apresentadas as conclusões, limitações do trabalho, bem como sugestões para pesquisas futuras. Ao final, são apresentadas as referências bibliográficas que subsidiaram esta dissertação, assim como os apêndices elaborados pelo autor.

2 REJEITOS DE MINERAÇÃO

2.1 Introdução

A atividade mineral é um setor milenar da economia, sendo motor de diversos acontecimentos históricos e políticos da história brasileira, contribuindo para a ocupação do território e para a atividade econômica até os dias atuais. O crescimento populacional e o desenvolvimento tecnológico levaram ao incremento desta atividade e, por conseguinte, das áreas exploradas. De acordo com IBRAM (2016) a produção mineral atingiu no ano de 2016 um valor de US\$ 24 bilhões (Figura 2.1), contando para isso com 8.870 mineradoras.

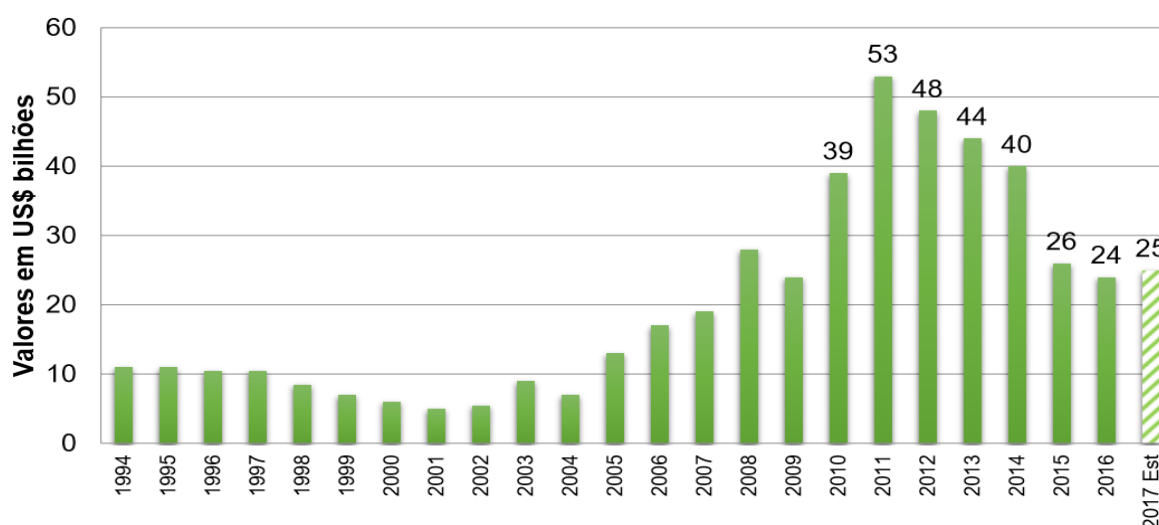


Figura 2.1 – Produção mineral brasileira – 1994 a 2016. (IBRAM, 2016)

Segundo o DNPM - Departamento Nacional de Produção Mineral, (BRASIL, 2016), em 2015, as substâncias da classe dos metálicos responderam por cerca de 76% do valor total da produção mineral comercializada brasileira. Dentre essas substâncias, oito destacam-se por corresponderem a 98,5% do valor da produção comercializada da classe, quais sejam: alumínio, cobre, estanho, ferro, manganês, nióbio, níquel e ouro. Com destaque para a expressiva participação do ferro nesse montante (61,7%), cuja produção é concentrada, principalmente, nos estados de Minas Gerais e Pará (Figura 2.2).

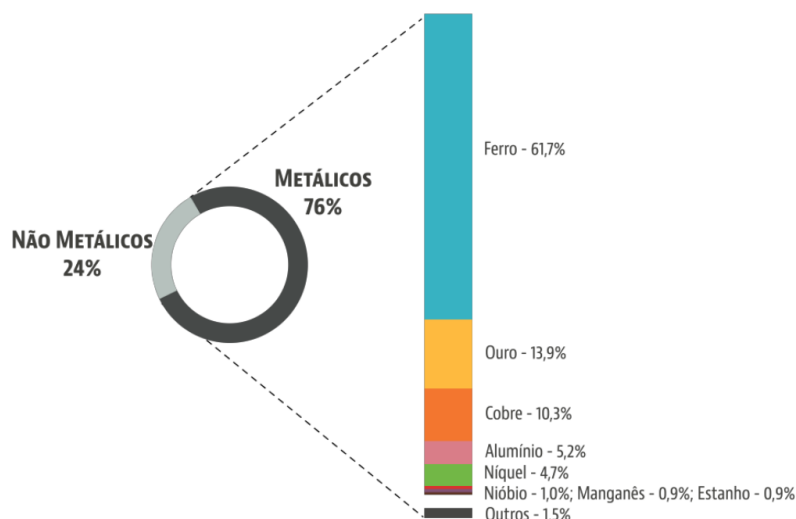


Figura 2.2 – Participação das principais substâncias metálicas no valor da produção mineral comercializada – 2015. (BRASIL, 2016).

As reservas medidas e indicadas de minério de ferro no Brasil alcançam 29 bilhões de toneladas, situando o país em quarto lugar em relação às reservas mundiais, de 160 bilhões de toneladas (18%), sendo o segundo maior produtor. Conforme a UNCTAD - Conferência das Nações Unidas para o Comércio e o Desenvolvimento, sua produção em 2010 foi de 372 milhões de toneladas, o que equivale a 15% do total mundial (2,4 bilhões de toneladas) ficando atrás apenas da Austrália. As maiores empresas produtoras no Brasil são: VALE (81,7%), SAMARCO (6,6%), CSN (2,9%), MMX (1,03%), NAMISA (0,9%) e outros (6,8%) (IBRAM, 2012).

Neste capítulo serão apresentados os principais aspectos da atividade mineral, com destaque para a geração de subprodutos como os rejeitos de mineração. Esses serão explorados sobretudo quando à sua natureza e comportamento, além da sua principal estrutura de disposição, as barragens de rejeito.

2.2 Mineração e Barragens de Rejeito

2.2.1 *Processo de Mineração*

O processo de mineração pode ser subdividido em várias etapas, compreendendo basicamente três fases: a *extração*, o *beneficiamento* e o *transporte*. Este último da mina para a usina e desta para o processo industrial / consumidor final.

Segundo Cavalcante (2004) a extração do minério depende fundamentalmente do local e da forma como o depósito é encontrado, podendo ocorrer próximo à superfície ou em

profundidade. A retirada do minério próximo à superfície pode ocorrer por meio de alguns métodos como: aluvião, dragagem, filetes, pedreira e mina a céu aberto, sendo este último o mais utilizado no caso de grandes depósitos de materiais valiosos. Quando o minério se encontra em maior profundidade na crosta, a lavra subterrânea é a opção mais viável, constituindo a mineração em nível e poço e a em sala e pilar, os dois métodos mais empregados. Após a extração, o minério é enviado para a planta de beneficiamento, para atingir concentração suficiente para a comercialização. A Figura 2.3 apresenta um fluxograma típico de tratamentos de minérios.

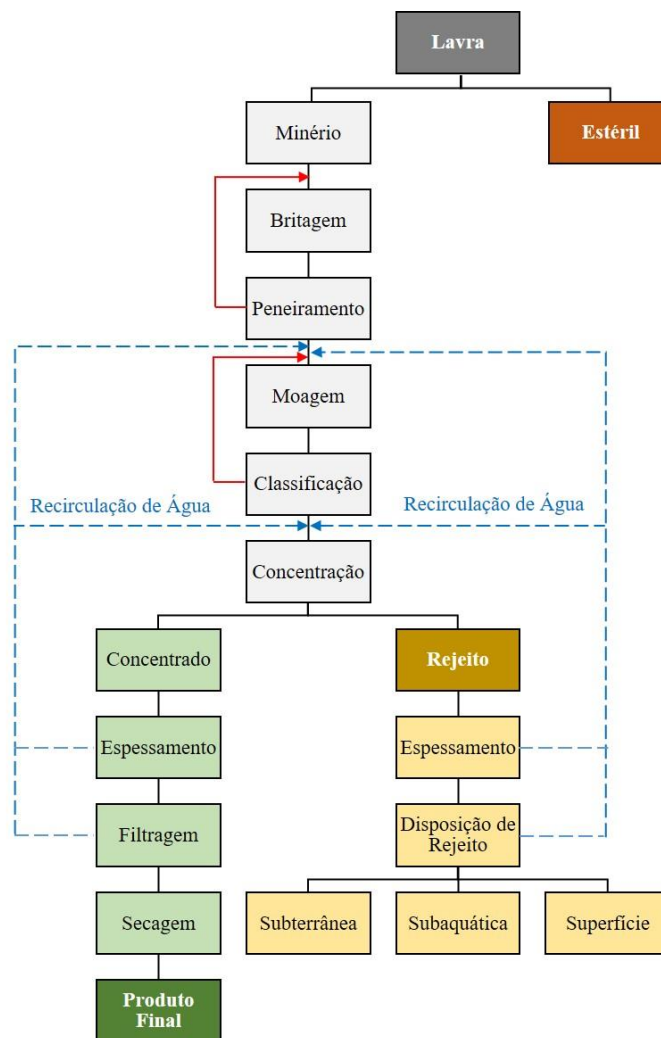


Figura 2.3 - Fluxograma típico do tratamento de minérios. Modificado de Luz & Lins (2004).

Apesar dos inúmeros benefícios trazidos pela mineração, é inevitável a produção de subprodutos, sendo o principal deles os *rejeitos de minério*. De acordo com a ABNT (2017), em sua normativa NBR 13.028, rejeito é todo e qualquer material descartado durante o processo

de beneficiamento de minérios. Estes materiais constituem hoje os maiores passivos ambientais da atividade minerária, juntamente com as minas a céu aberto.

No decorrer das últimas décadas a geração destes rejeitos sofreu um acréscimo devido ao aperfeiçoamento do processo de mineração, bem como a diminuição de reservas de alto teor. Tal fato contribuiu para a ampliação do volume de rejeitos e, conseqüentemente, do porte dos depósitos.

De acordo com Abrão (1987 *apud* Nierwinski, 2013), as razões médias produto/rejeito de alguns minérios são: ferro 2/1, carvão 1/3, fosfato 1/5, cobre 1/30 e ouro 1/10.000. Utilizando a Equação 2.1, obtem-se as razões médias produto/rejeito para o ano de 2015 com os dados disponíveis no Anuário Mineral Brasileiro de 2016, tal como ilustrado na Figura 2.4. Nota-se que houve pouca variação nas proporções entre a década de 90 e o ano de 2015.

$$\text{Razão média} = (\text{Produção bruta} - \text{Produção beneficiada}) / \text{Produção bruta} \quad (2.1)$$

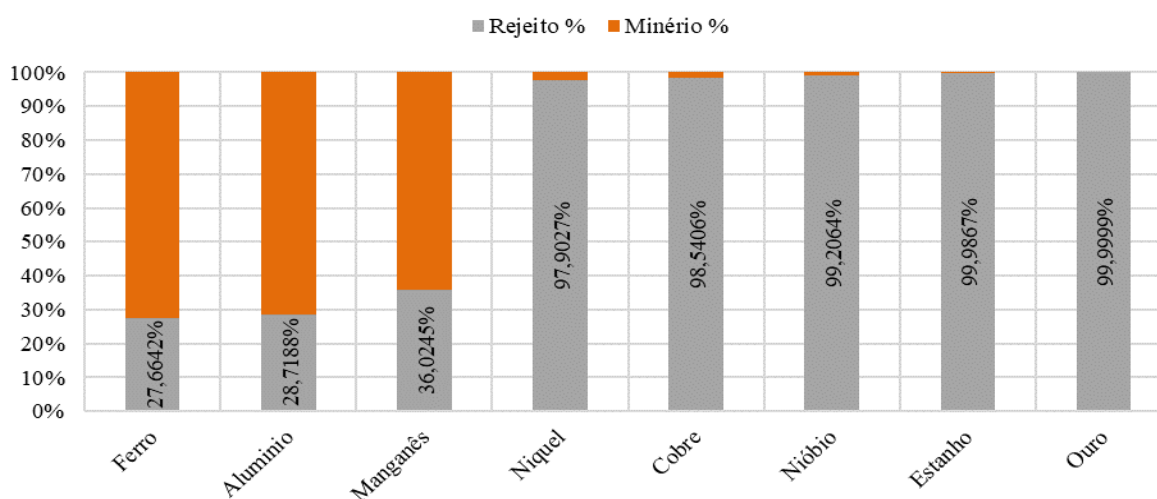


Figura 2.4 – Razões médias produto/rejeito. Modificado de Brasil (2016).

O manejo desse grande aporte de rejeitos é sem dúvida uma das principais preocupações das mineradoras e das comunidades nas quais estão inseridas. Diversas questões podem ser citadas como: (i) a ocupação física desordenada de rejeitos e estéreis em extensas áreas; (ii) o aumento da acidez do solo; (iii) a inibição do crescimento de diversas espécies vegetais; (iv) o favorecimento da aridez do solo; (v) a poluição das águas superficiais e/ou subterrâneas; (vi) os acidentes decorrentes de ruptura de barragens de rejeito; (vii) contaminação de solos; (viii) erosão eólica e hídrica; e (ix) assoreamento de drenagens naturais a jusante dos depósitos (COSTA; MELO, 1987; OLIVEIRA FILHO; ABRÃO, 2015).

2.2.2 *Sistemas de Disposição de Rejeito*

As técnicas e métodos de disposição de rejeito, bem como as estruturas de contenção dos mesmos, estão diretamente relacionadas com o teor de sólidos do efluente final do processo de beneficiamento, assim como a sua granulometria. Em outras palavras, a relação entre a quantidade de sólidos presente e a quantidade total de rejeitos, seja em massa (C_w – teor de sólidos gravimétrico) ou em volume (C_v - teor de sólidos volumétrico).

No âmbito deste trabalho serão consideradas as quatro categorias propostas por Davies *et al.* (2010) e Davies (2011) listadas a seguir:

- Rejeito em polpa: rejeitos com baixas concentrações de sólidos ($30\% < C_w < 40\%$), sendo esta a concentração mais comum na saída dos rejeitos de usinas de beneficiamento no Brasil;
- Rejeito espessado: rejeitos com concentrações de sólidos aumentada por meio de processos mecânicos de espessamento ($45\% < C_w < 65\%$);
- Rejeito em pasta: rejeitos com concentração de sólidos intermediária ($65\% < C_w < 70\%$);
- Rejeito em torta: rejeitos com alta concentração de sólidos ($80\% < C_w < 85\%$).

A Tabela 2.1 apresenta as principais características oriundas da disposição dos rejeitos nas diferentes concentrações. Por meio dela, é possível identificar algumas das principais características que devem ser consideradas para compreender as vantagens e desvantagens que cada teor de sólidos carrega quanto à sua disposição.

Neste trabalho serão tratados apenas os rejeitos dispostos na forma de polpa ou espessados em estruturas de contenção do tipo barragens, uma vez que o objetivo central é o estudo de liquefação de rejeitos dispostos hidro-mecanicamente.

Os rejeitos em polpa ou espessados, pela sua consistência, necessitam estar confinados em uma estrutura resistente e estanque. As barragens são estruturas projetadas para resistir às solicitações permanentes e transientes, seja do empuxo do reservatório, ou mesmo de intempéries naturais ou antrópicas. Na mineração os barramentos são subdivididos em duas categorias, com concepções díspares: *barragens/diques convencionais (de terra)* e *barragens/diques de rejeitos*.

Tabela 2.1 - Principais características da disposição dos rejeitos nas concentrações de polpa, espessados, pasta e torta. Modificado de Taguchi (2014) e Davies *et al.* (2010).

	Polpa	Espessado	Pasta	Torta
Processos de desaguamento¹	Nenhum (ciclones podem ser utilizados)	Coagulantes / Floculantes / Ciclones / Espessadores / Modificadores químicos	Espessadores do tipo “Deep bed” aditivos químicos	Filtros (vácuo ou pressão)
Teor de sólidos gravimétricos (Cw)²	30-40%	45-65%	65-70%	80-85% (não saturado)
Transporte típico	Bombas centrífugas		Bombas de deslocamento positivo / e utilização de redutores de viscosidade	Caminhões ou esteiras
Volume de água para manejo	Finos dispostos no reservatório com volume significativo de água a ser manejada	Volume de água considerável a ser manejado	Pequeno ou nenhum volume de água a ser manejado	Ocorre apenas consolidação – água percolada pode ser negligenciada
Características dos rejeitos depositados	Segregáveis	Possivelmente segregáveis	Não segregáveis	Aspecto de solo (não segregáveis)
Modelo de resistência aplicável	Reologia	Reologia	Transição	Mecânica dos Solos
Ângulos de praia	Suave com concavidade 0,5% - 2% (VICK, 1990)	Concavidade menor, levemente mais íngreme que o método convencional. Praia forma fluxo em canais 2% – 6% (CIGB/ICOLD; UNEP/PNU, 2001)	“Sheet Flow”, com possibilidade de ocorrência de canalização. Formação de praia pode ser inibida pela resistência. 2% – 10% (THERIAULT; FROSTIAK; WELCH, 2003)	Não aplicável
Deformações pós deposição	Adensamento a grandes deformações		Próximo de modelos tradicionais da mecânica dos solos	Modelos tradicionais da mecânica dos solos
Retenção dos rejeitos	Estruturas de retenção para todos os métodos de disposição subárea	Podem ser auto sustentados em ângulos de deposição muito baixos. Estruturas de retenção são ainda necessárias	Podem ser auto sustentáveis em ângulos modestos, têm potencial para disposição com estruturas de disposição mínimas	Auto Sustentáveis em altos ângulos de deposição, dispensam estruturas de retenção.

1 – Centrífugas não listadas, podem desenvolver concentração intermediária entre pasta e torta

2 – Densidades típicas para minerais de rejeitos de mineração de metais. Variação no comportamento para outros tipos de materiais minerados pode ser esperada.

As barragens convencionais, similarmente às barragens de reservação de água e/ou geração de energia, podem ser de solo argiloso ou de enrocamento com núcleo argiloso, geralmente materiais disponíveis na área da mineradora (estéreis e/ou materiais de empréstimo). Uma das desvantagens desse tipo de barragem é o alto custo relacionado ao início da obra, em razão de serem construídas em uma única etapa.

Por outro lado, apesar de ter uma construção complexa, oferecem um nível de segurança superior, além de um sistema de disposição com regras operacionais relativamente simples. Essas estruturas são ideais nos casos onde, além do depósito do rejeito, há necessidade de armazenar grandes volumes de água, ou quando outros métodos se mostram inviáveis (OLIVEIRA FILHO & ABRÃO, 2015).

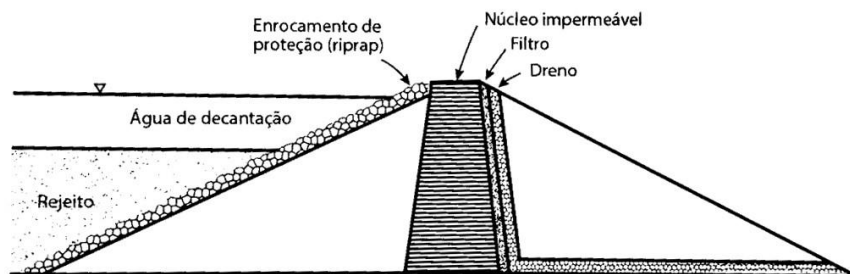


Figura 2.5 – Barragem convencional em aterro compactado. Modificado de Vick (1990).

As barragens de rejeito, isto é, construídas com o próprio rejeito, têm como principal característica a construção em etapas ou de forma contínua, ao longo da vida útil da estrutura. Tal flexibilidade, aliada à utilização do rejeito como material de construção, são os pontos mais vantajosos deste tipo de estrutura, pois o custo é diluído ao longo dos anos de operação. A construção da estrutura se inicia com a implantação de um pequeno barramento, em solo ou enrocamento, denominado de dique inicial ou de partida. Ele tem como função possibilitar a disposição do rejeito nos primeiros anos de operação e proteger e/ou funcionar como sistema de drenagem interna da barragem. Quando o dique de partida chega em sua capacidade máxima é iniciado o processo de elevação da crista da barragem, este procedimento é conhecido como *alteamento* da barragem (OLIVEIRA FILHO & ABRÃO, 2015).

Os alteamentos podem acontecer de diversas maneiras a depender do material de construção e da sua geometria, bem como a forma de lançamento dos rejeitos. A diferenciação da técnica é realizada conforme a direção do eixo do alteamento atual em relação ao eixo do maciço anterior.

Os três métodos possíveis são os seguintes: o alteamento de montante, o alteamento de jusante e o alteamento por linha de centro, como mostrado na Figura 2.6.

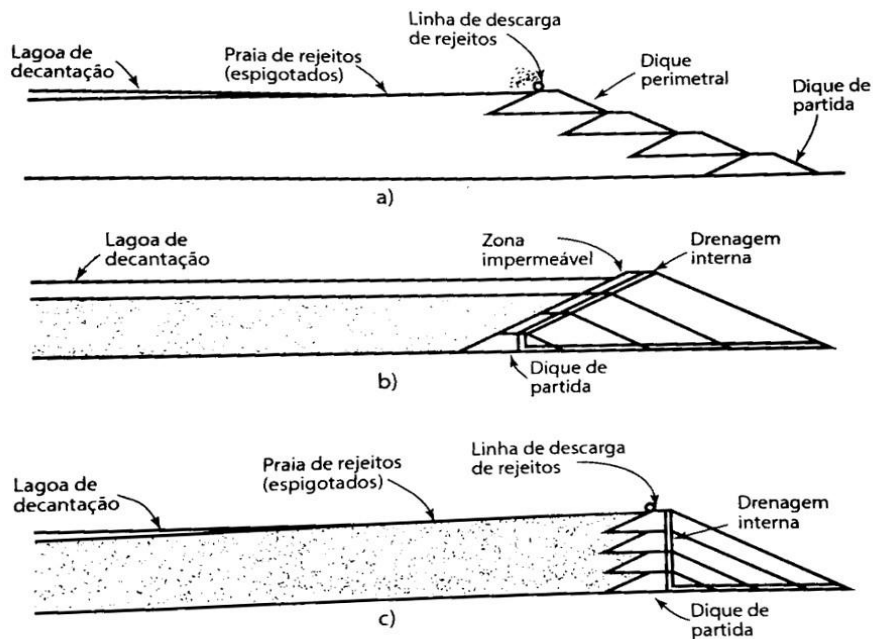


Figura 2.6 – Arranjos típicos de alteamento. Modificado de Vick (1990).

As barragens alteadas com rejeito utilizam dois métodos construtivos: o esteiramento ou compactação e a hidromecanização. O esteiramento ou compactação ocorre em pequena escala, ou restrita a uma porção da barragem, sendo uma prática cara e pouco aplicada. A hidromecanização é a técnica utilizada mundialmente que consiste em um conjunto de procedimentos que envolvem a exploração, o transporte e a deposição do rejeito em forma de polpa em uma área predeterminada. Os aterros construídos por meio desta técnica são chamados *aterros hidráulicos*. Em função do propósito desta dissertação, serão discutidas apenas as estruturas alteadas com rejeito para montante com a técnica de aterro hidráulico (VICK, 1990)

Os aterros hidráulicos são formados pela segregação, sedimentação, adensamento e ressecamento dos rejeitos depositados. Desta forma, o comportamento geotécnico destas estruturas depende da composição da polpa e dos métodos de descarga, que podem definir não só a variabilidade dos parâmetros geotécnicos, mas também a heterogeneidade espacial dos mesmos (ESPÓSITO, 2000). Segundo Cavalcante (2004), a composição da mistura é definida pelo teor dos minérios na polpa, tipo do fluido de transporte e distribuição granulométrica da fração sólida da polpa. Já o método de descarga de aterros hidráulicos envolve parâmetros, tais

como: velocidade de descarga, concentração da polpa, espaçamento, posição e número de canhões e detalhes do procedimento de construção (RIBEIRO, L. F. M., 2000).

Portanto, a utilização dos aterros hidráulicos se limita a uma faixa de rejeitos com maiores permeabilidades (granulares), com faixas de fração areia de 40-60%, conforme Oliveira Filho & Abrão (2015). A condição drenada dos materiais depositados é premissa vital do método, de forma a garantir a competência da praia de rejeitos para recebimento de alteamentos futuros.

Outros aspectos relacionados à formação e características geotécnicas dos aterros hidráulicos também são encontrados em Cavalcante (2004); D'Agostino (2008); Hernandez (2002); Milonas (2006) e Russo (2007).

A solução de alteamento para montante¹ apresenta a vantagem de ser de baixo custo, a simplicidade do método, volumes mínimos de materiais dos diques, adaptação a topografias íngremes, a rapidez de construção e a disponibilidade de material granular. Já as desvantagens são a necessidade de rigorosa operação com controle rígido da linha freática, a capacidade limitada de reservação de água, bem como de velocidade² e altura de alteamento, e as dificuldades na implantação do sistema de drenagem interna (ESPÓSITO, 2000; FIGUEIREDO, 2007; MILONAS, 2006; RUSSO, 2007).

O maior limitante para a utilização deste tipo de alteamento é a manutenção da linha freática conforme as prescrições de projeto. Diversas variáveis interferem neste desempenho, tendo poucas medidas estruturais para controlar o nível de água. A saturação dos rejeitos pode induzir problemas de liquefação, erosão interna e estabilidade. O estado fofo dos rejeitos associado à saturação, deixa este tipo de estrutura vulnerável a eventuais gatilhos de liquefação (solicitações rápidas cíclicas ou monotônicas).

Por conseguinte, a construção a montante é favorecida em regiões áridas e desaconselhada em regiões sísmicas (TAGUCHI, 2014).

¹ Existem mais de 3.500 depósitos de rejeito em todo o mundo, dos quais 50% são do tipo a montante (DAVIES, M. P.; MARTIN, 2000).

² Menos de 5-10 m/ano é o desejável. Mais que 15 m/ano pode ser perigoso. (VICK, 1990).

2.3 Mecânica dos Rejeitos

2.3.1 Fenômenos Físicos na Formação do Depósito

Conforme discutido no item anterior, os rejeitos de mineração em sua grande maioria são descartados hidráulicamente. Este processo de formação ou construção, leva os materiais dos depósitos de rejeito à propriedades semelhantes a solos naturais transportados ou sedimentares (Figura 2.7). O estudo do perfil da praia é necessário para o projeto de estruturas auto-drenantes (aterro hidráulico) e para o dimensionamento dos reservatórios.



Figura 2.7 - Estrutura sedimentar plano paralela presente ao longo das praias de rejeitos. (D'AGOSTINO, 2008).

Este item descreve os principais processos físicos que ocorrem após o lançamento do rejeito, sendo eles: *a segregação, a sedimentação, o adensamento e o ressecamento.*

2.3.1.1 Segregação

Assim que o rejeito é lançado é iniciado o processo de formação da praia, isto é, a superfície emersa de rejeito, levemente inclinada entre os pontos de lançamento e o lago de decantação. A morfologia da praia depende da energia de arraste das partículas, a qual está vinculada ao tipo de rejeito e ao método de lançamento. À medida que ocorre a dissipação da energia, as partículas mais pesadas sedimentam, deixando as mais leves em suspensão, que decantam a distâncias maiores e em fluxos menos turbulentos. Existe pois, uma relação entre a energia (velocidade) e o peso das partículas.

A separação de frações granulométricas, ou a dispersão do tamanho das partículas pode ocorrer quando essas possuem a mesma densidade, o que possibilita a ocorrência da *segregação granulométrica* (VICK, 1990).

A segregação granulométrica ou segregação hidráulica é o processo de deposição das partículas de diferentes tamanhos, em diferentes distâncias do ponto de descarga, em função da velocidade de descarga (MORGENSTERN; KUPPER, 1988).

Segundo Vick (1990), a concepção clássica proposta por Kealy & Busch (1971) prevê a existência de três zonas distintas: uma de alta permeabilidade, formada pelos rejeitos granulares (mais grosso), próxima ao ponto de descarga, uma de baixa permeabilidade (mais fino) situada distante deste ponto e uma intermediária entre estes dois pontos (Figura 2.8).

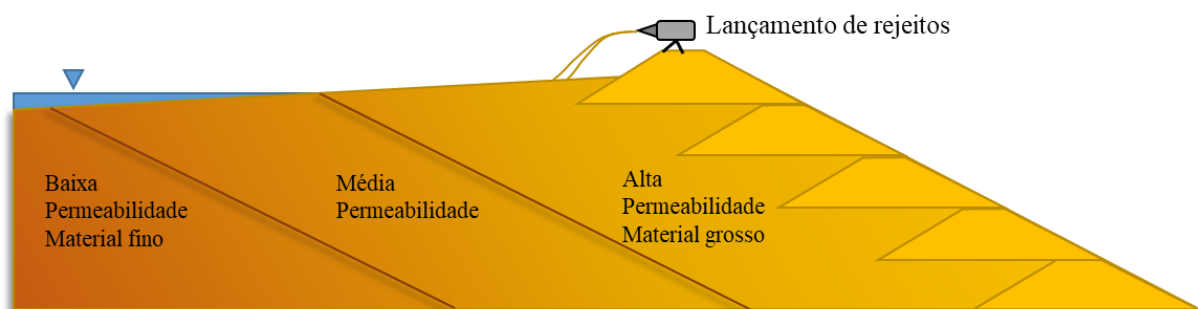


Figura 2.8 – Segregação em aterro hidráulico – Modificado de Vick (1990).

Porém, rejeitos com partículas com densidades dos sólidos muito contrastantes, como o do minério de ferro³, apresentam comportamento discordante ao de rejeitos homogêneos proposto por Vick (1990). A segregação granulométrica não ocorre, partículas finas e grossas são possíveis de serem encontradas em toda a praia, visto que o processo de sedimentação é por peso e não por tamanho. Esse comportamento foi observado por Espósito (2000) e Santos (2004) no empilhamento drenado do Monjolo (pilha de disposição de rejeito na Mina de Água Limpa, Mariana - MG). De forma geral, ocorre a sedimentação de partículas mais finas e pesadas (hematita) próximo ao ponto de disposição, ao invés das partículas maiores e mais leves (quartzo). Assim, as partículas de maior tamanho ocorrem na porção intermediária do

³ Os rejeitos de minério de ferro são compostos por hematita (ρ_s na ordem de 5,25 g/cm³) e quartzo (ρ_s entre 2,65 a 2,70 g/cm³) (PORTES, 2013).

reservatório, enquanto as menores e mais leves continuam a se depositar nas proximidades do lago (RIBEIRO, L. F. M., 2000), tal como ilustrado na Figura 2.9.

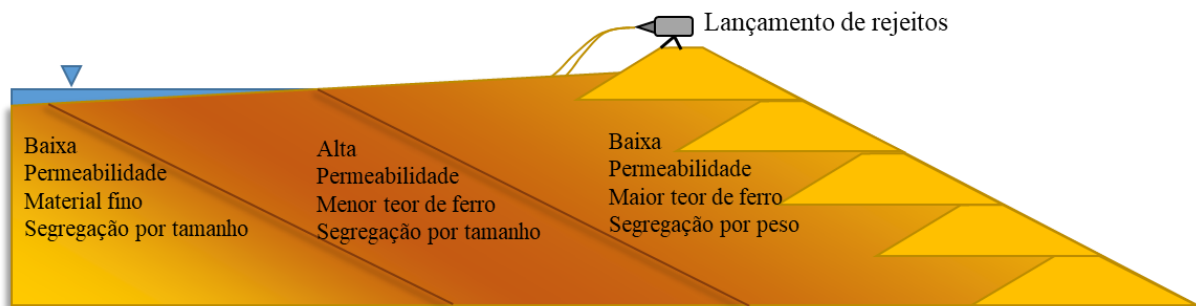


Figura 2.9 – Segregação de depósitos de minério de ferro. Modificado de Santos (2004).

Outro fator importante que interfere no grau de segregação dos rejeitos é o teor de sólidos da polpa durante o lançamento (BLIGHT, 2010). Constata-se por resultados de granulometria que a segregação aumenta com baixas concentrações de sólidos, logo, rejeito mais fluidos apresentam menor homogeneidade durante a formação do depósito. Em contrapartida, apresentam um perfil de praia mais suave.

A discussão do fenômeno da segregação é de extrema importância, pois este determina a variabilidade espacial das propriedades geomecânicas dos rejeitos, sendo um dos princípios do estudo do comportamento de tais depósitos. As propriedades físicas básicas podem ter grande variação e, conseqüentemente, o comportamento hidráulico-mecânico, a condutividade hidráulica e a resistência ao cisalhamento.

Tal variação espacial é de difícil representação nos modelos geotécnicos, tornando a elaboração de modelos constitutivos complexa devido ao caráter aleatório das propriedades. Seja ao longo de uma camada, onde as propriedades irão se alterar devido à segregação por peso, ou de uma camada para outra, devido a variáveis relacionadas a disposição, como por exemplo: vazão, altura de queda, teor de sólidos, constituição da polpa devido ao processo de beneficiamento, dentre outros, que se alteram continuamente.

Quando se observam isoladamente amostras de rejeito, as propriedades hidráulicas seguem o comportamento de solos naturais, sejam estas mais arenosas ou mais finas. Contudo, devido ao fenômeno físico de segregação, a condutividade hidráulica varia espacialmente no depósito de rejeitos, como mostrado na Figura 2.8 e na Figura 2.9. Além desse fato, Vick (1990) cita a anisotropia de rejeitos depositados similar à encontrada em solos sedimentares.

De acordo com Vick (1990) razões de permeabilidade horizontal e vertical entre 2 e 10 podem ser encontradas e no caso de depósitos estratificados esta razão pode chegar a 100. Diversos fatores podem alterar o regime de fluxo, como, por exemplo, a formação de lentes de material mais fino promovem alterações no regime de fluxo, com a presença de lençóis suspensos.

A Figura 2.10 ilustra possíveis situações que influenciam a posição da superfície freática. Ressalta-se que a interpretação correta das trajetórias de fluxo ao longo do maciço de rejeitos tem especial relevância em termos das análises da segurança e do desempenho operacional da estrutura (SILVA, W. P., 2010).

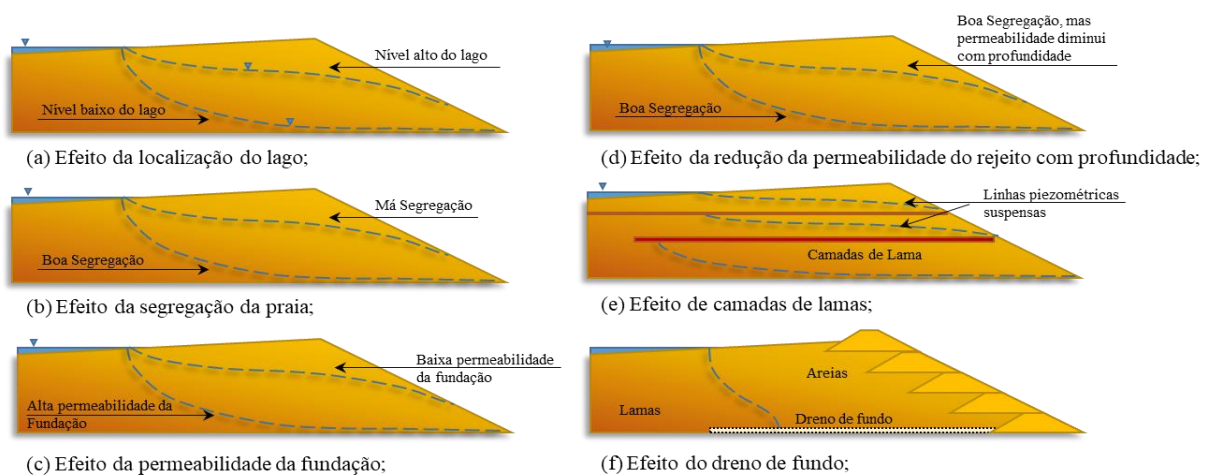


Figura 2.10 – Fatores de influência na posição da superfície freática em barragens alteadas para montante. Modificado de Fell *et al.* (1992 *apud* CIGB/ICOLD & UNEP/PNUE, 2001).

2.3.1.2 Sedimentação, Adensamento e Ressecamento

Como dito anteriormente, a formação dos depósitos de rejeitos é similar à de solos sedimentares. A Figura 2.11 apresenta uma linha do tempo esquemática da variação de volume de um reservatório típico de rejeitos. O principal ponto a se observar é a grande variação volumétrica dos aterros hidráulicos ao longo da sua vida útil, com a expulsão de água dos interstícios e consequente redução da espessura das camadas (aumento do teor de sólidos). Tendo em vista a maior densidade dos rejeitos e tensões de contato, a resistência ao cisalhamento também é ampliada com o tempo (Figura 2.13).

Na fase de operação do reservatório, a liberação de água pelos rejeitos é controlada principalmente pelo fenômeno de *sedimentação*, na fase de fechamento o *adensamento* é predominante e na fase final, o *ressecamento*.

Na sedimentação ocorre a deposição dos sólidos por meio de forças gravitacionais sob o peso das partículas suspensas na polpa. Para rejeitos arenosos (granulares), este processo é comparativamente rápido em relação aos rejeitos finos, os quais demandam um tempo substancialmente maior. Segundo Ribeiro, V. Q. F. (2015), durante a sedimentação é aceitável considerar que não existam tensões efetivas e a polpa se comporta como um fluido. Por outro lado, uma vez que as partículas entram em contato tem-se a formação de estados efetivos de tensão interpartículas, a polpa se transforma gradualmente em um “solo” e as teorias de adensamento por peso próprio se tornam mais apropriadas para descrever o fenômeno.

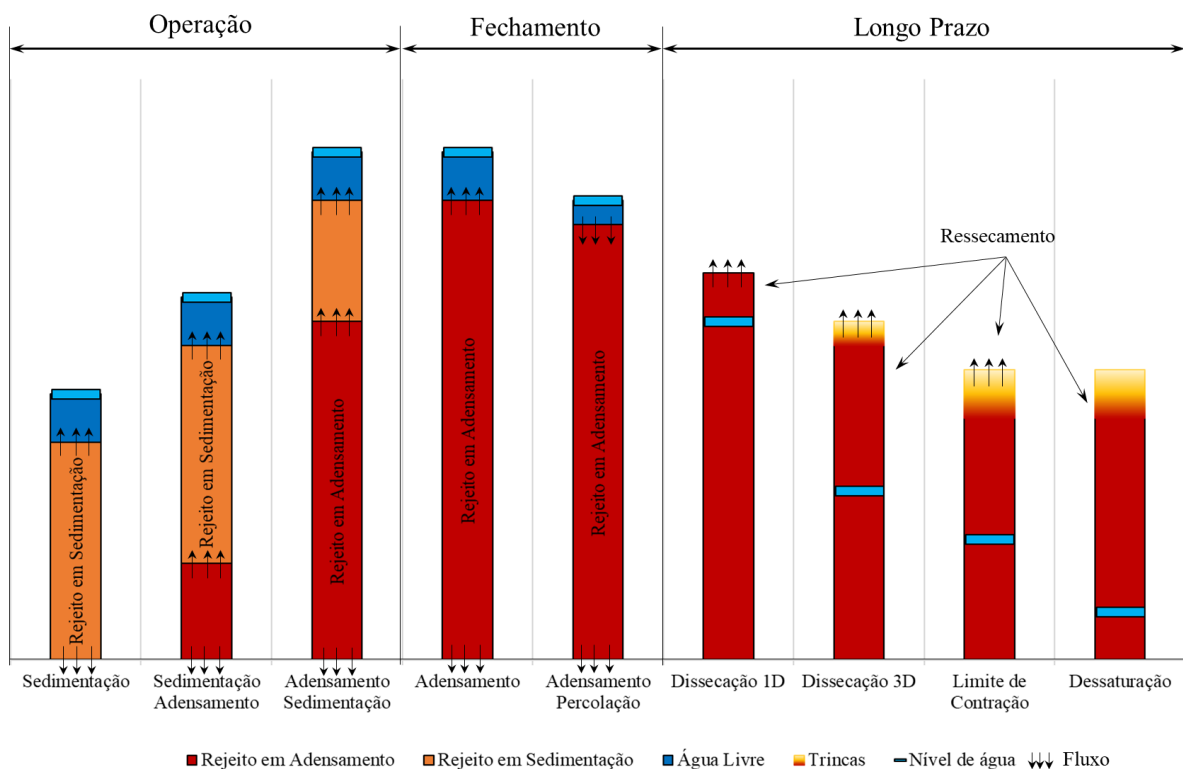


Figura 2.11 - Processo físico de deposição dos rejeitos. Modificado de Oliveira Filho & Abrão (2015).

A sedimentação é descrita pela “Lei de Stokes”, que descreve o arraste de uma única esfera de diâmetro conhecido no fluido pela força gravitacional. Kynch (1952) aborda o fenômeno de forma mais profunda. A teoria pondera que a velocidade de queda das partículas é determinada pela densidade da mistura, sendo transmitido como curvas característica ao longo da profundidade, mas mantendo a premissa de não haver contato entre as partículas.

Esta descrição do fenômeno de sedimentação pura, contudo, não descreve a realidade do evento que ocorre. De acordo com Cavalcante (2000) existem três modalidades de transportes de sedimentos, a saber: o transporte por tração de fundo (por arraste), o transporte em suspensão e

o transporte por saltação. O transporte por tração pelo fundo é aquele no qual os materiais se deslocam junto ao fundo por rolamento ou por escorregamento, próprio de partículas mais pesadas e esféricas. O transporte por suspensão, por outro lado, é próprio de materiais mais leves e formato laminar. Sendo que seu deslocamento é diretamente ligado ao equilíbrio das forças turbulentas do fluxo e de seus pesos próprios. O transporte por saltação constitui o movimento intermediário entre as partículas leves e pesadas no qual o grão de solo se move por uma série de saltos curtos.

A partir do momento que as partículas atingem o fundo do depósito, ocorre o contato entre elas, se estabelecendo um estado de tensões no qual se inicia o adensamento. A massa deixa de ser fluido e passa a se comportar como um sólido, admitindo-se a teoria clássica da mecânica dos solos para se explicar o comportamento do novo material. Propriedades como condutividade hidráulica, densidade dos grãos, índice de vazios inicial e espessura da camada são os principais elementos que controlam o adensamento (CAVALCANTE, 2000)

No adensamento, assim como na sedimentação, ocorre a liberação de água, contudo, nesta fase transcorre um aumento das tensões efetivas (tensões de contato) e conseqüentemente da resistência ao cisalhamento. Nos aterros construídos hidromecanicamente, o adensamento é explicado pela teoria de adensamento a grandes deformações proposta por Gibson *et al.* (1967) e Mikasa (1963). Esta teoria representa sobretudo a deformação de rejeitos finos. A fórmula que rege o processo de adensamento é dada pela Equação 2.2.

$$\frac{\partial e}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k}{\gamma_w(1+e)} \frac{\partial \sigma'}{\partial e} \frac{\partial e}{\partial z} \right] + (\gamma_s/\gamma_w - 1) \frac{\partial}{\partial e} \left(\frac{k}{1+e} \right) \frac{\partial e}{\partial z} = 0 \quad (2.2)$$

Em que: e é o índice de vazios; k é a condutividade hidráulica; σ' é a tensão efetiva; z é a coordenada langregeana reduzida, γ_w é o peso específico da água e γ_s é o peso específico dos grãos.

A equação diferencial de Gibson *et al.* (1967) depende da lei de compressibilidade e da lei de permeabilidade, modelos constitutivos entre índice de vazios vs tensão efetiva e índice de vazios vs coeficiente de permeabilidade, respectivamente. Tais relações são propostas por diversos autores, não sendo objetivo neste estudo aprofundar nesta teoria.

A variação de volume por adensamento, que se inicia na fase de operação, perdura por muito tempo após o fechamento do depósito, sendo responsável pela alta compressibilidade dos rejeitos depositados hidraulicamente. As deformações são constantes e, após a eliminação da lâmina de água, se procede a etapa de ressecamento, a qual acelera a expulsão da água. A

secagem natural e a percolação induzem poropressões negativas (sucções) nos rejeitos e o rebaixamento contínuo do lençol freático, o que resulta na variação de volume dos rejeitos gerando maiores densidades. Tanto o adensamento, quanto o ressecamento são auxiliados pela percolação, seja pela fundação ou mesmo pelo sistema de drenagem de fundo (VICK, 1990).

A sucção crescente com o avanço da secagem conduz à contração dos rejeitos, na forma de trincas superficiais, que se propagam tridimensionalmente. Esta etapa ocorre predominantemente no topo dos depósitos. O marco final deste processo é o limite de contração do material, o qual determina não só o fim da condição saturada, bem como o início da dessaturação com condições de fluxo não saturado. O final desta segunda fase é a capacidade de campo (retenção) dos rejeitos no qual a saída de água só é possível na forma de vapor (RIBEIRO, V. Q. F, 2015)

O efeito prático de todos processos físicos descritos é a formação e variação de volume do depósito de rejeitos. Estes processos irão determinar as características e, conseqüentemente, o desempenho desses depósitos. A Tabela 2.2 apresenta a dominância dos fenômenos físicos na formação do depósito por tipo de rejeito.

Tabela 2.2 - Importância dos fenômenos para os diferentes granulometrias. (OLIVEIRA FILHO & VAN ZIL, 2006 *apud* RIBEIRO, V. Q. F., 2015).

Estágio	Fenômeno	Rejeito Fino (argilosos)	Rejeitos intermediários (siltosos)	Rejeito Granular (arenosos)
Operação	Sedimentação	☺	☺	☺
	Adensamento	☺☺	☺	☺
	Compressão instantânea	☺	☺	☺☺☺
	Percolação	•	•	☺
Fechamento	Adensamento	☺☺☺	☺	•
	Percolação	☺	☺	☺☺☺
Longo Prazo	Dissecação	☺☺☺	☺	•
	Dessaturação	☺	☺	☺☺☺
<i>Influência</i>	☺☺☺ - <i>Dominante</i>	☺☺ - <i>Secundário</i>	☺ - <i>Pequeno</i>	• - <i>Não se aplica</i>

2.3.2 Comportamento Geomecânico

As grandes incertezas na determinação dos parâmetros geotécnicos e na descrição do comportamento geotécnico dos rejeitos, levou investigadores de todo o mundo à pesquisas desta nova ciência, a mecânica dos rejeitos.

As características de um rejeito estão estritamente ligadas ao tipo, origem e teor do minério, bem como o método de lavra, o tratamento escolhido para a sua concentração e o método de disposição. Em outras palavras, o comportamento geotécnico depende diretamente da granulometria e da plasticidade dos finos de um rejeito.

Tal variabilidade contribui ainda para a justificativa da abordagem probabilística nesta dissertação. A Figura 2.12 apresenta como exemplo faixas granulométricas de rejeitos de minério de ferro, conforme o tipo de tratamento de concentração, compilado por Guimarães (2011).

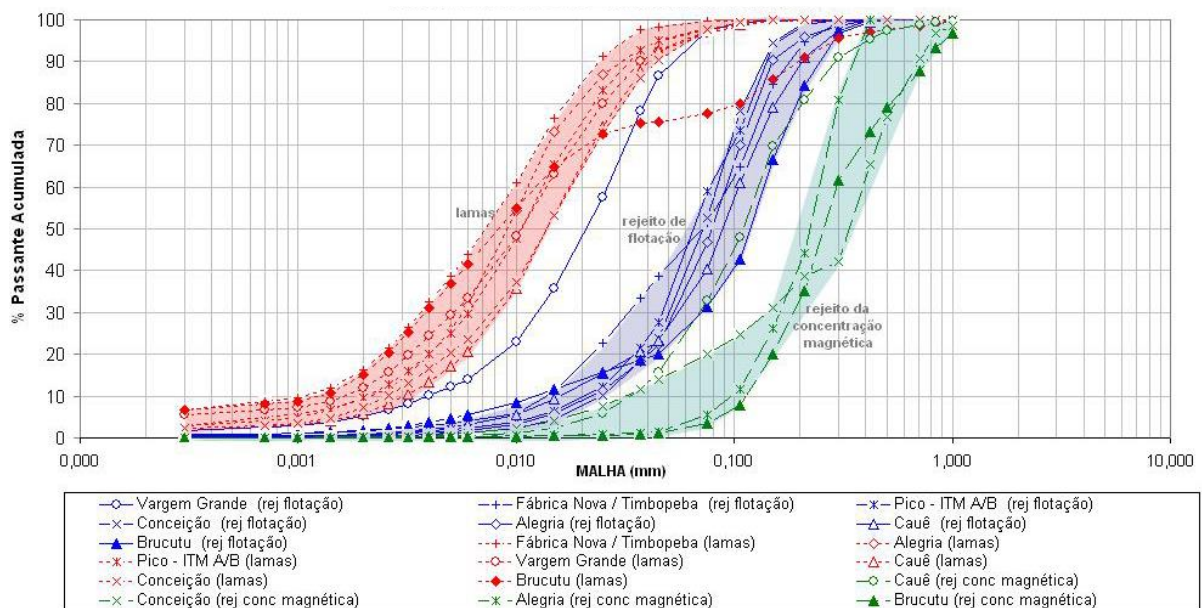


Figura 2.12 - Faixas granulométricas dos principais rejeitos das usinas de ferro do Quadrilátero Ferrífero. (GUIMARÃES, 2011).

Para a discussão do comportamento geotécnico dos rejeitos é importante entender como estes se deformam, escoam e rompem. Estes aspectos estão intimamente ligados ao estado físico que os rejeitos se encontram nas barragens e às solicitações impostas a tais estruturas. Segundo Ribeiro, V. Q. F. (2015), à medida que a água é retirada, a consistência do rejeito vai aumentando progressivamente, de maneira que a sua resistência aumenta de maneira exponencial.

Na Figura 2.13 são apresentadas as quatro principais faixas de consistências com as respectivas nomenclaturas mais utilizadas na mineração. Observa-se a sensibilidade da resistência em relação ao teor de sólidos / densidade dos rejeitos. Assim o estudo do comportamento mecânico dos rejeitos pode ocorrer desde a reologia até a resistência ao cisalhamento.

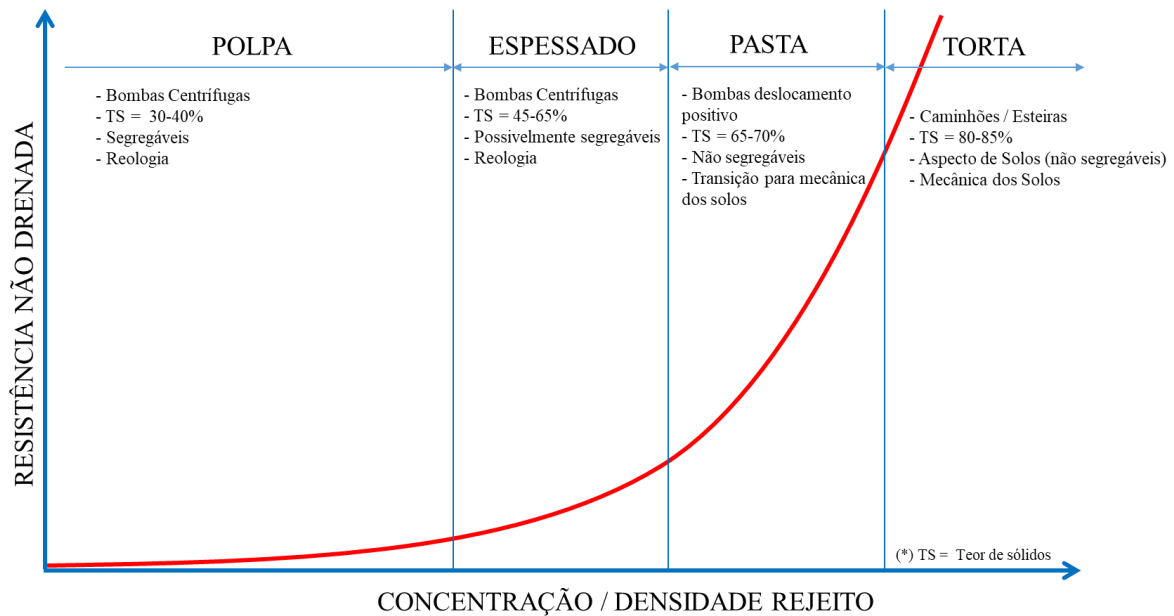


Figura 2.13 – Concentração / Densidade do rejeito *versus* Resistência não drenada. Baseado em Davies et al. (2010); Lima (2006) e Ribeiro, V. Q. F. (2015).

2.3.2.1 Reologia

A reologia é a ciência que estuda as propriedades de deformação e do escoamento da matéria quando submetida a esforços (VLIET; LYKLEMA, 2005). A aplicação da reologia na mecânica dos rejeitos se faz quando o mesmo se comporta como um fluido: no transporte de polpas de rejeito, na avaliação de corridas de rejeitos nos estudos de ruptura hipotética de barragens - *Dam Break*, e no estudo de lavra de depósitos antigos quando se utiliza a técnica de desmonte hidráulico.

Enquanto no estudo da deformação de sólidos o parâmetro mais importante é o módulo de elasticidade, na reologia a viscosidade (μ) assume este papel. Trata-se de uma razão que descreve a relação entre a tensão cisalhante (τ) e a taxa de deformação cisalhante (du/dy), também conhecida como lei de Newton para viscosidade, como mostrado na Equação 2.3.

$$\tau = \mu \frac{\partial u}{\partial y} \quad (2.3)$$

A viscosidade é função de seis variáveis independentes, a saber: temperatura, pressão, taxa de cisalhamento, natureza físico-química da substância, campo elétrico e o tempo de cisalhamento (GALINDO, 2013). De acordo com Oliveira Filho & Abrão (2015), a viscosidade dos rejeitos varia com a mineralogia, concentração de sólidos, granulometria, pH e resistência iônica.

Os rejeitos sob baixas concentrações (polpas) são fluidos reais, classificados como newtonianos quando a viscosidade é independente da *tensão de escoamento* (τ_y). Nesta situação o escoamento se inicia imediatamente após a aplicação das tensões cisalhantes (Figura 2.14 (a)). A relação linear entre a tensão de cisalhamento e a taxa de deformação indica viscosidade constante.

Todavia, quando do desaguamento dos rejeitos (espessados e pasta) a maior parte passa ao comportamento não-newtoniano. O escoamento nesta situação depende da tensão de escoamento, iniciando o fluxo somente após vencê-la (Figura 2.14, (b), (c) e (d)). Galindo (2013) explica que os fluidos não-newtonianos são subdivididos em três classes: os *independentes do tempo*, os *dependentes do tempo*, e os *viscoelásticos*.

Os fluidos não newtonianos independentes do tempo têm viscosidade alterada somente pela taxa de cisalhamento, sendo divididos em três modelos: *pseudoplásticos*, *dilatantes*, e *viscoplásticos ou binghamianos*. A Figura 2.14 ilustra os modelos supracitados.

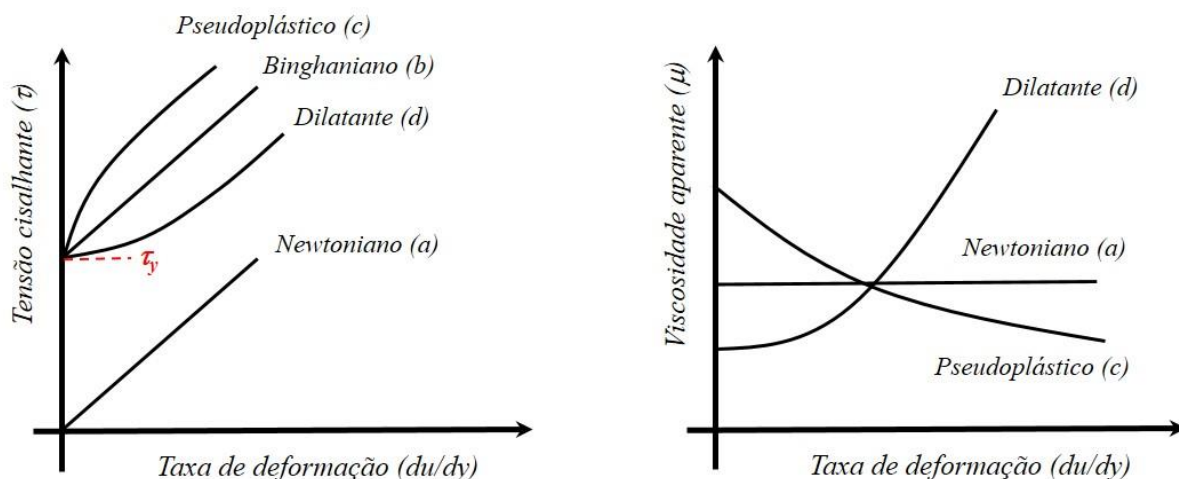


Figura 2.14 – Modelos reológicos de fluidos independentes tempo. Modificado de Boger (2013) e Ribeiro, V. Q. F. (2015).

No modelo proposto por Bingham a viscosidade aparente é constante, similar ao modelo newtoniano, sendo o mais utilizado para rejeitos. Os modelos pseudoplástico e dilatante se

caracterizam pela variação da viscosidade com a taxa de cisalhamento, enquanto no primeiro ocorre uma redução, no segundo há um acréscimo da viscosidade.

Os fluidos dependentes do tempo tem a viscosidade alterada pelo tempo, como o próprio nome diz, a taxas de cisalhamento constante, sendo subdivididos em *tixotrópicos* e *reopéticos*. No modelo tixotrópico, a viscosidade diminui com o tempo, enquanto no reopético ocorre o aumento. Os fluidos viscoelásticos possuem características tanto de sólidos quanto de líquidos e exibem recuperação elástica parcial após a deformação (GALINDO, 2013).

Boger (2013) comenta que a reologia dos rejeitos varia dentro e entre indústrias de mineração, dependendo do tamanho de partícula, da distribuição granulométrica, da concentração e química do fluido. A Figura 2.15 mostra a tensão de escoamento τ_y (tensão de cisalhamento crítica que deve ser excedida antes que a deformação e o fluxo irreversíveis possam ocorrer) em função da concentração de 11 rejeitos diferentes. Cada rejeito exibe uma elevação exponencial da tensão de escoamento em função da concentração diferente. Observa-se que para tensões de 200 Pa, ocorre um subida brusca nos valores.

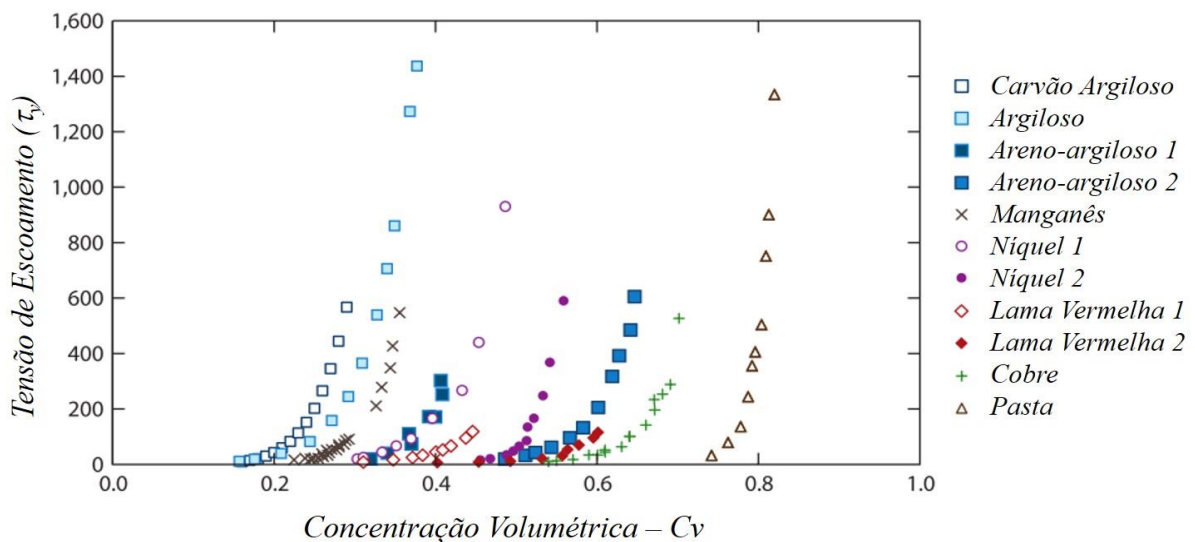


Figura 2.15 - Comparação do comportamento da tensão de escoamento em função da concentração para resíduos de partículas finas. (BOGER, 2013).

2.3.2.2 Resistência ao Cisalhamento

A resistência ao cisalhamento de um solo pode ser definida pela máxima tensão de cisalhamento que um solo pode resistir antes da ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que estiver ocorrendo a ruptura. Segundo Lambe & Whitman (1979), o cisalhamento ocorre devido ao deslizamento entre corpos sólidos ou entre partículas do solo.

As principais propriedades que permitem menor ou maior deslizamento entre os grãos são o atrito e a coesão, sendo o primeiro determinado pelo contato entre os grãos e o segundo pela atração química entre as partículas do solo. Os critérios de ruptura são formulações que refletem o comportamento dos solos até a ruptura. Dentre os diversos critérios, o de Mohr Coulomb é o que melhor representa o comportamento de solos friccionais.

Segundo Russo (2007), o rejeito de minério de ferro tem a fração granular predominante. O comportamento do solo arenoso vai depender do seu índice de vazios, das condições de drenagem impostas, do tipo de sollicitação e da velocidade com que é aplicada, do confinamento imposto pelo problema, do grau de saturação, do arranjo das partículas e da sua origem.

Apesar da maioria dos carregamentos aplicados desenvolverem um comportamento drenado nos rejeitos granulares, podem ocorrer situações onde este apresenta comportamento não-drenado. No caso de barragens executadas por aterro hidráulico, ocorre a formação de estruturas fofas, que, associadas a carregamentos rápidos, sismos ou até mesmo a provocados por equipamentos utilizados nos trabalhos de construção e operação da barragem (retroescavadeiras, caminhões e outros), podem gerar uma situação de carregamento não-drenado e levar a estrutura à ruptura por liquefação. Isso ocorre devido à possibilidade de geração de altos valores de poropressão que se igualam à tensão total, levando a resistência do material a um valor nulo (MOTTA, 2008).

A determinação da resistência de rejeitos de mineração ocorre tanto por ensaios de laboratório, quanto por ensaios de campo, tendo uma dificuldade em especial para os ensaios de laboratório, seja devido à reconstituição de amostras ou pela coleta de amostras indeformadas. De acordo com Bedin (2010), é consenso que as diversas técnicas de reconstituição de amostras influenciam fortemente os resultados, principalmente aqueles realizados em corpos de prova no estado fofo.

Em termos gerais, as amostras indeformadas apresentam maiores resistências que as obtidas por meio de moldagem na mesma densidade relativa. Tal efeito é atribuído à cimentação das partículas e à história de tensões do depósito de rejeitos, além da orientação das partículas, da segregação dos grãos e a variação do índice de vazios. Como no caso de rejeitos de mineração a retirada de amostras indeformadas é algumas vezes difícil e até impossível, os resultados obtidos em laboratório sofrerão a interferência da moldagem conforme citado por Bedin (2010).

O congelamento do solo é a única técnica de amostragem que pode preservar a microestrutura de solos sem coesão e fornecer amostras relativamente não perturbadas (HOFMANN; SEGO; ROBERTSON, 2000). Contudo, apesar de não alterar a sua microestrutura, a indução de tensão pode mudar o estado de tensões e conseqüentemente a compactidade da amostra.

No caso dos rejeitos de minério de ferro, estes tendem a apresentar valores altos de resistência ao cisalhamento em função do alto grau de angularidade das partículas. Considerando os mesmos valores de densidade e nível de tensões, os rejeitos apresentam um acréscimo de 3 a 5° no ângulo de atrito em relação aos solos naturais e costumam não apresentar coesão (VICK, 1990).

Existem vários estudos sobre os rejeitos de minério de ferro, com foco nas suas características geomecânicas. São apresentados a seguir alguns estudos dos rejeitos depositados na pilha do Xingu, localizada em Mariana, Minas Gerais, executada pelo método de montante.

Espósito (1995) realizou ensaios de densidade *in situ*, de permeabilidade e cisalhamento direto para amostras moldadas (granulares) para determinada massa específica aparente seca. A Figura 2.16 mostra os resultados. Foram realizadas ainda análises de estabilidade probabilísticas, onde se constatou forte influência das condições de drenagem na estabilidade da pilha.

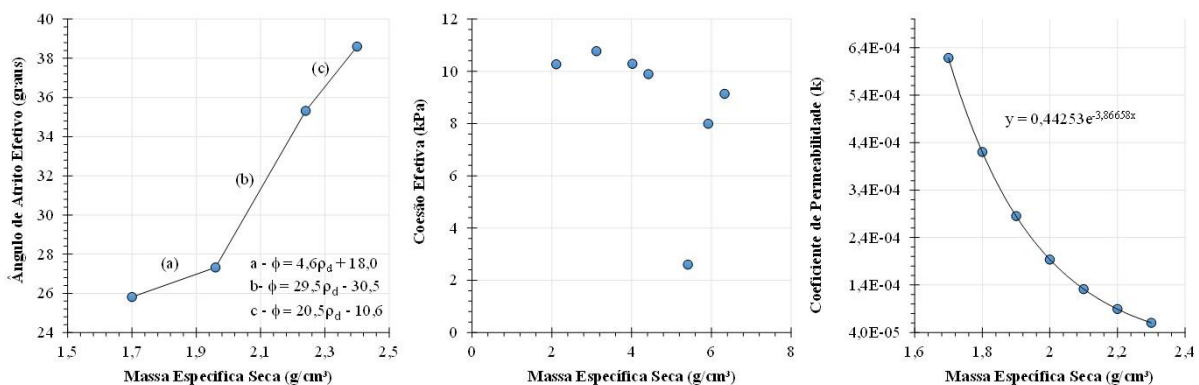


Figura 2.16 – Relações geotécnicas de massa específica seca. Modificado de Espósito (1995).

Lopes (2000) avaliou a influência da granulometria, da composição química e da porosidade nas propriedades geotécnicas do material por meio de ensaios de caracterização e cisalhamento direto. (Figura 2.17). A autora propôs uma relação entre o índice de porosidade relativa (IPR) e os ângulos de atrito, conforme a Equação 2.4 e Figura 2.17.

$$IPR = \frac{(n_{m\acute{a}x} - n)}{(n_{m\acute{a}x} - n_{m\acute{i}n})} \quad (2.4)$$

Em que: IPR é Índice de Porosidade Relativa; n_{max} é porosidade máxima; n_{min} é a porosidade mínima e n é a porosidade no ponto de interesse.

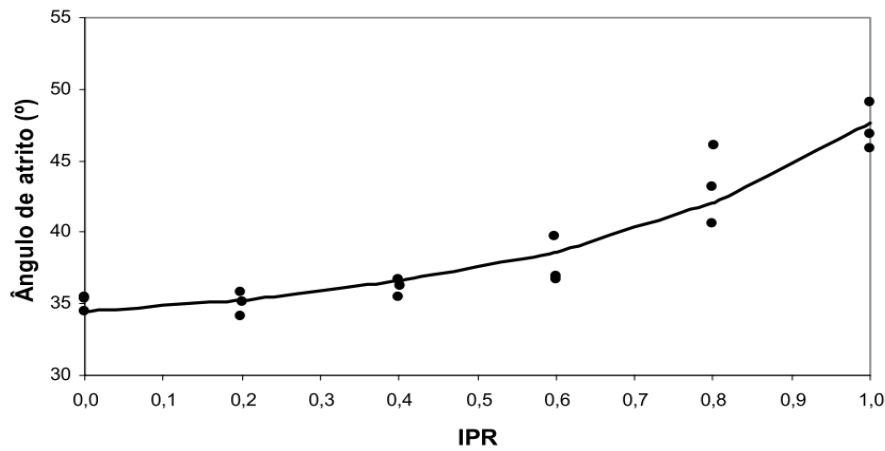


Figura 2.17 - Curva de IPR x ângulo de atrito. (LOPES, 2000).

Espósito (2000) correlacionou os parâmetros de resistência e seus desvios com a variabilidade das porosidades determinadas em campo. Por meio de ensaios de laboratório encontrou as resistências e permeabilidades dos rejeitos e avaliou probabilisticamente a estabilidade física da estrutura quanto à liquefação.

Os principais resultados estão sumarizados na Figura 2.18. Os ensaios ainda permitiram correlacionar o teor de ferro presente no rejeito com a massa específica dos grãos, Equação 2.5.

$$\rho_s = 0,026Fe + 2,65 \quad (2.5)$$

Em que: ρ_s é a massa específica dos grãos e Fe é o teor de ferro.

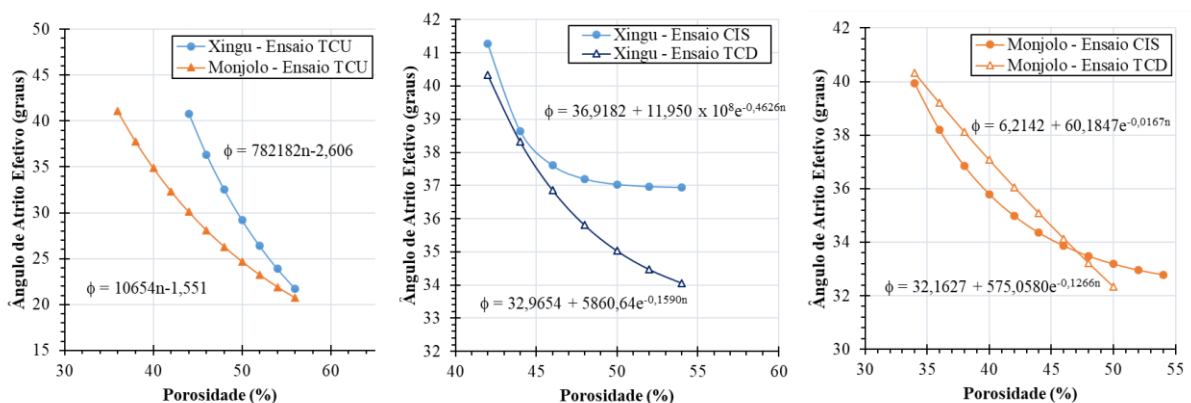


Figura 2.18 – Relações de ângulo de atrito pela porosidade. Modificado de Espósito (2000).

Presotti (2002) analisou a alteração do ângulo de atrito residual e de pico com o teor de ferro, por meio de ensaios triaxiais adensados drenados (CD) para rejeitos de minério de ferro da pilha de Monjolo, via simulação de disposição hidráulica. Concluiu que o teor de ferro exerce influência significativa, sendo que o ângulo de atrito está subordinado às características mineralógicas do rejeito, independente da granulometria e compactidade inicial. O estudo atribui a resistência ao cisalhamento ao atrito entre os grãos. A Figura 2.19 demonstra tal relação. Estudo semelhante foi conduzido por Hernandez (2002), conforme mostrado na Figura 2.20.

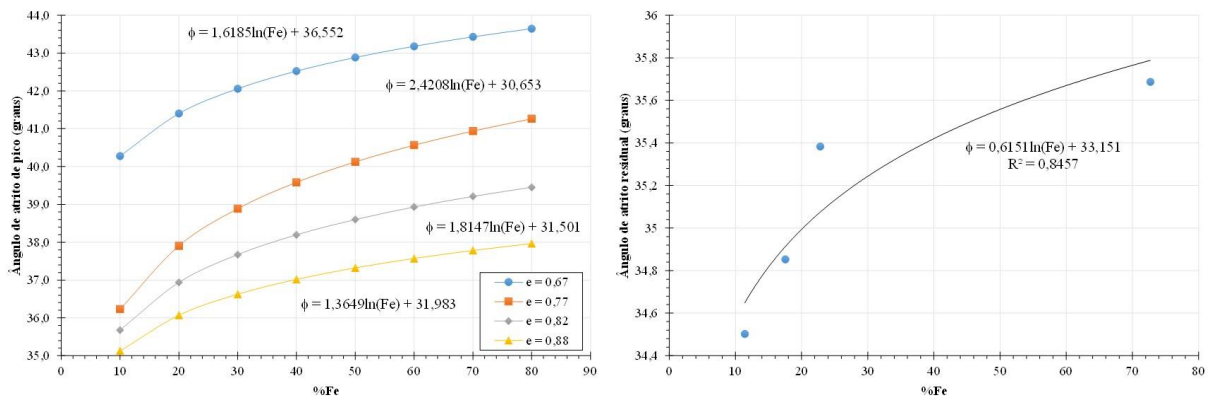


Figura 2.19 - Variação do ângulo de atrito efetivo com o teor de ferro. Modificado de Presotti (2002).

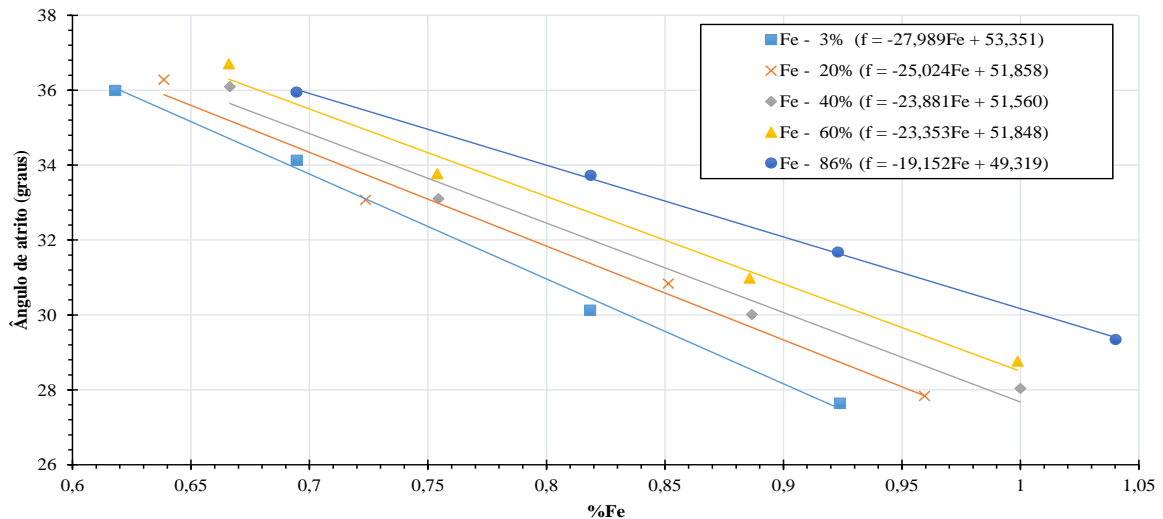


Figura 2.20 - Variação do ângulo de atrito efetivo de pico com o teor de ferro no rejeito. Modificado de Hernandez (2002).

Russo (2007) estudou a relação entre o teor de ferro e a porosidade com o ângulo de atrito de rejeitos de minério de ferro. A Figura 2.21 e a Figura 2.22 apresentam os principais resultados. Verifica-se que o efeito do teor de ferro é mais significativo em rejeitos com compactidades menores.

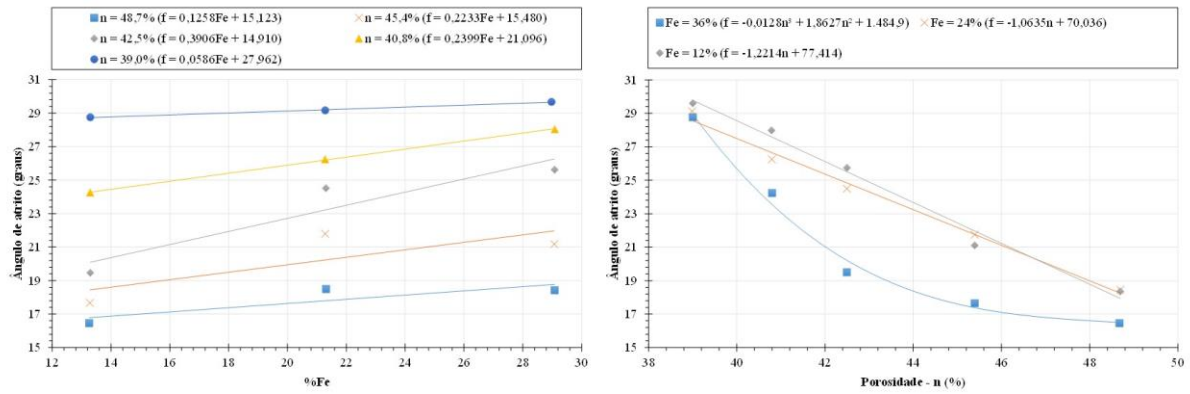


Figura 2.21 - Variação do ângulo de atrito de pico em função da porosidade e do teor de ferro. Modificado de Russo (2007).

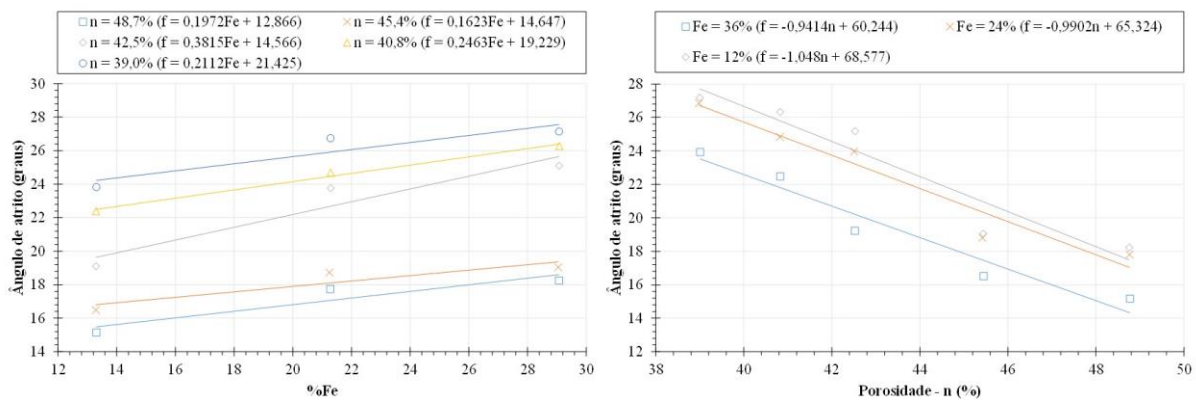


Figura 2.22 - Variação do ângulo de atrito residual em função da porosidade e do teor de ferro. Modificado de Russo (2007).

Hernandez (2007) juntou os dados produzidos por Espósito (2000) e Lopes (2000) e observou que os rejeitos de minério de ferro apresentam a variabilidade de suas propriedades segundo o seu teor de ferro. Desta forma não é plausível classificar que o comportamento destes seja similar ao de areias somente pela granulometria, conforme Figura 2.23.

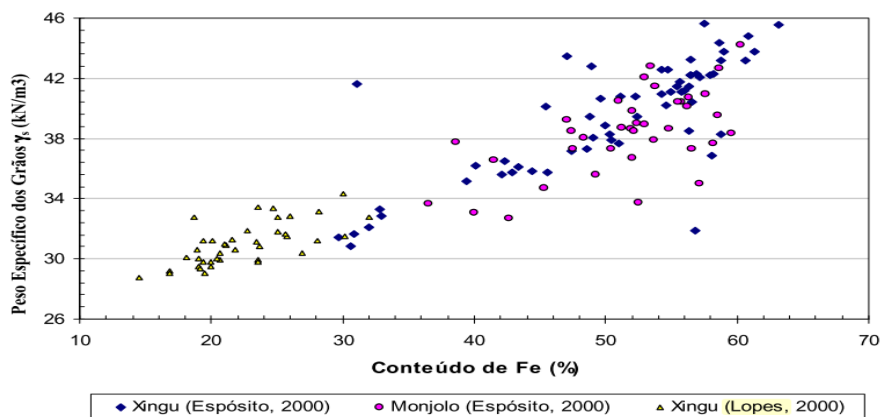


Figura 2.23 - Relação entre o peso específico dos grãos e o teor de ferro em rejeitos de ferro. (HERNANDEZ, 2007).

Portes (2013) em sua revisão bibliográfica sobre o comportamento de resíduos de minério de ferro, chegou as seguintes conclusões:

- Existe uma tendência de estabilização no valor do ângulo de atrito à medida que o teor de ferro aumenta e uma tendência de ganho de ângulo de atrito com o decréscimo da porosidade, ou índice de vazios;
- Para porosidades mais elevadas há maior variação do ângulo de atrito de pico com a variação do teor de ferro. Para materiais mais densos, há tendência de estabilização;
- O efeito do teor de ferro na resposta da resistência e da permeabilidade do material tende a diminuir à medida que o índice de vazios reduz;
- O comportamento do rejeito fofo é nitidamente distinto do denso, principalmente para baixos valores de índice de vazio ou porosidade;
- Não existe diferença significativa para o ângulo de atrito obtido via ensaio de cisalhamento direto ou triaxial CD. Eventuais divergências podem ser atribuídas às condições de moldagem do corpo de prova;
- Para elevadas compacidades, o rejeito tenderá a ter um comportamento residual em termos de resistência;
- A compacidade exerce influência muito maior que o teor de ferro no comportamento do rejeito em termos de resistência.

2.4 Ruptura de Barragens e seus Mecanismos

A segurança de uma barragem de rejeito está condicionada a diversos aspectos, dentre os quais podem ser destacados o conhecimento profundo do comportamento geotécnico dos rejeitos, o desenvolvimento de projeto incorporando este conhecimento e a utilização de métodos construtivos adequados a cada situação.

O entendimento dos possíveis modos de falha de barragens também é essencial e sempre deve ser empregado como direcionador dos estudos, projeto, construção e operação dessas estruturas, de forma a minimizar os riscos a elas associados. Estudos de risco aplicados à segurança de barragens tendem a estabelecer três categorias de modos de falha: *falhas hidráulicas, movimentos de massa e erosão interna* (LAFITTE, 1993 *apud* PENNA *et al.*, 2015).

As falhas hidráulicas dizem respeito à ocorrência de níveis d'água excepcionalmente elevados, seja por precipitações elevadas, danos às comportas de extravasores ou ainda falhas na operação das estruturas vertedoras. Em barragens de aterro, estas falhas podem ocasionar galgamento e erosão dos taludes e, em barragens de concreto, tombamento ou deslizamento (PENNA; ARAGÃO; FUSARO, 2015).

Os movimentos de massa ocorrem devidos à carregamentos atuantes excepcionais, propriedades dos materiais divergentes das estabelecidas em projeto ou ainda presença de feições geológicas não detectadas ou não consideradas nas fases de projeto e construção. Este modo de falha pode ser caracterizado por instabilidade no equilíbrio limite do maciço, ombreiras ou fundação, recalques que possibilitam galgamento, liquefação do maciço ou de solos de fundação, ruptura de taludes de montante por rebaixamento rápido do reservatório (PENNA; ARAGÃO; FUSARO, 2015).

Já a erosão interna é definida como o processo de remoção de partículas de solo de estruturas de terra e suas fundações para jusante pelo fluxo de percolação (ICOLD, 2015). Ocorre quando as forças hidráulicas exercidas pela água percolando através dos poros ou aberturas em um maciço ou sua fundação são suficientes para destacar e transportar partículas para fora dessas estruturas.

Taguchi (2014), em seu estudo probabilístico por meio de árvores de falha para estruturas de rejeito espessado, agrupou os modos de falha em cinco grandes grupos: galgamento, erosão interna, instabilização, liquefação estática e liquefação dinâmica. Esta subdivisão permite caracterizar os mecanismos de falha com causas e evolução bem definidos e distintos.

Entretanto, ainda não existe uma padronização sobre quais seriam os modos de falha finais de uma barragem. A generalização se deve à confusão entre termos como gatilhos e eventos iniciadores, causas da falha, cadeia de eventos que levam à falha e a falha por si própria, que desencadeia a ruína da estrutura. A Figura 2.24 apresenta uma compilação dos modos de falha estudados por Taguchi (2014), para as três categorias citadas anteriormente.

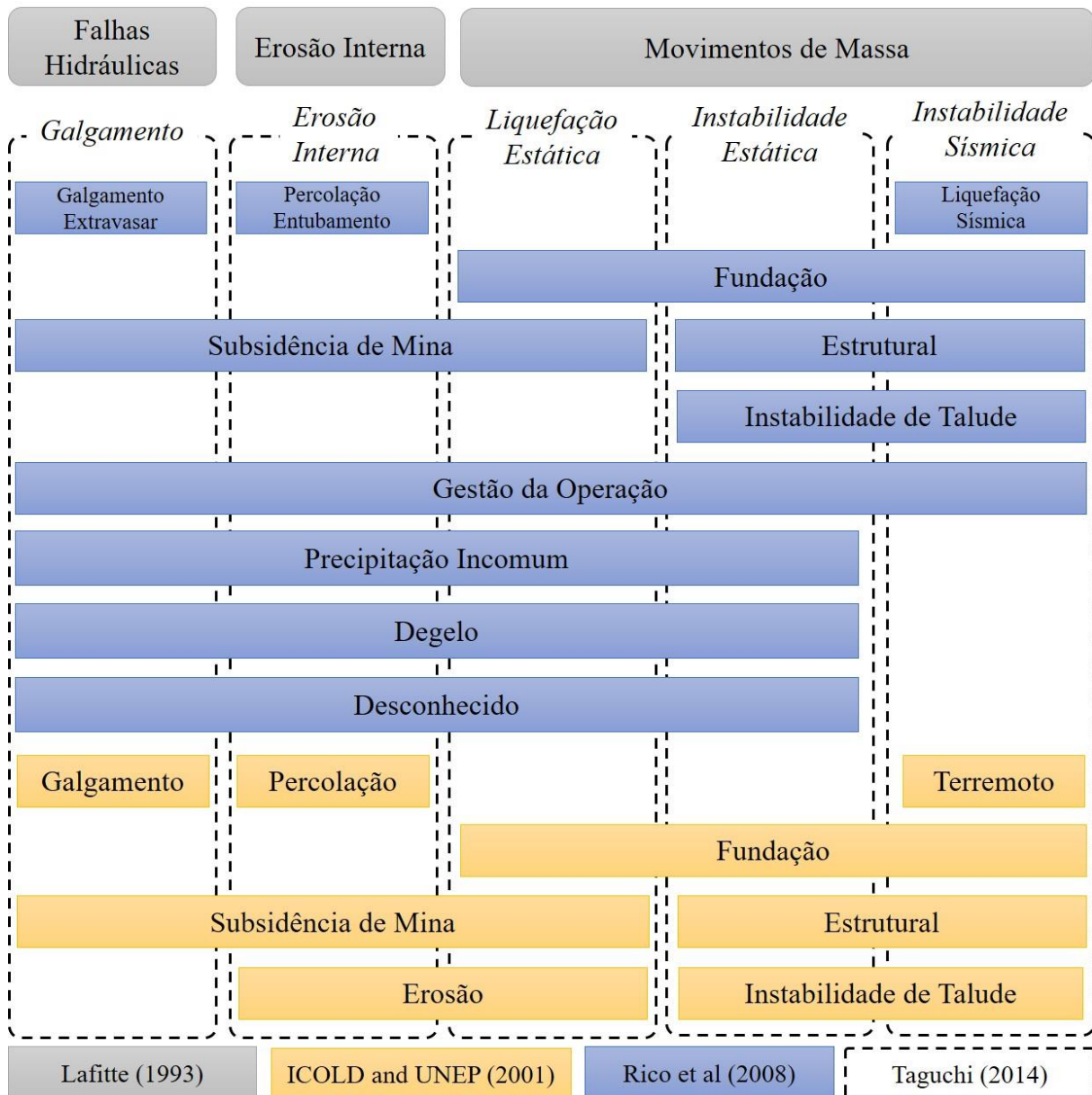


Figura 2.24 – Compilação dos modos de falha de barragens, segundo vários autores. Modificado de Taguchi (2014).

O estudo de acidentes ocorridos com barragens é de grande importância no entendimento dos mecanismos de falha e sua evolução. Estes estudos podem constituir as mais importantes entradas para o aprimoramento e evolução contínua de critérios e detalhes de projeto e construção. Apenas a análise de acidentes com barragens é capaz de mostrar, de forma inequívoca, quais decisões de projeto, construção e operação foram inadequadas e quais poderiam ser as ferramentas para evitar um determinado modo de falha.

2.5 Considerações Finais

Durante milênios a atividade mineral faz parte da história da humanidade, provendo suprimentos para as atividades cotidianas, econômicas e, até mesmo, militares do ser humano. Diversos minérios aumentam o bem estar e o desenvolvimento tecnológico e científico da sociedade, sendo o Brasil um dos fortes consumidores e produtores mundiais, sobretudo do minério de ferro. O processo mineral consiste na lavra e na concentração, tendo os rejeitos como subprodutos.

O desenvolvimento tecnológico tem imposto pressões antagônicas à mineração. Numa primeira vertente, os processos metalúrgicos têm conseguido retirar minerais com teores de concentração cada vez menores, o que acarreta em volumes de rejeitos gerados exponencialmente crescentes. Por outro lado, a evolução das técnicas de disposição tem permitido a configuração de arranjos de disposição cada vez mais seguros, pelo desaguamento dos rejeitos. Este segundo ponto exposto, contudo, enfrenta a perspectiva econômica dos empreendedores que mantêm soluções convencionais de disposição em polpa, devido aos custos.

Por outro lado, o histórico de acidentes com rupturas e vazamentos de rejeitos aumenta as pressões e exigências de órgãos ambientais e instituições civis e públicas por meio de exigências legais. A compreensão do comportamento de grandes projetos de infraestrutura, como barragens, portos, aeroportos e rodovias, que envolvem grande exposição da sociedade e do meio ambiente ao risco, é dever de todos os agentes técnicos e políticos, acima de tudo de especialistas e atores econômicos como as mineradoras.

Neste ponto, este capítulo apresentou um panorama dos rejeitos de mineração e seu comportamento geomecânico, bem como os principais mecanismos de falha de estruturas de contenção de rejeitos. No capítulo seguinte será abordado o modo de falha liquefação no contexto dos movimentos de massa, objeto desta dissertação.

3 LIQUEFAÇÃO

3.1 Fundamentos da Liquefação

3.1.1 Aspectos Gerais

Diversos autores citam Hazen (1920) como primeiro pesquisador a utilizar o termo ‘liquefação’ durante o estudo da ruptura da barragem de Calaveras em 1918. Contudo, Terzagui foi o primeiro a descrever o fenômeno, em seu livro “*Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*”, 1925. Coube, todavia, a Casagrande (1936), determinar uma base teórica para o problema, estudando as mudanças de volume dos solos sem coesão por meio de ensaios de cisalhamento direto e de compressão triaxial.

A liquefação é um processo de ruptura que ocorre em solos não coesivos, saturados e em condições de carregamento não drenado. Durante a aplicação do carregamento, a poropressão aumenta até um valor igual à tensão de confinamento inicial, a tensão efetiva ou inter-granular existente no esqueleto do material é reduzida a zero e, em consequência, o material perde praticamente toda sua resistência cisalhante, comportando-se como um líquido viscoso (CASAGRANDE, 1975; CASTRO, 1969; POULOS, 1981; TERZAGHI; PECK; MESRI, 1996). Durante a liquefação a posição relativa dos grãos está em constante mudança, de forma que é mantida uma resistência mínima (Figura 3.1).

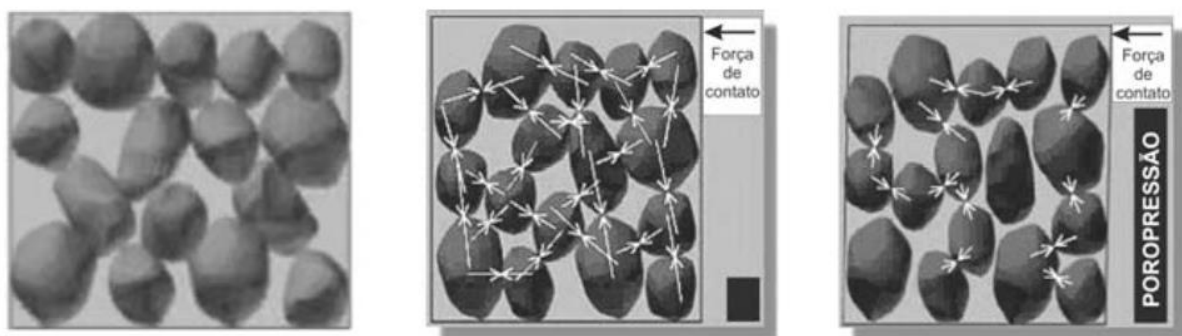


Figura 3.1 - Sequência geral do processo da liquefação (PEREIRA, E. L., 2005).

Uma característica importante desse fenômeno é que esse tipo de ruptura ocorre em certas regiões da massa de solo e não apenas ao longo de uma determinada superfície de falha, provocando grandes deformações e múltiplos mecanismos de ruptura (FREIRE NETO, 2009; GUILLÉN, 2008; LOAYZA, 2009). Uma mudança do arranjo estrutural dos grãos para a estrutura de fluxo começaria quase acidentalmente em um núcleo e seria espalhada para a massa

como uma reação em cadeia. A determinação do tamanho da massa liquefável capaz de contaminar toda a massa restante é um grande desafio, pois pequenas lentes susceptíveis já seriam suficientes para desencadear uma ruptura progressiva.

Modelos de análise tradicionais de equilíbrio limite seriam, pois, insuficientes para retratar um fenômeno dinâmico, onde em um determinado momento um material se contrai, tornando o material adjacente, até então compacto, em fofo e assim sucessivamente até a ruptura total do maciço. Modelos constitutivos seriam mais representativos para a análise desse modo de falha, contudo, a variabilidade espacial, como discutida no capítulo anterior, levam esses modelos a grandes erros em seus resultados. Esta discussão conduz ao questionamento se um fator de segurança mínimo de 1,3 seria apropriado para um mecanismo de falha com tantas incertezas.

Segundo Maturano (2012), a liquefação de solos granulares é observada em depósitos de solos naturais, aterros e depósitos de rejeitos de mineração sob carregamento estático e sob carregamento dinâmico. Foi também constatada como efeito de vibrações causadas pela cravação de estacas, por tráfego de veículos, exploração geofísica, explosões, além de vibrações sísmicas.

3.1.2 Comportamento ao Cisalhamento de Solos Granulares

Casagrande (1936) publicou a explicação para a tendência de comportamento das areias à mudança de volume durante o cisalhamento. Ele concluiu que a diminuição de volume no caso de areias fofas e o aumento de volume no caso de areias compactas, resultavam na mesma “densidade crítica” ou índice de vazios crítico, para o qual o solo arenoso poderia sofrer alguma deformação sem modificação no volume (Figura 3.2a) (FREIRE NETO, 2009).

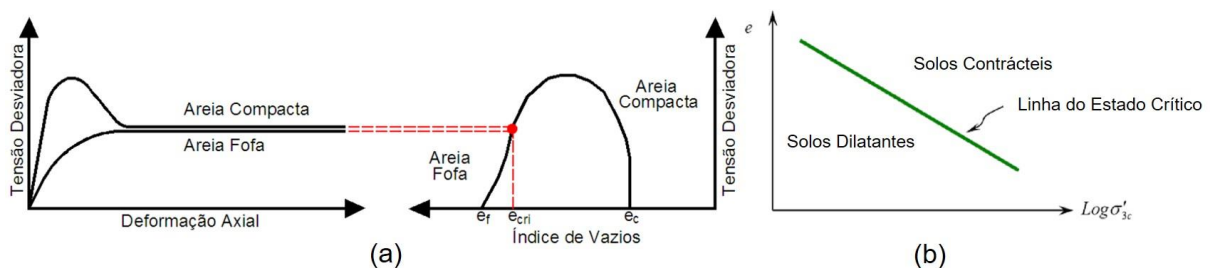


Figura 3.2 – Desenvolvimento da teoria dos estados críticos - (CASAGRANDE, 1936). (a) Comportamento de areias compactas e fofas durante cisalhamento, (b) linha de estados críticos. Adaptado de Freire Neto (2009).

Nesse estudo, Casagrande (1936) utilizou ensaios⁴ de cisalhamento direto (DST) e triaxiais drenados (CD). Com base nos resultados dos ensaios realizados na época, Casagrande (1936) mostrou que o conceito de “índice de vazios crítico” não constitui um parâmetro característico de um dado solo, mas tende a ser menor quanto maiores as tensões confinantes. A linha que relaciona o índice de vazios crítico com o logaritmo da tensão confinante efetiva foi definida como Linha do estado crítico – LEC (*critical state line*). Esta relação, apresentada na Figura 3.2b, separa os solos entre dilatantes e contrácteis (CASTRO, 1969).

Castro (1969) realizou uma série de ensaios de compressão triaxial não drenados com tensão controlada e relacionou, em um gráfico, a tensão confinante efetiva e o índice de vazios para grandes deformações. A esta linha, produzida de maneira similar à linha do estado crítico, Castro se referiu como sendo a linha de estado permanente – LEP (*steady state line*) (FREIRE NETO, 2009).

Poulos *et al.* (1985) definiram o estado permanente de deformação como o estado em que uma massa de partículas está deformando continuamente com volume constante, tensão efetiva normal constante, tensão cisalhante constante e velocidade constante.

A Figura 3.3 ilustra o conceito descrito por Poulos *et al.* (1985). O ponto C representa a condição imediatamente após o adensamento do corpo de prova, o ponto P é correspondente à máxima tensão desviadora e o ponto S indica a condição de estado permanente.

⁴ Nos ensaios de cisalhamento direto, concluiu que a obtenção do índice de vazios crítico não é adequada, devido à limitação da deformação e dificuldade em se determinar o índice de vazios inicial. Nos ensaios triaxiais drenados com amostras compactas não foi possível se estimar o índice de vazios crítico, pois as deformações medidas se concentravam no volume de areia adjacente ao plano de ruptura, não sendo representativo da amostra. Já o ensaio em areias fofas possibilitou uma estimativa aproximada do índice de vazios crítico, não apresentando uma superfície de ruptura definida (CASTRO, 1969; KRAMER, 1985).

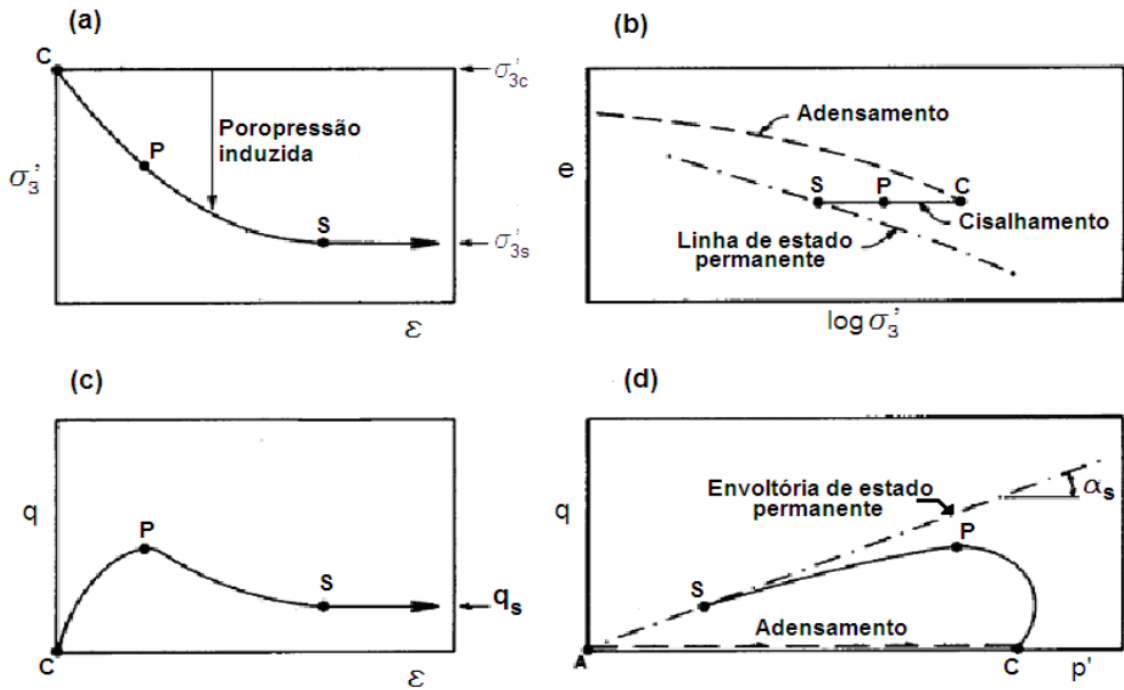


Figura 3.3 – Estado permanente de deformação obtido de ensaios não drenados. Modificado de Poulos *et al.* (1985).

No gráfico p' - q , da Figura 3.3d está representado o ângulo α_s , que corresponde ao ângulo de atrito de estado permanente, (ϕ_s) , no diagrama de Mohr-Coulomb. O ângulo de atrito de estado permanente, também denominado ângulo de atrito de volume constante (ϕ_{cv}) , é mobilizado para grandes deformações, para as quais o solo começa a deformar sem tendência de alteração de volume. De maneira geral, a LEP pode ser visualizada como uma curva no espaço tridimensional (e, σ, τ) , sendo projetada nos correspondentes planos, Figura 3.4.

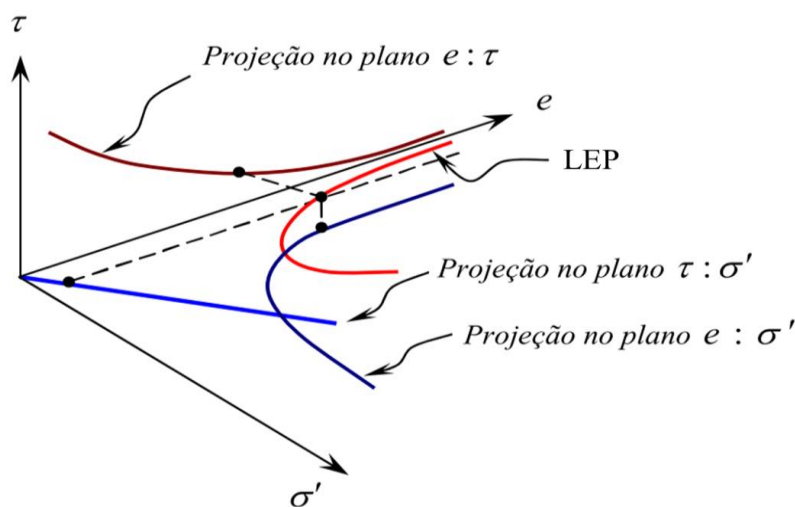


Figura 3.4 - Linha de estado permanente em representação tridimensional no espaço. (GUILLÉN, 2008).

Após anos de discussão a respeito da equivalência entre o estado crítico e o estado permanente por diversos autores (ALARCON-GUZMAN; LEONARDS; CHAMEAU, 1988; CASAGRANDE, 1975; GUILLÉN, 2004; POULOS, 1981; SLADEN; D'HOLLANDER; KRAHN, 1985), concluiu-se que são coincidentes e independentes da trajetória de tensões. Segundo Poulos (2008), a confusão está na interpretação equivocada do termo “estado crítico”. Para este pesquisador, a definição clássica de Casagrande para o estado crítico se refere ao estado alcançado quando todas as tensões permanecem constantes durante o cisalhamento, sendo, portanto, equivalente à definição do estado permanente (FREIRE NETO, 2009).

Os solos granulares, durante o cisalhamento induzido por poropressões de carregamento não drenado, podem apresentar três respostas típicas quanto ao comportamento tensão vs deformação. Estas respostas estão apresentadas nas trajetórias representadas na Figura 3.5.

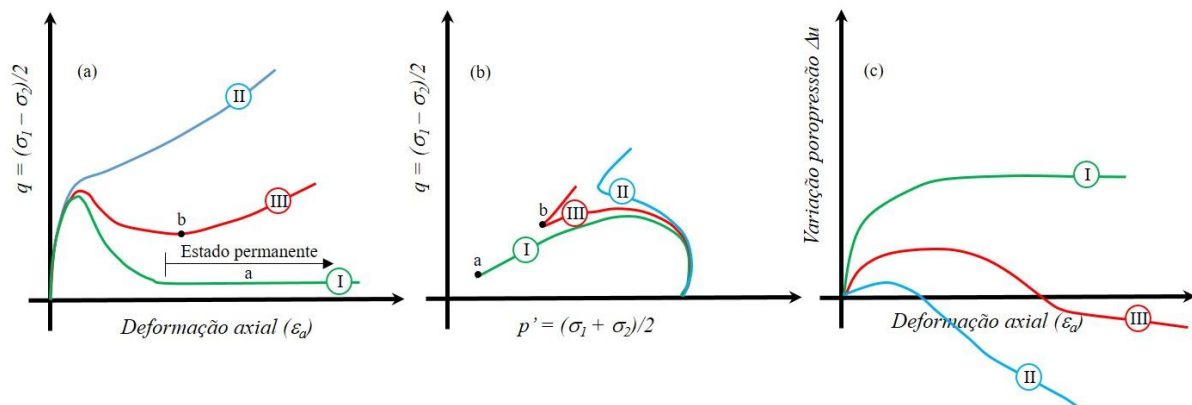


Figura 3.5 – Comportamento tensão *versus* deformação de solos granulares durante carregamento não drenado. Modificado de Maturano (2012).

Os solos fofos (contrácteis), representados pela amostra I da Figura 3.5, exibem um aumento de resistência até um pico para baixos níveis de deformação (*strain softening*), colapsando rapidamente para fluir sob pequenos valores de tensão de confinamento e de desvio q , alcançando o estado permanente no ponto ‘a’. Este comportamento foi denominado como liquefação por Casagrande (1975); Castro (1969) e Seed (1979) e liquefação verdadeira por Cher (1985), sendo caracterizado por grandes deformações.

Os solos densos (compactos), representados pela amostra II da Figura 3.5, exibem um contínuo aumento da resistência ao cisalhamento durante a deformação (*strain-hardening*). O excesso de poropressão apresentado inicialmente indica um comportamento contráctil. Entretanto a posterior redução das poropressões sugere uma forte tendência de dilatação. Neste tipo de comportamento são observadas pequenas deformações.

Os solos com densidade intermediária, representados pela amostra III da Figura 3.5, exibem um comportamento inicial semelhante aos solos fofos, apresentando um pico de resistência para baixos níveis de deformação. Contudo, após o colapso e decréscimo da resistência ocorre um ponto (b) de amolecimento intermediário (estado quase permanente), no qual ocorre uma nova expansão de volume (liquefação limitada). Neste ponto, denominado ponto de transformação de fase, o material passa a ganhar rigidez novamente. Neste tipo de comportamento são observadas deformações intermediárias.

Os pontos de transformação de fase indicam a transição no comportamento do volume, de contração para dilatação, e determinam a linha de transformação de fase. Estes pontos correspondem aos de tensão efetiva de máxima poropressão das trajetórias dos ensaios triaxiais não drenados. A inclinação da linha de transformação condiz com o ângulo de atrito de volume constante, ϕ_{ev} , coincidente com o ângulo de atrito mobilizado na transformação de fase (SRISKANDAKUMAR, 2004 *apud* FREIRE NETO, 2009).

Para os solos do tipo I, o estado quase permanente e o ponto de transformação de fase não existem e a tendência de contração continua até ser alcançada a resistência mínima no estado permanente, que ocorre para grandes deformações. Já para os solos do tipo II e III, este ponto vai ocorrer com maior ou menor contração inicial.

De acordo com Carrera *et al.* (2011); Verdugo & Ishihara (1996 *apud* Fonseca, 2013) as LECs das areias são geralmente lineares no espaço $e: \ln p'$ apenas para tensões de confinamento mais elevadas, apresentando-se tipicamente curvas em tensões moderadas, tendendo para uma assíntota horizontal com a diminuição de p' . É usualmente assumido que a variação na inclinação da LEC no plano $e: \ln p'$ para elevadas tensões de confinamento se deve ao esmagamento dos grãos, como observado por Coop & Lee (1993).

A Figura 3.6 e a Figura 3.7 apresentam dois exemplos de LECs com comportamento curvilíneo, comprovando a afirmativa anterior. A Figura 3.7 mostra os resultados de uma investigação detalhada da liquefação estática de rejeitos na barragem de Stava (CARRERA; COOP; LANCELLOTTA, 2011) e na Figura 3.6 é mostrado um comportamento similar obtido de um estudo do risco à liquefação de rejeitos ciclados do processamento do ouro, provenientes da Mina Fazenda Brasileiro, na cidade de Teofilândia, Bahia (BEDIN, JUCÉLIA, 2010).

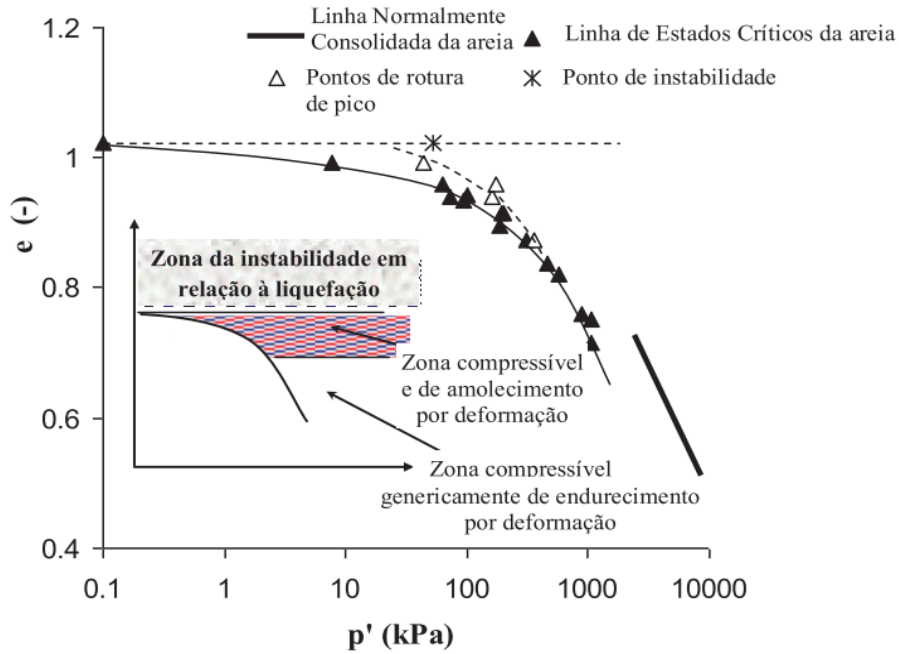


Figura 3.6 - Distintos comportamentos em relação à liquefação em função do estado (CARRERA *et al.*, 2011 *apud* FONSECA, 2013).

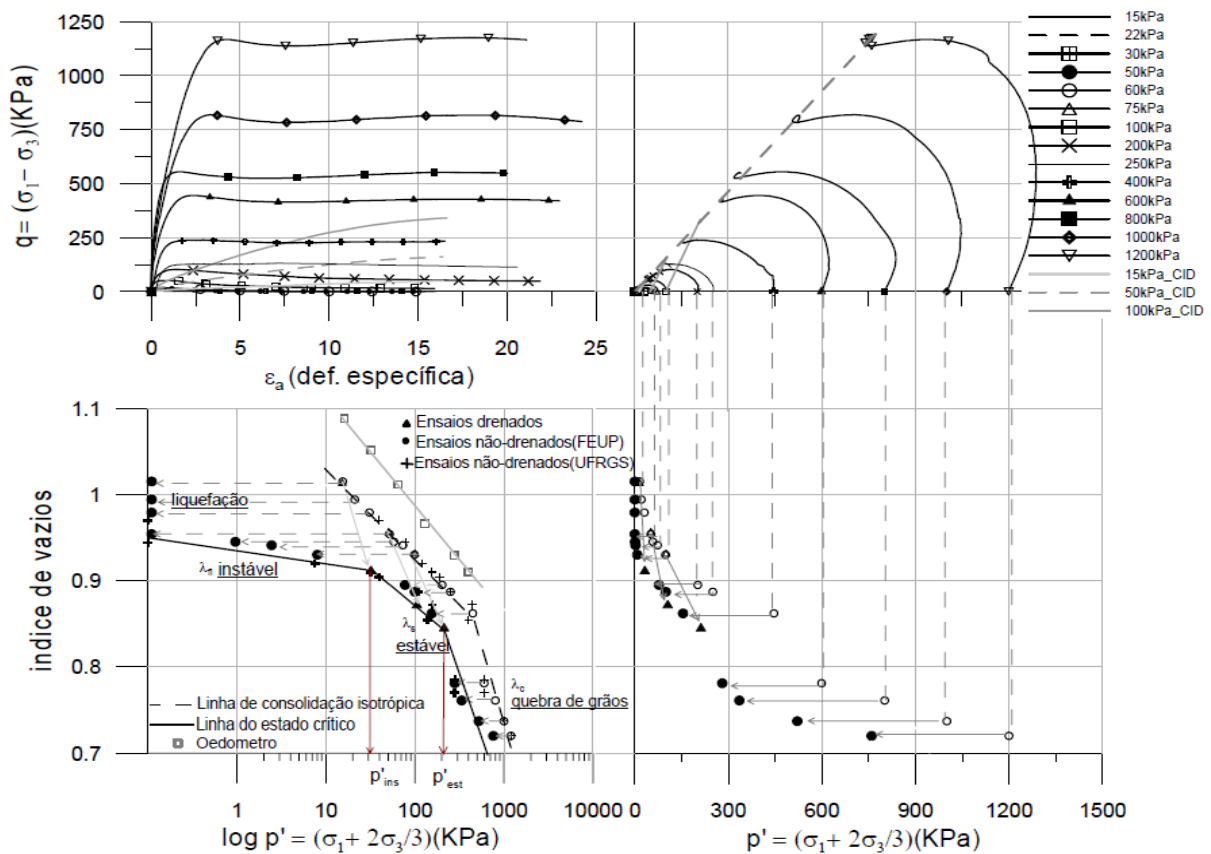


Figura 3.7 - Aplicação da Mecânica dos Estados Críticos na avaliação da suscetibilidade à liquefação estática, a partir de uma Linha dos Estados Críticos (LEC) curvilínea (BEDIN, JUCÉLIA, 2010).

Conforme Fonseca (2013), em ambos os casos a LEC tende a curvar para uma assíntota horizontal para baixas tensões de confinamento. Assim, qualquer amostra que se encontre no seu estado inicial acima da assíntota apresenta um comportamento instável e uma consequente liquefação sob condições não drenadas, independentemente da tensão de confinamento inicial, pelo que a trajetória de tensões atinge $p'=0$.

Para índices de vazios menores, a trajetória durante um carregamento não drenado leva a amostra para a parte curva da LEC, o solo sofre uma grande redução de p' e apresenta uma resistência de pico com uma pronunciada deformação por amolecimento.

De acordo com Bedin *et al.* (2012), o estado crítico dos rejeitos de ouro mostrou-se altamente não linear, refletindo a instabilidade do fluxo da estrutura de rejeitos em baixos níveis de tensão, bem como possíveis mudanças no tamanho e forma de grãos induzidas pela quebra de grãos em tensões médias a elevadas. Em problemas associados a uma ampla gama de tensões, pode ser necessário (ou conveniente) descrever a LEC por meio de três segmentos lineares no espaço e $vs \log p'$, caracterizando quatro condições de estado distintas:

- Fluxo por Liquefação: Em baixas tensões de confinamento, estes rejeitos exibem uma resposta de contração pronunciada, gerando altas taxas de excesso de poropressão, que, em última instância, conduzem a instabilidade (liquefação), juntamente com uma perda completa de resistência ao cisalhamento e o desenvolvimento de grandes deformações;
- Instabilidade do fluxo: Numa faixa de tensões baixa a moderada, a instabilidade por fluxo está associada a grandes deformações e altas poropressões, que reduzem a tensão desviadora para o estado crítico em relação à tensão desviadora de pico inicial. Nesta região, uma amostra sofre forte amolecimento, mas sem liquefação, pois atinge uma posição distinta em relação ao estado crítico. Para as tensões inferiores ao início da instabilidade do solo, p'_{fi} , uma amostra em seu estado inicial (p'_0, e_0) localizada acima da LEC experimenta reduções maiores de sua resistência ao cisalhamento não drenado, induzindo uma inclinação λ_{fi} (fluxo) que é mais plana do que o λ (estável). Isso implica que a instabilidade do fluxo se reduz com o aumento das tensões de confinamento;
- Condições estáveis. Aqui, os estados críticos drenados e não drenados coincidem, definindo uma condição em que a inclinação da LEC, λ (estável), é essencialmente

paralela à inclinação da linha de adensamento. Neste caso, as amostras cisalhadas a partir da linha de adensamento isotrópica mostram o endurecimento no estado crítico com compressão e aumento da poropressão. Este comportamento idealizado é compatível com o concebido na maioria dos modelos constitutivos de liquefação de fluxo com base na mecânica dos solos no estado crítico;

- Ruptura de partículas. Para tensões maiores do que a tensão correspondente à quebra dos grãos induzida por cisalhamento, p'_q , o solo é capaz de atingir estados mais densos em estado crítico e, como consequência, a inclinação do LEC, λ_q (quebra) torna-se maior do que λ (estável).

3.1.3 *Tipos de Liquefação*

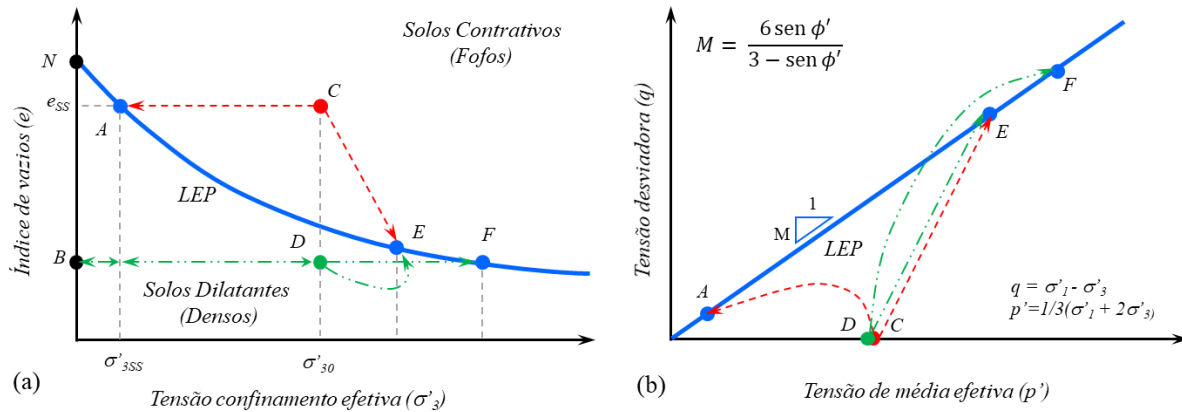
Segundo Olson (2001) o fenômeno de liquefação pode ser subdividido em: fluxo por liquefação (*flow liquefaction*) e mobilidade cíclica (*cyclic mobility*).

O fluxo por liquefação ocorre quando um solo exibe um comportamento do tipo *strain softening*, que se caracteriza por uma perda de resistência com altas deformações. Ocorre para solos metaestáveis, sem coesão, de baixa densidade, saturados, sob carregamento não drenado. Este comportamento pode ser ativado tanto por um carregamento estático como dinâmico ou por deformações não drenadas sob carga constante. O fluxo por liquefação só ocorre no campo se a tensão de cisalhamento estática for maior do que a resistência ao cisalhamento liquefeita (ou estado permanente).

A mobilidade cíclica ocorre quando um solo sofre perda de resistência geralmente com pequenas ou médias deformações. Ocorre para solos sem coesão, de baixa a média densidade, saturados, sob condições não drenadas. Pode, contudo, ocorrer em solos densos se a intensidade ou a duração do carregamento for suficientemente fortes e extensas para as condições de campo. Este comportamento por ser ativado por um carregamento sísmico, ou cíclico, associado ao carregamento estático. Em contraste com a liquefação por fluxo, a tensão de cisalhamento estática nos casos de mobilidade cíclica é menor do que a resistência ao cisalhamento liquefeita (ou estado permanente) do solo.

Colapsos causados por fluxo por liquefação são frequentemente caracterizados por movimentos rápidos e acompanhados de grandes deformações, enquanto que na mobilidade cíclica observa-se um gradual desenvolvimento de deformações cíclicas acumulativas (GUILLÉN, 2008).

A Figura 3.8 apresenta resultados de ensaios triaxiais em amostras de areia saturada, considerando como eixos o índice de vazios, e a tensão principal efetiva menor, σ_3 , de modo a ilustrar a diferença entre o *fluxo por liquefação* e a *mobilidade cíclica*.



CONDIÇÕES DE DRENAGEM	COMPORTAMENTO	
	ESTADO INICIAL >> REGIME PERMANENTE	
	FOFO (C)	DENSO (D)
DRENADO	C → E	D → E
NÃO DRENADO	C → A (Fluxo por liquefação)	D → F (Carregamento monotônico) D → B (Mobilidade cíclica)

Figura 3.8 - Ensaios triaxiais não-drenados em amostra de areia saturada. Modificado de Castro & Poulos (1977) e Sladen *et al.* (1985 *apud* Guillén, 2008).

O fluxo por liquefação é resultado da ruptura do material fofo sob contração, com redução das tensões efetivas e aumento das poropressões (fluxo ponto C para ponto A). Sobre a linha LEP (ponto A) os solos deformam sob volume e tensões constantes. Quanto mais à direita o ponto inicial C estiver, maiores serão as deformações associadas com o fenômeno da liquefação; se o ponto estiver localizado acima de N, a resistência residual após a liquefação será nula.

Já na mobilidade cíclica as amostras estão localizadas abaixo da LEP, com comportamento dilatante. O ponto inicial D movimentar-se inicialmente para a esquerda e logo em seguida para a direita se o carregamento for monotônico (D → F), e para a esquerda se o carregamento aplicado for cíclico (D → B). Se o número de ciclos e a amplitude dos mesmos forem suficientemente grandes, dentre outros fatores, poderá ser atingido o ponto onde o acréscimo de poropressão torna-se igual à tensão de confinamento efetiva inicial, provocando deformações do material, porém sem perda significativa de resistência, como ocorre no fluxo por liquefação (GUILLÉN, 2008).

3.2 Mecânica da Liquefação

No item anterior, foram discutidos os fundamentos gerais da liquefação, resumindo a suscetibilidade dos materiais e os fatores de iniciação. Neste item serão descritos o desenvolvimento e a forma da ruptura, bem como outros aspectos, como a redistribuição de vazios, o efeito da estratigrafia e a reologia.

3.2.1 *Desenvolvimento da ruptura por liquefação*

A ruptura de uma estrutura por liquefação, como todo colapso, depende das condições inerentes ao material e do carregamento externo. Ao ponto crítico deste paridade de forças dá-se o nome de gatilho, ou seja, as condições de carregamento (magnitude, frequência, taxa, natureza), e as condições iniciais do substrato susceptível que levam ao estado de equilíbrio limite (OLSON, 2001). Outro fator importante a se destacar é a forma com que se atinge este (des)equilíbrio pelos elementos do solo. Neste item será discutida a evolução da liquefação e nos itens 3.3 e 3.4, aspectos relacionados à suscetibilidade e às condições de carregamento (gatilho).

Na condição de alteração das tensões numa massa de solo devido a um carregamento, um tensão de cisalhamento é induzida, sendo a liquefação ativada se a *resistência cisalhante de pico* (Ponto A – Figura 3.9), deste solo for atingida, a partir deste ponto, o solo se torna instável (BYRNE, 2008 *apud* FREIRE NETO, 2009).

Na sequência o solo tende a se deformar até à condição de estado permanente, com consequentes decréscimos da resistência do solo até ser alcançada a *resistência cisalhante liquefeita* (Ponto B – Figura 3.9) (SITHARAM *et al.*, 1993). Conclui-se desta forma que o fenômeno de fluxo de liquefação ocorre basicamente em duas etapas.

Conforme Freire Neto (2009) a resistência ao cisalhamento de pico é a máxima resistência ao cisalhamento que um determinado solo pode mobilizar durante a aplicação de um carregamento. Esta resistência depende da composição e estrutura do solo, do estado inicial e do método de carregamento, sendo o trecho inicial da curva tensão-deformação é uma resposta da estrutura inicial do solo. No caso de carregamento cíclico, as tensões reversas desfazem a estrutura inicial do solo, provocando a redução da resistência de pico, conforme Figura 3.9b (POULOS, 2008).

A Figura 3.9 ilustra as trajetórias de tensões efetivas para uma areia contráctil saturada sob carregamento estático e cíclico (a), assim com o comportamento de deformação sob as tensões de cisalhamento (b).

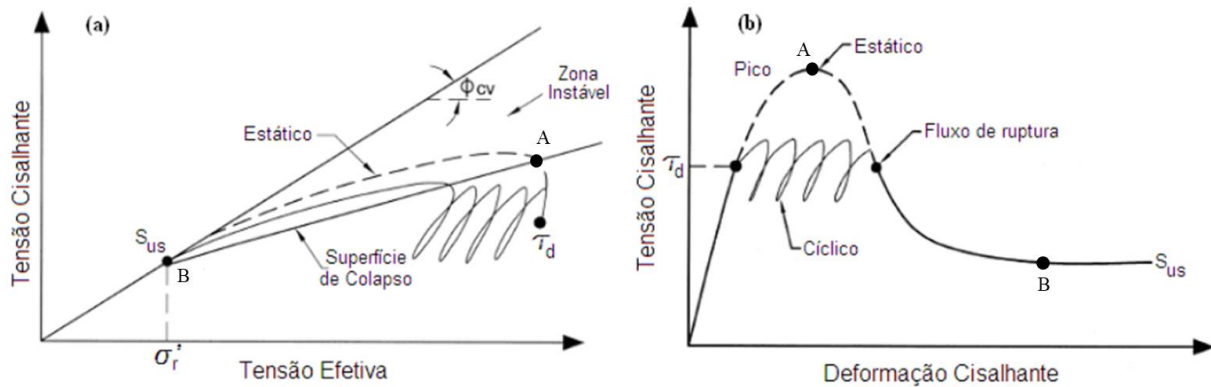


Figura 3.9 – Liquefação devido a carregamento estático ou cíclico (DAVIES, M.; MCROBERTS; MARTIN, 2002).

Hanzawa *et al.* (1979) observaram que a resistência ao cisalhamento de pico para várias tensões confinantes sob o mesmo índice de vazios inicial delimitavam uma envoltória aproximadamente linear, no espaço p' e q . Desde então alguns nomes foram propostos para esta envoltória (OLSON, 2001). Vaid & Chern (1983) definem como a superfície de fluxo por liquefação e Olson (2001), como a envoltória de resistência de pico.

A Figura 3.10a mostra os resultados de uma bateria de ensaios triaxiais não-drenados (carregamento monotônico) em amostras de areia saturadas. Como todas as amostras foram adensadas isotropicamente para o mesmo índice de vazios, sob diferentes valores de tensão de confinamento, deveriam então atingir o mesmo estado de tensões efetivas na condição permanente, ao longo de várias trajetórias de tensão.

O estado de tensão inicial das amostras A e B localizam-se abaixo da LEP, com comportamento dilatante sob cisalhamento, enquanto que as amostras C, D, E, situadas acima da LEP, exibem comportamento contrativo, atingindo um pico de resistência não-drenada e deformando-se rapidamente em seguida até atingir a LEP. Os picos de resistência das amostras C, D, E definem pontos de início de liquefação que, unidos, formam uma linha reta que se projeta pela origem do plano triaxial p q' , chamada de *superfície de iniciação de ruptura por fluxo por liquefação* ou FLS (*Flow Liquefaction Surface*) (GUILLÉN, 2008).

Como a liquefação não pode ser iniciada se a tensão cisalhante estática for menor do que a resistência de estado permanente, a superfície de fluxo por liquefação é interrompida por uma linha horizontal traçada pelo ponto de estado permanente (Figura 3.10c). Se o estado de tensão do solo atingir a FLS sob condição não-drenada, quer sob carregamento monotônico ou cíclico, o fenômeno de liquefação será então iniciado.

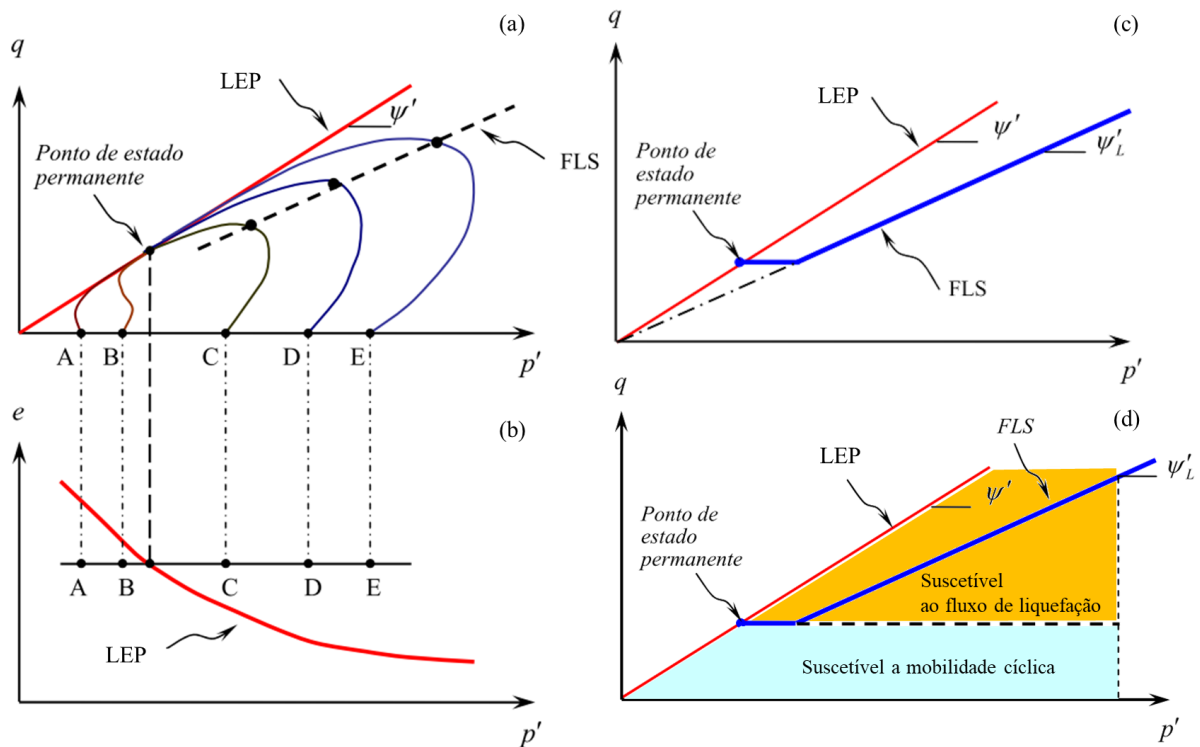


Figura 3.10 – Superfície de fluxo de liquefação (KRAMER, 1996).

De acordo com Guillén (2008) a iniciação do fenômeno da liquefação depende significativamente da variação incremental da poropressão e do estado de tensão inicial. A ocorrência do fluxo por liquefação ou da mobilidade cíclica dependem, dentre outros fatores, das tensões estáticas iniciais (Figura 3.10d), tal como descrito a seguir:

- O fluxo por liquefação pode ser iniciado quando a tensão cisalhante no equilíbrio estático inicial for maior que a resistência do solo no estado residual (ou permanente);
- A mobilidade cíclica pode iniciar-se quando a tensão cisalhante estática inicial é menor que a resistência no estado residual (ou permanente). Ela é geralmente identificada quando as poropressões tornam-se suficientemente grandes para produzir escorregamentos laterais (*lateral spreading*) em terrenos pouco inclinados

próximos a depósitos de água ou pequenas erupções na superfície do solo (*sand boils*).

Após o início do fluxo por liquefação, o solo se torna instável, se deformando até à condição de estado permanente, com consequentes decréscimos da resistência do solo até ser alcançada a resistência cisalhante liquefeita (S_{us}). Neste ponto os solos sofrem grandes deformações com a tensão desviadora, poropressão e volume constantes (Ponto B, Figura 3.9).

Portanto, a resistência ao cisalhamento liquefeita é a resistência ao cisalhamento mobilizada para grandes deformações depois que a liquefação é ativada. Neste ponto o solo deforma sem variação de volume, de tensão de cisalhamento e de tensões efetivas (MUHAMMAD, 2012). Esta resistência é referida também como a resistência ao cisalhamento não drenada residual (S_r) (SEED, 1987), resistência ao cisalhamento não drenada de estado permanente (S_{us}) (POULOS *et al.*, 1985), e resistência ao cisalhamento não drenada crítica, $S_{u(critical)}$, (STARK; MESRI, 1992). A nomenclatura atualmente aceita internacionalmente é resistência ao cisalhamento liquefeita.

Como exposto nos conceitos de resistência ao cisalhamento de pico e resistência ao cisalhamento liquefeita, o fluxo por liquefação se desenvolve em duas etapas.

1. Acontece sob baixos níveis de deformação, a geração de poropressão será suficiente para que a FLS seja atingida, tornando o solo instável;
2. Acontece sob altos níveis de deformações, envolvendo a ocorrência de amolecimento (*strain softening*). A geração de poropressão é controlada pelas tensões de cisalhamento necessárias para garantir equilíbrio estático, enquanto a trajetória de tensões efetivas movimenta-se da FLS para a LEP.

Entretanto, estas resistências não são alcançadas pelo solo como um todo ao mesmo tempo, ao longo da potencial superfície de ruptura. As resistências de pico são alcançadas individualmente para cada elemento de solo, além disso, cada porção de solo está associada a uma tensão confinante e densidade relativa inicial diferentes. Logo, dizer que diferentes trajetórias de tensões serão desenvolvidas com distintas resistências de pico é factível e real.

As tensões mobilizadas numa superfície de escorregamento são definidas por dois limites, um superior, no qual temos a soma das resistências de pico ($\int S_p dL$) e um inferior no qual temos a soma das resistências liquefeitas, ou no estado permanente ($\int S_s dL$) (POULOS, 1988). De

acordo com Bishop (1971), todos os estados de estabilidade com perda de resistência após um ponto de pico de resistência são problemas de ruptura progressiva.

Assim, as condições de estabilidade da massa de solo está diretamente relacionada com a magnitudes das tensões cisalhantes atuantes ($\int \tau dL$) e estes dois limites. A Figura 3.11 ilustra, as condições de estabilidade física.

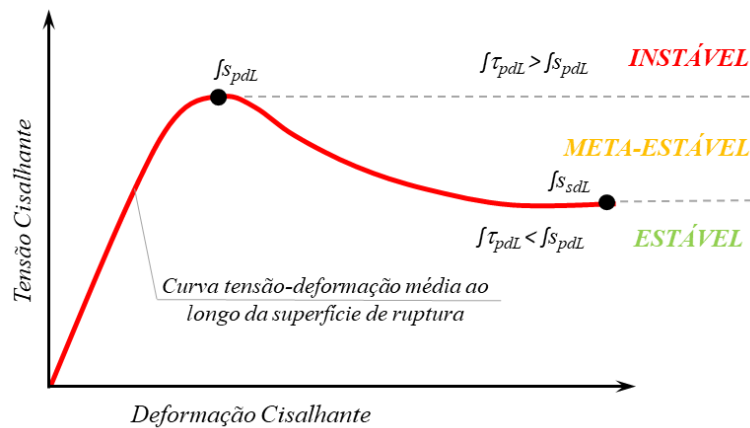


Figura 3.11 – Estados de estabilidade in situ. Modificado de Poulos (1988).

A resistência máxima disponível seria alcançada, segundo Bishop (1971), no ponto para o qual a queda de resistência dos elementos da superfície potencial de ruptura, que ultrapassaram o pico, se equilibra com o aumento de resistência dos elementos que ainda não alcançaram o pico.

Para avaliar as incertezas da aplicação de métodos convencionais de análise de estabilidade coerentes com um comportamento rígido-plástico, em que um valor único de resistência é considerado, Bishop (1967) definiu o índice de fragilidade, IF, descrito na Equação 3.1. Para Bishop (1971), quando o IF for menor do que 0,3, uma análise rígido-plástica baseada no valor da resistência de pico seria razoável, mas quando IF for maior do que 0,7 a resistência ao cisalhamento média pode ser considerada como próxima da resistência residual. No caso de um IF igual a 1,0 indica um comportamento frágil associado a um S_R muito baixo e para $IF = 0$, a um comportamento de endurecimento, sem a redução de tensões ocorre o cisalhamento não drenado.

$$I_F = \frac{S_P - S_R}{S_P} \quad (3.1)$$

Em que: S_P é a resistência ao cisalhamento de pico; e S_R é a resistência ao cisalhamento residual ou de estado permanente.

De acordo com Freire Neto (2009) a escolha da resistência ao cisalhamento apropriada para uma análise de estabilidade por equilíbrio limite deve ser precedida de uma cuidadosa observação do comportamento tensão-deformação do solo. Uma alternativa é a adoção de um fator de segurança alto para se permitir a utilização da resistência ao cisalhamento de pico para solos com comportamento do tipo “*strain-softening*”, ou a utilização da resistência liquefeita com parâmetro característico de projeto.

3.2.2 Normalização e Estimativa das Resistências ao Cisalhamento

Segundo Abreu (2012), o conceito de comportamento normalizado, apresentado por Ladd & Foot (1974), deriva de observações, em que em grande parte dos solos finos e argilosos de comportamento normalizado, ou seja, com estado de compacidade equivalente, as características de tensão-deformação-resistência de amostras semelhantes, adensadas em laboratório sob pressões de confinamento distintas são diretamente proporcionais às pressões de adensamento. Em outras palavras, sua curva de adensamento é paralela a curva de estado permanente. Entretanto, alguns autores (IDRISS; BOULANGER, 2007; ISHIHARA, 1993; OLSON, 2001; SEID-KARBASI *et al.*, 2008; STARK; MESRI, 1992) transpuseram este conceito para solos granulares não coesivos.

Logo, a resistência no estado permanente é proporcional à tensão efetiva de adensamento pré-ruptura, conforme apresentado na Equação 3.2. Todavia, o emprego da razão de resistência, normalizada com a resistência não drenada, em função da tensão vertical efetiva de confinamento pré-ruptura (Equação 3.3), também tem sido realizado (BYRNE, 2008; IDRISS; BOULANGER, 2007; ISHIHARA, 1993; OLSON, 2001; OLSON; STARK, 2002, 2003b; STARK; MESRI, 1992).

$$\frac{S_u}{\sigma'_{1c}} = \tan \phi_y \quad (3.2)$$

$$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \cong \tan \phi_y \quad (3.3)$$

Em que: ϕ_y é o ângulo de atrito mobilizado para a resistência ao cisalhamento de pico; S_u é a resistência não drenada de pico; σ'_{1c} é a tensão principal maior efetiva pré-ruptura. e σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva pré-ruptura.

De acordo com Olson (2001), a diferença entre estes parâmetros consiste no denominador de normalização. Enquanto a Equação 3.2 faz a normalização em relação à tensão principal maior

efetiva pré-ruptura, a Equação 3.3 normaliza a resistência em relação à tensão vertical efetiva pré-ruptura.

De acordo com o autor, analisando as superfícies de casos históricos de ruptura por liquefação pode-se concluir que, na grande maioria dos casos, para a porção inicial da superfície, dentro da zona de liquefação, os estados de tensão se aproximavam das condições de cisalhamento direto, o que minimiza a diferença entre os dois parâmetros.

Segundo o mesmo autor, a tensão vertical efetiva pré-ruptura é usada porque outras tensões efetivas pré-ruptura [tensão efetiva normal à superfície de ruptura (σ'_n), a tensão octaédrica efetiva (σ'_{oct}), e as tensões principais maior e menor efetivas (σ'_1 e σ'_3)], são difíceis de serem determinadas. Além disso, estudos recentes sugerem que os efeitos da redistribuição de vazios, embora afetados por outros vários fatores, devem também ser melhor representados por uma correlação entre S_u e σ'_{v0} , do que diretamente por S_u (IDRISS; BOULANGER, 2007).

A estimativa correta da resistência de pico e liquefeitas é particularmente necessária para o projeto de grandes estruturas geotécnicas e de alto risco, como barragens de rejeitos e de solo convencional, e fundações de edifícios para os quais a liquefação pode resultar em uma ruptura de deslizamento, dano extensivo e perda de vidas (SADREKARIMI, 2014).

Segundo Aquino (2009), procedimentos para estimar a resistência liquefeita dos solos não coesivos ou não plásticos têm sido abordados consideravelmente nos últimos 40 anos. Comumente utilizados, os ensaios de laboratório são geralmente muito complicados, pois necessitam amostras indeformadas, os quais exigem uma coleta de alta qualidade, ou ainda técnicas de congelamento, juntamente com fatores de correção da resistência devido as mudanças de volume durante a amostragem e o ensaio (CASTRO, 1969, 1975; CASTRO; POULOS, 1977; HANZAWA; ITOH; SUZUKI, 1979; ISHIHARA, 1993; POULOS *et al.*, 1985; SLADEN; D`HOLLANDER; KRAHN, 1985; VAID; CHERN, 1983; YAMAMURO; LADE, 1997).

Mais recentemente, esses estudos têm sido implementados com base na utilização de métodos empíricos, que correlacionam resistências à penetração de ensaios de campo com as resistências não drenadas do solo e em retro-análises de casos históricos de ruptura por liquefação (BYRNE, 2008; IDRISS; BOULANGER, 2007; ISHIHARA, 1993; OLSON, 2001; OLSON; STARK, 2003b; SEED, 1987; SEED, R. B.; HARDER, 1990; STARK; MESRI, 1992). Estes estudos

são baseados em conceitos clássicos da mecânica dos solos, tais como ‘índice de vazios crítico’, linha de estado permanente, resistência de pico e resistência liquefeita.

O uso dos ensaios índice *in-situ* é a abordagem dominante da prática comum na engenharia, sendo que, quatro métodos têm alcançado um nível de suficiente maturidade representando ferramentas viáveis, a saber: ensaio de penetração padronizado (SPT); ensaio de penetração de cone (CPT); medição da velocidade das ondas de cisalhamento *in-situ* (VS) e o ensaio de penetração de becker (BPT). As principais vantagens e desvantagens de cada ensaio são listadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Comparação das vantagens e desvantagens de vários testes de campo para avaliação da resistência à liquefação. Modificado de Aquino (2009).

Característica	SPT	CPT	VS	BPT
Medições passadas em zonas com liquefação	Abundante	Abundante	Limitado	Escasso
Tipo do comportamento tensão x deformação influenciando o ensaio	Parcialmente drenado, grandes deformações	Drenado, grandes deformações	Pequenas deformações	Parcialmente drenado, grandes deformações
Controle da qualidade e repetibilidade	Pobre a boa	Muito boa	Boa	Pobre
Detecção da variabilidade do depósito de solo	Boa para testes pouco espaçados	Muito boa	Aceitável	Aceitável
Tipo de solo na qual o teste é recomendado	Não pedregulhoso	Não pedregulhoso	Todos	Principalmente pedregulhoso
Coleta de amostras	Sim	Não	Não	Não
Medição de propriedades índice ou de engenharia	Índice	Índice	Engenharia	Índice

A caracterização de solos sedimentares e, especificamente, de solos "intermediários", como areias siltsas, siltes não plásticos, argilas siltsas e rejeitos de granulometria fina, muitas vezes é desafiador devido a dificuldades de amostragem, ensaio e interpretação dos dados de campo. Os resultados de ensaios de penetração, como CPT, podem ser utilizados para elaboração de perfis estratigráficos detalhados, bem como para estimar parâmetros geotécnicos, permitindo uma interpretação barata e rápida de dados em comparação com amostragem e testes laboratoriais. Entretanto, a sua realização e interpretação deve seguir algumas precauções sobretudo, quando utiliza-se seus dados para a estimativa de parâmetros de resistência e compressibilidade.

As taxas de penetração necessárias para condições não drenadas e drenadas são proporcionais ao coeficiente de adensamento e, em geral, é necessária uma mudança de duas ordens de grandeza para passar de uma condição para outra. Segundo Dejong *et al.* (2013), durante a penetração do cone na taxa padrão de 2 cm/s, existe adensamento parcial se o teste de dissipação de poropressão t_{50} for inferior a 100 segundos. Conforme Krage & Dejong (2016), condições parcialmente drenadas podem ter uma influência significativa nas estimativas de ângulo de atrito, densidade relativa e parâmetro de estado.

Durante a penetração do cone, a dissipação de poropressão ocorre principalmente horizontalmente, resultando no coeficiente de adensamento horizontal controlando a taxa de dissipação mais do que o coeficiente de adensamento vertical. Métodos para estimar o coeficiente de adensamento horizontal usando testes de dissipação de poropressão são propostos na literatura (DEJONG; RANDOLPH, 2012; TEH; HOULSBY, 1991). A velocidade normalizada (FINNIE; RANDOLPH, 1994) pode ser usado para capturar a influência da geração de poropressão e dos mecanismos de dissipação, conforme Equação 3.4.

$$V = \frac{vd}{c_h} \quad (3.4)$$

Em que: v é a taxa de penetração do cone (convencionalmente = 2 cm/s); d é o diâmetro do penetrômetro (geralmente 3,57 cm ou 4,37 cm) e c_h é o coeficiente de adensamento horizontal.

A variação da taxa de penetração pode ter um efeito na resistência de ponta, como mostrado em estudos de centrífuga e campo (CHUNG; RANDOLPH; SCHNEIDER, 2006; DEJONG *et al.*, 2013; JAEGER *et al.*, 2010; KIM *et al.*, 2008; OLIVEIRA *et al.*, 2011; SCHNAID; BEDIN; COSTA FILHO, 2010; WAHL, 2012). Esta mudança na resistência à penetração pode ser capturada usando o parâmetro de estado, definido como a diferença entre o índice de vazios inicial e o índice de vazios no estado crítico, para uma mesma tensão de confinamento. Os solos fortemente contrativos ($\psi > 0$) ou fortemente dilatantes ($\psi < 0$) devem apresentar efeitos significativos, enquanto os solos que estão mais próximos do estado crítico ($\psi = 0$) deverão apresentar efeitos menores (JAEGER, 2012). A Figura 3.12 apresenta um exemplo dos estudos de Dejong *et al.* (2013).

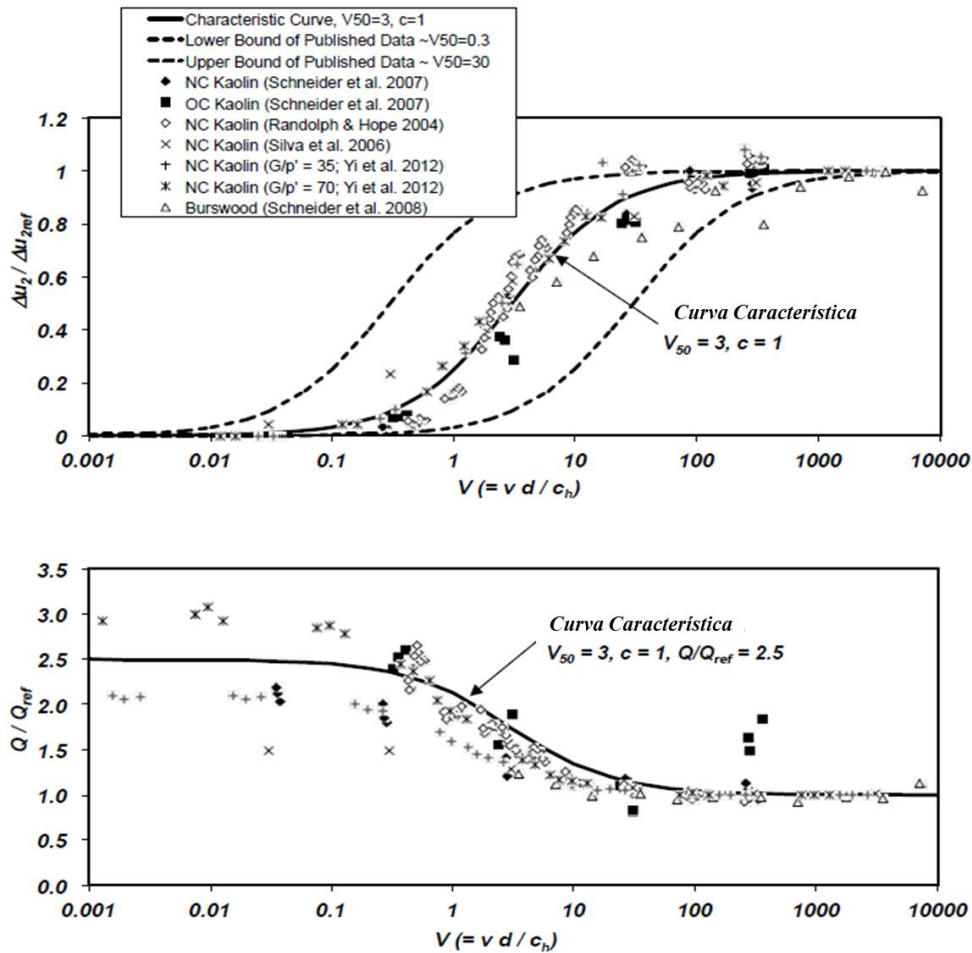


Figura 3.12 - Efeitos de velocidade normalizados (a) poropressão normalizada e (b) resistência de penetração normalizada para o caulim (DEJONG et al., 2013).

Observa-se que para velocidades de penetração normalizadas reduzidas, a geração de poropressão é inexistente, condicionando o ensaio a condições drenadas, ao contrário que para grandes velocidades onde se tem a geração constante de um excesso de poropressão o que acarreta em resistências cisalhantes reduzidas. Na segunda parte do gráfico é apresentada a resistência de ponta normalizada, onde quanto menor o valor mais adensado é o material. Materiais com resistência próxima a uma unidade são considerados solos dilatantes, enquanto aqueles na faixa de 2,5 são considerados contrativos. O intervalo de velocidade entre os dois estados, podem definir assim não só a resistência mais também a classificação quanto o seu estado.

Nos estudos de Jaeger et al. (2010), alcançou-se condições drenadas para $V < 0,01$ e não drenadas para $V > 20$. Finnie & Randolph (1994) sugerem que as condições drenadas existem quando a velocidade normalizada $V < 0,01$ e condições não drenadas para $V > 30$. Randolph

(2004) e Schneider *et al.* (2007) sugerem que existem condições não drenadas para $V > 100$ em amostras normalmente adensadas e ligeiramente sobreadensadas e drenadas para $V < 0,03$. Um mapa de decisão de campo foi desenvolvido por Dejong *et al.* (2013) para facilitar estimativas simples e eficientes de taxas de penetração drenadas ou não drenadas com um cone de 10 cm² (Figura 3.13).

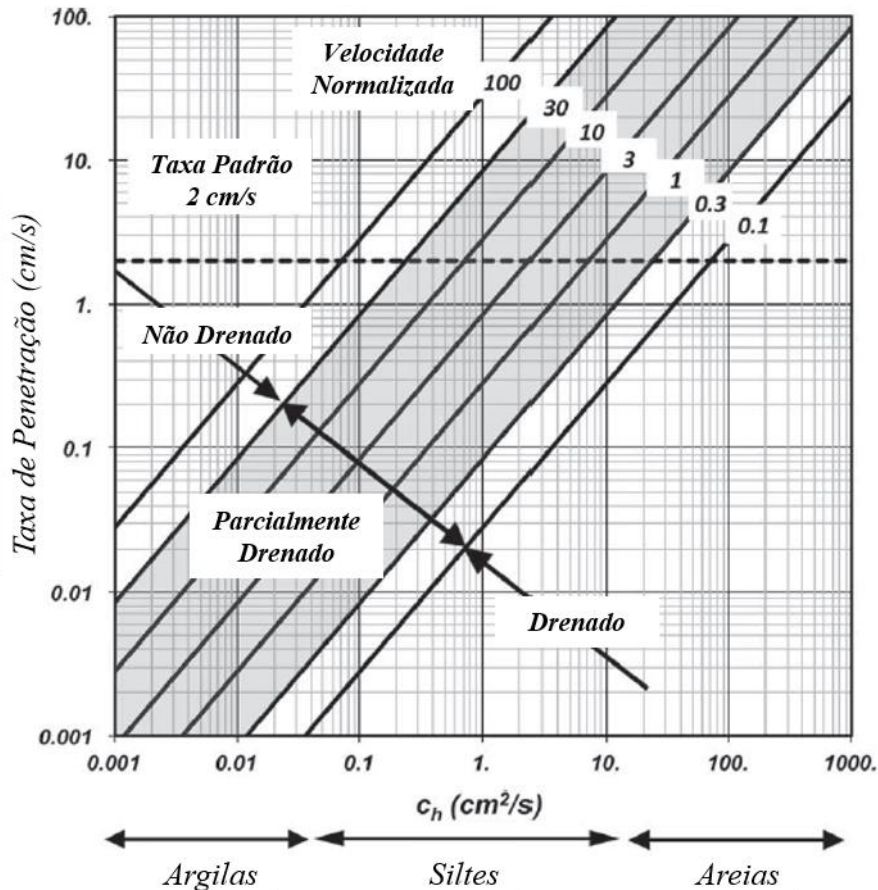


Figura 3.13 – Tabela de campo de decisão para o cone de 10 cm² com relação entre coeficiente de adensamento, velocidade de penetração e velocidade normalizada. Dividir a taxa de penetração em 1,22 para o penetrômetro de cone de 15 cm² (DEJONG *et al.*, 2013).

Observa-se, contudo, que a maioria das correlações de casos históricos de liquefação foram obtidas a partir de ensaios realizados conforme velocidade padrão da ASTM para o cone, correspondente a 2,0cm/s.

Conforme Alba & Ballester (2006), a prática de determinação da resistência residual baseada em valores retro analisados de casos históricos de rupturas por liquefação se justifica pela dificuldade de determinação das propriedades em laboratório. Apesar de se admitir um considerável número de hipóteses para o estudo: geometria da camada liquefeita, efeitos

inerciais, teor de finos, redistribuição de vazios e consequente formação de filme d'água. Ainda assim, tratando-se de dados reais de campo, atribuem indiretamente muitos desses elementos listados, gerando maior confiança da comunidade técnica que resultados de laboratório.

A determinação das propriedades de resistência diante de uma potencial liquefação enfrenta uma grande dificuldade, seja em campo, como em laboratório. Alba & Ballesterro (2006) reforçam a necessidade de avanços na estimativa dessas propriedades. As deformações atingidas nos ensaios convencionais de laboratório (cisalhamento direto, cisalhamento anelar, ring-shear e triaxial) são limitadas na ordem de 20% a 30%.

Comparativamente, as taxas de cisalhamento máximas atingidas em ensaios triaxiais são de $2s^{-1}$, enquanto na rupturas de liquefação variam entre $10s^{-1}$ a $100s^{-1}$ (BRYANT; DUNCAN; SEED, 1983). Eckersley (1990), em seus estudos observou deformações de até 100%, em modelos reduzidos. As limitações citadas, sobretudo, não permitem a aferição da contribuição dos efeitos viscosos do fluido, devido às baixas taxas de cisalhamento presentes nos ensaios clássicos de laboratório.

Bagnold (1954) sugeriu que a mecânica das rupturas por liquefação se encontra na fronteira entre a reologia e a hidrodinâmica. Iverson (1997) pontua ainda que, sob condições completas de liquefação (tensão efetiva nula), as tensões provenientes das interações entre os grãos se tornam completamente dependentes da taxa da cisalhamento. Consequentemente, a mistura liquefeita de rejeitos tem comportamento mais próximo do modelo binghamiano plástico. De fato, Jeyapalan (1980) e Bryant *et al.* (1983) já haviam sugerido o comportamento de Bingham para a representação do fluxo de rejeitos.

Segundo Alba & Ballesterro (2006), uma vez iniciada a liquefação de uma camada fofa, a resistência residual ou liquefeita diminui até um mínimo, neste ponto ocorre um aumento proporcional a velocidade, atingindo um valor limite a elevadas taxas de deformação. À medida que as tensões de cisalhamento aumentam, tensões localizadas provocam deformações nas zonas de falha. Consequentemente, altas taxas de deformação são experimentadas com a massa de solo sobrejacente, se movimentando em bloco sobre a superfície de ruptura.

Com a dissipação de poropressões, o material recupera sua resistência rapidamente, cessando o movimento de massa. A presença de uma camada superior de baixa permeabilidade irá, naturalmente, retardar a dissipação da poropressões e pode determinar o local do início da falha.

As constatações de Alba & Ballestero (2006), não invalidam o proposto por Poulos (1981) a respeito do *estado permanente de deformações*, mas somente que a condição de velocidade constante foi violada, uma vez que, após ruptura, a massa sofre aumento de velocidade por ação gravitacional.

Segundo Ribeiro, V. Q. F. (2015), a resistência ao cisalhamento no estado permanente, denominada Su_{LIQ} , deve ter o mesmo valor da tensão de escoamento do modelo de Bingham (τ_y). As duas grandezas, na realidade, representam a mesma medida sob pontos de vista distintos. A continuidade física de um modelo de fluxo por liquefação deve, portanto, ter o cuidado de compatibilizar as medidas, uma vez elas são obtidas, respectivamente, por meio de ensaios de cisalhamento e reológicos de naturezas distintas.

Na Figura 3.14 é representada a evolução da resistência ao cisalhamento ao longo de todo o fluxo por liquefação, desde o início A, passando pela superfície de fluxo por liquefação B, onde a massa de solo se torna instável e ocorre amolecimento (*strain softening*) até o estado permanente C, no qual sofrerá altas deformações, a volume, tensão efetiva normal, tensão cisalhante e velocidades, constantes. A partir deste ponto a resistência liquefeita torna-se igual a tensão de escoamento, lugar onde se inicia o escoamento ou fluxo comandado por forças gravitacionais e viscosas.

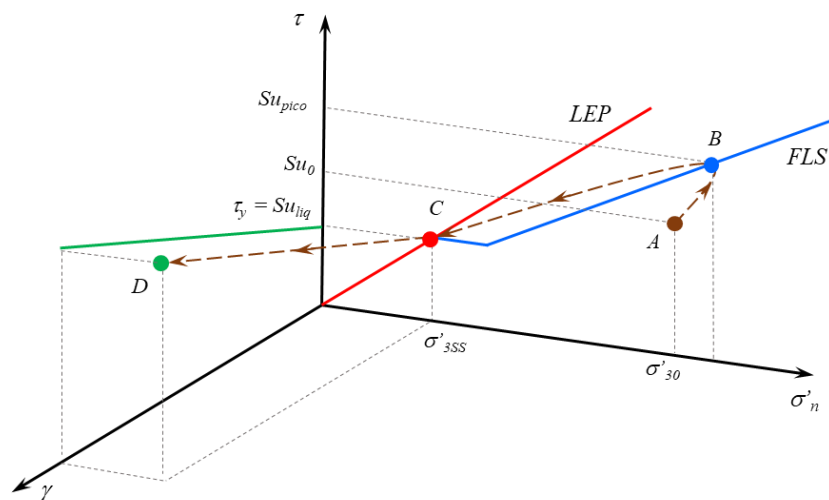


Figura 3.14 - Representação tridimensional esquemática do comportamento cisalhante do fluxo de rejeitos. Modificado de Ribeiro, V. Q. F. (2015).

⁵ O estado em que a massa deforma continuamente sob volume constante, tensão normal efetiva constante, tensão cisalhante constante e velocidade constante

Conforme descrito por Ribeiro, V. Q. F. (2015) a relação entre a tensão de escoamento plástica de Bingham (τ_y) e a resistência dos rejeitos liquefeitos (S_{uLQ}) permite a utilização do arcabouço teórico da mecânica dos estados críticos em conjunto com o equacionamento reológico de Bingham.

3.2.3 *Depósitos Estratificados e a Redistribuição dos Vazios*

Como discutido, o mecanismo de ruptura por liquefação é essencialmente um processo de cisalhamento, sob condições não drenadas de solos contrácteis saturados. Contudo, a existência de depósitos estratificados, modifica o processo com a introdução do conceito de *redistribuição dos vazios*. Durante o carregamento, os solos susceptíveis à liquefação, confinados por camadas de permeabilidade inferior, apresentam uma expansão de volume no contato com estas.

Segundo Whitman (1985 *apud* Idriss & Boulanger, 2007) os gradientes de excesso de poropressão, induzidos pelo carregamento, provocam um aumento de volume localizado no solo liquefeito, resultando em uma resistência residual *in situ* muito menor do que a resistência prevista por meio de ensaios de laboratório não drenados. Em condições extremas, a resistência ao cisalhamento nesta zona pode ser reduzida para zero com a formação de um filme de água “*water film*” (KOKUSHO, 2000). Apesar disso, a resistência ao cisalhamento média ao longo de uma área extensa não se anula, uma vez que ocorre a descontinuidade do filme de água, por meio de trincas e *sand boils* (IDRISS; BOULANGER, 2007).

Conforme Penna (2008), essa camada de água pode funcionar como uma espécie de superfície de deslizamento provocando consequências desastrosas em termos de deslocamento da estrutura acima da massa liquefeita, sendo que tal mecanismo ficou conhecido por efeito Kokusho. A Figura 3.15 mostra o perfil típico de deformação volumétrica, após a aplicação de um carregamento ao longo de uma camada de solo suscetível à liquefação coberta por uma barreira de permeabilidade reduzida.

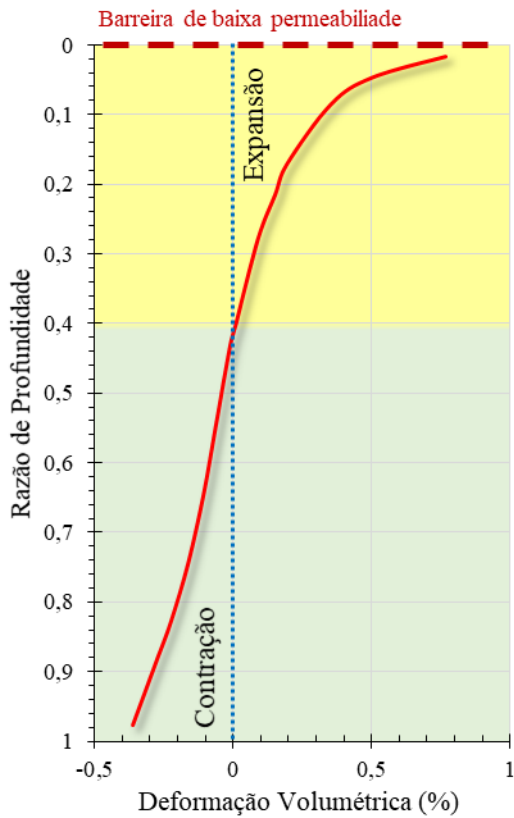


Figura 3.15 – Perfil de deformação volumétrica típico abaixo de uma barreira de menor permeabilidade. Modificado de Seid-Karbasi et al. (2008 *apud* Freire Neto, 2009).

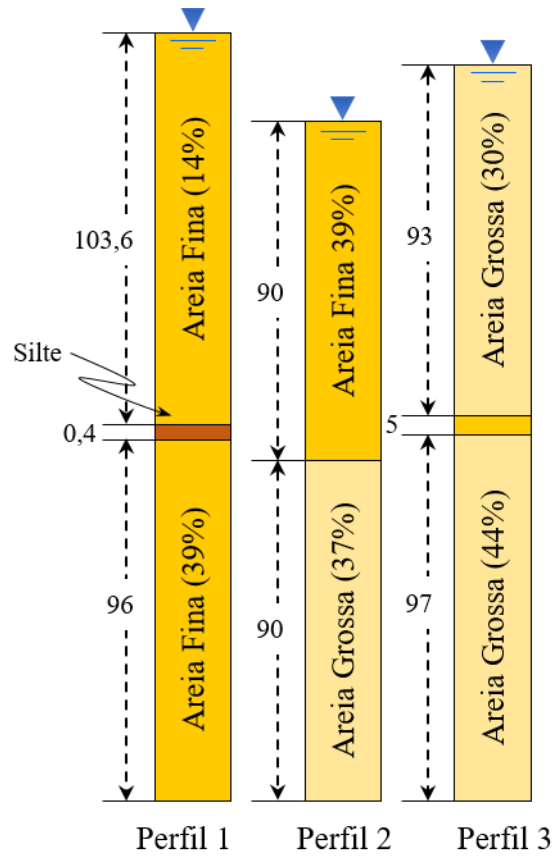


Figura 3.16 – Experimento estratigráfico. Modificado de Kokusho (1999 *apud* Penna, 2008).

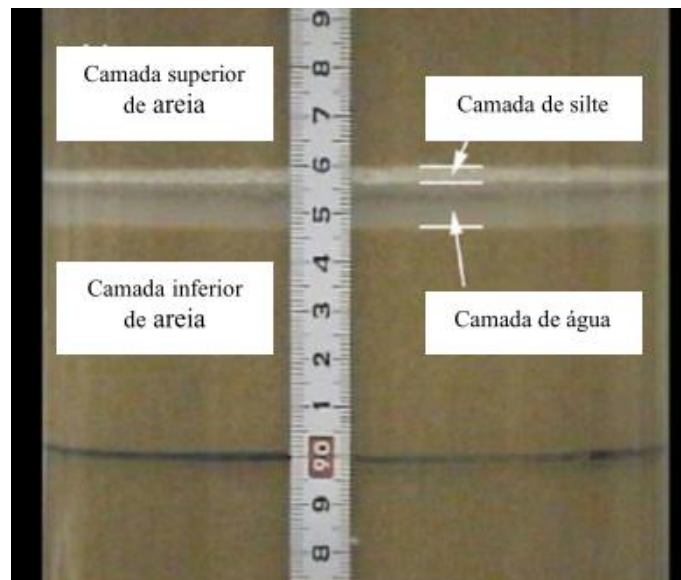


Figura 3.17 - Detalhe do filme de água formado abaixo da camada impermeável do perfil 1. Modificado de Kokusho (1999 *apud* Penna, 2008).

Kokusho (2000) reproduziu o fenômeno em laboratório por meio de colunas com diferentes perfis estratigráficos saturados. O experimento avaliou a formação do filme de água através da vibração das amostras. A Figura 3.16 mostra os cenários esquemáticos simulados. O perfil 1 é composto de duas camadas de areia fina separadas por uma esbelta camada de silte; o perfil 2 por duas camadas de areia com granulometrias diferentes, sendo a inferior mais permeável e o perfil 3 é formado por duas camadas de areia grossa separadas por uma de areia fina.

Em todos as três situações houve a formação de filme de água, mesmo que por um breve instante. No caso do perfil 1 a criação do filme foi instantânea (Figura 3.17), demorando mais a dissipar que os demais perfis. No perfil 2, a camada não se manteve estável por muito tempo e no perfil 3 teve a menor duração, devido às maiores permeabilidades. Tais resultados mostram que é imprescindível conhecer a estratigrafia do depósito, bem como seguir as condições de operação previstas para a barragem.

Durante a redistribuição de vazios provocado pelo fluxo ascendente, a zona que sofre expansão tem uma resistência ao cisalhamento muito baixa a quase nula, que é muito menor do que a que seria obtida em uma situação não drenada (NAESGAARD; BYRNE, 2007). Tal fato ocorre pois as condições de cisalhamento são parcialmente drenadas, ao contrário do que previa Poulos *et al.* (1985) para a resistência de estado permanente. A resistência liquefeita proposta por Poulos *et al.* (1985) dependia somente do índice de vazios inicial, e não do carregamento.

Na situação de redistribuição de vazios, o índice de vazios inicial não é preservado, o que ressoa em uma mudança de comportamento tensão-deformação-resistência. Desta forma, quando ocorre esta redistribuição dos vazios, a resistência de estado permanente passa a ser uma função do índice de vazios modificado, bem como da natureza do carregamento (KULASINGAM, 2003 *apud* FREIRE NETO, 2009)

Resultados de ensaios triaxiais não drenados e parcialmente drenados em amostras de areia, realizados por Seid-Karbasi *et al.* (2008), demonstram grande redução da resistência ao cisalhamento durante o ensaio com injeção de água, em comparação ao ensaio não drenado. O ensaio parcialmente drenado, com entrada de água, simula o processo de expansão que ocorre no campo devido à redistribuição dos vazios.

De acordo com Byrne (2008 *apud* Freire Neto, 2009), a resistência ao cisalhamento liquefeita que pode ser mobilizada ao longo de uma superfície de ruptura crítica, após o gatilho da

liquefação, depende da estratigrafia do depósito de solo e da magnitude do carregamento. Para este pesquisador, a escolha correta dessa resistência deve ser uma questão de julgamento do projetista.

De acordo com Byrne (2008), a redução da resistência ao cisalhamento liquefeita, provocada pela redistribuição de vazios, está normalmente relacionada a carregamentos cíclicos de grande magnitude. Entretanto, devido ao estado atual de entendimento do fenômeno da redistribuição dos vazios, caso existam camadas contínuas com permeabilidade reduzida no interior de um depósito suscetível à liquefação, é prudente que a redução da resistência liquefeita seja considerada, mesmo se os gatilhos potenciais forem estáticos.

3.3 Variáveis de Suscetibilidade à Liquefação

Entende-se por suscetibilidade a predisposição à ocorrência do evento, neste caso a liquefação. Sendo considerado o primeiro passo na análise de liquefação, deve-se considerar diversos aspectos que descrevem a conjuntura da vulnerabilidade dos solos. Os elementos avaliados podem ser subdivididos em: (i) *aspectos naturais*, (ii) *estado inicial* e (iii) *condições de saturação*.

É importante destacar que uma vez que um estrato de solo é encarado como suscetível não significa que a liquefação acontecerá. A seguir estão descritas as principais características que determinam a suscetibilidade.

3.3.1 Aspectos Naturais

Os aspectos naturais envolvem a *origem do solo*, *distribuição granulométrica* e o *formato das partículas*.

A origem do solo está diretamente condicionada à sua geologia, ou seja a mineralogia dos materiais que constituem o solo, bem como a idade do depósito. Em outras palavras, a mineralogia e a composição química dos solos naturais ou sintéticos dependem diretamente da constituição da rocha de origem e dos diferentes processos associados ao intemperismo. Dependendo da forma como estes processos ocorrem, as propriedades físicas e químicas podem ser variáveis e, por conseguinte, o comportamento mecânico e hidráulico dos materiais granulares (PEREIRA, E. L., 2005).

Sabe-se, por exemplo, que os materiais mais suscetíveis à liquefação não possuem coesão, propriedade esta diretamente ligada à presença de argilominerais, componentes estes da rocha de origem. No caso particular do rejeito de minério de ferro, a potencial oxidação do ferro remanescente produz texturas concrecionárias, que relacionada à maior densidade natural da hematita, alteram o comportamento ao cisalhamento de estratos formados por este rejeito e, conseqüentemente, a suscetibilidade a liquefação.

Segundo Guillén (2008), os processos de formação de depósitos sedimentares, com partículas relativamente uniformes, produzem solos de baixa densidade relativa e altamente suscetíveis à liquefação. Enquadram-se nesta categoria depósitos fluviais, coluviais e eólicos.

De acordo com Abreu (2012) existe uma grande diversidade de processos que afetam um depósito após a sedimentação e que, em conjunto, contribuem para a diagênese, tais como: o adensamento sob o peso das camadas superiores, a emersão, a erosão, as reações químicas (trocas iônicas, lixiviação, precipitação de sais, alterações mineralógicas), a ação de cargas exteriores, entre outros.

Todos estes processos atuam no sentido de conferir ao solo maior estabilidade estrutural e crescentes forças coesivas intergranulares. Assim, a suscetibilidade à ocorrência de liquefação em depósitos antigos é geralmente menor do que em depósitos mais recentes, devido aos efeitos de adensamento do solo ao longo do tempo e cimentações das partículas. Destaca-se que depósitos formados pela ação antrópica apresentam esse processo de constituição, sobretudo os aterros hidráulicos.

A distribuição granulométrica é um dos fatores de maior relevância quando se discute suscetibilidade à liquefação (PEREIRA, E. L., 2005). Por muitos anos acreditou-se que a liquefação estava restrita apenas a depósitos de areia. Solos de granulometria mais fina eram considerados incapazes de gerar os altos valores de poropressão associados com a liquefação, enquanto que solos de granulometria mais grossa, por sua vez, eram considerados muito permeáveis para manter acréscimos de poropressão pelo tempo necessário ao desenvolvimento do mecanismo de liquefação (GUILLÉN, 2008). Contudo, foi observada liquefação de siltes não-plásticos, bem como em pedregulhos (GUILLÉN, 2004).

No caso da liquefação, observa-se que quanto mais bem graduados, menos suscetíveis à liquefação, comparados àqueles com graduação uniforme, pois o preenchimento dos vazios

formados entre as partículas de tamanhos diferentes resulta em um menor potencial de alteração de volume sob condições drenadas e, conseqüentemente, menores excessos de poropressão em condições não drenadas.

Segundo Freire Neto (2009), o teor de finos influencia na suscetibilidade à liquefação de duas maneiras distintas. Se por um lado a presença de finos plásticos reduz a permeabilidade do solo, por outro esta presença contribui para a resistência ao cisalhamento, devido ao acréscimo de coesão. Entretanto, no caso de solos formados por finos não plásticos, a influência é apenas negativa, com um aumento da suscetibilidade à liquefação causada pela redução da condutividade hidráulica. Assim, não se pode restringir a análise à distribuição granulométrica mas se inserir também a componente plasticidade (presença de argilo-minerais) na avaliação (BRAY *et al.*, 2004).

Diversos estudos tem avaliado a influência do teor de finos no comportamento à liquefação estática de materiais granulares. Carrera *et al.* (2011 *apud* Fonseca, 2012) apresenta uma série de ensaios em uma areia limpa com acréscimos sucessivos de finos (Figura 3.18). A LEC move-se inicialmente para baixo e, a partir do conteúdo em finos transicional, passa a mover-se para cima. Na Figura 3.19, o índice de vazios requerido para a liquefação dos resíduos de Stava é comparado com o intervalo que foi conseguido por distintos métodos de reconstituição de amostras, apresentando resultados semelhantes aos apresentados na Figura 3.18.

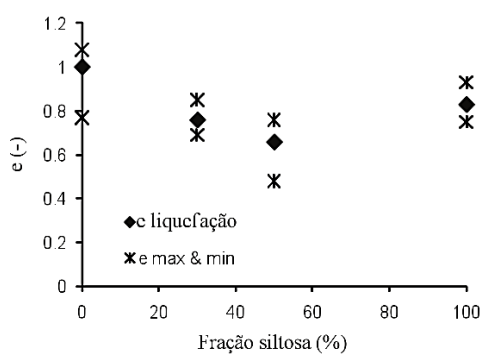


Figura 3.18 - Variação do potencial de liquefação estática com a variação do conteúdo em finos (CARRERA *et al.*, 2011 *apud* FONSECA, 2013).

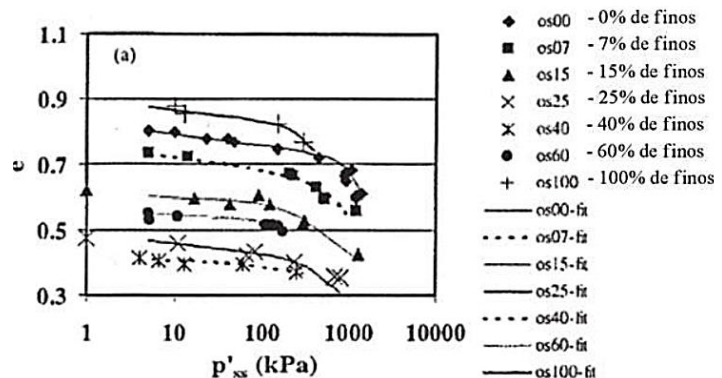


Figura 3.19 - A influência dos finos na localização da LEC da areia (THEVANAYAGAM *et al.*, 2002 *apud* FONSECA, 2013).

Lade *et al.* (2009) publicaram os resultados de 28 ensaios triaxiais de compressão realizados em amostras de areia com variação do conteúdo de finos. Os ensaios foram conduzidos com tensões de confinamento reduzidas para a avaliação do potencial à liquefação próximos da

superfície, avaliando o efeito dos finos no índice de vazios, na compressibilidade e na ocorrência da liquefação estática.

A Figura 3.20 apresenta os resultados, onde observa-se que o teor de finos cria uma estrutura entre as partículas que é altamente compressível, aumentando a suscetibilidade à liquefação. Conforme Fonseca (2013), as condições que separam o comportamento estável da liquefação é bem definida por uma única propriedade, a compressibilidade volumétrica da areia siltosa, que é quase constante nessa separação através do diagrama do conteúdo em finos e índice de vazios.

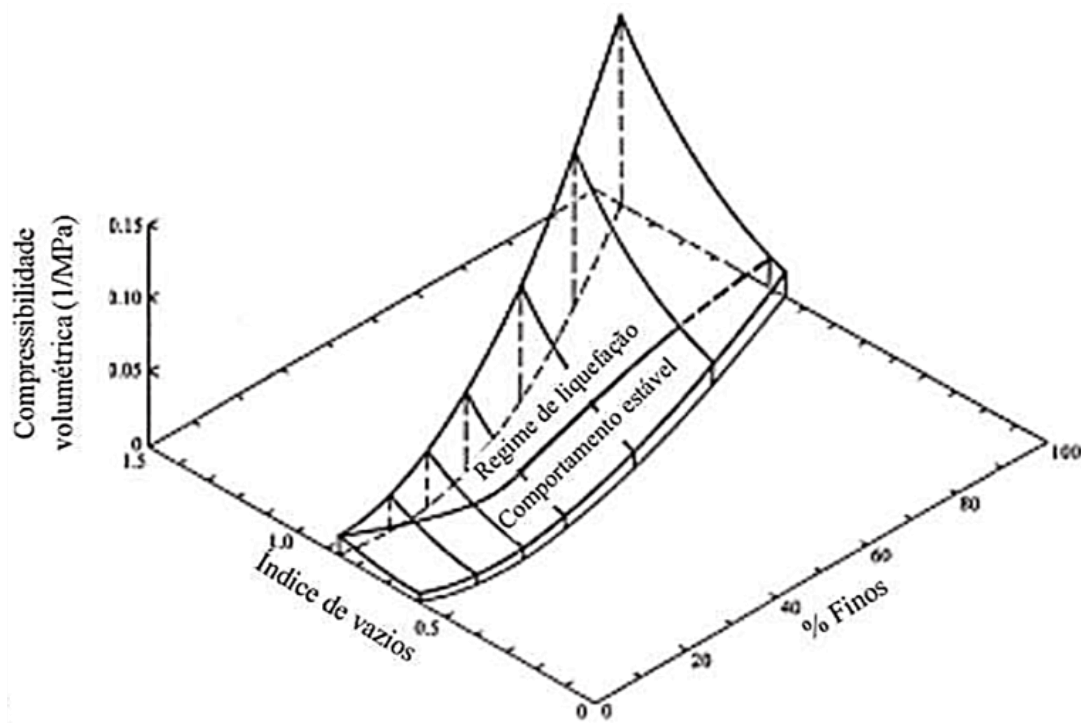


Figura 3.20 - Efeito da variação do conteúdo em finos e do índice de vazios na compressibilidade volumétrica, ensaios na areia fina de Ottawa e nos finos de Loch Raven (LADE *et al.*, 2009 *apud* FONSECA, 2013).

Segundo Muhammad (2012) diversos autores (ANDRIANOPOULOS; BOUCKOVALAS; PAPANIMITRIOU, 2001; BEEN; JEFFERIES, 1985; BOUCKOVALAS; ANDRIANOPOULOS; PAPANIMITRIOU, 2003; HIRD; HASSONA, 1990) relataram que a inclinação da CSL, λ_{10} , aumenta com o aumento de teor de finos para uma dada areia. No trabalho de Muhammad (2012) ainda é relatada a influência do teor de finos na resistência ao cisalhamento liquefeito. De acordo com o autor, Naeini & Baziar (2004) observaram que a força de cisalhamento liquefeito diminuiu com o aumento de teor de finos para teores menos de cerca de 30%. A partir deste ponto, a resistência ao cisalhamento liquefeito passa a aumentar com o acréscimo de finos, como ilustrado na Figura 3.21.

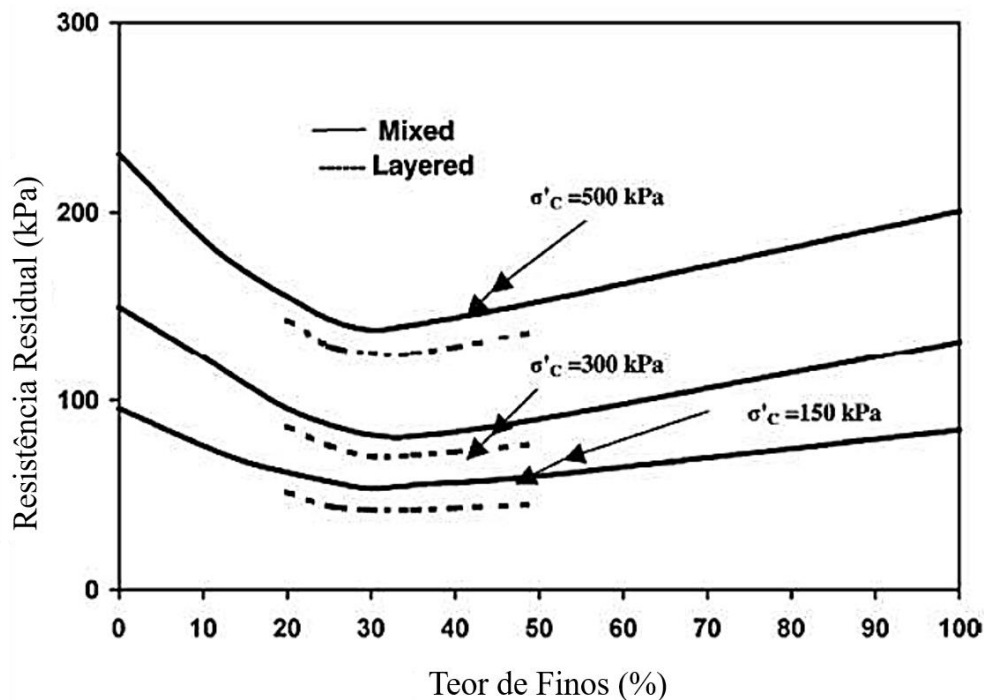


Figura 3.21 – Resistência ao cisalhamento liquefeito de amostras remoldadas e em estratificadas versus conteúdo de finos (NAEINI & BAZIAR, 2004 *apud* MUHAMMAD, 2012).

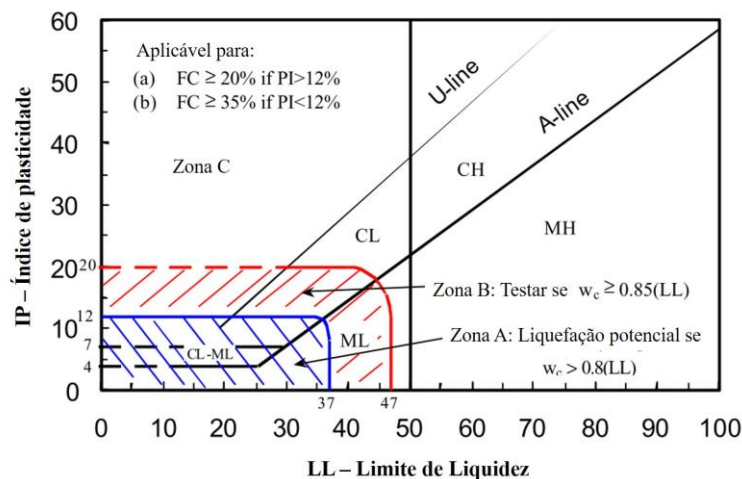
De acordo com Wang (1979), solos finos que satisfazem cada uma das seguintes condições do “critério chinês” podem ser considerados suscetíveis à liquefação. Para considerar diferenças da prática americana, a U.S. Army Corps of Engineers adaptou o critério chinês (FINN; LEDBETTER; WU, 1994). Andrews & Martin (2000) após usar o critério modificado propôs mudanças, as quais estão listadas na Tabela 3.2.

Seed, R. B. *et al.* (2003), entretanto, recomenda o abandono de ambos, questionando a aplicabilidade de um critério baseado na dimensão de partículas. Em seus estudos, concluíram que o comportamento de plasticidade é mais importante do que o tamanho da fração argila, tendo numerosos casos de liquefação com mais de 10% a 15% de finos argila. A Figura 4 mostra as considerações de Seed, R. B. *et al.* (2003) quanto a suscetibilidade de solos com teores de finos significativos.

Tabela 3.2 – Critérios de susceptibilidade a liquefação.

Critério Chinês (1979)	Critério Chinês Modificado (1994)	(PERLEA; KOESTER; PRAKASH, 1999)	(ANDREWS; MARTIN, 2000)	(SEED, R. B. <i>et al.</i> , 2003)
$FC^* \leq 15\%$	$FC^* \leq 10\%$	$FC^* \leq 20\%$	$FC^{**} \leq 10\%$	$FC^{***} \geq 35\%$
$LL \leq 35\%$	$LL \leq 36\%$	$LL \leq 33,5\%$	$LL \leq 32\%$	$LL \leq 37\%$
$W \geq 0,9LL$	$W \geq 0,92LL$	$W \geq 0,87LL$	$W \geq 0,92LL$	$W \geq 0,8LL$
$LI \leq 0,75$	$LI \leq 0,75$	$IP \leq 13$	$LI \leq 0,75$	$IP \leq 12$

(*) - $\phi < 0,005$ mm (fração argila) / (**) - $\phi < 0,002$ mm (fração argila) / (***) - $\phi < 0,075$ mm



Zona A: potencialmente suscetível à liquefação induzida por carregamentos cíclicos;

Zona B: suscetíveis à liquefação tanto por carregamento cíclico ou monotônico;

Zona C: não são suscetíveis à liquefação por carregamento cíclico, devendo sua suscetibilidade ainda ser verificada em relação à carregamento monotônico ou à deformação por cisalhamento.

Figura 3.22 - Recomendações para a influência dos finos na suscetibilidade da liquefação. (SEED, R. B. *et al.*, 2003).

Boulanger & Idriss (2004, 2006 *apud* Anderson *et al.*, 2007) utilizam o índice de plasticidade para a diferenciação entre solos com comportamento de areia e de argila. Solos com IP maior do que 7% são classificados como não suscetíveis à liquefação, por apresentarem comportamento de argila. Discute-se, contudo, que apesar de resultados consistentes, a extensão da aplicação de tais critérios para rejeitos ainda seja incerta, recomendando-se a realização de ensaios de campo e laboratório (SUAZO; DOHERTY; FOURIE, 2015).

Baseado em ensaios granulométricos em solos que sofreram e não sofreram liquefação, Tsuchida (1970 *apud* Terzaghi *et al.*, 1996), propôs as curvas de contorno da distribuição granulométrica apresentadas na Figura 3.23a. O contorno inferior reflete a influência dos finos plásticos que reduzem a possibilidade das areias de contraírem durante o cisalhamento. Em contrapartida, de acordo com Terzaghi *et al.* (1996), rejeitos de mineração são altamente suscetíveis à liquefação, embora contenham uma significativa quantidade de partículas com tamanho de silte e argila, porque estes finos são compostos de sólidos não plásticos. Na Figura 3.23b está apresentada a faixa granulométrica para os rejeitos de granulometria fina com suscetibilidade à liquefação.

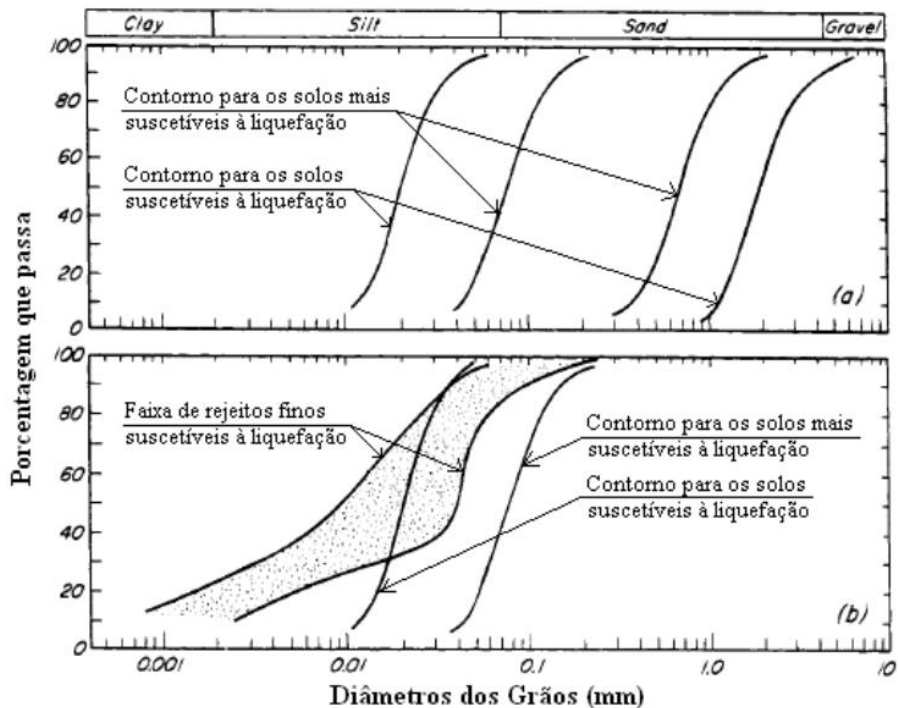


Figura 3.23 – Limites granulométricos de suscetibilidade à liquefação (TERZAGHI; PECK; MESRI, 1996).

Segundo Muhammad (2012) o efeito do teor de finos sobre a susceptibilidade à liquefação é ambíguo, um banco de dados compilado a partir de dados coletados por Jefferies & Been (2006) e Olson (2001) ilustra que não existe correlação única entre a inclinação crítica da linha de estado e o teor de finos.

Quanto a solos grossos, foi observada liquefação em pedregulhos em campo nas situações que a dissipação das poropressões for impedida pela presença de camadas impermeáveis, criando condições para uma solitação não-drenada (GUILLÉN, 2008).

O formato das partículas também influencia a suscetibilidade à liquefação. Solos com maior grau de angulosidade, apresentam um maior entrosamento entre as partículas, tendo como consequência estruturas com um menor índice de vazios, sendo menos compressíveis que solos com partículas arredondadas (OLSON, 2001).

Conforme Tabela 3.3, areias com grãos angulares apresentam índice de vazios maior do que grãos arredondados, assim como areias uniformes com relação a areias bem graduadas. Como exemplo temos que uma areia uniforme de grãos angulares apresenta um índice de vazios mínimo de 0,7 enquanto a mesma areia com grãos arredondados apresenta um índice de vazios igual a 0,45, valor bem inferior.

Tabela 3.3 – Índices de vazios para areias (PINTO, 2006).

Descrição da areia	e_{min}	e_{max}
Areia uniforme de grãos angulares	0,70	1,10
Areia bem graduada de grãos angulares	0,45	0,75
Areia uniforme de grãos arredondados	0,45	0,75
Areia bem graduada de grãos arredondados	0,35	0,65

O resultado direto dessa propriedade são ângulos de atrito maiores para solos com partículas mais angulosas, tendo entretanto, maior fragilidade ao esmagamento e faturamento de grãos (HERNANDEZ, 2002). Depósitos com partículas arredondadas ocorrem geralmente em ambientes de deposição fluvial e aluvionar, onde areias saturadas fofas são frequentemente encontradas, formando áreas de alto potencial de liquefação. Depósitos de rejeitos, no entanto possuem um alto grau de angulosidade devido ao processo industrial de origem.

3.3.2 Estado Inicial

Entende-se por estado inicial a *compacidade* (índices de vazios) e as *tensões de confinamento*, ou seja, toda variável que interfere no arranjo estrutural do solo. Segundo Pereira, E. L. (2005), um material pode apresentar-se em um determinado arranjo estrutural em consequência de um processo de densificação natural ou imposto mecanicamente às suas partículas. Em outras palavras, o arranjo depende tanto da compacidade quanto das tensões de confinamento.

A relação entre essas duas variáveis foi definida por Casagrande (1936), conforme discutido no item 3.1, como *estado crítico ou estado permanente* (Figura 3.8). A linha de estado permanente – LEC, delimita o comportamento entre contrativo e dilatante e, conseqüentemente, em suscetível ou não a liquefação. Situações na qual a densidade relativa ou o índice de vazios são constantes. Contudo, as tensões de confinamento são diferentes em pontos distintos de uma camada de solo e podem determinar posições relativas opostas a linha de estado permanente. Nestas situações depósitos podem ter tanto comportamento expansivo, quando contrativo, a depender da tensão de confinamento inicial.

Been & Jefferies (1985) sugeriram o parâmetro de estado, ψ , para descrever a condição do solo com relação ao índice de vazios e a tensão confinante antes do cisalhamento, definido pela Equação 3.5.

$$\psi = e_0 - e_{SS} \quad (3.5)$$

Em que: e_0 é o índice de vazios *in situ* antes do cisalhamento para uma dada tensão confinante efetiva; e e_{ss} é o índice de vazios para a linha de estado permanente correspondente à mesma tensão confinante efetiva.

Solos com parâmetro de estado positivo, exibem comportamento contrativo, ou seja, com estado inicial $e_0 > e_{ss}$, sendo suscetíveis à liquefação. Solos com parâmetro de estado negativo, com variação volumétrica negativa, ou seja, estado inicial $e_0 < e_{ss}$, não são suscetíveis à liquefação. O conceito de parâmetro de estado proposto é ilustrado na Figura 3.24.

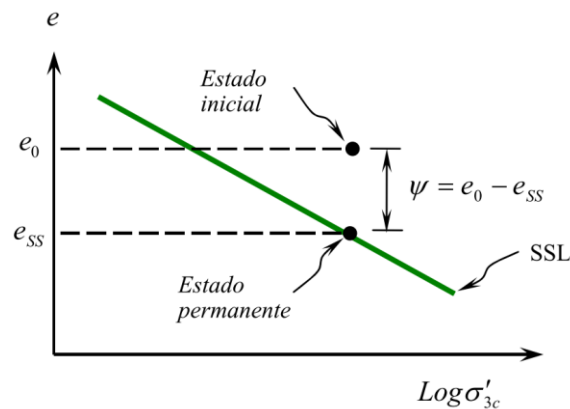


Figura 3.24 – Linha de estado permanente e parâmetro de estado (BEEN; JEFFERIES, 1985).

Jefferies & Been (2006) sugeriram que os solos com $\psi = 0$ a -0.05 também deveriam ser considerados contrativos e suscetíveis à liquefação, enquanto para Plewes *et al.* (1992) solos com $\psi = 0$ a $-0,1$ representam solos densos e médios que podem gerar pressões de excesso de poros positivas e liquefazer sob carga dinâmica. Muhammad (2012) apresenta na Figura 3.25 os parâmetros de estado para os casos estudados por Olson (2001) estimados por Jefferies & Been (2006).

Observa-se que na maioria dos casos, os parâmetros de estado são superiores a zero, contudo, três casos ficam a esquerda do limite $\psi = 0$. Esses casos são as rupturas da berma de Nerlerk, as falhas ao longo da costa de Zeeland (Vleitepolder) e a barragem de Fort Peck. Segundo Muhammad (2012) diversas controvérsias a respeito da estimativa do parâmetro de estado para esses três casos levam a acreditar que os mesmos poderiam ser superiores aos relatados, não é possível avaliar casos históricos, utilizando os postulados de Jefferies & Been (2006) e Plewes *et al.* (1992) no qual alguns solos poderiam se liquefazer com $\psi < 0$.

Vários pesquisadores (BEEN; JEFFERIES, 1985; ISHIHARA, 1993; SLADEN; D'HOLLANDER; KRAHN, 1985) relacionam o parâmetro de estado com o ângulo de atrito do solo, ângulo de dilatância e outros indicadores obtidos em ensaios de campo (ensaios de

penetração, CPT, ensaio de dilatômetro, DMT). Segundo Guillén (2008) a possibilidade de determinar o valor do parâmetro de estado ψ pela execução de ensaios *in-situ* tem grande apelo prático, mas a precisão de sua determinação depende das tensões com as quais a posição da LEP é obtida.

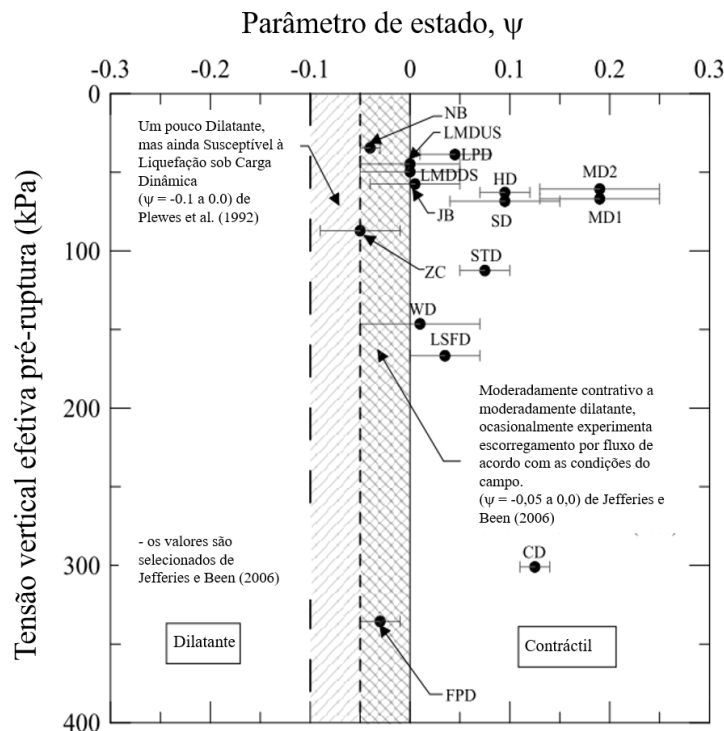
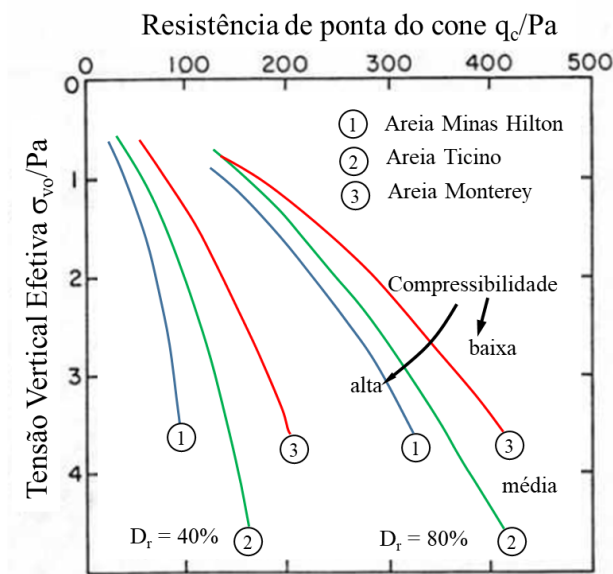


Figura 3.25 - Parâmetro do estado com os casos de análise analisados selecionados de Jefferies & Been (2006) e Plewes *et al.* (1992).

Onde: ZC = Costa da Zelândia; WD = barragem de Wachusett; CD = barragem de Calaveras; SD = barragem de Sheffield; FPD = barragem de Fort Peck; HD = barragem de Hokkaido; LSF = barragem inferior de San Fernando; MD1 = barragem Mochikoshi No. 1; MD2 = barragem Mochikoshi No. 2; NB = Nerlerk Berm; LMDUS = La Marquesa montante; LMDDS = La Marquesa jusante; LPD = barragem de La Palma; STD = barragem de Sullivan Tailings; JB = barragem Jamuna Bridge River.

A tensão de confinamento determina ainda a resistência ao atrito de materiais granulares, sendo tão maiores, quando maiores forem os seus valores. A taxa de aumento da resistência, contudo, muda com o progressivo acréscimo da pressão de confinamento. A proporção que a tensão de contato aumenta, ocorre a redução de vazios pelo embricamento do material, bem como a quebra de grãos.

Conforme Muhammad (2012), uma relação única entre a resistência à penetração, a tensão efetiva *in situ* e a densidade relativa não existe porque a compressibilidade do solo também influencia a resistência à penetração, conforme ilustrado na Figura 3.26, com base no teste da câmara de pressão (ROBERTSON; CAMPANELLA, 1983).



Areia das minas Hilton consiste em grãos angulares de quartzo, mica e feldspato, e possui uma distribuição de tamanho de grãos bastante uniforme com $D_{60} = 0,30$ mm e $D_{10} = 0,15$ mm, produzindo um coeficiente de uniformidade, $CU = 2$.

Areia de Ticino, com compressibilidade moderada, consiste em partículas subangulares a angulares, principalmente de quartzo com teor de mica de aproximadamente 5% (em volume). A areia também é bastante uniforme, com $D_{60} = 0,65$ mm, $D_{10} = 0,40$ mm e $CU = 1,6$.

Areia de Monterey é constituída por partículas subangulares principalmente de quartzo com algum feldspato e também é bastante uniforme com $D_{60} = 0,40$ mm, $D_{10} = 0,25$ mm e $CU = 1,6$.

Figura 3.26 – Relação entre resistência de ponta de ensaio CPT (q_c), densidade relativa (D_r) e tensão vertical efetiva (σ_v). (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983 *apud* MUHAMMAD, 2012).

Robertson & Campanella (1988 *apud* Muhammad, 2012) sugeriram que a compressibilidade tende a aumentar com o aumento da uniformidade do tamanho do grão, com o aumento da angularidade do grão e com o aumento do conteúdo de mineralogia compressível (por exemplo, teor de mica e / ou carbonato). Conforme mostrado na Figura 3.26, para uma dada densidade relativa e tensão efetiva dada, a resistência da ponta CPT aumenta com a diminuição da compressibilidade, a qual esta relacionada aos fatores listados.

3.3.3 Condições de Saturação

Para que a liquefação ocorra, é necessário que o solo possua água suficiente em seus poros para receber o acréscimo de carga e, conseqüentemente, reduzir as tensões efetivas. Em uma situação limite, o solo precisa ter um grau de saturação mínimo para que a contração transmita a pressão para água e não para o ar, ou seja, o solo não precisa necessariamente estar inteiramente saturado. Yoshimi *et al.* (1989 *apud* Freire Neto, 2009) apresenta dados de ensaios de laboratório em que a liquefação ocorreu em materiais com grau de saturação de aproximadamente 80%.

Todavia, a saturação somente não induz o comportamento não drenado, sendo necessário para caracterizar este a condutividade hidráulica do solo, diretamente ligada a granulometria, e à velocidade do carregamento aplicado. Diz-se que uma condição não drenada ocorre quando a taxa de carregamento é superior à taxa de drenagem, provocando uma variação de poropressão. No item a seguir são discutidos as variáveis de carregamento, ou de gatilho de liquefação.

3.4 Variáveis de Gatilho de Liquefação

3.4.1 *Velocidade do Carregamento*

Para se acionar o gatilho de liquefação, a resistência de pico deve ser ultrapassada, devido a um carregamento não-drenado (BYRNE, 2008). Este somente é alcançado se a velocidade do carregamento for suficientemente alta, de acordo com o coeficiente de permeabilidade do solo, não permitindo a dissipação das poropressões.

A velocidade dos alteamentos no método de construção à montante deve ser cuidadosamente controlada para prevenir um acréscimo significativo das poropressões. Vick (1990) e Mittal & Morgenstern (1976) sugerem uma taxa de alteamento entre 4.6m/ano a 9.1m/ano para que os excessos de poropressão sejam dissipados à medida que o carregamento é aplicado. A Barragem do Fundão com ruptura no ano de 2015, apresentou taxas de alteamento na ordem de 15,7m/ano (MORGENSTERN *et al.*, 2016).

De acordo com Head (1986), normalmente, o que se observa, na prática, é a adoção de taxas definidas a partir do tempo de adensamento primário dos materiais granulares.

3.4.2 *Natureza do Carregamento*

Tanto em condições dinâmicas, quanto em situações de carregamento estático, a condição última (residual) de tensão é basicamente a mesma. Um material granular, submetido a um carregamento cíclico atinge o ponto de ruptura por liquefação, após um número variável de ciclos de carga, para a mesma superfície de colapso provocada por um carregamento estático, muito embora os históricos de carregamento sejam diferentes (PEREIRA, E. L., 2005). Conclui-se que a natureza do carregamento não tende a exercer influência no potencial de liquefação de um material granular. Entretanto, a forma ou a velocidade que se atinge a resistência liquefeita final, dependerá do número de ciclos e da taxa de carregamento.

Segundo Maturano (2012), o mecanismo de início de liquefação estática pode acontecer devido à velocidade de construção, mudanças de poropressão geradas por chuvas intensas e alto nível do reservatório, bem como por galgamentos dos resíduos por sobre a crista da barragem.

Davies *et al.* (2002) citam os seguintes gatilhos potenciais para a liquefação estática em barragens de rejeitos:

- Aumento das poropressões induzido por uma subida da superfície freática;
- Aumento das poropressões induzido por uma taxa de carregamento excessiva, como por exemplo, devido a um rápido alteamento da barragem;
- Tensões cisalhantes estáticas atuantes ultrapassando a superfície de colapso, levando a uma liquefação espontânea;
- Remoção da camada de suporte posicionada no “pé” da estrutura, promovida por galgamento da barragem ou por qualquer outra situação, aumentando as tensões cisalhantes atuantes;
- Movimento da fundação rápido o suficiente para criar um carregamento não drenado em rejeitos suscetíveis ao colapso espontâneo.

De acordo com Freire Neto (2009), a liquefação pode também ser provocada por carregamentos cíclicos, tais como aqueles provocados por terremotos, detonações e até mesmo vibrações por tráfego de equipamentos.

3.5 Controle e Prevenção: Como Aprender com a História.

As rupturas de barragens podem ser causadas por diversos erros, ou associação de erros, sejam eles, operacionais, construtivos ou por equívocos relacionados aos projetos. Essas rupturas são responsáveis pelos maiores danos ambientais no mundo. Além do meio ambiente, são particularmente danosas à infra-estrutura local e, em alguns casos, pode resultar em perdas de vidas humanas. A literatura registra vários casos históricos do colapso de barragens de rejeito causado por liquefação (CIGB/ICOLD; UNEP/PNU, 2001; FREIRE NETO, 2009; MATURANO RAFAEL, 2012; PEREIRA, E. L., 2005; RIBEIRO, V. Q. F., 2015).

A Tabela 3.4 resume alguns acidentes por liquefação ao redor do mundo. Ressalta-se que muitos acidentes são reportados como simplesmente instabilidade de taludes, ou movimento de massa, ou ainda como terremoto. A definição do modo liquefação ainda é discutível.

Tabela 3.4 – Rupturas por liquefação ao redor do mundo. Modificado de CIGB/ICOLD & UNEP/PNUE (2001) e Ribeiro, V. Q. F., (2015).

Ano	Barragem	País	Minério	Tipo	Capacidade Reservatório (m³)	Volume Liberado (m³)	Altura (m)	Mortes	Distância de alcance (m)
2015	Fundão	Brasil, Minas Gerais, Mariana	Ferro	M	-	32.000.000	110	19	663.000
2014	Herculano	Brasil, Minas Gerais, Itabirito	Ferro	M	-	-	61,5	3	-
2014	Mout Polley	Canadá, British Columbia, Likely	Ouro	M	185.000.000	25.000.000	60	-	-
2009	Karamken	Magadan, Russia	Ouro	-	-	-	-	1	-
2008	Taoshi	Linfen, Shanxi, China	Ferro	-	-	-	-	254	-
2008	Kingston fossil plant	EUA, Tennessee, Harriman	Cinzas Carvão	-	-	5.400.000	-	-	-
2006	Nchanga	Chingola, Zambia	Cobre	-	-	-	-	-	-
2006	-	Perto de Miliang, Província da China	Ouro	-	-	-	-	17	5.000
2005	Bangs Lake	Jackson, Mississippi, USA	Fosfato	-	-	2.272.498	-	-	-
2004	Riverview	Florida, USA	Fosfato	-	-	227.000	-	-	-
1998	Los Frailes	Espanha, Sevilha	Zinco/Cobre Chumbo	WR	15.000.000	6.800.000	27	-	40.000
1997	Pinto Valley	Arizona, USA	Cobre	-	-	230.000	-	-	-
1996	Amatista	Peru, Nazca	-	M	-	> 300.000	45	-	600
1996	Sgurigrad	Western Bulgaria	Chumbo/Zinco/Cobre/Prata	M	1.520.000	220.000	45	107	6.000
1994	Merriespruit (Harmony)	África do Sul, Virginia, Merriespruit	Ouro	M	7.000.000	600.000	31	17	2.000
1994	Tapo Canyon	EUA, California	-	M	-	-	24	-	180
1993	Saaiplaas	África do Sul	Ouro	-	7.840.000	140.000	-	-	300
1991	Iron Dyke, Sullivan mine	Canadá, British Columbia, Kimberley	Chumbo/Zinco	M	-	75.000	21	-	-
1989	Soda Lake	EUA, Santa Cruz, CA	Areia e brita	M	-	-	3	-	-
1986	Fernandinho	Brasil, Itabirito	Ferro	M	-	350.000	40	-	-
1985	Cerro Negro No.4	Chile	Cobre	M	2.000.000	500.000	46	-	8.000
1985	Stava	Italia, Trento	Fluorita	M	300.000	190.000	29	262	4.200
1985	Veta de Agua No.1	Chile	Cobre	M	700.000	280.000	24	-	5.000
1980	Tyrone	New Mexico, USA	Cobre	-	-	2.000.000	-	-	8.000
1978	Mochikoshi No.1	Japão	Ouro	M	480.000	80.000	28	1	7.000
1978	Mochikoshi No. 2	Japão	Ouro	M	480.000	3.000	19	-	150
1977	Pit No. 2	Australia, Western Australia	Terras raras	M	-	-	9	-	-
1974	Bafokeng	África do sul, Rustenburg	Platina	M	17.000.000	3.000.000	20	13	45.000
1974	GCOS	Canadá, Alberta	Areias petrolíferas	M	-	-	61	-	-
1970	Mufulira	Zambia	Cobre	-	500.000	68.000	50	89	-
1969	Bilbao	Espanha	-	-	-	115.000	-	-	-
1968	Hokkaido	Japão	-	M	300.000	90.000	12	-	150
1966	-	Leste Texas, USA	Gypson	-	-	76.000 – 300.000	-	-	300
1966	Aberfan	Reino Unido, Wales	Carvão	-	2.888.666	150.000	67	144	600
1965	El Cobre New Dam	Chile	Cobre	J	350.000	350.000	19	300*	12.000
1965	El Cobre Old Dam	Chile	Cobre	M	4.250.000	1.900.000	35	300*	12.000
1965	La Patagua New Dam	Chile	Cobre	M	-	35.000	15	-	5.000
1965	Los Maquis, No 3	Chile	Cobre	M	43.000	21.000	15	-	5.000
1965	Hierro Viejo	Chile	Cobre	M	-	800.000	5	-	1.000
1962	-	Peru	-	-	-	-	-	-	-
1928	Barahona	Chile	Cobre	M	20.000.000	2.800.000	65	54	-
<1979	Casapalca	Peru,	-	M	-	-	107	-	-
< 1917	Unidentified	África do Sul	Ouro	M	-	-	-	-	-
<1969	Santander	Espanha	-	-	-	-	-	-	-

(*) - Mesmo evento de ruptura / M – Montante / J – Jusante / WR – Retenção de água

A prevenção do fluxo de liquefação envolve, essencialmente, o controle das variáveis de *suscetibilidade* e de *gatilho*.

Essas variáveis envolvem as características do solo, bem como sua condição em campo e a sua saturação. No caso dos rejeitos de mineração o tratamento da granulometria e da plasticidade pode ser realizado com a disposição compartilhada de estéreis e rejeitos, contudo, depósitos estratificados devem ser evitados, visto a possibilidade da ocorrência de liquefação com redistribuição de vazios. O aumento da densidade relativa é recomendável por meio de compactação, sobretudo, em substratos que trabalharam como suporte de outras estruturas. Todavia, a redução da saturação de solos susceptíveis é a via mais eficaz e econômica. A introdução de uma drenagem de alta capacidade e o controle constante das poropressões são as melhores ferramentas para se evitar o colapso de estruturas por liquefação. O monitoramento da largura da praia de rejeitos e do balanço hídrico do reservatório de uma barragens de rejeitos são indicadores chaves da operação e tem ação direta na redução do risco de liquefação. Reservatórios de rejeitos devem manter em seu interior o menor volume de água possível, para reduzir as áreas saturadas, bem como eventuais danos de um potencial fluxo de rejeitos.

Quanto as variáveis de gatilho, alguns práticas devem ser respeitadas, como as taxas e velocidades de carregamento. Para o alteamento de aterros, a velocidade deve ser controlada para prevenir um acréscimo significativo das poropressões. O correto dimensionamento e implantação de estruturas vertentes em barragens contribui para redução das cargas sobre o lençol freático, assim como evitam a chance de galgamento da estrutura. O recomendável é que toda barragem tenha um sistema auxiliar ou de emergência de rebaixamento do reservatório para casos extremos de precipitação, ou mesmo, vazões efluentes excepcionais, como a ruptura de barragens a montante.

O estabelecimento de limites admissíveis de excessos de poropressão para que a ruptura por liquefação não se realize, foi discutido por Robertson *et al.*, (1997). Além destes limites, a liberação de novas camadas deve ser vinculada à ausência de ondulações, de “*sand-boils*” e de trincas na superfície, para garantir o adensamento, e por conseguinte a segurança da barragem. De acordo com Byrne (2008), o monitoramento dos índices de vazios existentes na praia de rejeitos é fundamental para se assegurar que as densidades relativas sejam superiores que a crítica, ou do estado crítico.

Smith (1972 *apud* Davies *et al.*, 2002), apresenta duas recomendações básicas aprendidas com as várias rupturas por liquefação de barragens de rejeitos:

- Garantir que a densidade dos rejeitos dos diques seja maior do que a densidade crítica;
- Permitir a drenagem de forma a impedir que todos os rejeitos dentro da estrutura de retenção estejam na condição saturada.

Carrier (1991) recomenda algumas medidas para o aumento da segurança das barragens de rejeitos alteadas para montante:

- Realização de análises de estabilidade em condição drenada e não drenada durante todas as etapas do alteamento;
- Limitação da altura da estrutura para evitar a ocorrência de rupturas por cisalhamento na direção de montante;
- Estabelecimento de uma perfeita integração entre o projeto e a execução da barragem.

Penna (2008) faz algumas recomendações sobre construção sobre solos susceptíveis à liquefação.

- Realizar um acompanhamento contínuo das obras, registrando todas as informações relevantes na forma de um diário de obra;
- Prestar atenção em indicadores do fenômeno da liquefação, ou seja, no surgimento de *sand boils* ou trincas de alívio de poropressão na superfície;
- Ter como prática a instrumentação das obras, acompanhando variáveis como: poropressões, deslocamentos e subida do nível d'água local;
- Ter um manejo controlado e planejado dos rejeitos lançados no depósito;
- Mudar as características do estado *in situ* do rejeito de forma a atenuar os problemas com liquefação;
- Ter cuidados de projeto de forma a prevenir rupturas iniciais do tipo: erosão interna, galgamento e/ou desconfinamento, ruptura de talude de jusante as quais podem ser suficientes para um gatilho de liquefação;

- Introduzir elementos filtrantes verticais no depósito (“*wick drains*”, colunas de areia ou brita, entre outros) de modo a aliviar poropressões associadas a métodos construtivos.

Apesar da liquefação ser usualmente associado a eventos sísmicos, diversas rupturas em depósitos de rejeitos ocorreram com gatilho estático. Pode-se assim dizer que não é incomum, ou até mesmo que trata-se de modo de falha típico para este tipo de estrutura. A compreensão de falhas não drenadas se faz necessária, contudo, diante de diversas hipóteses e mecanismos de fluxo por liquefação a estabilidade de uma barragem de rejeitos é melhor expressada pela probabilidade de ativação do comportamento cisalhante, juntamente com o fator de segurança para o equilíbrio limite (MARTIN, T. E.; MCROBERTS, 1999).

3.6 Análise do Potencial de Liquefação

Segundo Guillén (2004), a avaliação da resistência de areias liquefeitas é um dos problemas mais difíceis da engenharia geotécnica contemporânea. O autor reafirma que conceitos de estado permanente são úteis para entender o comportamento de solos sob liquefação, mas a resistência no estado permanente pode ser dependente da trajetória de tensões.

No campo, a ruptura geralmente envolve diferentes trajetórias de tensão e, conseqüentemente, diferentes resistências no estado permanente, em distintas partes do maciço de solo, além da possibilidade de que drenagem pode também ocorrer durante a ruptura. Considerados estes fatores, pode-se concluir que a resistência de solos liquefeitos seja de difícil determinação.

Várias métodos foram propostos e são revisados continuamente. Estes se baseiam principalmente em:

(i) ensaios de laboratório para a determinação da resistência no estado permanente e/ou residual (BISHOP, 1967; CASTRO, 1969; ISHIHARA, 1993; KRAMER; SEED, 1988; POULOS *et al.*, 1985; SLADEN; D'HOLLANDER; KRAHN, 1985; TERZAGHI; PECK; MESRI, 1996; YAMAMURO; LADE, 1997) , ou

(ii) ensaios de campo associados a retroanálise de rupturas por fluxo de liquefação (BAZIAR; DOBRY, 1995; BOULANGER; IDRIS, 2004; BOULANGER; MEJIA; IDRIS, 1997; CARRARO; BANDINI; SALGADO, 2003; IDRIS; BOULANGER, 2007; KONRAD; WATTS, 1995; KRAMER, 1996; MESRI, 2007; OLSON, 2001, 2009, OLSON; STARK,

2002, 2003b; ROBERTSON, 2009; ROBERTSON; CAMPANELLA, 1985; ROBERTSON; WRIDE, 1998; SADREKARIMI, 2014; SEED, 1979, 1987; SEED, H. B.; IDRIS, 1971; SEED, H. B. *et al.*, 1988; SEED, R. B.; HARDER, 1990; STARK; MESRI, 1992; VAID; CHERN, 1983; YOUNG *et al.*, 2001; YOUNG; IDRIS, 1997).

Conforme Fonseca (2013), alguns autores defendem ainda que a liquefação possui um comportamento constitutivo regido pelas leis da física e que pode ser matematicamente modelado por meio de modelos constitutivos (BYRNE, 1991; BYRNE *et al.*, 1995, 2004; BYRNE; JITNO; JEREMY, 1992; FINN; YOGENDRAKUMAR; YOSHIDA, 1986; GUTIERREZ; VERDUGO, 1995; JUÁREZ-BADILLO, 1999; MARTIN, G. R.; FINN; SEED, 1975; PASTOR; ZIENKIEWICZ, 1986; PREVOST, 1985), ou ainda, a combinação de ensaios laboratoriais e retroanálises de casos históricos com a modelagem por elementos finitos (BEATY; BYRNE, 2008; BYRNE *et al.*, 2004; ISHIHARA, 1993; JEFFERIES; BEEN, 2006; ROBERTSON, 2004).

Conforme Muhammad (2012) cada uma dessas abordagens apresenta certas limitações como: (i) exige-se ensaios laboratoriais caros em amostras que são difíceis de obter; (ii) é dificultada pela falta de número adequado de casos históricos e, em alguns casos, requer fatores de correção significativos que exibem grande dispersão; (iii) envolve modelos constitutivos tensão-deformação que requerem numerosos parâmetros de entrada (incertos); e (iv) sofre dos mesmos problemas associados às abordagens por ensaios de campo e por modelos constitutivos.

Neste presente trabalho será melhor detalhado o método proposto por Olson (2001, 2009) e por Sadrekarimi (2014).

3.6.1 *Método de Olson*

A metodologia de avaliação da liquefação estática elaborada por Olson (2001) usa a teoria do método de análise de estabilidade denominado “USSA” - *Undrained Strength Stability Analysis*, e de razões de resistência não drenada a partir de retroanálises de casos históricos e valores de resistência à penetração.

As análises do tipo “USSA” utilizam o conceito de que a resistência ao cisalhamento, disponível durante e imediatamente após um carregamento não drenado, é função da tensão vertical efetiva de adensamento existente antes do carregamento (LADD, 1991). Assim, um carregamento não

pode ser convertido imediatamente em um acréscimo de tensão efetiva para o cálculo da resistência ao cisalhamento disponível (FREIRE NETO, 2009).

Olson (2008) sugere que solos arenosos fofos, suscetíveis à liquefação, sejam tratados de forma similar aos solos normalmente adensados. Desta forma, de acordo com Olson, em uma análise para a avaliação da liquefação, as resistências não drenadas de pico e liquefeita podem ser relacionadas diretamente com a tensão vertical efetiva *in situ*.

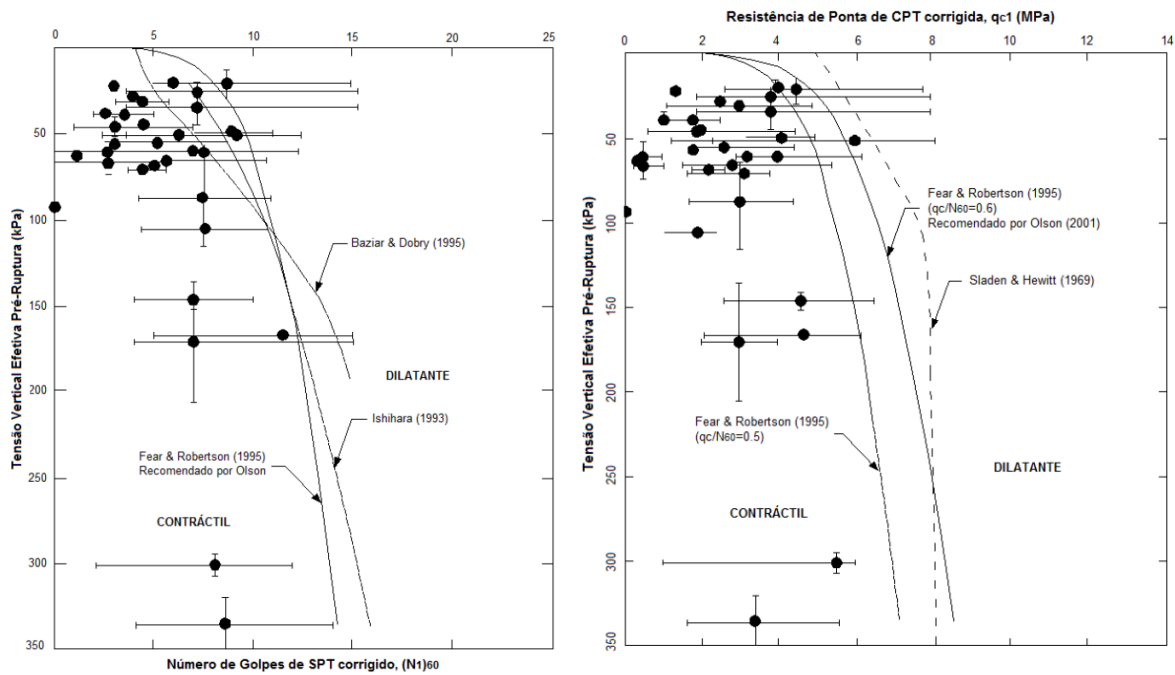
A análise da liquefação é subdividida em três etapas, como definido por Olson (2001): (1) susceptibilidade à liquefação; (2) desencadeamento/ou gatilho de liquefação; e (3) estabilidade pós-gatilho / falha por fluxo.

Susceptibilidade

Como discutido neste capítulo a linha de estado permanente (LEP) ou de estado crítico (LEC) representa a fronteira entre o comportamento contrativo e dilatante. Se o índice de vazios, ou mesmo o parâmetro de estado ou a densidade relativa, em suma, a compacidade do solo, pode ser correlacionado com a resistência a penetração, esta fronteira de comportamento também se faz possível. Tal análise trata-se da verificação da susceptibilidade a liquefação.

Olson (2001) e Olson & Stark (2003b) recomendam a utilização da envoltória proposta por Fear & Robertson (1995), a qual correlaciona o número de golpes normalizado SPT e a tensão efetiva pré-ruptura. Olson (2001) comparou a envoltória com a resistência a penetração de casos de ruptura documentados, constatando a validade da proposta para 28 dos 30 casos. O autor ainda converteu a relação de susceptibilidade baseada em golpes de SPT para CPT usando a relação $q_c/N_{60} = 0,6$.

A Figura 3.27 ilustra as envoltórias propostas, as equações correspondentes e os casos históricos estudados por Olson (2001). Estas relações foram desenvolvidas para tensões efetivas menores do que 300 kPa, entretanto, Olson (2001) afirma ser razoável uma extrapolação além destes valores.



$$(\sigma'_{vo})_{contorno} = 9,5812 \times 10^{-4} [(N_1)_{60}]^{4,7863} \quad (3.6)$$

$$(\sigma'_{vo})_{contorno} = 1,1047 \times 10^{-2} [(q_{c1})]^{4,7863} \quad (3.7)$$

Figura 3.27 – Envoltórias de susceptibilidade de liquefação, sugeridas por vários autores com estudos de caso de ruptura para SPT e CPT (OLSON, 2001).

Em que: $(N_1)_{60}$ e q_{c1} são valores corrigidos dos resultados de campo medidos em ensaios SPT e CPT, respectivamente.

Os valores de resistência à penetração devem ser corrigidos levando em consideração o nível de tensões confinantes e, no caso do SPT, a energia de cravação. A variação da energia de queda do martelo, está relacionada aos equipamentos e profissionais envolvidos na execução do ensaio. Seed *et al.* (1985) e Seed R. B. & Harder (1990) propuseram uma correção dos valores do número de golpes N medidos em campo no ensaio SPT para cálculo do número de golpes corrigido N_{60} normalizado em relação ao valor de 60% da energia teórica de queda livre do martelo, apresentada na Equação 3.8.

$$N_{60} = N \left(\frac{ER}{60} \right) \quad (3.8)$$

Em que: ER_6 é a porcentagem de energia utilizada no ensaio.

⁶ Segundo Schnaid (2000), no Brasil é comum o uso de sistemas manuais para a liberação de queda do martelo, que aplica uma energia da ordem de 70% da energia teórica.

Além da correção relativa à energia de cravação, o valor de N_{60} também é corrigido para a tensão vertical efetiva de aproximadamente 100 kPa, conforme Equação 3.9.

$$(N_1)_{60} = N_{60} C_N = N_{60} \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (3.9)$$

Em que: C_N é o fator de correção da tensão vertical efetiva, P_a é a pressão atmosférica e o valor do expoente $n = 0.5$, admitido por Olson (2001) para todos os solos que apresentem suscetibilidade de liquefação.

Para o caso do ensaio CPT, a resistência de ponta corrigida q_{c1} é obtida pela aplicação da Equação 3.10. Para evitar grandes valores para baixos níveis de tensões, Olson (2001) sugere a utilização de um valor máximo de C_q igual a 2.

$$q_{c1} = q_c C_q = q_c \frac{1,8}{0,8 + \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)} \quad (3.10)$$

Em que: C_q é o fator de correção do nível de tensões para o ensaio CPT e q_c é a resistência de ponta do cone.

De acordo com Muhammad (2012), solos com a mesma densidade relativa podem exibir diferentes resistências à penetração se tiverem diferentes compressibilidades (Figura 3.26). Olson (2009) recomendou algumas atualizações nas relações de susceptibilidade. O ajuste proposto (denominado C_λ) para os valores de resistência de ponta para incorporar a compressibilidade, se baseou na inclinação da linha de estados críticos (LEC), λ_{10} , medida no espaço e - $\log_{10} \sigma'$ como medida de compressibilidade.

As novas relações de susceptibilidade são apresentadas na Figura 3.28, por meio de três envoltórias de susceptibilidade à liquefação separadas para solos com baixa, média e alta compressão, baseadas nas mesmas areias do estudo de Robertson & Campanella (1988). Na Figura 3.28 estão mostrados também os 33 casos estudados por Olson (2001), com os números do intervalo de valores λ_{10} (ou seja, a inclinação CSL) estimados por Jefferies & Been (2006). Com base nestes três curvas, Olson (2009) sugeriu uma relação entre λ_{10} e C_λ definida na Equação 3.11.

$$C_\lambda = 4,15 \left(\lambda_{10,CS_0} \right)^{0,37} \quad (3.11)$$

Em que: λ_{10,CS_0} é a inclinação da curva LEC.

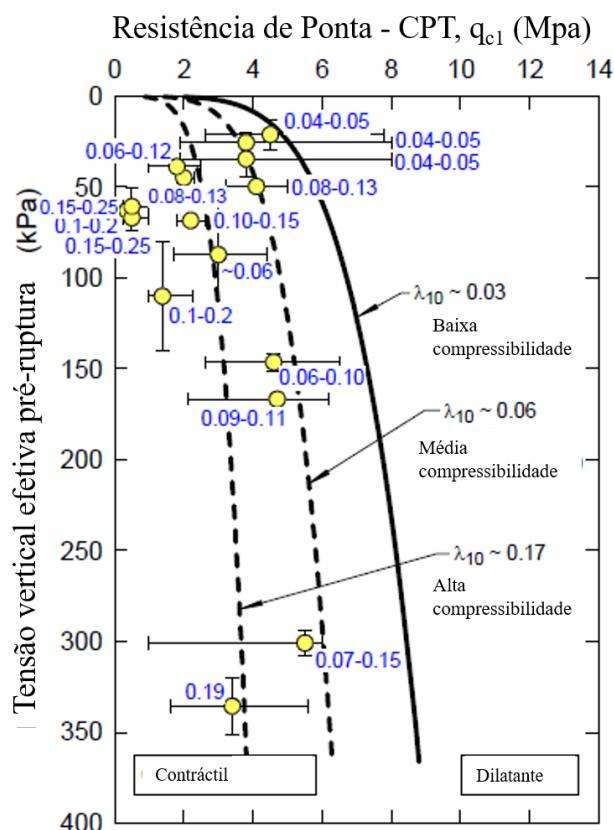


Figura 3.28 – Relação de susceptibilidade proposta por (OLSON, 2009) considerando compressibilidade dos solos. A compressibilidade é definida em função da inclinação da CSL. (Olson, 2016 – Cobramseg).

Gatilho

O fato de um depósito de rejeito ser suscetível à liquefação não significa necessariamente que o mesmo sofrerá liquefação. Assim, uma vez que a susceptibilidade é confirmada, a análise de desencadeamento ou gatilho de liquefação deve ser realizada. Isso envolve avaliar se uma determinada combinação de cargas estáticas e dinâmicas é suficiente para iniciar o fenômeno. Olson (2001) analisou 33 casos de ruptura por fluxo de liquefação, incluindo casos de: (1) falhas induzidas por carga estática, (2) falhas induzidas por deformação e (3) falhas induzidas por carga sísmica.

Conforme explicado por Olson (2001), somente os casos de falha induzida por carregamento estático podem ser utilizados de forma confiável para avaliar a resistência ao cisalhamento de pico e a razão de resistência, uma vez que estas variáveis quando retro analisadas correspondem diretamente à envoltória de resistência de pico. O autor sugeriu ainda que falhas induzidas por deformação podem ocorrer caso a deformação que desencadeou o fluxo ocorreu simultaneamente ao enchimento do aterro, durante a construção. Por fim, Olson (2001) sugere

que os eventos induzidos sismicamente podem não representar o campo de tensões que correspondem à resistência de pico e a razão de pico.

As relações de resistência ao cisalhamento de pico estimadas por Olson (2001) foram realizadas com base em 5 rupturas por carregamento estático e 6 por deformação induzida. As mesmas são apresentadas nas Equações 3.12 e 3.13, para as resistências a penetração de SPT e CPT, respectivamente.

$$\frac{S_u(\text{pico})}{\sigma'_{vo}} = 0,205 + 0,0075[(N_1)_{60}] \pm 0,04 \quad \text{para } (N_1)_{60} \leq 12 \quad (3.12)$$

$$\frac{S_u(\text{pico})}{\sigma'_{vo}} = 0,205 + 0,0143(q_{c1}) \pm 0,04 \quad \text{para } q_{c1} \leq 6,5 \text{ MPa} \quad (3.13)$$

Os passos para análise do gatilho de liquefação são os seguintes:

1. Realizar uma análise de estabilidade de taludes para estimativa das tensões cisalhantes estáticas τ estática pré-ruptura nos solos suscetíveis à liquefação. Um valor único de resistência ao cisalhamento é assumido para estes solos, modificando-os até que o fator de segurança $FS = 1$ seja atingido. Para os solos não suscetíveis à liquefação atribuir valores da resistência ao cisalhamento drenada ou não-drenada, dependendo do tipo de solo;
2. Determinar a razão de tensão cisalhante estática média $\tau_d/\sigma'_{vo(\text{média})}$. Para isso deve-se estimar a tensão efetiva média, $\sigma'_{vo(\text{média})}$, por meio da média ponderada da tensão vertical efetiva nas fatias da superfície crítica de ruptura determinada anteriormente. Segundo (OLSON; STARK, 2003b) um número de 10 a 15 fatias é suficiente;

$$\sigma'_{vo(\text{média})} = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma'_{vi} \times L_i}{\sum_{i=1}^n L_i} \quad (3.14)$$

Em que: σ'_{vi} é a tensão vertical efetiva atuante e L_i é o comprimento do segmento i da superfície de ruptura crítica

3. Determinar a razão de resistência de pico com base nas Equações 3.12 e 3.13, utilizando os valores corrigidos das resistência à penetração dos ensaios SPT e/ou CPT com auxílio das Equações 3.9 e 3.10, respectivamente. Outras abordagens, mais ou menos conservativas, podem ser estabelecidas mediante a adoção de valores de razões de resistência de pico ou de resistências à penetração maiores ou menores que os respectivos valores médios recomendados;

4. Multiplicar a razão de resistência de pico pela tensão vertical efetiva inicial para calcular o correspondente valor de S_u^{Pico} para cada fatia;
5. Determinar o fator de segurança contra o início de liquefação para cada fatia dos solos suscetíveis à liquefação (Equação 3.15).

$$FS_{gatilho} = \frac{S_u(pico)}{\tau_{estática} + \tau_{sismica} + \tau_{outra}} \quad (3.15)$$

Se todos os valores de fator de segurança forem superiores à 1 então uma análise de estabilidade pós-liquefação não é necessária. Se para algumas fatias $FS_{pico} < 1$, então atribuir-lhes o valor da resistência ao cisalhamento liquefeita e prosseguir com uma análise de estabilidade pós-liquefação. Olson (2001) recomenda que as superfícies críticas de ruptura circular e não circular devem ser analisadas de acordo com estes procedimentos, uma vez que tendem a apresentar geometrias bem distintas (em profundidade e na localização dentro do domínio dos solos susceptíveis à liquefação).

Em geral, os depósitos sedimentares, exibem estruturas anisotrópicas, com partículas ligeiramente orientadas ao seu eixo, perpendicularmente à direção da gravidade. Esta estruturas produzem maior resistência à compressão axial, pois o cisalhamento ocorre em um ângulo alto em relação ao acamamento do depósito. Em contrapartida, o cisalhamento paralelo ao plano de sedimentação separa mais facilmente as partículas, segundo Terzaghi *et al.* (1996).

Em outras palavras, a resposta do solo ao cisalhamento dependerá da superfície de ruptura a qual pode induzir múltiplos modos de falha ao cisalhamento, conforme mostrado na Figura 3.29, incluindo compressão triaxial (TxC), extensão triaxial (TxE) e cisalhamento direto (DSS).

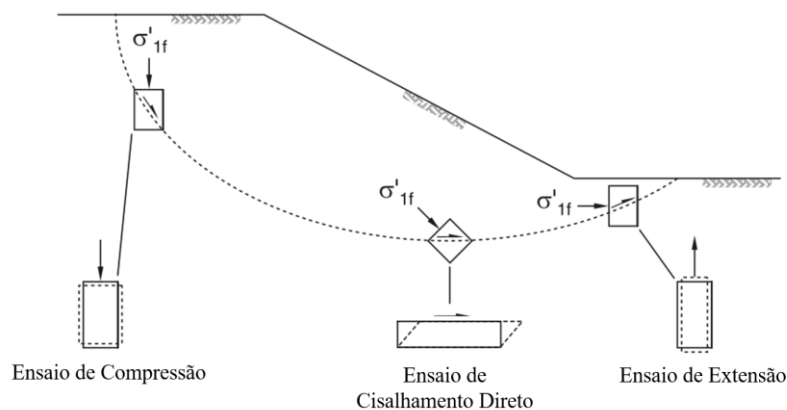


Figura 3.29 - Relevância dos testes de cisalhamento de laboratório para modos de cisalhamento em superfícies potenciais de deslizamento no campo. σ'_{1f} tensão efetiva na superfície. (OLSON; MATTSON, 2008)

Segundo Terzaghi *et al.* (1996) durante análises de ensaios de cisalhamento cíclicos não drenados em areias, realizados por meio de cisalhamento direto e triaxiais, constatou-se que as taxas de resistência ao cisalhamento obtidas nos ensaios triaxiais são superiores às derivadas dos ensaios de cisalhamento direto.

Da mesma forma, Olson & Stark (2003a) compararam resultados de ensaios triaxiais com valores determinados por meio de retro análises de rupturas já ocorridas e concluíram que os ensaios triaxiais geralmente produziam valores superiores de resistência de cisalhamento de pico, devido a diferença nos modos de cisalhamento.

Olson & Mattson (2008) investigaram este princípio, coletando um banco de dados com 386 ensaios de laboratórios de cisalhamento direto, cisalhamento rotacional e ensaio de extensão triaxial. Conforme ilustrado na Figura 3.30, os ensaios de compressão triaxial apresentam os valores mais altos da razão de resistência de pico, os de extensão triaxial exibiram os valores mais baixos, enquanto o ensaio de cisalhamento simples e de rotação (ou anel) simples produziram valores intermediários.

Olson & Mattson (2008) concluíram que esses dados ilustram claramente que o modo de cisalhamento tem uma influência significativa para pequenas deformações, incluindo a resistência ao cisalhamento de pico. Observa-se que os valores retro analisados concordam com os valores resultantes dos ensaios de cisalhamento direto e de cisalhamento rotativo.

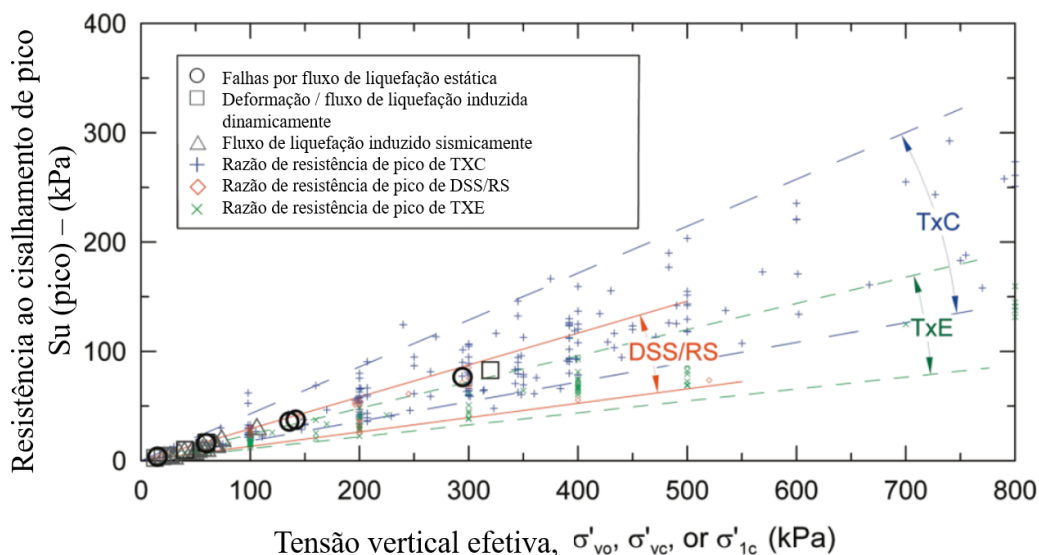


Figura 3.30 - Comparação entre a razão de resistência de pico para diferentes ensaios de campo e laboratório. Casos de ruptura de fluxo de (OLSON; STARK, 2003b). Triaxial Compressão (TxC), Cisalhamento Direto (DSS) e Cisalhamento Rotacional (RS). Modificado de Olson & Mattson (2008).

Pós-Gatilho

O terceiro e último passo na análise da liquefação é avaliar a estabilidade pós-gatilho, caso o gatilho tenha sido acionado. Como pré-requisito para que a ruptura do fluxo de liquefação ocorra, as tensões estáticas devem ser maiores do que a resistência ao cisalhamento liquefeito do solo. Vários métodos estão disponíveis para estimar a resistência ao cisalhamento liquefeito.

Olson (2001) propôs um procedimento sistemático em três níveis para retro-analisar as resistências de pico e liquefeita a partir de casos históricos de ruptura por fluxo de liquefação. Três tipos diferentes de análise foram conduzidas conforme o nível de informação disponível para cada caso. Os casos com informações mínimas disponíveis foram analisados usando um método simplificado por meio de talude infinito. Para casos com informações suficientes sobre a superfície pós ruptura e a superfície freática, foram desenvolvidas análises mais rigorosas usando os métodos do equilíbrio do limite. Por último, nas situações nas quais se possuía documentação adequada e todas as condições da ruptura, uma análise de cinética adicional foi realizada para calcular novamente a resistência ao cisalhamento liquefeito e a razão de resistência.

Diferentemente do realizado por Stark & Mesri (1992), em vez de usar um único valor de tensão vertical efetiva para todo o comprimento da superfície de ruptura, Olson (2001) usou uma série de tensões verticais efetivas que atuam sobre o material liquefeito antes da ruptura para calcular novamente a razão de resistência liquefeita. Casos em que a cinética de ruptura foi incorporada produziu "melhores estimativas" de razão de resistência liquefeita.

Apesar das incertezas nos dados documentais e dos métodos de análise utilizados por Olson (2001), observou-se uma tendência razoável entre a relação de resistência liquefeita e a resistência à penetração normalizada. As linhas de tendência para as correlações baseadas em SPT e CPT são descritas nas Equações 3.16 e 3.17.

$$\frac{S_u(liq)}{\sigma'_{vo}} = 0,03 + 0,0075[(N_1)_{60}] \pm 0,03 \quad \text{para } (N_1)_{60} \leq 12 \quad (3.16)$$

$$\frac{S_u(liq)}{\sigma'_{vo}} = 0,03 + 0,0143(q_{c1}) \pm 0,03 \quad \text{para } q_{c1} \leq 6,5 \quad (3.17)$$

Os passos para análise do pós-gatilho são os seguintes:

1. Determinar a razão de resistência liquefeita com base nas Equações 3.16 e 3.17, utilizando os valores corrigidos das resistências à penetração dos ensaios SPT e/ou CPT com auxílio das Equações 3.8, 3.9 e 3.10, respectivamente. Outras abordagens, mais ou menos conservativas, podem ser estabelecidas mediante a adoção de valores de razões de resistência liquefeita ou de resistências à penetração maiores ou menores que os respectivos valores médios recomendados;
2. Multiplicar a razão de resistência liquefeita pela tensão vertical efetiva do segmento para calcular o correspondente valor de S_u^{Liq} e atribuí-lo às fatias onde o $FS_{pico} < 1$. Para as demais fatias são considerados os valores de resistência ao cisalhamento drenada ou não-drenada, dependendo do tipo de solo.
3. Determinar o fator de segurança usando a mesma superfície de ruptura da análise do gatilho.

$$FS_{pós-gatilho} = \frac{S_u(liq)}{\tau_{estática} + \tau_{sismica} + \tau_{outra}} \quad (3.18)$$

Se nesta nova avaliação o fator de segurança $FS_{pós-gatilho}$ for igual ou inferior a 1, então, o fluxo por liquefação deve ocorrer. Se $1,0 < FS \leq 1,1$ algum fluxo de deformação poderá ocorrer e a análise de estabilidade é novamente executada atribuindo-se valores da resistência ao cisalhamento liquefeita às demais fatias onde $FS_{liquefação} \leq 1,1$, o que considera a possibilidade do desenvolvimento de ruptura progressiva do talude. O valor mínimo do fator de segurança ao fluxo por liquefação será determinado quando em todas as fatias de solo contrativo em que ocorrer o início da liquefação ($FS < 1,1$) for atribuído o valor da resistência ao cisalhamento liquefeita para as análises de estabilidade na condição pós-liquefação de forma iterativa simulando a ruptura progressiva da massa de solo.

Similarmente, na ruptura por resistência de pico, os solos envolvidos nas rupturas por fluxo de liquefação podem ser submetidos a múltiplos modos de cisalhamento. A Figura 3.31 apresenta as razões de resistência ao cisalhamento liquefeitas medidas em laboratório por Olson & Mattson (2008) e compara-os com razões calculadas por Olson (2001).

Estes estudos mostraram que a resistência ao cisalhamento de pico e liquefeita dependem do modo de cisalhamento, com compressão triaxial geralmente produzindo os maiores valores, a extensão triaxial produzindo os valores mais baixos, e cisalhamento direto e torcional ou de anel produzindo valores intermediários. Dados de retro análise de casos históricos sugerem que

a resistência ao cisalhamento de pico se comporta nos limites do cisalhamento direto e torcional ou de anel, indicando que pode ser o modo predominante de cisalhamento no campo.

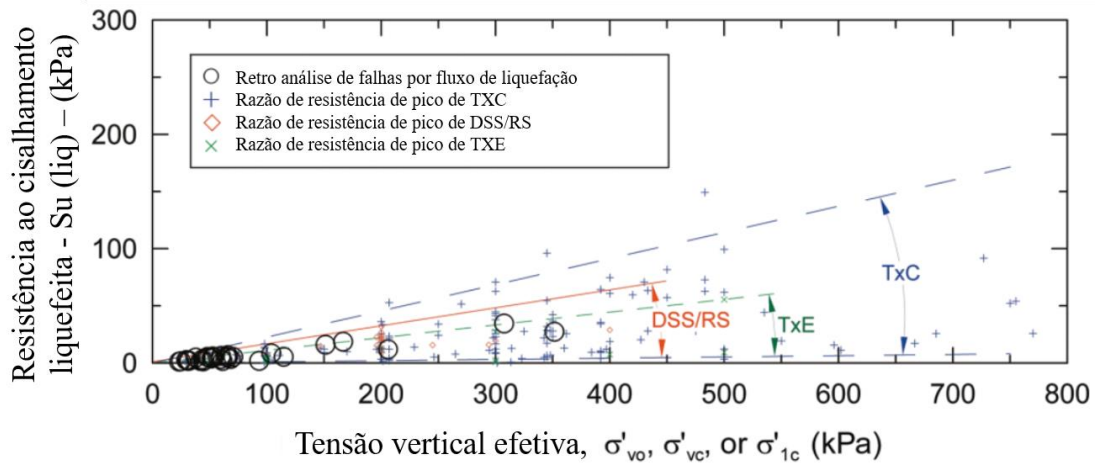


Figura 3.31 - Comparação entre a razão de resistência liquefeita para diferentes ensaios de campo e laboratório. Casos de ruptura de fluxo de (OLSON; STARK, 2002). Triaxial Compressão (TxC), Cisalhamento Direto (DSS) e Cisalhamento Rotacional (RS). Modificado de Olson & Mattson (2008).

3.6.2 Método de Sadrekarimi

Ao contrário de Olson (2001), Sadrekarimi (2014) considera em seus estudos o efeito do modo de cisalhamento (Figura 3.29) durante a ruptura por fluxo de liquefação, o que não é visto nas correlações empíricas propostas pelo primeiro autor. Sadrekarimi (2014) utiliza-se de um grande universo de ensaios de laboratório (600) para estimar a perda de resistência não drenada entre o resistência de pico e a liquefeita de materiais que sofreram rupturas de fluxo de liquefação. As regressões encontradas foram comparadas (Figura 3.32 e Figura 3.33) com casos históricos selecionados dos trabalhos de Olson (2001) e Muhammad (2012), conforme Tabela 3.5. Estes autores apresentam um estudo abrangente de fluxo por liquefação que respeita a cinética da ruptura, o potencial de hidroplanagem e a mistura do solo. Suas análises são consideradas como as estimativas mais precisas das forças não drenadas mobilizadas em rupturas de fluxo de liquefação atualmente disponíveis.

Na sequência, são estimadas empiricamente as resistência à penetração correspondentes que incluem os efeitos do modo de cisalhamento, estrutura do solo e o conteúdo de finos. Apesar de algumas incertezas associadas ao cálculo posterior das forças de cisalhamento e à seleção da resistência de penetração in situ mais representativa, as correlações empíricas com os testes in situ de SPT ou CPT são as mais práticas. Sadrekarimi (2014) observou que o efeito do teor de

finos e do método de preparação das amostras são menos significativos que o efeito do modo de cisalhamento.

Nas Equações 3.19 a 3.30 apresentadas na Tabela 3.6 são mostradas as relações assumidas para cada modo de cisalhamento. Observa-se que as Equações são limitadas a $(N_1)_{60} < 39,4$ golpes/metro e $q_{c1} < 8$ MPa.

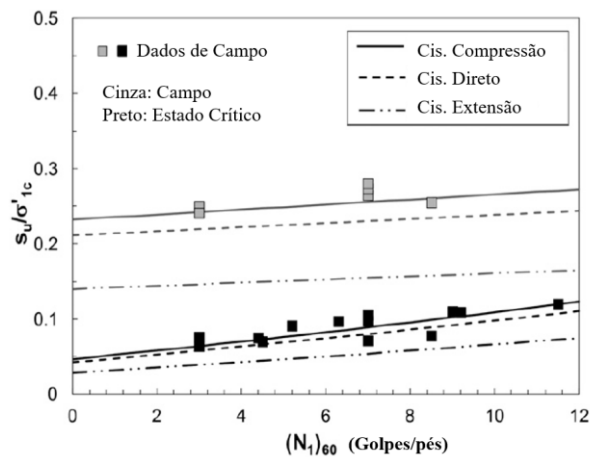


Figura 3.32 – Comparação de $\frac{S_u(pico)}{\sigma'_{v0}}$ e $\frac{S_u(liq)}{\sigma'_{v0}}$ mobilizado em rupturas por fluxo de liquefação (Eq. 3.19-3.24) baseado no $(N_1)_{60}$. Sadrekarimi (2014)

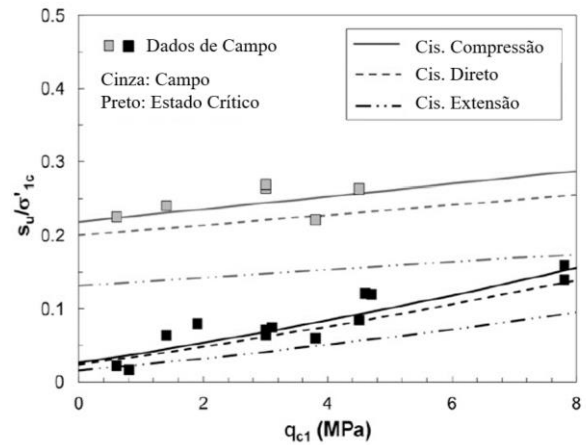


Figura 3.33 – Comparação de $\frac{S_u(pico)}{\sigma'_{v0}}$ e $\frac{S_u(liq)}{\sigma'_{v0}}$ mobilizado em rupturas por fluxo de liquefação (Eq. 3.25-3.30) baseado no q_{c1} . Sadrekarimi (2014)

Tabela 3.5 - Resumo das rupturas no fluxo estático de liquefação usadas no trabalho de Sadrekarimi (2014).

Número	Caso	Ano / Fator Gatilho	FC (%)	σ'_{vo} (kPa)	$S_{u(pico)}/\sigma'_{vo}$	$S_{u(liq)}/\sigma'_{vo}$	$(N_1)_{60}$ golpes/pés	q_{c1} (Mpa)
O1	Vlietepolder, Holanda	1889 marés altas	3-10	60-150	0.265 (0.247–0.280)	0.048 (0.032–0.096)	-	3 (1.7–4.4)
O2	Dique do norte de Wachusett Dam, Estados Unidos	1907 enchimento do reservatório	5-10	142-151	0.280 (0.260–0.300)	0.106 (0.070–0.126)	7 (4–10)	-
O3	Barragem Calaveras, Estados Unidos	1918 carregamento de construção	10-50	294-307	0.261 (0.244–0.274)	0.112 (0.095–0.123)	-	-
O5	Porto de Helsínquia, Finlândia	1936 aumento da inclinação do talude	N/A	15-25	0.250 (0.220–0.260)	0.052 (0.037–0.067)	-	-
O6	Barragem Fort Peck, Estados Unidos	1938 construção do aterro	55	320-351	0.255 (0.230–0.285)	0.078 (0.048–0.097)	9 (4–14)	-
O16	Dique Tar Island, Canadá	1974 alteamento do dique	10-15	136-206	0.260 (0.195–0.300)	0.071 (0.037–0.105)	7 (4–15)	3 (2–4)
O19	Nerlerk berm (slide 1), Canadá	1983 enchimento da construção	2-12	13-29	0.200 (0.170–0.230)	0.086	-	4.5 (2.6–7.8)
O20	Nerlerk berm (slide 2), Canadá	1983 enchimento da construção	2-12	20-31	0.210 (0.190–0.230)	0.060 (0.025–0.094)	-	3.8 (1.9–8.0)
O23	Aterro de estrada Asele, Suécia	1983 peso da maquinaria de reparação do pavimento	23-38	60	0.260 (0.220–0.370)	0.104 (0.083–0.125)	7 (6–8)	-
028	Penhasco de estrada do lago Ackerman, Estados Unidos	1987 peso de caminhões de construção	0	40-52	0.245 (0.220–0.275)	0.076 (0.054–0.097)	3 (1–7)	-
M6	Barragem de Rejeitos Sullivan, Canadá	1991 enchimento da construção	35-87	86-107	0.238 (0.180–0.295)	0.064 (0.046–0.075)	3 (2–5)	1.4 (1–2.3)
M12	Barragem de Rejeitos Merriespruit, África do Sul	1994 erosão no pé e excesso de inclinação	60	270	0.226 (0.219–0.333)	0.026 (0.004–0.048)	-	0.6

Nota: O e M se referem a Olson (2001) e Muhammad (2012), respectivamente, e os seguintes números são os números de casos originais utilizados nessas referências.

Tabela 3.6 – Relações empíricas para cada modo de cisalhamento. Modificado de Sadrekarimi (2014).

		SPT	CPT
Compressão	Pico	$\frac{S_{upico}}{\sigma'_{vo}} = 0,232 + 0,003(N_1)_{60} \pm 0,049$ (3.19)	$\frac{S_{upico}}{\sigma'_{vo}} = 0,219 + 0,008q_{c1} \pm 0,049$ (3.25)
	Liquefeita	$\frac{S_{uliq}}{\sigma'_{vo}} = 0,044 + 0,006(N_1)_{60} \pm 0,010$ (3.20)	$\frac{S_{uliq}}{\sigma'_{vo}} = 0,019 + 0,016q_{c1} \pm 0,012$ (3.26)
Cisalhamento Direto	Pico	$\frac{S_{upico}}{\sigma'_{vo}} = 0,202 + 0,003(N_1)_{60} \pm 0,025$ (3.21)	$\frac{S_{upico}}{\sigma'_{vo}} = 0,189 + 0,008q_{c1} \pm 0,025$ (3.27)
	Liquefeita	$\frac{S_{uliq}}{\sigma'_{vo}} = 0,038 + 0,006(N_1)_{60} \pm 0,004$ (3.22)	$\frac{S_{uliq}}{\sigma'_{vo}} = 0,017 + 0,015q_{c1} \pm 0,006$ (3.28)
Extensão	Pico	$\frac{S_{upico}}{\sigma'_{vo}} = 0,140 + 0,002(N_1)_{60} \pm 0,020$ (3.23)	$\frac{S_{upico}}{\sigma'_{vo}} = 0,132 + 0,005q_{c1} \pm 0,020$ (3.29)
	Liquefeita	$\frac{S_{uliq}}{\sigma'_{vo}} = 0,026 + 0,004(N_1)_{60} \pm 0,003$ (3.24)	$\frac{S_{uliq}}{\sigma'_{vo}} = 0,012 + 0,010 \pm 0,005$ (3.30)
		Para $(N_1)_{60} < 39,4$ golpes/metro	Para $q_{c1} < 8$ MPa

Para a análise de estabilidade por fluxo de liquefação, a superfície de ruptura com a geometria pré ruptura é dividida em várias fatias, e o modo de cisalhamento predominante na base de cada fatia é determinado. Os modos de cisalhamento podem ser subdivididos conforme o ângulo da base da fatia, sendo: $\alpha > 30^\circ$ (compressão); $-15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ (cisalhamento direto); e $-15^\circ < \alpha$ (extensão).

Calcula-se assim as resistências médias de pico e liquefeita, multiplicando-se a σ'_{vo} pela razão de resistência, obtida por meio das resistências a penetração auferido diretamente. Os fatores de segurança são obtidos para cada fatia e quando deste menor que 1,0 é atribuído a resistência liquefeita para a avaliação final do fluxo por liquefação.

Segundo o autor, ao comprovar o efeito do modo de cisalhamento, o método proposto fornece estimativas mais precisas da resistência ao cisalhamento não drenada mobilizada ao longo de

uma superfície de falha e, portanto, análise de liquefação estática mais precisa de solos saturados sem coesão.

3.7 Considerações Finais

A liquefação é um fenômeno complexo em que o solo perde resistência e rigidez devido ao aumento das poropressões, provocando a anulação das tensões efetivas instaladas. Temida pelos seus efeitos destrutivos, o estudo da liquefação na atualidade se faz a luz da teoria da mecânica dos solos no estado crítica. Esta teoria prevê uma densidade crítica, na qual a massa de solo sofrerá altas deformações, a volume, tensão efetiva normal, tensão cisalhante e velocidades constantes.

A ocorrência da ruptura de uma estrutura por liquefação, como todo colapso, envolve as condições inerentes ao material e ao carregamento externo. Ao ponto crítico dessa paridade de forças dá-se o nome de gatilho, ou seja, as condições de carregamento e as condições iniciais do meio susceptível que levam ao estado de equilíbrio limite. Este somente é alcançado se a velocidade do carregamento for suficientemente alta, não permitindo a dissipação das poropressões.

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

Os solos fofos são mais susceptíveis à liquefação, sendo a determinação da fronteira entre os solos contrácteis e dilatantes função de algumas características gerais como: tamanho dos grãos, ambiente deposicional, recorrência de liquefação e estado inicial de tensões.

Os métodos de avaliação de susceptibilidade se baseiam ou na abordagem do parâmetro de estado ou na abordagem de resistência à penetração. Entre as várias envoltórias de susceptibilidade à liquefação disponíveis baseados na resistência à penetração, Olson (2001) recomenda a utilização da envoltória de Fear & Robertson (1995). Por não contemplar a compressibilidade dos solos, Olson (2009) propôs o uso de um fator de correção de compressibilidade (C_λ) para ajustar a localização da curva de susceptibilidade à liquefação em função do efeito da compressibilidade na resistência à penetração.

Quanto à análise do gatilho e a estabilidade pós gatilho de liquefação, o maior desafio é a estimativa da resistência ao cisalhamento de pico e da relação de resistência liquefeita, bem como a dinâmica progressiva do modo de falha.

De acordo com Muhammad (2012), existem três procedimentos principais para se estimar as razões de resistência: (1) ensaios laboratoriais; (2) correlações empíricas; e (3) métodos de elementos finitos. Estes procedimentos possuem uma série de incertezas, desde a correta amostragem para a realização de ensaios de laboratório, até as hipóteses simplificadoras das correlações empíricas. As correlações de Olson, por exemplo, apresentam valores inferiores aos encontrados quando se utiliza a teoria de estado crítico para os rejeitos de minério de ferro do quadrilátero ferrífero de Minas Gerais, sendo conservadora a sua utilização neste contexto.

Além das incertezas na estimativa das razões de resistência, a utilização de modelos de análises tradicionais de equilíbrio limite não retratam a dinâmica da ruptura progressiva, e as alterações dos parâmetros e do estado de tensões do solo no decorrer da ruptura. Modelos constitutivos seriam mais representativos para a análise deste modo de falha, contudo, a variabilidade espacial como discutida no capítulo anterior levam estes modelos a erros em seus resultados. Esta discussão leva ao questionamento de qual fator de segurança seria apropriado para um mecanismo de falha com tantas incertezas e simplificações, visto que o abandono de análise de estabilidade convencionais ainda não seria possível.

4 GESTÃO E QUANTIFICAÇÃO DE RISCOS ASSOCIADOS A BARRAGENS

4.1 Riscos Associados a Barragens

Apesar da constante ampliação do conhecimento sobre barragens de rejeito, os acidentes continuam acontecendo. Em 2001, a Comissão Internacional de Grandes Barragens (ICOLD) com base em dados da Comissão de Grandes Barragens dos EUA (USCOLD), do Programa das Nações Unidas para o Meio Ambiente (UNEP) e de sua própria base de dados, estabeleceu estatísticas de ruptura considerando um universo de 221 incidentes de barragens de rejeito em todo o mundo.

A Figura 4.1 (a) apresenta os acidentes com suas causas por tipo de barragem. A figura indica que as três principais causas são instabilidade de talude, sismos e galgamento, com destaque para as estruturas alteadas para montante. Conforme Rico *et al.* (2007), 76% dos casos de incidentes ocorrem com estruturas alteadas por esse método.

Segundo Rico *et al.* (2007), os eventos meteorológicos (precipitação intensa, furacões, derretimento de neve e acúmulo de gelo nos reservatórios) correspondem a 35% das causas de ruptura em barragens de rejeito, seguidos pela má gestão e pelo erros humanos, com 10% de participação. Isso inclui as seguintes causas específicas: má gestão do comprimento de praia, manutenção incorreta das estruturas de drenagem da barragem, procedimentos de operação da barragem inadequados (por exemplo, alteamento rápido, presença de equipamentos pesados em regiões instáveis).

Taguchi (2014) constata que, ao longo do século XX até os dias atuais, a indústria internacional de mineração experimentou um número significativo de rupturas em depósitos de disposição de rejeitos. A Figura 4.1 (b) sumariza as principais rupturas nos últimos 100 anos (1917 a 2017), dados estes compilados do trabalho de Ribeiro, V. Q. F (2015). Observa-se um decréscimo a partir de 1987, com a implementação de políticas e regulamentações de segurança em nível internacional.

Silva *et al.* (2008) fornecem taxas históricas de ruptura (apenas acidentes graves) de instalações de disposição de rejeitos. Para um fator de segurança de 1,5, a probabilidade anual de ruptura varia de cerca de 0,5 a $1,0 \times 10^{-6}$. Oboni & Oboni (2013) avaliaram a ruptura das instalações de

rejeitos internacionalmente e nos EUA. Eles concluíram que as taxas de ruptura anual (expressas por ano) para a última década do século anterior são $2,0 \times 10^{-4}$ em todo o mundo e $8,0 \times 10^{-4}$ nos EUA.

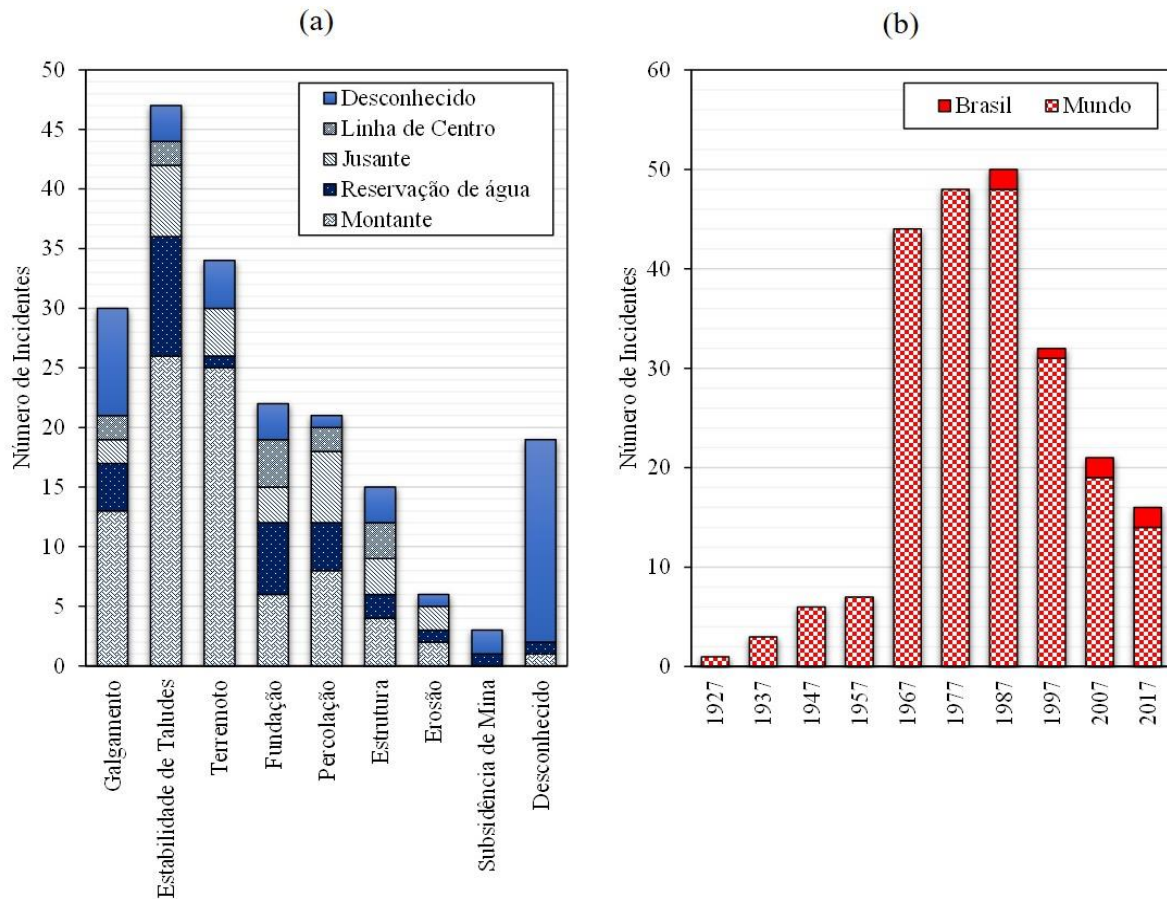


Figura 4.1 – Incidentes em barragens de rejeito por tipo de barragem (a) e ao longo das décadas (b). Modificado de (CIGB/ICOLD; UNEP/PNU, 2001) e (RIBEIRO, V. Q. F., 2015).

De acordo com Bittar (2017), analisando casos históricos e recentes de rupturas de barragens de rejeitos, observa-se que a maioria delas pode ser associada à negligência ou falha na governança, como apresentado na Tabela 4.1.

Ávila (2011) pontua deficiências semelhantes às apresentadas por Bittar (2017), ligadas principalmente a gestão de segurança, que podem culminar com ruptura de barragens:

- Falta de compromisso da alta administração das empresas;
- Falta de planejamento de longo prazo;
- Falta de projeto adequado de engenharia;
- Falta de supervisão especializada de construção;
- Falta de manual de operação;

- Improvisação da equipe de operação;
- Falta de inspeções e avaliações periódicas de segurança realistas;
- Dificuldades de obtenção de licença ambiental nos prazos requeridos;
- Pouco compromisso das agências reguladoras nas análises dos projetos;
- Deficiências na fiscalização das barragens;
- Existência de barragens abandonadas ou desativadas.

Tabela 4.1 – Fatores de falha e sucesso na governança corporativa. Adaptado de Bittar (2017).

Falha na Governança	Conceitos “chave” para Sucesso na Governança
1 - Compreensão inadequada do risco e de segurança dos depósitos de rejeitos junto à liderança sênior e/ou conselho diretor das empresas de mineração. As barragens de rejeitos devem ser consideradas estruturas de alto risco e, portanto, tratadas no mais alto nível da empresa e dos acionistas;	1 - Reconhecer o risco de rejeitos como um risco de negócio e defini-lo como um dos principais riscos da empresa de mineração;
2 - Delegação inadequada de avaliação de risco e tomada de decisão. Os riscos relevantes nas barragens de rejeitos não devem ser aceitos;	2 - Elaboração de normas e estabelecimento de uma política de gestão de rejeitos que deve ser formal e endossada pelo nível de alta administração das empresas mineradoras, incluindo o CEO;
3 - Limitações técnicas e gerenciais das equipes de operação e supervisão;	3 - Estruturar o organograma de gestão incluindo um canal de supervisão dos depósitos de rejeitos independente da operação e diretamente ligado à alta direção da empresa. Este canal tem o papel de interpretar riscos técnicos em riscos de negócios, ajudando os tomadores de decisão em questões relacionadas com a gestão de rejeitos;
4 - Falhas e/ou omissões na supervisão da construção;	4 - Adotar indicadores chave de desempenho (KPI's) para cada depósito de rejeito em função de suas particularidades e modos de falha associados. Os KPI's devem ser completamente compreendidos pelas equipes de operação e supervisão;
5 - Incapacidade de integrar e gerenciar informações de projeto, construção e operação;	5 - Adotar avaliação de desempenho mensal da barragem de rejeitos. O processo deve ser formal com registro por meio de relatório de condição de segurança mensal. A adoção da análise mensal permite que os desvios sejam identificados precocemente e no tempo a serem corrigidos;
6 - Ausência de uma análise de risco adequada com lacunas na definição dos modos de falha potenciais;	6 - Promover a comunicação "vertical" da condição de segurança do depósito de rejeitos. As decisões sobre os riscos devem ser tomadas no nível apropriado, de preferência envolvendo a liderança sênior da empresa; não podendo ser limitado ao "ambiente operacional";
7 - Utilização inadequada de consultores e especialistas;	7 - Implementar processos de "verificação cruzada" de todo o processo de gestão da segurança e não apenas como um "portão" para indicar se a estrutura é estável ou não;
8 - Falha na operacionalização dos planos de ação de emergência, que normalmente não são previamente testados (simulados) e divulgados de forma eficaz junto às partes interessadas.	8 - Adotar processos formais, bem como sua disseminação e treinamentos frequentes de maneira a auxiliar na eliminação de "filtros" de comunicação;
	9 - Criar um ambiente de confiança que predomine a transparência em todos os processos e interações.

Lidar com todos estes elementos é um desafio complexo. As medidas de gestão de segurança devem se guiar pelas melhores técnicas disponíveis desde a fase de conceituação até o descomissionamento da barragem.

Entretanto, segundo Sawaya (2017), não é raro encontrar minas com tecnologias rudimentares de implantação de barragens de rejeito com concepção totalmente empírica, sendo ainda a construção e operação realizadas muitas vezes por engenheiros com formação voltada para o avanço de lavra, sem supervisão de geotécnicos.

Paralelamente a isso, é evidenciado um aumento na produção mineral mundial na última década, impondo uma nova fronteira para a engenharia geotécnica no que concerne à mecânica dos rejeitos e no estudo do desempenho de depósitos destes rejeitos. Associado ao incremento de porte e número de estruturas de disposição, ocorre o aumento na magnitude dos acidentes e possíveis vítimas. Paradoxalmente, segundo Sawaya (2017), os acidentes são catalisadores do progresso tecnológico da engenharia de barragens. A cada catástrofe, a sociedade fica mais intolerante ao risco e os dispositivos legais passam a ser ferramentas para forçar o avanço tecnológico.

A legislação e normatização concernente à segurança de barragens é relativamente recente no Brasil, tendo sido a lei federal de segurança promulgada em 2010 (BRASIL, 2010). Posteriormente uma série de portarias e normativas foram editadas de maneira a estabelecer critérios de controle e monitoramento destas estruturas, bem como atribuir responsabilidades.

4.2 Gestão de Risco de Barragens

4.2.1 *Uso da Gestão de Riscos na Engenharia de Barragens*

Em todo o mundo, proprietários, agências e órgãos reguladores vêm usando conceitos e princípios de riscos para apoiar e informar decisões dentro de várias indústrias. Em particular, os Estados Unidos, o Reino Unido, os Países Baixos e Hong Kong integraram os princípios de risco nas decisões de segurança desde os anos 80. No Reino Unido, o Health and Safety Executive (HSE) foi uma das primeiras agências, há mais de 40 anos, a abordar amplamente as preocupações de riscos individuais e sociais por meio da regulação da segurança dos trabalhadores (FERC, 2016).

De acordo com Hall & Hullet (2002 *apud* Pardo 2009), a Gestão de Riscos é a arte e a ciência de planejamento, avaliação (identificação e análise), desenvolvimento e monitoração de ações sobre os eventos futuros para assegurar resultados favoráveis e alinhados aos objetivos estratégicos do projeto ou da obra. Segundo o autor, espera-se como resultado o desenvolvimento de ações para reduzir os riscos a um nível aceitável.

Na área de barragens, apenas mais recentemente, tem sido reconhecido que as abordagens de risco fornecem um processo rigoroso, sistemático e completo que melhora a qualidade e o suporte para as decisões de segurança. O termo risco, quando usado nesse contexto, pode ser definido como a medida da probabilidade e gravidade de consequências adversas advindas da falha de uma barragem, considerando a falha como uma liberação descontrolada do conteúdo do reservatório. O risco total é a soma do risco dos diversos modos de falha identificados e, usualmente é medido em termos de perdas de vida por ano (para danos à vida humana) e custo por ano (para danos à propriedade e perdas econômicas) (ASDSO, 2017).

Tradicionalmente, a abordagem geral para a avaliação da segurança de barragens é baseada no atendimento a padrões ou normas ou seja, uma abordagem SBA (*Standard Based Analysis*). Ao longo dos anos, foram desenvolvidos padrões, a partir de considerações teóricas, boas práticas reconhecidas e, até mesmo, evidências empíricas, com o objetivo de definir carregamentos, capacidade estrutural, coeficientes de segurança e medidas defensivas a serem empregadas no projeto (FERC, 2016).

Segundo Coutinho *et al.* (2017), essa abordagem é (e não deixará de ser) um componente imprescindível da gestão da segurança de barragens. Mas, infelizmente, a SBA não é adequada para avaliar algumas questões importantes, tais como erosão interna, confiabilidade de extravasores, fatores humanos, questões operacionais e outros, devido a dispersão dos dados de entrada, bem como a incerteza dos parâmetros de cálculo.

Por causa disso a aplicação da abordagem de tomada de decisão baseada no risco (RIDM – *Risk Informed Decision Making*), que tem uma longa história nas indústrias de processos. A abordagem RIDM é um processo de tomada de decisões de segurança, avaliando se os riscos existentes são toleráveis ou se medidas de redução de riscos são necessárias (FERC, 2016).

As duas abordagens usadas de forma complementar, permitem decisões mais consistentes sobre a segurança de uma estrutura e tem como principais benefícios:

- Identificar e compreender melhor os potenciais modos de falha de uma barragem;
- Integrar todas as informações de segurança disponíveis da estrutura (estudos de estabilidade, manual de operação, auditorias, monitoramento, plano de ações emergenciais, carta de risco), caracterizando todos os carregamentos e todas as consequências;
- Identificar, justificar e priorizar investigações e análises para reduzir as incertezas nas estimativas de risco associados a uma barragem;
- Identificar formas de melhorar a segurança da barragem por meio de mudanças na operação ou restrições operacionais de reservatórios, monitoramento, sistemas de gerenciamento de segurança, treinamento do pessoal, planejamento de ações de emergência e decisões de negócios, além das ações de melhoria estrutural usuais;
- Fortalecer a formulação, justificativa e priorização de medidas de redução de riscos para barragens individuais e /ou um portfólio de barragens;
- Comparar opções de projeto de infraestruturas que exijam confiabilidade elevada e até para estudar a viabilidade de intervenções de engenharia que tenham como propósito reduzir riscos;
- Permitir a comunicação de questões técnicas aos proprietários das barragens e órgãos reguladores de uma forma mais aberta e transparente;
- Facilitar o entendimento dos riscos associados à barragens pelo público em geral ao permitir a comparação com outras infraestruturas e riscos tecnológicos;
- Avaliar a adequação das coberturas de seguro;
- Comparar o risco associado à barragem com os riscos de outras indústrias; e
- Fortalecer a base de governança corporativa relacionada aos riscos de segurança das barragens.

De maneira geral, os argumentos contra a abordagem de segurança baseada em risco é que a mesma envolve um alto grau de subjetividade e torna mais difícil a verificação dos critérios de projeto comparado aos estudos determinísticos. É importante estar ciente de que as mesmas incertezas quando quantificadas por análise de risco, também fazem parte da análise determinística (tradicional). O objetivo da metodologia de avaliação de risco é exatamente quantificar incertezas na análise.

O gerenciamento de riscos associados à barragens segue as mesmas etapas empregadas para os riscos de outras indústrias, ou seja: identificação de riscos, análise do risco (quantificação da

probabilidade e consequências), apreciação do risco (aceitação e tolerabilidade), resposta ao risco e comunicação.

Essas etapas têm sido representadas de várias formas em diferentes países, empresas e órgãos reguladores, como o modelo proposto pela FEMA (2015) e apresentado na Figura 4.2.



Figura 4.2 - Atividades de gerenciamento de riscos, adaptado de (FEMA, 2015).

A estrutura conceitual mais atual e considerada o estado-da-arte em gestão de riscos é a estabelecida pela NBR ISO 31.000 (ABNT, 2009). Esta norma define princípios que permitem que cada organização desenvolva um modelo próprio de gestão de riscos, ajustado aos seus processos e alinhado com a sua estratégia, e tem sido empregada nas mais diversas áreas do conhecimento e tipos de indústrias (MELO; FUSARO, 2015). O modelo proposto subdivide as atividades fundamentais de gestão de riscos conforme apresentado na Figura 4.3.

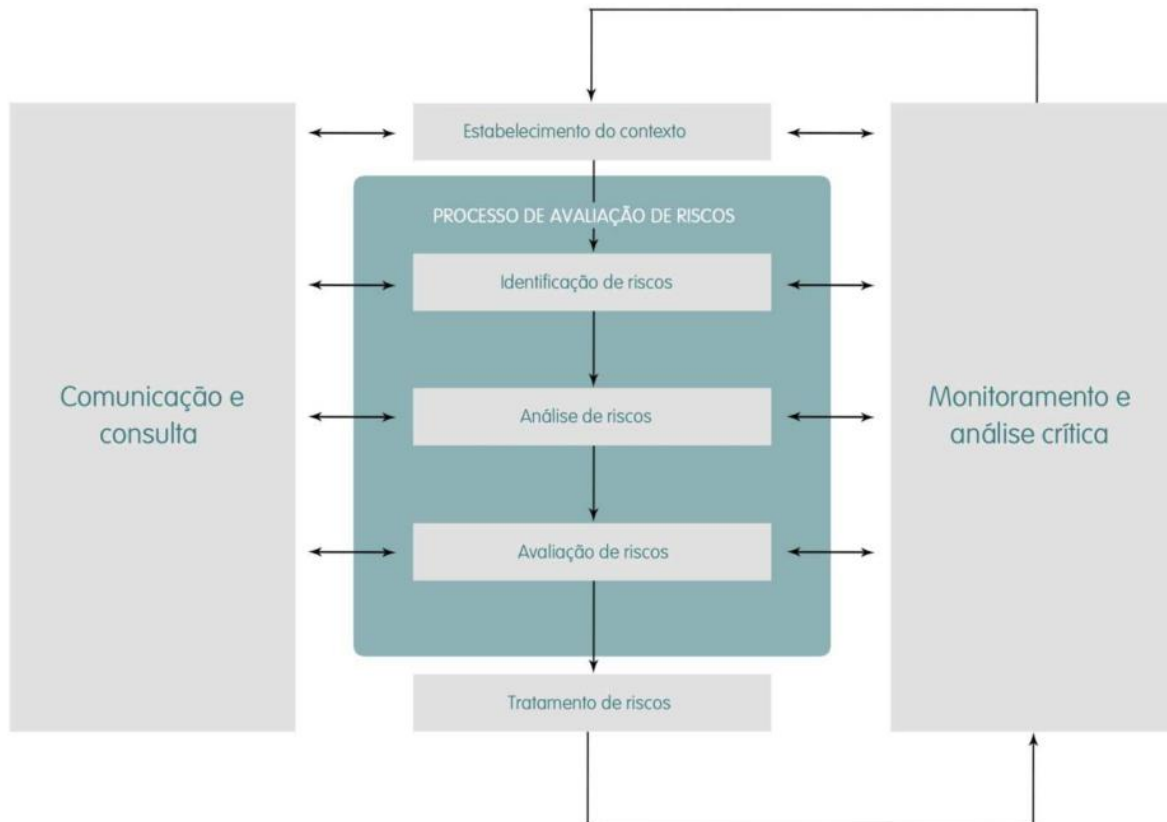


Figura 4.3 - Atividades de gestão de riscos segundo a NBR ISO 31.000 (ABNT, 2009).

4.2.2 *Estabelecimento de Contexto*

Como em qualquer outro tipo de estudo, o primeiro passo de uma avaliação de risco consiste em determinar o escopo, o objetivo, os parâmetros internos e externos da análise, as expectativas, os critérios de risco e os prazos da análise. Ao começar a fazer uma análise de risco, deve-se determinar o sistema em estudo, a natureza dos perigos e as vulnerabilidades associadas, a extensão da área de estudo.

Este ponto da análise é de fundamental importância e determinará o nível de acurácia do estudo, sendo possível ainda identificar necessidades adicionais. O aprimoramento, a estruturação e a revisão dos dados e informações básicas, constituem benefícios imediatos no resultado da análise de risco.

Uma vez que os dados estejam consolidados e disponibilizados à equipe multidisciplinar (engenheiros civis, geólogos, engenheiros de minas, engenheiros ambientais, economistas, sociólogos, geógrafos), uma inspeção deve ser realizada, de modo a verificar as condições de operação e desempenho da estrutura e identificar possíveis problemas.

4.2.3 *Avaliação de Risco*

A avaliação de risco agrupa os processos de identificação, análise e avaliação da tolerabilidade aos riscos, os quais serão detalhados nos próximos itens.

4.2.3.1 Identificação dos Riscos

Esta etapa tem por objetivo identificar os riscos associados às diversas estruturas que compõem um barramento, bem como suas possíveis causas e as potenciais consequências. Geralmente, a identificação dos riscos está associada à identificação dos modos de falha de uma estrutura, um processo coletivo que visa detectar, definir e estruturar todas as formas possíveis em que a barragem pode falhar, sem se limitar a uma lista de verificação predeterminada (SPANCOLD, 2013).

Conforme Pardo (2009), o processo de identificação dos riscos pode ser realizado por meio de técnicas como: (i) *Brainstorming*; (ii) Técnica Delphi; (iii) Identificação da Causa – Raiz e (iv); e (v) Análise SWOT⁷. De acordo com o autor, o resultado do processo é uma extensa lista com todas as características e descrições dos riscos potenciais. Para se classificar estes e se estabelecer os mais expressivos usa-se uma análise qualitativa. Analisando os mais relevantes por meio de estudos quantitativos.

Este processo é sustentado pela revisão de toda documentação da barragem, bem como por inspeção visual da barragem e do vale a jusante.

Segundo Caldeira (2008), é importante que a identificação dos riscos seja realizada de forma exhaustiva e sistemática. Para Foster *et al.* (2000), a parte mais crítica de qualquer avaliação de riscos é a identificação completa dos cenários que resultam nas falhas. Caso um modo de falha relevante não seja avaliado, o risco calculado pode ter um valor muito diferente do real. Em outras palavras, a identificação dos modos de falha determina o alcance e a solidez do modelo de risco.

⁷ SWOT é a sigla dos termos ingleses *Strengths* (Forças), *Weaknesses* (Fraquezas), *Opportunities* (Oportunidades) e *Threats* (Ameaças) que consiste em uma ferramenta de análise estratégica.

4.2.3.2 Análise de Risco

A análise de risco consiste, essencialmente, no uso da informação disponível para estimar o risco relativo a indivíduos ou populações, a propriedades ou ambiente, decorrentes de condições de ameaça (MELO, 2014). Como citado anteriormente, o risco é estimado pelo produto da probabilidade do evento pela consequência do mesmo, sendo estes condicionados aos carregamentos impostos (cenários).

A análise das probabilidades de falha de barragens envolve todo o estudo da resposta da barragem devido ao cenário de falha. O comportamento da barragem é modelado de acordo com o método de análise escolhido. A estimativa da probabilidade de falha pode ser realizada por três formas: (i) julgamento de engenharia; (ii) estimativa estatística; e (iii) métodos probabilísticos (CALDEIRA, 2009).

A estimativa de probabilidade será discutida no item 4.4. A estimativa da consequência envolve a identificação e avaliação dos impactos diretos e indiretos, externos e internos devido à ruptura, compreendendo todo o vale a jusante em seus aspectos sócio-econômicos, de saúde e segurança e ambientais.

A Figura 4.4 apresenta um modelo padrão de análise de risco para barragens, considerando os três elementos básicos.

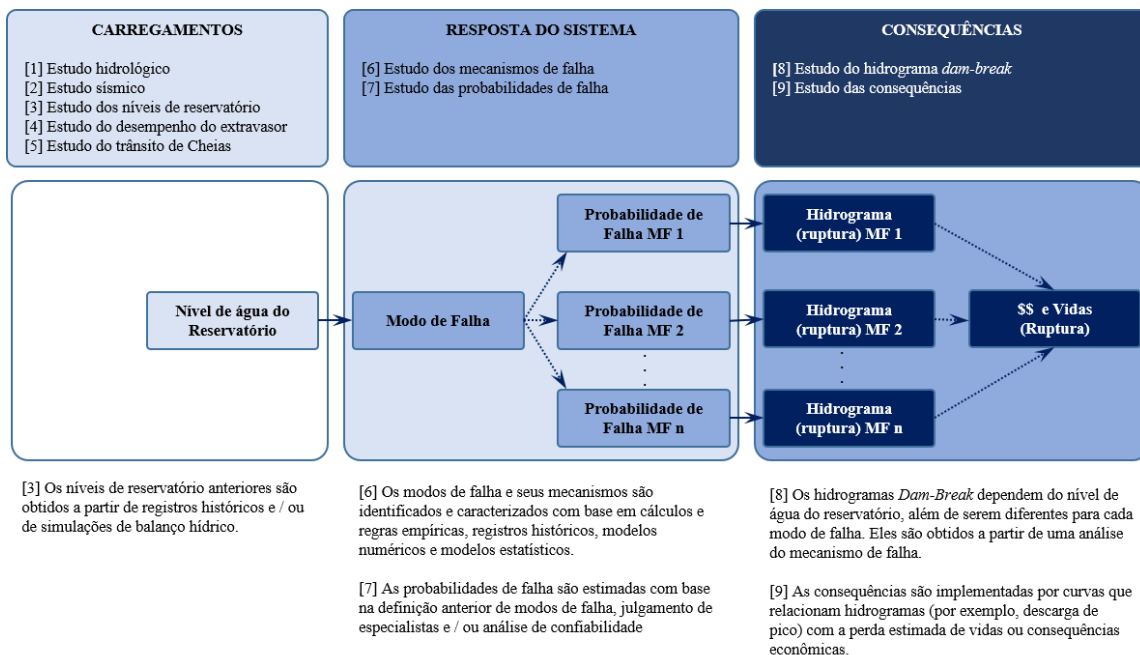


Figura 4.4 - Diagrama de influência de um modelo de risco padrão para o cenário normal que mostra os trabalhos a serem feitos para definir cada uma das variáveis. Modificado de SPANCOLD (2013).

Posteriormente à identificação das ameaças e dos carregamentos associados aos riscos, procede-se à escolha de um método de análise de riscos. Todos os métodos têm em comum a análise de eventos indesejáveis e das suas respectivas causas, efeitos e consequências. A escolha da metodologia a ser aplicada depende basicamente da temporalidade (fase de projeto, construção ou operação) e do objetivo do estudo, tipo de barragem, ameaças a serem analisadas, conhecimento da equipe, disponibilidade de recursos, requisitos e disponibilidade de informação (HARTFORD; BAECHER, 2004). Os diversos métodos de análise de riscos disponíveis variam quanto ao grau de detalhamento das análises e tratamento das incertezas e, conseqüentemente, demandam esforços e custos também variáveis para o seu desenvolvimento.

De acordo com o SPANCOLD (2013), na maioria das vezes é aconselhável fazer uma análise preliminar de risco com menor nível de detalhes, para identificar questões que exigem um estudo mais aprofundado. Aconselha-se ainda que os analistas tenham experiência em análises semelhantes, bem como contato com a equipe de operação da barragem e com o consultor externo.

Os métodos de análise de risco são divididos em *qualitativos* e *quantitativos*. Os métodos qualitativos de análise de risco se apoiam em formas descritivas ou escalas de ordenação numérica para descrever as grandezas de probabilidade e consequência. Podem ir desde análises exploratórias até um nível de detalhamento bastante aprofundado e possuem inúmeras aplicações na gestão de riscos associados a barragens.

Já as análises quantitativas recorrem à quantificação da probabilidade de ruptura e da ordem de grandeza das consequências. O processo dessas análises pode ser iniciado com a entrada dos riscos registrados e priorizados pela análise qualitativa ou semi-quantitativa (COUTINHO *et al.*, 2017). Perini (2009) destaca que este tipo de análise resulta também em benefícios qualitativos, tais como percepções sobre a importância relativa dos vários modos de falhas, tipos e faixas de carregamento, além do potencial valor que será agregado ao se realizar determinadas análises adicionais ou novas investigações de campo.

Existem ainda as análises semi-quantitativas, onde se utilizam descritores verbais para a transformação numérica de valores de probabilidades atribuídas. Tal abordagem foi pesquisada por Reagan *et al.* (1989), onde se demonstrou que dentro de limites razoáveis, as pessoas são muito bem calibradas e apresentam consistência nas suas estimativas, desde que se utilizem

palavras que a maioria delas utilizariam e que as chances de ocorrência do evento não sejam nem muito grandes, nem muito pequenas.

A Tabela 4.2 apresenta dois conjuntos de descritores associados à probabilidades de ocorrência. Observa-se que os descritores propostos por Baecher & Christian (2003) são adequados para a utilização como multiplicadores em análises do tipo árvore de eventos e árvore de falhas, contudo, quando utilizados em análises do tipo FMEA – “análise dos modos e efeitos de falhas”, ou mesmo para a determinação da probabilidade final de um evento tendem a apresentar uma probabilidade alta, quando comparados aos calculados a grandes obras de engenharia. Nestas situações os valores propostos pelo USBR (*United States Bureau of Reclamation*) são mais adequados.

Tabela 4.2 - Correspondência entre a descrição verbal da chance de ocorrência do evento e o valor de probabilidade adotado. Adaptado de Baecher & Christian (2003).

Descrição Verbal	Baecher & Christian, 2003		USBR
	Probabilidade Equivalente	Intervalo	Probabilidade Equivalente
Virtualmente impossíveis ⁸	0,01	0,00 - 0,05	< 0,001
Extremamente improvável	0,10	0,02 - 0,15	0,005
Muito improvável ⁹	0,15	0,04 - 0,45	0,01
Improvável ¹⁰	0,25	0,02 - 0,75	0,1
Neutro ¹¹	0,50	0,25 - 0,85	0,5
Provável ¹²	0,75	0,25 - 0,95	0,9
Muito provável ¹³	0,80	0,03 - 0,99	0,99
Extremamente provável	0,90	0,75 - 0,99	0,995
Virtualmente certo ¹⁴	0,99	0,90 - 1,00	0,999

São encontradas na literatura diversas metodologias de análise de risco tanto qualitativas, quanto quantitativas. A Tabela 4.3 apresenta de maneira resumida alguns métodos de análise qualitativos.

⁸ O evento que, devido a condições ou processos físicos conhecidos, pode ser descartado com uma confiança quase completa;

⁹ A possibilidade não pode ser totalmente descartada com base em razões físicas ou outras;

¹⁰ O evento é improvável, mas pode acontecer;

¹¹ Não se tem informação sobre as chances do evento ocorrer ou as chances de ocorrência são iguais;

¹² O evento é provável, mas pode não acontecer;

¹³ O evento é altamente provável, mas pode não acontecer, embora se surpreenda se isso não acontecer.

¹⁴ Condições físicas conhecidas ou processos que podem ser descritos e especificados com quase total confiança.

Tabela 4.3 – Métodos de análise de risco qualitativos.

Método	Descrição Sucinta
<p>Índices de risco <i>Risk index</i></p>	<p>Os métodos de índice são um tipo de análise por meio de um valor numérico indicador da vulnerabilidade, severidade e suscetibilidade ao risco. A estimativa dos índices é realizada através da agregação de índices parciais, com objetivo de avaliar a segurança dos barramentos e do vale a jusante. Os índices de risco são as análises mais simples e são ideais para o estudo de um grande portfólio de barragens com foco em sistemas de gestão de segurança, nos quais é possível se priorizar estudos e intervenções por meio da classificação das estruturas quanto ao risco. As desvantagens principais desse método residem na dificuldade de calibração inicial dos índices, perda de informações dos elementos individuais da estrutura, devido ao processo de agregação, bem como na subjetividade na determinação dos indicadores.</p>
<p>Análises Preliminar de Risco <i>PRA</i></p>	<p>Trata-se de um método indutivo que se utiliza de listas orientadoras para identificação de riscos, separadamente, a fim de identificar e descrever suas consequências. Têm como grandes vantagens a simplicidade e implementação expedita, haja vista que não requerem a disponibilização de informações muito detalhadas sobre as estruturas.</p>
<p>Análise dos Modos de Falha Potenciais <i>PFMA</i></p>	<p>O PFMA tem início com a identificação dos possíveis modos de falha. Após uma listagem inicial de possíveis modos de falha, são excluídos aqueles que não se espera que contribuam significativamente para o risco associado à barragem. A análise prossegue com a verificação do comportamento da estrutura em diversas condições de carregamento. Depois que um modo de falha potencial foi completamente descrito, ele é avaliado listando os fatores adversos que tornam o modo de falha "mais provável" e os fatores favoráveis que tornam o modo de falha "menos provável".</p>
<p>Análise de Perigos e Operacionalidade <i>HAZOP</i></p>	<p>Visa identificar os problemas de operabilidade de um sistema ou processo, investigando de forma minuciosa e metódica, cada segmento de um processo. Para cada parte são identificados desvios das condições normais de projeto utilizando um conjunto de palavras-guia. Cada desvio é analisado, sendo discutidas e registradas suas causas, consequências e respostas ao risco correspondente. Tem como característica principal a participação de uma equipe multidisciplinar, sob a condução de um líder, examinando todas as partes relevantes de determinado sistema. Aplicável em etapa de projeto ou em sua plena operação.</p>
<p>Análise dos Modos e Efeitos de Falhas <i>FMEA</i> e Análise dos Modos de Falha, Efeitos e Criticidade <i>FMECA</i></p>	<p>Trata-se de um método de análise indutivo que envolve o estudo dos modos de falhas - dos sistema, subsistemas e componentes - e os seus efeitos. O método permite avaliar os efeitos e sequência de acontecimentos decorrentes de cada modo de falha; determinar a importância de cada modo de falha; avaliar o impacto sobre a confiabilidade e segurança do sistema considerado e, por fim; classificar os modos de falhas estudados. O FMECA acrescenta procedimentos relativos à hierarquização dos modos de falha, conforme a influência combinada da sua probabilidade de ocorrência e da severidade de suas consequências, o que se denota por criticidade. Como desvantagem, pode ser citada a necessidade de padronização antes da aplicação do método para um portfólio de barragens.</p>

Para a realização de análises quantitativas de riscos, os métodos mais empregados têm sido as análise probabilísticas e análises por árvore de eventos e árvore de falhas.

Análise por Árvore de Eventos (*Event Tree Analysis – ETA*)

A árvore de eventos é um método lógico, do tipo indutivo, no qual, a partir de um determinado evento iniciador (gatilho), promove-se a análise de sequências lógicas de ocorrências de eventos. Tem sido utilizado por um número de organizações, incluindo USBR, USACE (*United States Army Corps of Engineers*) e organizações australianas de barragens, desde a década de 1990, para quantificar mecanismos de falha que não podem ser modelados e analisados probabilisticamente, como erosão interna, por exemplo. A Figura 4.5 apresenta um exemplo de Árvore de Eventos.

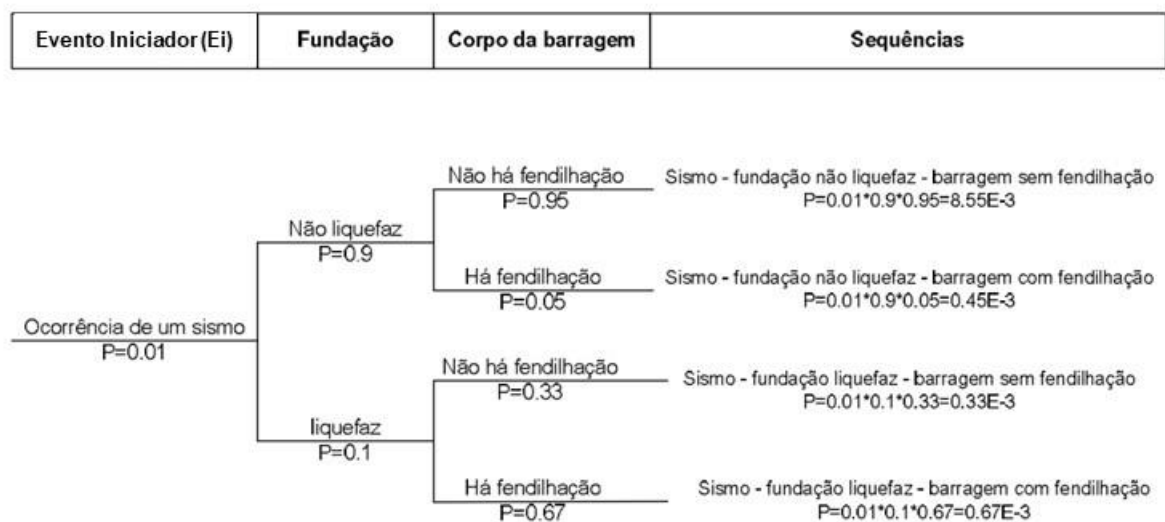


Figura 4.5 - Exemplo de Árvore de Eventos. Adaptado de Hardford & Baecher (2004 *apud* Pimenta, 2008).

Como pode ser visto, a árvore de eventos é uma representação gráfica de cadeias de eventos que podem resultar de um ou mais eventos iniciais. Este pode ser tanto externo (cheia extrema ou terremoto, por exemplo), quanto interno (falha no tratamento de fundação, por exemplo). Segundo Bier (1997 *apud* Perini, 2009) essa estrutura de análise de risco tem a vantagem de contar a história dos acontecimentos na ordem em que ocorreram ou poderiam ocorrer, bem como a dependência entre eles. Os seguintes pressupostos relacionados à probabilidade devem ser respeitados:

- A construção da árvore de eventos é sequencial, sendo conduzida da esquerda para a direita, em uma série de possíveis episódios decorrentes do evento iniciador;

- Ramo é a designação de cada trajeto que parte do evento iniciador. Cada ramo da árvore dá origem a dois ramos, que representam uma situação de sucesso e o outro a situação de falha;
- As ocorrências consideradas em cada nó são mutuamente excludentes e coletivamente exaustivas, sendo que a probabilidade para cada par de eventos tem a soma igual a 1,0;
- A probabilidade para um determinado conjunto de eventos, ou ramo da árvore, é obtida pela multiplicação da sequência de probabilidades condicionais;
- A probabilidade total da ruptura da barragem é a soma das probabilidades de todas as cadeias de eventos que levam à ruptura; e
- Durante o desenvolvimento da árvore de eventos, recomenda-se evitar que a mesma fique demasiadamente grande, preservando-se os aspectos essenciais.

A estimativa da probabilidade de cada nó da árvore de eventos poderá ser efetuada, de acordo com o modo de falha sob análise e informações disponíveis, pelos métodos descritos a seguir, empregados de forma isolada ou em conjunto (BAECHER; CHRISTIAN, 2003):

- Baseada em análises estatísticas e de probabilidade;
- Análise por árvore de falhas;
- Utilizando-se planilhas de referência disponíveis na bibliografia, que avaliam os principais fatores de influência na probabilidade de ocorrência dos eventos;
- Empregando julgamento de engenharia e descritores verbais, no caso da ausência de referenciais técnicos específicos para o caso em estudo, ou quando estes referenciais também apresentam descrições verbais para as probabilidades. Essa metodologia se baseia na teoria da probabilidade, que expressa a incerteza como um número entre 0 e 1, e no fato de que as pessoas também utilizam a descrição verbal para expressar a noção de incerteza.

Para avaliação de risco de barragem, as ETA geralmente incluem uma representação de vários cenários de exposição que afetam a magnitude das consequências. Além disso, as intervenções humanas, como medidas de emergência para rebaixar o nível de um reservatório após a descoberta de um anomalia, ou reparos em vertedouros, bombas e erosões durante uma situação de crise, também podem ser incorporadas (SRIVASTAVA, A; BOWLES; CHAUHAN, 2008).

Uma das vantagens das árvores de eventos é evidenciar as sequências lógicas de eventos que, a partir de um determinado acontecimento iniciador, conduzem a todos os resultados possíveis (no domínio do sucesso e do insucesso), permitindo a avaliação de insucessos múltiplos e coexistentes. Ainda, a identificação dos caminhos plausíveis até à ruptura permite visualizar, de forma clara, a eficiência ou ineficiência de medidas de controle de riscos. A falha parcial e os estados de danos de falha especificados (incidentes) também podem ser definidos como resultados de interesse.

Como limitação do método, destaca-se o fato de sempre ser necessário partir de um único evento iniciador, o que pode resultar em múltiplas árvores de eventos para a análise de sistemas complexos, como é o caso das barragens.

Por fim, é importante elucidar que o método possui um caráter subjetivo e muito dependente da perícia e dos conhecimentos de quem realiza a análise.

Destaca-se que várias ferramentas computacionais foram desenvolvidas para agilizar o processo de elaboração, quantificação e geração de relatórios na ETA. Tem-se como exemplo, o Sapphire, um pacote sofisticado desenvolvido pelo US Department of Energy's Idaho National Engineering and Environmental Laboratory (INEEL) para indústria nuclear. Alguns outros exemplos deste tipo de software são: DATA (TreeAge Software), DecisionPro (Vanguard Software Cooperation), DPL (ADA Decision System) e Precision Tree (Palisade Cooperation).

Árvore de Falhas (*Fault Tree Analysis – FTA*)

Na tentativa de avaliar a probabilidade de ocorrência de fenômenos de difícil modelagem, podem ser aplicadas a Análise por Árvores de Falhas (Fault Tree Analysis– FTA). O método consiste em se estabelecer hipoteticamente a falha no sistema, identificando combinações possíveis de gerar a falha superior, denominado evento de topo. Este método é baseado no raciocínio dedutivo ou de “trás para frente”, partindo da falha para as causas.

Segundo Taguchi (2014), o primeiro passo no desenvolvimento de uma árvore de falhas é identificar uma falha crítica e colocá-la no topo do diagrama. Começando com o evento superior, as possíveis causas intermediárias que levam ao evento superior são identificadas. Cada uma dessas falhas é analisada para identificar como elas poderiam ser causadas.

Ao desenhar uma árvore, a lógica booleana é usada para combinar uma série de eventos de nível inferior. Um exemplo de uma árvore de falhas e símbolos de porta lógica convencionais são representados na Figura 4.6.

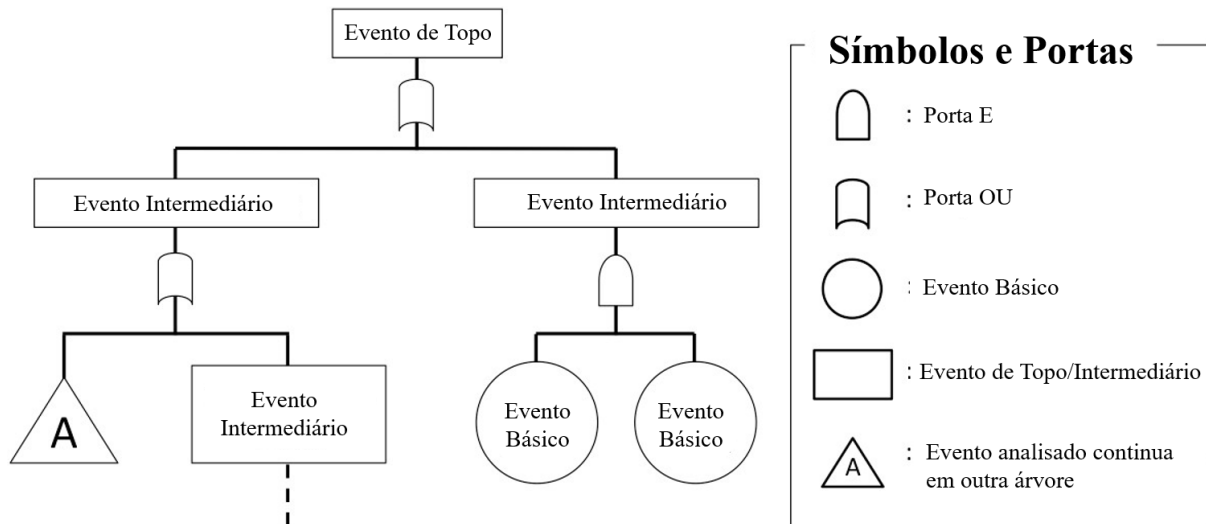


Figura 4.6 - Exemplo de Árvore de Falhas.

Quando um evento de nível superior (X) ocorre apenas se todos os eventos de nível inferior (digamos A e B) ocorrerem, a porta E conecta esses eventos. Nestes casos, sendo os eventos A e B estatisticamente independentes, a probabilidade de ocorrência do evento de nível superior (X) é dado pela Equação 4.1.

$$P(X) = P(A \cap B) = P(A) \times P(B) \quad (4.1)$$

Quando o evento A e o evento B são estatisticamente dependentes, a probabilidade de evento de nível superior (X) é igual a Equação 4.2.

$$P(X) = P(A \cap B) = P(A) \times P(B|A) \quad (4.2)$$

Sendo $P(B|A)$ a probabilidade de ocorrência de B dado que A já ocorreu (probabilidade condicional)

Quando um evento de nível superior (X) ocorre caso pelo menos um evento de nível inferior ocorra (diga A ou B), a porta OU conecta esses eventos. Logo, a probabilidade de evento de nível superior (X) é igual a Equação 4.3.

$$P(X) = P(A \cup B) = P(A) + P(B) - P(A \cap B) = P(A) + P(B) - P(A) \times P(B) \quad (4.3)$$

A Figura 4.7 mostra um exemplo de árvore de eventos para o modo de falha liquefação estática, desenvolvida por (TAGUCHI, 2014).

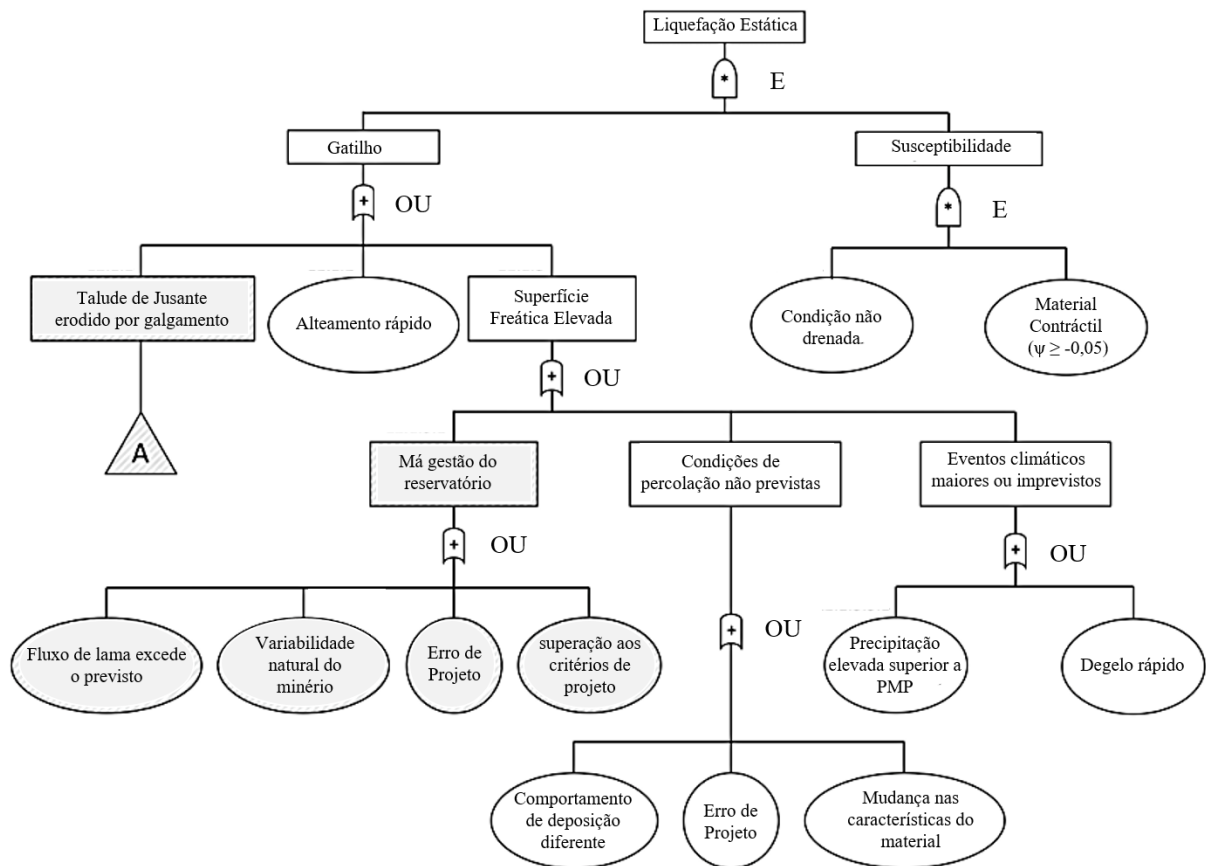


Figura 4.7 – Árvore de falhas para liquefação estática (TAGUCHI, 2014).

Ao contrário da ETA, a FTA é um método gráfico dedutivo, que, a partir de uma determinada falha, procura identificar todas as sequências que conduzem à sua materialização. Por isso, são largamente empregadas em estudos pós-ruptura.

Como as árvores de eventos são um método mais indutivo, empregam-se, comumente, as árvores de falhas conjuntamente com as árvores de eventos para a prescrição das probabilidades aos ramos da ETA.

Princípios básicos da análise de risco

Qualquer que seja o método de análise de risco empregado (qualitativo ou quantitativo), alguns princípios básicos devem ser seguidos (MELO; FUSARO, 2015). A base para uma análise de risco deve ser o estudo da estrutura e a descrição dos possíveis modos de falha. O primeiro

passo é sempre a avaliação do projeto, construção e dados de análise do desempenho na fase de operação. Deve-se reconhecer que cada barragem é única em termos de finalidade, aspectos geológico-geotécnicos, arranjo e projeto das estruturas, operação, inserção regional. As variabilidades e incertezas associadas a esses pontos também não devem ser desprezadas.

No entanto, observa-se que o nível de aprofundamento exigido do conhecimento das estruturas e do vale a jusante, o detalhamento dos modos de falha potenciais e incertezas associadas e a forma de documentar os riscos variam de forma significativa entre os métodos apresentados. Assim, a escolha daquele a ser empregado depende principalmente do objetivo que se pretende atingir. FEMA (2015) descreve 5 objetivos principais para a realização de análises de riscos, apresentados na Tabela 4.4, com uma classificação dos métodos de análise de risco abordados neste trabalho em função do nível de aprofundamento que se deseja obter.

Tabela 4.4 - Indicação de aplicações dos métodos de análise de riscos FEMA (2015 *apud* Coutinho *et al.*, 2017).

Métodos de Análise de Risco	Análise em Nível de Triagem	Análise de Modos de Falha Potenciais	Análise Periódica de Risco	Análise de Risco Específica	Análise de Alternativas de Redução de Risco
Índices de risco - <i>Risk index</i>	++				
Análise Preliminar de Risco - PRA	+	+			
Análise dos Modos de Falha Potenciais - PFMA		++	+		
Análise de Perigos e Operacionalidade - HAZOP		++ (1)	+		
Análise dos Modos e Efeitos de Falhas - FMEA	+	+	++		
Análise dos Modos de Falha, Efeitos e Criticidade - FMECA		+	++		
Análise por Árvore de Eventos - ETA			+	++	++
Análise por Árvore de Falhas - FTA			+	++	++

Nota: (+) Adequado (++) Muito adequado (1) nas fases de projeto e construção

4.2.3.3 Avaliação dos riscos

Segundo Melo (2014), a atividade de avaliação de risco trabalha com a definição de critérios de aceitabilidade e tolerabilidade aos riscos, a fim de determinar a significância do nível e do tipo de risco, constituindo-se provavelmente o tema mais polêmico no universo da gestão de risco.

A avaliação de riscos pode envolver considerações técnicas, éticas, legais, financeiras, valores sociais e culturais, além de orientações normativas. De modo mais amplo, é definido como sendo o processo de tomada de decisão se os riscos existentes são toleráveis e as atuais medidas de controle são adequadas (ANCOLD, 2003; CIGB/ICOLD, 2005; CNPGB, 2015). Fundamentalmente, o objetivo da avaliação de risco é apoiar o gerenciamento do risco, seja nas necessidades e prioridades de tratamento, aceitabilidade do risco, ou ainda, na seleção de alternativas de controle.

Inicialmente, uma primeira abordagem da tolerabilidade para acidentes foi ancorada na probabilidade de falha. Sendo, entretanto, posteriormente desconstruído este conceito, uma vez que o elemento de decisão deve ser sempre o risco. Uma estrutura de engenharia com elevada probabilidade de ocorrência teria os riscos aceitáveis desde que suas consequências fossem limitadas ou irrisórias, rebaixando ao incerto a abordagem somente pela probabilidade. Na sequência é apresentado um breve relato da evolução do conceito da tratamento da tolerabilidade pela probabilidade para depois ser colocado a ideia de tolerabilidade pelo risco.

Considerando as probabilidades de falha admissíveis, Whitman (1984 *apud* Montoya, 2013) afirma que o fator de segurança 1,5 para todos os problemas de estabilidade implica em grandes variações na confiabilidade. Segundo o autor, o valor reportado de probabilidade de falha de barragens da ordem de 10^{-4} inclui os diferentes tipos de falha (taludes, erosão, galgamento etc.).

A Tabela 4.5 apresenta as recomendações do USACE (1997) para avaliar os níveis de risco usando o índice de confiabilidade β e a probabilidade de ruptura ou falha associada, caracterizando as estruturas por níveis de desempenho esperados. Dell'Avanzi & Sayão (1998 *apud* Apaza & Barros, 2014) atestam que o índice de confiabilidade para barragens é em torno de 3,5 a 5,0.

Diversos autores, como citado por Apaza & Barros (2014) têm avançado com estudos no que se refere às probabilidades de ruptura aceitáveis para taludes de barragens, dentre eles (DELL'AVANZI; SAYÃO, 1998) 1×10^{-5} e (WOLFF, 1996), 3×10^{-5} .

Tabela 4.5 - Relação entre índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura. Modificado de USACE, (1997 *apud* Apaza & Barros, 2014).

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
Insatisfatório	1,5	0,07
Perigoso	1,0	0,16

Foster & Fell (2000) relatam que a média histórica anual de probabilidade de ruptura em grandes barragens de terra, com altura superior a 15,0 m, é estimada em $4,5 \times 10^{-4}$ barragens por ano (136 barragens de aterro romperam em um universo de 300.400 barragens de aterro/ano, construídas após o ano de 1986).

Para o Eurocode CEN (2000), para o período de referência de um ano tem-se os limites mínimos conforme índice de confiabilidade igual a 5,2; 4,7 e 4,2 para barragens que acarretem, em termos de perdas de vidas, consequências elevadas, médias e baixas, com probabilidade de ruptura associada de 10^{-7} ; $1,3 \times 10^{-6}$ e $1,3 \times 10^{-5}$, respectivamente.

Por outro lado, segundo Bowles (2007), o UK Health and Safety Executive (HSE) e o Comitê Nacional Australiano de Grandes Barragens (ANCOLD) adotam o limite de tolerabilidade para risco individual de barragens existentes como 1 em 10.000/ano, e 1 em 100.000/ano para novas barragens (ANCOLD, 2003), classificando como inaceitáveis riscos superiores a esses.

Abandonando este conceito firmado na probabilidade e introduzindo as consequências em nível de importância, têm-se que decisão mais elementar em nível de risco é a divisão entre aqueles aceitáveis e aqueles que necessitam de tratamento. Conforme HSE (2001), risco aceitável é “um risco o qual, para os propósitos de vida ou trabalho, cada um que puder ser impactado está preparado a aceitá-lo sem assumir mudanças no mecanismo de controle de risco”. Para Ang & Tang (1975) níveis aceitáveis de conformidade, ou de risco, são sujeitos a julgamentos no que diz respeito aos aspectos econômicos e sociais.

Todavia, esta visão reducionista não retrata com confiabilidade este limite, pois, a decisão de como lidar com o risco como citado anteriormente, depende dos custos e benefícios de se

assumir os mesmos, e dos custos e benefícios da implementação de medidas de controle. Assim surge um segundo limite dos riscos toleráveis. De acordo com o boletim do Comitê Internacional de Grandes Barragens CIGB/ICOLD & UNEP/PNUE (2001 *apud* Bowles, 2001) risco tolerável é definido como um risco dentre diversos com o qual a sociedade pode conviver para assegurar certos benefícios, não negligenciáveis ou passíveis de serem ignorados, mas algo que deva ser mantido sob controle e/ou reduzido se possível.

O princípio ALARP (*As Low As Reasonably Practicable*), cuja tradução corresponde a “tão baixo quanto razoavelmente praticável”, considera que os riscos aceitáveis ou toleráveis pela sociedade representam os limites admissíveis para o risco. Os riscos têm que ser reduzidos até que o custo de redução adicional seja inteiramente desproporcional ao benefício de segurança adquirido. Os riscos somente são efetivamente reduzidos quando a relação custo-benefício é economicamente atraente ao proprietário (privado/público) da estrutura.

Os riscos limites podem ser expressos de diversas maneiras, tais como, *curvas F-N (custos e/ou perdas de vida) e valores históricos*. Contudo, não se existe um padrão mundial para estes limites, sendo conduzidos pela cultura e o nível de regulamentação pública de cada estado, país ou local.

Segundo Montoya (2013), os riscos são calculados normalmente em termos de perdas de vida por ano ou pelo custo anual dos danos, sendo representado graficamente por meio das curvas F-N. Todavia, tal abordagem têm sido contestada e se mostrado polêmica, devido à monetização da vida humana. Trata-se, contudo, de um equívoco, visto que a valoração é referente à indenização pela vida, o custo seguro. Sendo tendência mundial o tratamento dos riscos de forma monetizada para padronização e comparação de riscos.

A Figura 4.8 apresenta as curvas F-N mais aceitas e utilizadas mundialmente, desenvolvidas pelas organizações USBR, ANCOLD (*Australian Commission on Large Dams*) e USACE, dentre outras, para o risco societal, onde são analisados os riscos para a sociedade e não para o indivíduo.

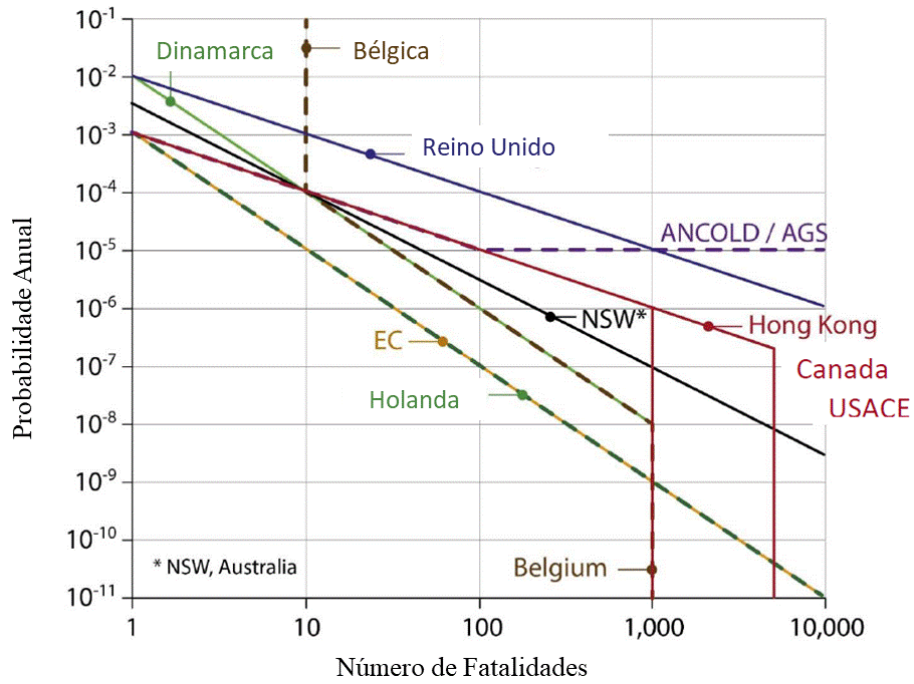


Figura 4.8 – Curvas F-N (LACASSE; NADIM; HOEG, 2012).

Whitman (1984) compila as probabilidades anuais de falha e suas consequências em termos de perda de vidas e custo para diversas áreas da engenharia como mostrado na Figura 4.9.

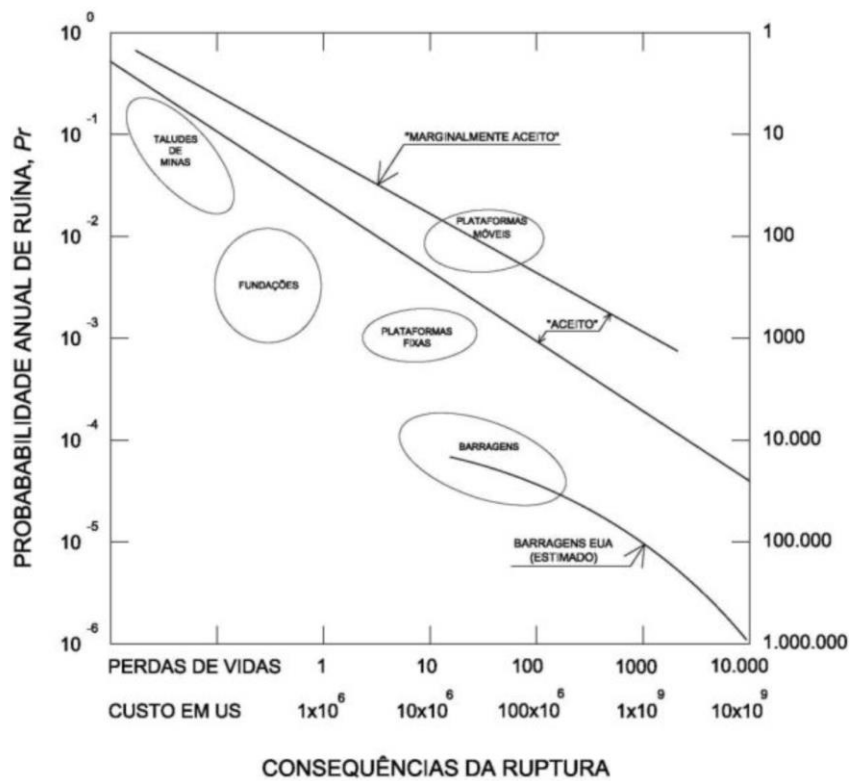


Figura 4.9 – Probabilidade e consequências de rupturas para projetos de engenharia. Modificado de Whitman (1987 *apud* Apaza & Barros, 2014).

Na avaliação da tolerabilidade do risco, alguns autores classificam como baixos, riscos similares ao risco de perda de vidas devido a causas naturais, a saber, 1 em 1 milhão, ou 10^{-6} por ano. De semelhante modo, o risco é dito inaceitavelmente alto se for semelhante ao risco de perda de vida devido a doenças, o que significa ser de aproximadamente 1 em mil anos, ou 10^{-3} por ano Shortreed *et al.* (1995 *apud* Bowles, 2001). Este fato é observado na Figura 4.8, onde a maioria dos critérios admite uma probabilidade de 10^{-3} por ano para uma fatalidade. Existe, todavia, uma tendência de um limite de 10^{-4} para a engenharia de barragens, sobretudo devido aos critérios de dimensionamento de estruturas vertentes limitado ao tempo de retorno decamilenar. Caldeira (2008) cita que no âmbito da gestão de barragens estima-se que o seu valor esteja compreendido entre 10^{-6} e 10^{-8} .

Do ponto de vista das consequências, a maioria das curvas de tolerabilidade limita o número máximo de fatalidades igual a 1.000 mortes, pois independente da probabilidade de realização do mesmo, uma elevada consequência poderia falir a empresa e ou comunidade atingida pela acidente. Assim limita-se no eixo das consequências o esforço financeiro máximo pelo qual a empresa e/ou sociedade conseguem arcar.

Ainda analisando as curvas apresentadas na Figura 4.8 nota-se que alguns critérios não adotam o conceito de tolerabilidade ao risco constante, mas sim valorizam uma das variáveis do mesmo. Isso é visto, quando para o acréscimo de uma ordem de magnitude da consequência se aumenta duas ordens de magnitude na probabilidade, e vice e versa, tendo como exemplo os critérios dinamarquês e holandês. O enaltecimento de um dos fatores não permite uma correta apreciação do risco, sendo muito polêmica esta opção.

4.2.4 *Tratamento de Risco*

Após a avaliação do risco é necessário definir o tratamento a ser dado ao mesmo. Segundo a NBR ISO 31000 (ABNT, 2009), este processo é composto pela avaliação das alternativas de tratamento possíveis, definição de níveis de risco residual toleráveis, se necessário definição e implementação de novos tratamentos e, finalmente, determinação da eficácia dos tratamentos adicionados. Nesta etapa procedesse com a seleção, priorização e implementação de medidas de tratamento, para a redução, eliminação, prevenção, ou mesmo a transferência dos riscos existentes. Considera-se de extrema importância neste processo o envolvimento de todas as partes interessadas, desde a equipe de analistas do risco, operadores e consultores, até a alta gestão da companhia e representantes do poder público e da sociedade civil, no caso de riscos

com consequências elevadas. A compreensão do contexto dos riscos e das melhores alternativas de tratamento devem ser avaliadas em conjunto.

A fim de se estabelecer um tratamento de risco adequado, é relevante equiparar os custos da implementação e seus esforços com os benefícios, dentre eles referentes a requisitos legais ou regulatórios, sociais ou ambientais, atingidos a partir de sua implantação. No caso de barragens, atenção especial deve ser dada aos riscos com probabilidade muito baixa mas com consequências muito graves.

CIGB/ICOLD (2005) cita que as opções de controle de risco podem ser agrupadas nas seguintes categorias: (i) Evitar (eliminar) o risco; (ii) Reduzir (prevenir) a probabilidade de ocorrência; (iii) Reduzir (mitigar) as consequências; (iv) Transferir o risco; (v) Conservar (tolerar ou aceitar) os riscos (residuais). Das ações listadas, observa-se que somente as três primeiras efetivamente reduzem os riscos, as demais tratam da responsabilidade sobre o risco identificado. Para Pereira, F. M. S. (2009), os planos de ações emergenciais (PAE) podem ser classificados como medida de mitigação de riscos sobre a área potencialmente atingida.

4.3 Probabilidade e Geotecnia

No processo de dimensionamento estrutural, estão envolvidas variáveis de diferentes categorias, (i) variáveis primárias (mensuráveis), que englobam as ações, as propriedades de resistência dos materiais e os parâmetros geométricos; (ii) variáveis dependentes, que são, os *efeitos das ações* ou solicitações (S) e, por outro, as *capacidades resistentes* ou resistência (R), (FERNANDES, 2014).

A estimativa das variáveis dependentes é realizada por meio de modelos de cálculo, sendo estes analíticos, ou mesmo empíricos. Procura-se independentemente dos métodos de cálculo que o estado de tensões resultantes seja suficiente afastado daquele que levaria ao colapso global, ou a deformações que não sejam aceitáveis para a funcionalidade dos sistemas estruturais.

Devido às incertezas que envolvem o dimensionamento geotécnico, a fronteira entre a região segura ($R > S$) e a insegura ($R < S$) não é precisa, utilizam-se, portanto, critérios de projeto que correspondem a determinados níveis ou *margens de segurança* em relação a esta fronteira.

As margens de segurança são representadas por coeficientes de segurança, sendo o fator global de segurança, o primeiro método racional de dimensionamento, uma razão das forças resistentes

pelas forças solicitantes. Este método (*método das tensões admissíveis*) busca cobrir todas as incertezas por meio de um único fator de segurança, adquirido através da experiência em inúmeras obras e atrelado ao risco destas. Todavia, por admitir variáveis determinísticas tanto para as forças resistentes, quanto para as solicitantes, as incertezas das respectivas distribuições são desprezadas, não considerando assim a interseção entre as funções de densidade de probabilidade como representado na Figura 4.10. Isso significa que o método de tensões admissíveis, já abandonado pela engenharia estrutural, não traduz o verdadeiro nível de segurança da estrutura em questão, ou seja, um FS superior a 1 não significa necessariamente segurança. Essa abordagem ainda não evidencia, as fontes de incertezas mais relevantes do dimensionamento geotécnico.

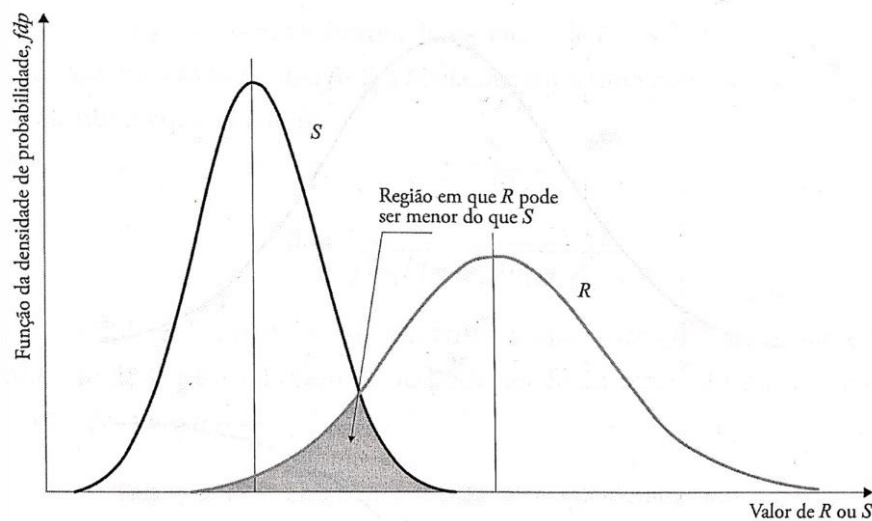


Figura 4.10 – Funções de densidade de probabilidade da solicitação e da resistência (FERNANDES, 2014).

Por outro lado, o método de tensões admissíveis amplamente adotado pela comunidade geotécnica, começa a ser gradativamente substituído e complementado pela utilização do *método de estados limites* e de *métodos probabilísticos*. No método de estado limite, para cada variável aleatória¹⁵, correspondentes aos carregamentos e às propriedades dos solos, é introduzido um coeficiente parcial de segurança. Os valores desses coeficientes são ajustados conforme o nível de incerteza de cada variável, sendo calibrados por meio de cálculos comparativos dos resultados com os do método de tensões admissíveis e por meio de cálculos probabilísticos que admitam probabilidades de ruína suficiente baixas. Este método é utilizado

¹⁵ Aquela que apresenta valores imprevisíveis, incertos ou indeterminados (MAIA, 2003).

por exemplo nos Eurocódigos, em especial o Eurocode 7, dedicado ao dimensionamento geotécnico.

Nos métodos probabilísticos o nível de segurança é diretamente expresso pela probabilidade de ruína, sendo considerada na integridade a variabilidade dos parâmetros geotécnicos, contabilizando assim a magnitude das incertezas.

Apesar da abordagem pelo método de tensões admissíveis ser ainda o mais utilizado, na maioria dos projetos e estudos geotécnicos, a aplicação da abordagem probabilística, de forma complementar à determinística, está ganhando cada vez mais espaço na análise da confiabilidade de diferentes tipos de estruturas geotécnicas, sejam elas, barragens, taludes de corte e aterro de rodovias, cavas de mineração, entre outras (PIMENTEL *et al.*, 2017). A abordagem probabilística tem com vantagem a quantificação da contribuição das incertezas de cada parâmetro. De acordo com Fernandes (2014) as incertezas correspondem: (i) a estimativa de ações permanentes, variáveis e ambientais; (ii) a variabilidade espacial das propriedades dos solos; (iii) a avaliação dos parâmetros com base nos ensaios (perturbação de amostras, interpretação de ensaios, correlações empíricas); (iv) a desvios dos parâmetros geométricos; e (v) a limitação dos modelos e métodos de cálculo.

O desconhecimento destas incertezas pode tornar-se um fator de risco, sendo de maior perigo ignorar potenciais zonas de fraqueza. Estas constituídas, por exemplo, de estratos brandos, ou liquefáveis, de descontinuidades em maciços rochosos com orientação desfavorável, zonas de permeabilidade excepcionalmente elevada, zonas com lençol extremamente elevado, dentre outras.

Para Duncan (2000) há duas razões para a baixa utilização da teoria da confiabilidade no meio geotécnico. Primeiro, implica na aplicação de termos e conceitos desconhecidos para a maioria da comunidade técnica e em segundo lugar, acredita-se que se exige muito mais dados, tempo e esforço do que o disponível usualmente. Apesar disso, é possível fazer avaliações próximas de confiabilidade com a mesma quantidade e tipos de dados e as mesmas análises técnicas convencionais, tendo soluções com o mesmo nível de acurácia que as determinísticas, mas se conhecendo todavia as suas incertezas.

A seguir é apresentada uma caracterização das principais incertezas associadas ao dimensionamento geotécnico, prosseguindo para algumas considerações básicas sobre

estatística. Por último, a descrição de alguns métodos de estimativa de probabilidade. Destaca-se, todavia, que este é uma assunto vasto e complexo, não sendo objetivo deste trabalho se aprofundar nestes conceitos. Estes são detalhados em livros clássicos de probabilidade e estatística, tais como Ang & Tang (1975), e mais recentemente, Baecher & Christian (2003).

4.3.1 *Incertezas no Dimensionamento Geotécnico*

Como citado anteriormente no dimensionamento geotécnico várias são incertezas no que abrange as propriedades dos materiais, a geometria, passando para os carregamentos. A quantificação e o conhecimento das mesmas é importante para a correta análise probabilística.

Morgenstern (1995 *apud* Flores, 2008) descreve as incertezas em três grupos, dentre eles, as *incertezas dos parâmetros*, a dos *modelos* e a *incerteza humana*. A incerteza dos parâmetros pode ser atribuída a duas fontes a *dispersão dos dados* e a *erros sistêmicos* conforme listado na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Incertezas dos parâmetros. Modificado de Christian *et al.* (1994).

<p>A <u>dispersão dos dados</u> é referida à dispersão ao redor da média e pode ser subdividida em <i>variabilidade espacial</i> e <i>erros aleatórios</i>. Ao contrário dos erros sistemáticos, as diferenças em torno da média tendem a se compensar, porém aumentam o desvio padrão da amostra.</p>	<p><u>Erros sistemáticos</u> são referidos ao desvio na tendência medida, em relação à tendência verdadeira (não conhecida). Os erros sistemáticos por sua vez, se subdividem em <i>erro estatístico</i> e <i>desvio (bias)</i> nas medidas.</p>
<p>A <u>variabilidade espacial ou temporal</u> representa as variações inerentes que as propriedades do solo apresentam em regiões distintas, mesmo em depósitos homogêneos. A não consideração deste aspecto leva à super-estimativa da probabilidade de ruptura</p>	<p>O <u>erro estatístico</u> é a incerteza na estimação da média, devido a uma quantidade limitada de dados, onde a verdadeira média representante da população pode ser outra</p>
<p>Os <u>erros aleatórios</u> são originados durante as medições feitas no campo ou no laboratório, devido a erros humanos ou deficiências no aparelho onde se determinou a propriedade do solo.</p>	<p>O <u>desvio (bias)</u> nas medidas é relacionado ao fato de que as medidas do valor de um parâmetro podem ser superestimadas ou subestimadas nos ensaios de laboratório ou de campo, devido a amolgamento do solo, uso inadequado de um equipamento ou modelos (correlações) para interpretar os dados.</p>

Dentre as incertezas listadas na Tabela 4.6, os erros sistemáticos podem ser eliminados ou minimizados por meio de correções, não obstante, a extensão e a propagação dos erros aleatórios podem ser somente estabelecida e analisada.

A incerteza dos modelos exprime a inabilidade de representar, de um modo preciso, o comportamento real de um sistema físico. Neste processo algumas simplificações e

aproximações, muitas vezes empíricas, levam a diferenças entre as estimativas do modelo e as condições reais de campo. Tal fato, é constatado, quando diferentes modelos para o mesmo fenômeno conduzem a resultados distintos. Neste ponto, o processo de decisão do engenheiro na determinação do melhor modelo de representação, contribui para a definição desta incerteza.

Conforme Caldeira (2008), as incertezas dos modelos, em alguns casos, podem ser muito mais significativas do que as associadas à variabilidade dos parâmetros de entrada. Segundo a mesma autora estas incertezas, podem ser tratadas de várias maneiras, sendo uma delas a modelagem de um comportamento por vários modelos, atribuindo pesos relativos a cada um dos resultados, obtendo-se a predição como uma média ponderada, bem como os erros correspondentes a cada modelo.

A incerteza humana ocorre desde a variação natural no desempenho das atividades, a erros mais grosseiros, como: falta de conhecimento ou ignorância a respeito dos requisitos fundamentais e comportamento estrutural ou mesmo atribuições dos profissionais; comunicação inapropriada entre as profissionais envolvidos no projeto; erros de concepção, reconhecimento geotécnico e condições ambientais quanto aos carregamentos; erros de cálculo; uso inadequado de materiais e métodos construtivos; operação e manutenção inadequada e até mesmo vandalismo e sabotagem.

Na prevenção deste tipo de erro assume especial importância a experiência e a organização das equipes de projeto e de construção, os conhecimentos técnicos e científicos das entidades envolvidas, a pormenorização, as especificações e as revisões do projeto, o recurso a métodos apropriados de concessão de contratos, o controle da construção, as inspeções e as atividades resultantes do monitoramento (CALDEIRA, 2008).

Dentre as fontes de incerteza, as devidas ao modelo e ao ser humano são as de mais difícil quantificação, sendo desprezadas na maioria das vezes.

4.3.2 *Fundamentos Estatísticos*

4.3.2.1 Conceitos Básicos

De acordo com Fernandes (2014) quando determinado parâmetro, não é explicitadamente fixo, podendo assumir qualquer valor dentro de um determinado intervalo, diz-se que esse parâmetro constitui uma variável aleatória. A representação de variáveis aleatórias é realizada por meio de funções de densidade de probabilidade, como exemplificado na Figura 4.10. Ela exprime a

probabilidade da variável assumir determinado valor dentro do intervalo. A função de densidade de probabilidade mais comum é a *distribuição normal* ou de *Gauss* (Figura 4.11a), juntamente com a distribuição *log-normal* (Figura 4.11b) representam a maioria das variáveis geotécnicas. Numa distribuição de probabilidade diversos parâmetros são inseridos, a saber na Tabela 4.7.

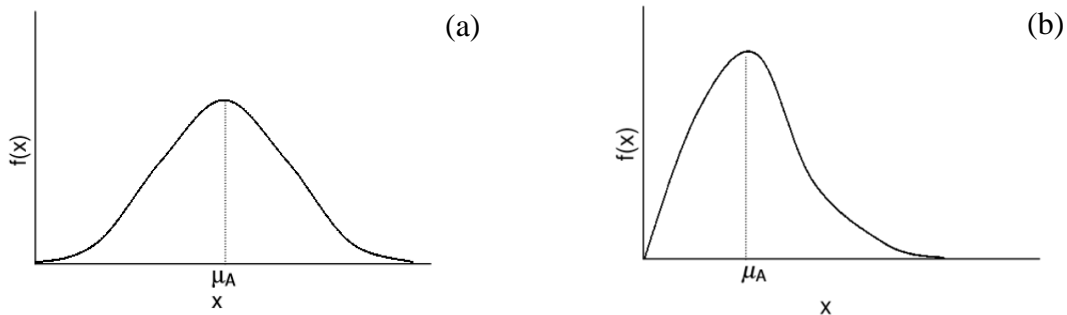


Figura 4.11 – Função de distribuição de probabilidade. (a) Distribuição Normal; (b) Distribuição Lognormal.

Tabela 4.7 - Ferramentas estatísticas.

Parâmetro	Equação
Valor médio ou valor esperado (X_{med}) corresponde a abscissa do centro de gravidade da função densidade de probabilidade.	$X_{med} = \frac{\sum X_i}{n} \quad (4.4)$
Variância (σ^2) A média pesada dos quadrados das diferenças de cada valor de x em relação a X_{med} , sendo o peso de cada valor a respectiva densidade de probabilidade.	$\sigma_x^2 = \frac{\sum (X_{med} - X_i)^2}{n-1} \quad (4.5)$
Desvio Padrão (σ) Equivale à raiz quadrada da variância, e que se exprime nas unidades da própria variável aleatória., representando o espalhamento da destruição.	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum (X_{med} - X_i)^2}{n-1}} \quad (4.6)$
Coefficiente de Variação (CV) Grandeza adimensional que representa a razão do desvio padrão pelo valor médio.	$CV = \frac{\sigma_x}{x_{med}} \times 100 \quad (4.7)$

Onde: n = número de amostras.

As funções de densidade de probabilidade para a distribuição normal e log-normal são apresentadas nas Equações 4.8 e 4.9.

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma_x^2}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-X_{med}}{\sigma_x}\right)^2} \quad (4.8)$$

$$f(x) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi\sigma_x^2}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x)-X_{med}}{\sigma_x}\right)^2} \quad (4.9)$$

Para a distribuição normal a probabilidade de uma variável assumir um valor num intervalo centrado na média e medido em função do desvio padrão é apresentado na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Probabilidades de X dentro de um intervalo centrado na média, para uma distribuição normal. Modificado de Fernandes (2014).

Intervalo centrado em X_{med}	Probabilidade de X dentro do intervalo (%)	Intervalo centrado em X_{med}	Probabilidade de X dentro do intervalo (%)
$X_{med} \pm \sigma_x$	68,26	$X_{med} \pm 3\sigma_x$	99,73
$X_{med} \pm 1,645\sigma_x$	90,00	$X_{med} \pm 3,5\sigma_x$	99,978
$X_{med} \pm 2\sigma_x$	95,44	$X_{med} \pm 4\sigma_x$	99,9936

4.3.2.2 Tratamento Estatístico dos Dados

Para o tratamento estatísticos dos dados é requerida a *análise da amostra*, assim como da verificação possíveis *correlações entre variáveis e o ajuste da melhor distribuição*.

Na análise da amostra são utilizados a média e o desvio padrão, contudo, a determinação destes parâmetros esta diretamente ligado à amostragem, que muitas vezes na engenharia geotécnica é incipiente. Nestes casos a representação gráfica tradicional que se faz por meio de histogramas (gráfico de barras), deve ser substituída por funções de densidade de probabilidade e estes parâmetros estimados com base na amostragem disponível.

Segundo Miranda (2005) o número de ensaios para definição do ângulo de atrito efetivo com o intervalo de confiança de 95% varia de 4 a 60 ensaios, dependendo o tipo de solo, e de 3 a 8 ensaios para os pesos específicos natural e saturado. Já para a coesão efetiva o número necessário seria extremamente alto. Ressalta-se que nestes casos a dispersão se torna elevada, aumentando as probabilidades de ruína.

Nas situações em que o número de amostras é satisfatório o número de intervalos num histograma pode ser estimado por meio da Equação 4.10.

$$k = 1 + 3,3 \log_{10} n \quad (4.10)$$

Em que: n é igual o número de dados e k o número de intervalos.

Uma maneira de se estimar o desvio padrão segundo Flores (2008) é por meio da amplitude da amostra, para dados normalmente distribuídos e um fator N_n , conforme Equação 4.11, proposta por Burington & May (1970). Os valores do fator N_n estão listados na Tabela 4.9.

$$\sigma_x = N_n(x_{max} - x_{min}) \quad (4.11)$$

Em que: x_{max} e x_{min} são os valores máximos e mínimos da amostra.

Tabela 4.9 - Valores do fator N_n para estimar o desvio padrão (BURINGTON & MAY, 1970 *apud* FLORES, 2008).

n	N_n	n	N_n	n	N_n	n	N_n	n	N_n
2	0,886	7	0,370	12	0,307	17	0,279	50	0,222
3	0,510	8	0,351	13	0,300	18	0,275	75	0,208
4	0,486	9	0,337	14	0,294	19	0,271	100	0,199
5	0,430	10	0,325	15	0,288	20	0,268	150	0,19
6	0,395	11	0,315	16	0,283	30	0,244	200	0,18

A regra dos 3 sigmas (*Three Sigma Rule*), é uma proposta semelhante à anterior que trabalha com a amplitude da amostra de dados normalmente distribuídos para se estimar o desvio padrão. Baseia-se no fato de que 99,7% da amostra se encontra compreendida no intervalo de $\pm 3\sigma$ (Tabela 4.8), conforme Equação 4.12. Duncan (2000 *apud* Flores, 2008) sugere que o uso da regra deve ser acompanhado da Tabela 4.9 e requer um engenheiro experiente, na determinação do provável desvio padrão do parâmetro.

$$\sigma_x = (x_{max} - x_{min})/6 \quad (4.12)$$

Em que: x_{max} e x_{min} são os valores máximos e mínimos da amostra.

Quando não se dispõem de dados para a estimativa da média e variância para os todos os parâmetros, é possível ainda se estimar por meio do coeficiente de variação (CV). Este descreve o quanto os dados estão longe da média, sendo, portanto função da variação espacial dos dados. Na Tabela 4.10 são mostrados valores típicos encontrados na literatura para diversos parâmetros.

Tabela 4.10 - Valores típicos de coeficiente de variação. Modificado de Flores (2008).

Parâmetro	CV (%)	Referência
Peso Específico do solo (γ)	3 a 7	Harr (1987), Kulhawy (1992)
	(3) 1 a 10	Lee et. al. (1983), Baecher & Christian (2003)
	4 a 16	Fernandes (2014)
	(3) 2 a 8	(ASSIS <i>et al.</i> , 2004)
Ângulo de Atrito Efetivo (ϕ')	< 30° (3 a 15)	Fernandes (2014)
	30° a 40° (10 a 22)	
	Qualquer gama (12 a 25) (0,13)	
	(10) 4 a 20	(ASSIS <i>et al.</i> , 2004)
	2 a 13 (Areias)	Harr (1987), Kulhawy (1992), Duncan (2000)
Coesão	(10) 5 a 15 (Areias)	Lumb (1974), Hoeg e Murarka (1974), Singh (1971), Lee et. al. (1983), Baecher & Christian (2003), USACE (2006)
	12 a 56 (argilas)	Lumb (1974), Singh (1971)
	(40) 20 a 80	(ASSIS <i>et al.</i> , 2004)
Resistência não Drenada (S_u)	13 a 40	Harr (1987), Kulhawy (1992), Lacasse e Nadin (1996)
	(30) 20 a 50 (argilas)	Lumb (1974), Singh (1971), Lee et. al. (1983), Harr (1987), Baecher & Christian (2003)
	(30) 25 a 30 (areias)	Baecher & Christian (2003)
	< 50 kPa (26 a 82) 50 a 100 kPa (19 a 66) 150 a 300 kPa (19 a 53) > 300 kPa (13 a 41)	Fernandes (2014)
	Qualquer gama (12 a 85) (0,34)	
Resistência não drenada (S_u)	10 a 20	Kulhawy (1992)
Ensaio de palheta	10 a 40	Phoon e Kulhawy (1999a)
Resistência de ponta do CPT (q_c)	a 15 (elétrico)	Kulhawy (1992)
	15 a 37 (mecânico)	
N de SPT	15 a 45	Harr (1987), Kulhawy (1992)
	10 a 70	Phoon e Kulhawy (1999a)
Coeficiente de adensamento	33 a 68	Duncan (2000)
Coeficiente de Permeabilidade	(90) 20 a 90	USACE (1994), Harr (1987)
Módulo de Elasticidade	(30) 02 a 42	Lee et. al. (1983)
Pressão de Pré adensamento (σ'_a)	10 a 35	Harr (1984), Duncan (2000), Lacasse e Nadin (1996)
Limite de Liquidez	2 a 48	Lumb (1974), Singh (1971), Kuhn (1971), Mitchell (1993).
Limite de Plasticidade	9 a 29	
Índice de Plasticidade	7 a 79	

Já nas situações em que se tem uma amostragem de qualidade, a estimativa da média e desvio padrão podem ser realizadas de maneira convencional. Para as variáveis coesão e ângulo de atrito, em específico, devido a sua dependência, requer um procedimento um pouco diferenciado conforme apresentado na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 - Momentos probabilísticos de ensaios de laboratório.

	Cisalhamento Direto	Triaxial
Coesão	<p>Média Regressão linear no espaço $\sigma'x\tau$ determinando c'_{med}</p>	<p>Média 1 - Regressão linear no espaço $p'xq$ determinando a'_{med}. 2 - $c'_{med} = \frac{a'_{med}}{\sqrt{1-(tg\alpha'_{med})^2}}$ (4.16)</p>
	<p>Variância $\sigma_c'^2 = \sigma_\tau'^2 \times \left(\frac{1}{N} + \frac{\sigma_{1med}^2}{\sum(\sigma'_i - \sigma'_{1med})^2} \right)$ (4.13)</p> <p>$\sigma_\tau'^2 = \frac{\sum(\tau_i - \tau_{est})^2}{N-2}$ (4.14)</p>	<p>Variância 1 - Equação 4.13 substituindo σ' por p' e τ por q. 2 - $\sigma_c'^2 = \frac{1}{1-(tg\alpha'_{med})^2} \times \left[\frac{(a \times tg\alpha'_{med})^2}{1-(tg\alpha'_{med})^2} \times \sigma_{tg\alpha'}^2 + \sigma_a'^2 \right]$ (4.17)</p>
Ângulo de Atrito	<p>Média Regressão linear no espaço $\sigma'x\tau$ determinando $tg\varphi'_{med}$</p>	<p>Média 1 - Regressão linear no espaço $p'xq$ determinando $tg\alpha'_{med}$. 2 - $tg\varphi'_{med} = \frac{tg\alpha'_{med}}{\sqrt{1-(tg\alpha'_{med})^2}}$ (4.18)</p>
	<p>Variância $\sigma_{tg\varphi'}^2 = \frac{\sigma_\tau'^2}{\sum(\sigma'_i - \sigma'_{1med})^2}$ (4.15)</p>	<p>Variância 1 - Equação 4.15 substituindo σ' por p' e τ por q. 2 - $\sigma_{tg\varphi'}^2 = \frac{\sigma_{tg\alpha'}^2}{(1-(tg\alpha'_{med})^2)^3}$ (4.19)</p>

Em que: σ'_{1med} é igual a média dos valores de σ'_i ; τ_{est} é igual ao valor de τ obtido a partir da reta dos mínimos quadrados para cada valor de σ' .

Além da análise da amostra, o estudo da correlação entre as variáveis pode afetar de forma significativa os resultados de uma análise probabilística. Efetuam-se regressões para avaliar as dependências e estabelece-se a correlação estatística. Esta correlação é determinada pelo coeficiente de correlação expresso pela Equação 4.20, onde $C(x,y)$ é a covariância entre as duas variáveis dada pela Equação 4.21.

$$\rho(x,y) = C(x,y) / \sigma_x \sigma_y \quad (4.20) \quad C(x,y) = \frac{1}{n-1} \sum (x_i - X_{med})(y_i - Y_{med}) \quad (4.21)$$

No caso de $C(x,y)$ igual a zero, tem-se que as variáveis x e y são independentes para uma relação linear. No caso de variáveis altamente dependentes de uma forma não linear a covariância ainda pode assumir o valor igual a zero. De acordo com Flores (2008), na ausência de dados suficientes, não é recomendável a obtenção de algum tipo de coeficiente de correlação.

O melhor ajuste da distribuição das variáveis aleatórias, bem como dos FS obtidos, é encontrado por meio de testes de hipóteses. O teste de Kolmogorov-Smirnov, ou teste K-S, figura dentre os utilizados no ajuste de distribuições estatísticas (ANG & TANG, 1975 *apud* MAIA, 2007). O teste parte da predeterminação da distribuição de probabilidade à qual se acredita ser mais adequada tais como: normal, log-normal, beta, entre outras. Os dados são ordenados de forma crescente para então serem apresentados graficamente pela distribuição acumulada teórica esperada e a distribuição acumulada do teste Kolmogorov-Smirnov em forma escalonada. O teste K-S compara a máxima diferença vertical observada entre as funções com um valor crítico determinado para um certo nível de significância esperado. Maior detalhamento do teste é encontrado no trabalho de (MAIA, 2007). A USACE (2006) listou as funções de densidade de probabilidade que tipicamente melhor representam os parâmetros mais utilizados em engenharia geotécnica, tal como mostra a Tabela 4.12.

Tabela 4.12 - Funções de densidade de probabilidade para variáveis aleatórias em engenharia geotécnica (USACE, 2006).

Parâmetro	Função de Densidade de Probabilidade	Referência
Variáveis que não podem tomar valores negativos	LN	Lacasse & Nadim (1996) ¹⁶
Pesos específicos	N	Lacasse & Nadim (1996)
Resistência de Cone:		
Areia	LN	Lacasse & Nadim (1996)
Argila	N/LN	Lacasse & Nadim (1996)
Resistência ao cisalhamento não drenada S_u :		
Argila	LN	Lacasse & Nadim (1996)
Silte Argiloso	N	Lacasse & Nadim (1996)
Razão S_u/σ'_{v0} - Argila	N/LN	Lacasse & Nadim (1996)
Limites líquido e plástico	N	Lacasse & Nadim (1996)
Ângulo de atrito - Areia	N	Lacasse & Nadim (1996)
Índice de vazios e porosidade	N	Lacasse & Nadim (1996)
Razão de sobreedensamento	N/ LN	Lacasse & Nadim (1996)
Informações limitadas:		
Apenas valor mais alto & mais baixo	U	Mosher ¹⁷
Mais alto, mais baixo & mais provável	T	Mosher
Sem informação	U	Hobbs ¹⁸
Distribuições resultantes de:		
Soma	N	-
Multiplicação	LN	-

N: distribuição normal; N/LN: distribuições normal e lognormal; LN: distribuição lognormal; U: distribuição uniforme; T: distribuição triangular.

¹⁶ Lacasse, Suzanne, and Nadim, Farrokh (1996) , "Uncertainties in Characterizing Soil Properties," Uncertainty in the Geologic Environment: From Theory to Practice, ASCE Geotechnical Special Report No. 58, Volume 2, American Society of Civil Engineers, New York, NY, 1996.

¹⁷ Mosher, David, (1997), PROSPECT Training Course: "Risk Analysis for Water Resources Planning and Management.

¹⁸ Hobbs, Benjamin, (1997), PROSPECT Training Course: "Risk Analysis for Water Resources Planning and Management.

4.3.3 *Estimativa de Probabilidades*

A estimativa da probabilidade é um dos benefícios das análises de risco, assim como um desafio. Caldeira (2008) e Pimenta (2008) definem três formas para estimativa das probabilidades: (i) *Julgamento de engenharia*; (ii) *Estimativa estatística* com base em dados históricos; e (iii) *Método probabilístico*.

4.3.3.1 Julgamento de Engenharia

Nas situações em que não existam dados suficientes para a aferição estatística rigorosa, faz-se o uso de julgamento de especialistas. O conhecimento implícito de especialistas baseia-se na intuição, experiência passada, teoria subjetiva e outras crenças qualitativas que não são facilmente passíveis de representação matemática (TAGUCHI, 2014). Os resultados podem ser tanto qualitativos, quanto quantitativos, com a estimação de probabilidades e grandezas físicas.

A experiência demonstrou que as probabilidades subjetivas são frequentemente afetadas por *envieçamento* (como excesso de confiança), *ancoragem* e *representatividade*. Estes desvios podem ser reduzidos com a clara definição das informações e do problema, assim como da devida seleção dos peritos e seu treinamento em metodologias de obtenção de probabilidades. A estimativa de probabilidades deve ser estruturada em um painel de peritos, buscando sempre o consenso de opiniões, não se permitindo a distorção pela ascendência de individuais, seja pela sua personalidade, ou pelo seu *status*.

O ponto mais importante de uma análise por painel de peritos é o total nivelamento de todos participantes quanto as informações disponíveis, contextualizando os envolvidos dos pontos críticos e dos objetivos, bem como as consequências envolvidas no fenômeno analisado. Pretende-se que os peritos deem a sua experiência, a sua informação e a sua evidência, não sua opinião pessoal (CALDEIRA, 2008).

O excesso de confiança por parte dos engenheiros geotécnicos foi estudado por Folayan *et al.* (1970) e analisado por Baecher (1972). No estudo, a distribuição de probabilidade da razão de compressibilidade da lama da baía de São Francisco foi estimada por especialistas com até 17 anos de experiência e posteriormente comparada com resultados de laboratório, conforme apresentado na Figura 4.12. Observa-se que os valores médios são inferiores aos ensaiados. No entanto, o fato mais significativo e notável é que o excesso de confiança produz distribuições muito estreitas, A única exceção é o especialista 5, um estudante de pós-graduação cuja

distribuição estimada mostra uma fraca confiança. Conforme Lacasse & Nadim (2007), o valor característico subjetivo de especialistas tende a um desvio padrão da média estatística de valores amostrais.

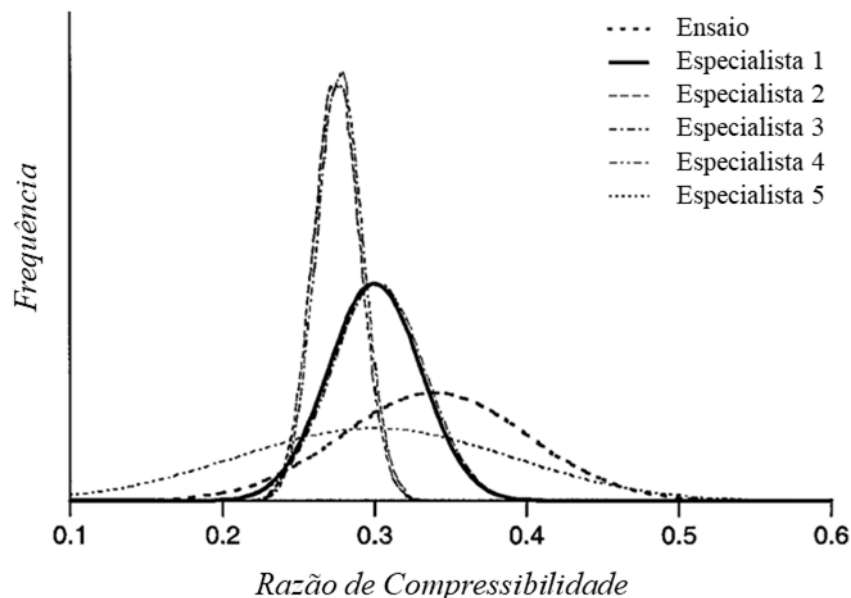


Figura 4.12 - Estimativas subjetivas da compressibilidade da lama da Baía de São Francisco. (FOLAYAN *et al.*, 1970 *apud* TAGUCHI, 2014).

A ancoragem e o ajuste também são um problema na estimativa de probabilidades subjetivas. Quando pessoas são solicitadas a estimar um valor, eles geralmente começam com a melhor estimativa e, em seguida, ajustam o valor para cima ou para baixo. As pessoas tendem a aferir demasiadamente perto ao valor estimado inicialmente, não refletindo adequadamente sobre a incerteza do ajuste (TAGUCHI, 2014).

A representabilidade das probabilidades esta diretamente ligada a elicitacao dos especialistas. Este processo precisa ajudar os especialistas a pensar sobre a incerteza, precisa instruir e esclarecer erros comuns sobre como as pessoas quantificam a incerteza e precisam estabelecer cheques e contrapesos para melhorar a consistência com quais probabilidades são avaliadas. As pessoas não carregam opiniões probabilísticas totalmente formadas em suas cabeças, mas desenvolvem-nas durante o processo de elicitacao (BAECHER; CHRISTIAN, 2003).

Segundo Caldeira (2008) nas fases iniciais da obtenção da opinião dos peritos, julga-se que descritores verbais são mais intuitivos que números, podendo ser convertidos posteriormente em valores numéricos, conforme descrito na Tabela 4.2.

4.3.3.2 Estimativa Estatística

A estimativa estatística com base em dados históricos refere-se à utilização de registros históricos de comportamento de estruturas similares para se prever o desempenho futuro do objeto em análise. Enquanto, as probabilidades se aferem a eventos futuros, as frequências se caracterizam por ocorrências passadas ou históricas. Fazem parte desse grupo principalmente os fenômenos e processos naturais.

A utilização da estimativa estatística é uma forma simplificada de estimativa probabilística, devendo ser utilizada somente em avaliações preliminares de risco. Importante ressaltar que o uso de registros históricos tem a limitação decorrente do conhecimento rudimentar dos fenômenos envolvidos nos casos de ruptura apresentados, além do aspecto de singularidade de cada obra (MELO, 2014).

4.3.3.3 Métodos probabilísticos

A estimativa de probabilidade de ruptura por métodos probabilísticos leva em consideração dois indicadores de desempenho, além do tradicional fator de segurança determinístico. Permitem explicitar matematicamente as distribuições de probabilidade das variáveis dependentes, em função dos momentos estatísticos e/ou distribuição de probabilidade das variáveis independentes.

O primeiro indicador trata-se da *probabilidade de ruína*, que seria a chance de um evento pertencer a um conjunto, ou ainda a razão do número de elementos de um evento A pelo número de elementos do espaço amostral. Na geotecnia, a probabilidade de ruptura em uma análise de equilíbrio limite é obtida calculando-se a área sob a função de probabilidade de um fator de segurança (FS), para valores de FS menores ou iguais a 1,0.

O segundo indicador compreende o *índice de confiabilidade* (β), este está diretamente ligado ao conceito de margem de segurança (M), que segundo Whitman (1984), trata-se da diferença entre as forças resistentes (R) e o carregamento observado (S). Sendo R e S variáveis aleatórias com distribuição normal, M também o é, assim os valores médios e os desvios padrão das três variáveis são relacionados segundo as Equações 4.10 e 4.11.

$$M_{med} = R_{med} - S_{med} \quad (4.10) \quad \sigma_M^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 - 2\rho_{RS}\sigma_R\sigma_S \quad (4.11)$$

Em que: ρ_{RQ} é o coeficiente de correlação entre R e S.

Se as variáveis R e S forem independentes a Equação 4.11 se reduz para:

$$\sigma_M^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \quad (4.12)$$

A Figura 4.13 mostra o ponto de ruína correspondente a $PR(M \leq 0)$.

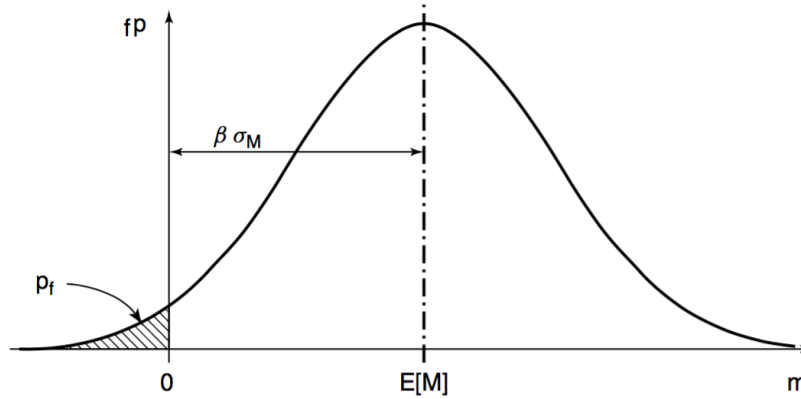


Figura 4.13 – Distribuição da margem de segurança, M. Modificado de Baecher & Christian (2003)..

Logo, o Índice de Confiabilidade, β , é o número de desvios padrões que o valor médio da margem de segurança está para o limite de ruptura ($M = 0$, onde $R = S$), e é definido na Equação 4.13, para a situação onde R e S são independentes, ou ainda segundo a Equação 4.14. O índice da uma medida de confiabilidade relativa, dispensando o conhecimento da distribuição de probabilidade da função de desempenho.

$$\beta = \frac{M_{med}}{\sigma_M} = \frac{R_{med} - S_{med}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (4.13)$$

$$\beta = \frac{1 - S_{med}/R_{med}}{\sqrt{CV_R^2 + (S_{med}/R_{med})^2 \times CV_S^2}} \quad (4.14)$$

Em que: CV_R e CV_S são coeficientes de variação R e S.

Para situação na qual as variáveis R, S e M obedeçam a distribuição lognormal o índice de confiabilidade é dado pela Equação 4.15. A Tabela 4.5 mostra a relação entre o índice de confiabilidade e a probabilidade de ruptura.

$$\beta = \frac{\ln\left(\frac{S_{med}/R_{med} \sqrt{\frac{1+CV_S^2}{1+CV_R^2}}}{\sqrt{\ln[(1+CV_R^2) \times (1+CV_S^2)]}}\right)}{\sqrt{\ln[(1+CV_R^2) \times (1+CV_S^2)]}} \quad (4.15)$$

Para o cálculo da probabilidade de ruína existem seis tipos diferentes de análise: (i) *métodos analíticos exatos*; (ii) *métodos de integração numéricos*; (iii) *métodos aproximados*; (iv) *métodos de simulação*; (v) *métodos gráficos*; e (iv) ou *uma combinação destes* (CALDEIRA, 2008).

Nos métodos analíticos a solução é integrada analiticamente, por meio das distribuições das variáveis de entrada. Esta linha torna-se não prática pela sua matemática complexa, sendo realizada somente nos casos de problemas com um número reduzido de variáveis.

Os métodos mais utilizados na geotecnia são o método de aproximação de Primeira Ordem do Segundo Momento (FOSM) - "*First Order Second Moment*" (método analítico aproximado) e o método de Estimativas Pontuais (EP) - "*Point Estimate Method*" (método de integração numérica) e o método de Monte Carlo (método de simulação). A aplicação desses métodos está condicionada à existência de uma formulação matemática empírica, analítica ou numérica que relacione o indicador de falha (ex. deformação, fator de segurança) com os dados de entrada (propriedades dos materiais, carregamentos etc.), que correspondem às variáveis aleatórias (variáveis independentes). Para as situações onde não existe formulação matemática, recomenda-se a utilização de outras metodologias para o cálculo da probabilidade de ruptura, tais como, árvore de eventos, árvore de falhas e método gráfico.

O método FOSM é um método de simples aplicação, que pode ser empregado para uma estimativa preliminar da probabilidade de ruptura. Além disso, o método permite o cálculo da contribuição de cada variável aleatória na variância do fator de segurança, o que possibilita a seleção dos parâmetros mais importantes para a realização de outros métodos mais robustos, como Rosenblueth e/ou Monte Carlo. Recomenda-se, portanto, que este seja o primeiro método probabilístico a ser aplicado dada a sua simplicidade e os resultados que o mesmo proporciona.

Baseia-se na expansão da série Taylor da função de desempenho para se estimar o seu valor médio e a sua variância, não se exigindo muitos cálculos visto que prossegue somente até o segundo momento (média e o desvio padrão). É referido como sendo de 1ª ordem porque usa só a primeira derivada da série de Taylor.

Na determinação do valor médio da função de desempenho (Fator de Segurança), utilizam-se os valores médios de todas as variáveis aleatórias, tal como mostra a Equação 4.16 (BAECHER; CHRISTIAN, 2003; MAIA, 2003).

$$E[F] = F(\bar{X}_1, \bar{X}_2, \bar{X}_3, \dots, \bar{X}_n) \quad (4.16)$$

Em que: \bar{X}_i = valores médios das variáveis X_i .

A incerteza na função F pode ser medida pelas suas variâncias, estimadas pela expansão da série de Taylor, truncada nos termos de primeira ordem (CHRISTIAN; LADD; BAECHER, 1994). A Equação 4.17 determina a variância da função F , considerando n variáveis aleatórias independentes não correlacionadas (MAIA, 2003).

$$V[F] = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\delta F_i}{\delta X_i} \right)^2 \times V[X_i] \quad (4.17)$$

Em que: F = função de desempenho F que, neste caso, se refere ao fator de segurança (FS); $V[F]$ = variância de F , igual ao quadrado do seu desvio padrão; δF_i = variação de F que ocorre quando se variam de um valor igual a δX_i cada uma das n variáveis aleatórias X_i ; δX_i = taxa de variação das variáveis envolvidas no estudo; $V[X_i]$ = variância de cada um dos X_i .

Como se observa na Equação 4.17, o cálculo de $V[F]$ requer o valor das derivadas parciais $(\delta F_i / \delta X_i)$, as quais podem ser calculadas de forma exata, derivando-se a função F . Como esse procedimento pode ter um grau de complexidade elevado, uma maneira mais simples de resolução consiste em aplicar uma taxa de variação em cada uma das variáveis aleatórias e determinar de quanto foi a variação em F . Observa-se que a taxa de variação é aplicada separadamente a cada variável aleatória, mantendo-se os valores das demais variáveis fixos e iguais aos seus valores médios.

Em relação ao tamanho mais adequado da taxa de variação, deve-se considerar que um valor de incremento muito pequeno pode resultar em erros, pois não se consegue visualizar uma variação adequada nos valores do fator de segurança utilizando-se poucas decimais. Por outro lado, valores muito grandes, podem fazer com que a superfície crítica obtida em cada iteração seja diferente da superfície média. Segundo Farias & Assis (1998), em cada iteração do método FOSM, a superfície crítica deve ser mantida constante, ou com pouca variação, em torno da superfície obtida com os valores médios das variáveis aleatórias. De acordo com esses mesmos autores, considera-se que uma taxa de variação de 1% a 10% do valor médio parece ser adequada. Contudo, para que se tenha uma variação mais perceptível no valor de FS, recomenda-se de maneira prática utilizar taxas de 5% a 10%. A utilização de incrementos iguais ao desvio padrão inicialmente foi recomendada por Duncan (2000). Entretanto, tal prática é desaconselhada porque variáveis com grande coeficiente de variação irão resultar em

superfícies de escorregamento diversas, levando a uma descaracterização do método e das probabilidades finais.

Outro aspecto importante relativo ao cálculo das derivadas parciais ($\delta F_i / \delta X_i$) é que, nas análises reportadas na literatura, os incrementos vêm sendo aplicados principalmente por diferenças centrais ($+\delta X_i$ e $-\delta X_i$) ou somente como incremento positivo ($+\delta X_i$). No primeiro caso, são realizadas $2N + 1$ análises e no segundo, $N + 1$ análises, onde N corresponde ao número de variáveis aleatórias.

Baecher & Christian (2003) apresentam uma formulação para o cálculo das derivadas parciais aplicando-se o incremento por diferenças centrais. Neste caso, o cálculo é realizado a partir da adição e subtração da taxa de variação ao valor médio de uma das variáveis aleatórias, mantendo-se as demais com seus valores fixos. Em seguida, calcula-se a diferença no valor de F e divide-se pelo dobro do incremento, tal como mostra a Equação 4.18:

$$\frac{\delta F}{\delta X_i} = \frac{1}{2\delta X_i} \{F(\bar{X}_1, \bar{X}_2, \dots, \bar{X}_i + \delta X_i, \dots, \bar{X}_n) - F(\bar{X}_1, \bar{X}_2, \dots, \bar{X}_i - \delta X_i, \dots, \bar{X}_n)\} \quad (4.18)$$

A seguir, apresenta-se um sumário do procedimento utilizado para aplicação do método FOSM na determinação do índice de confiabilidade e da probabilidade de ruptura (BAECHER; CHRISTIAN, 2003; DUNCAN, 2000; MAIA, 2003).

1. Determinação dos valores médios dos parâmetros geotécnicos e cálculo do fator de segurança médio determinístico;
2. Determinação do desvio padrão das variáveis aleatórias X_i envolvidas no estudo;
3. Definição da taxa de variação (δX_i) para cada variável aleatória envolvida no estudo. Caso seja utilizada uma taxa da ordem de 10% do valor médio, deve-se realizar o seguinte cálculo:

$$\delta X_i = 0,10X_i \quad (4.19)$$

4. Cálculo da variação de FS (δFS_i), que se observa quando é variado de δX_i cada uma das variáveis aleatórias, a partir da Equação 4.20, para o caso de se aplicar apenas o incremento positivo:

$$\delta FS_i = FS(\bar{X} + \delta X_i) - FS(\bar{X}) \quad (4.20)$$

5. Cálculo da derivada parcial de FS a partir da Equação 4.21:

$$\frac{\delta F_i}{\delta x_i} \quad (4.21)$$

6. Cálculo da variância de FS a partir do somatório das variâncias parciais de cada variável aleatória, de acordo com a Equação 4.22:

$$V[FS] = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\delta FS_i}{\delta x_i} \right)^2 \times V[x_i] \quad (4.22)$$

7. Cálculo do desvio padrão de FS

$$\sigma[FS] = \sqrt{V[FS]} \quad (4.23)$$

8. Cálculo da contribuição relativa, em porcentagem, de cada variável aleatória X_i na variância de FS pela Equação 4.24:

$$\text{Contribuição} = \frac{\left(\frac{\delta FS_i}{\delta X_i} \right)^2 \times V[X_i]}{V[FS]} \times 100 \quad (4.24)$$

9. Adoção de uma função de distribuição estatística para o fator de segurança;
 10. Cálculo da probabilidade de ruptura utilizando a fórmula a seguir, existente no programa Excel, para no caso de uma distribuição normal:

$$\text{DIST.NORM}(x; \text{média}; \text{desvio padrão}; \text{valor lógico}) \quad (4.25)$$

Em que: x é o valor limite do FS referente à falha, neste caso igual 1,0; e o valor lógico é definido como “verdadeiro”, para que se utilize uma função de distribuição acumulada de FS.

11. Cálculo do índice de confiabilidade (β) pela Equação 4.26:

$$\beta = \frac{E[FS]-1}{\sigma[FS]} \quad (4.26)$$

O método apresenta como desvantagem o fato de que não se obtém uma função de distribuição estatística do fator de segurança, sendo que o cálculo da probabilidade de ruptura deve ser realizado mediante a adoção de uma função de distribuição para o FS.

Outro aspecto importante é que, a superfície crítica determinística deve ser determinada com bastante rigor, pois todos os cálculos do método FOSM se referem ao fator de segurança médio determinístico, ou seja, obtido utilizando-se os valores médios dos parâmetros geotécnicos.

O método de Estimativas Pontuais (EP) - *Point Estimate Method*” (método de integração numérica) corresponde a um método probabilístico largamente utilizado na engenharia geotécnica para uma variedade de casos práticos. É um método simples, direto e efetivo para o cálculo dos momentos (como a média, desvio padrão, coeficiente de assimetria, etc.) das funções de variáveis aleatórias (fator de segurança, recalques, deformações, etc.) conhecendo-se apenas a média e o desvio padrão dessas variáveis ou as suas estimativas.

A estabilidade é analisada por meio de pontos de estimativa, variando os parâmetros de entrada e mantendo os demais constantes. Para cada variável aleatória, calculam-se soluções que estão a um desvio padrão de cada lado do valor médio. Da mesma forma que o método FOSM, neste método deve-se assumir uma função de distribuição do fator de segurança para o cálculo da probabilidade de ruptura.

Tem como desvantagem o fato de requerer um número muito elevado de análises quando a quantidade de variáveis aumenta. Para n variáveis aleatórias são necessárias $2n$ soluções.

Por fim, o método Monte Carlo (método de simulação) é uma ferramenta largamente utilizada em vários campos da engenharia e da ciência como um todo, pela sua praticidade e implementação na maioria das ferramentas de cálculo. Trata-se de um dos principais métodos probabilísticos aplicado, principalmente, a problemas complexos, tendo origem nos trabalhos da bomba atômica durante a Segunda Guerra Mundial (HAMMERSLEY; HANDSCOMB, 1964). O método baseia-se na amostragem aleatória dos parâmetros de entrada para se obter resultados numéricos, isto é, repetindo sucessivas simulações (N iterações) um elevado número de vezes, para calcular probabilidades heurísticamente, até a convergência da solução. Para tanto, se faz necessário o conhecimento da função de distribuição das variáveis aleatórias envolvidas.

Após um número conhecido de interações, é construído um histograma de frequência com os resultados das análises determinísticas realizadas (menor valor fator de segurança de cada análise), ajustada uma função de densidade de probabilidade para o indicador de performance, assim como calculados os momentos estatísticos (média e desvio padrão) e a probabilidade de ruptura. A precisão e a exatidão aumentarão com o aumento do número de iterações, e a solução se torna exata quando este número tende ao infinito. Segundo Harr (1987) *apud* Maia (2007) o número de interações N pode ser estimado por:

$$N_{MC} = \left(\frac{Z^2}{4\alpha^2} \right)^n \quad (4.16)$$

Em que: N_{MC} é o número de simulações necessárias, n é o número de variáveis, Z é o valor da distribuição normal padrão para o nível de significância desejado e α é a precisão ou nível de confiança do teste.

Em relação à definição da função de densidade de probabilidade utilizada para cada variável aleatória, bem como para o o indicador de performance, caso se tenham dados suficientes provenientes de ensaios geotécnicos, recomenda-se realizar testes de hipótese conforme

discutido no item 4.3.2.2. Cabe ressaltar que, caso, as variáveis aleatórias apresentam correlação entre si, é possível permitir a geração de sistemas de números aleatórios capazes de obedecer à correlação especificada.

De maneira geral, o método Monte Carlo é um método robusto e a existência de ferramentas computacionais comerciais com geradores de números aleatórios já embutidos facilita os cálculos necessários.

Um ponto importante que deve ser observado é quanto a seleção da superfície crítica de ruptura para análises de estabilidade de taludes. Durante os processos de análises probabilísticos a melhor opção é aquela que incorpora um sistema de superfícies. Ou seja, se calcula a superfície crítica para cada conjunto de parâmetros geotécnicos aleatórios sorteados. Assim, a incerteza na localização da superfície de deslizamento crítica é incorporada na análise. Alternativamente, se adota a superfície de deslizamento que apresenta o fator de segurança mínimo global, calculada utilizando os parâmetros médios, e para esta superfície se varia os parâmetros de entrada por meio de sorteio. Nas situações em que uma variável aleatória tem grande relevância, as duas superfícies de deslizamento podem ser significativamente diferentes. Todavia, diversos autores citados por Flores (2008) dizem que é razoável a utilização da superfície crítica determinística para quantificar das probabilidades de ruptura, não representando, contudo, todas as incertezas existentes.

4.4 Considerações Finais

As sociedades estão evoluindo e as suas populações estão se tornando cada vez mais conscientes de que a segurança não é uma condição absoluta, mas sim uma situação tolerável, com baixos níveis de risco residual sempre presentes (VIANNA, 2015).

Atualmente, já é reconhecido que atender aos padrões ditados pelas normas técnicas de projeto nem sempre é suficiente para alcançar o nível de risco desejável e que as análises de risco podem colaborar de forma importante no projeto, construção e operação de barragens. Os passos sistemáticos das análises de modos de falha potenciais e da avaliação do ALARP (*As-Low-as-Reasonably-Possible*) irão frequentemente resultar na identificação e tratamento de questões de segurança da barragem que podem não ter sido identificadas e abordadas utilizando os padrões técnicos tradicionais (FERC, 2016).

Alguns benefícios das análises de riscos já são bastante conhecidos, tais como, a identificação sistemática dos modos de falha potenciais, o melhor entendimento do desempenho das estruturas, a definição de áreas com insuficiência de dados ou informações, a integração das várias áreas disciplinares envolvidas e o estabelecimento de bases para identificação de medidas de redução de risco adequadas (respostas aos riscos) e sua priorização.

A sincronia entre a aplicação dos métodos de risco e os aspectos técnicos normatizados deve ser encarado como uma evolução dos paradigmas de projeto, que também apresentam incertezas como na abordagem tradicional. No contexto da engenharia de barragens a avaliação dos riscos de ruptura tem avançado por envolver aspectos analíticos da engenharia, apesar de existir uma grande dificuldade em incorporar as análises de risco aos processos de gerenciamento de segurança de barragens.

5 METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DE LIQUEFAÇÃO

Este item descreve a proposta de metodologia integrada para determinação da probabilidade de ruptura por liquefação estática em barragens de rejeito construídas pela técnica de aterro hidráulico.

O desenvolvimento desta proposta foi embasada em uma ampla revisão bibliográfica e buscou-se a aplicação da abordagem probabilística devido à carência de estudos do gênero e às vantagens já discutidas nesta dissertação. Os procedimentos aqui descritos poderão ser aplicados de forma similar em outros tipos de barragem, consideradas as suas particularidades.

Inicialmente, será apresentada a árvore de eventos (ETA) desenvolvida para o fenômeno de liquefação, sendo que para a estimativa da probabilidade de ruptura de cada nó da ETA, serão utilizados métodos como: árvore de falhas (FTA) e Monte Carlo (MC). Será realizada ainda a estimativa da incerteza de cada nó e o computo da probabilidade final da ETA por meio do método de Monte Carlo e dos Operadores Booleanos integrados. Para a estimativa das razões de cisalhamento de pico e liquefeita, são utilizadas as correlações propostas por Olson (2001). Salienta-se que a determinação destes parâmetros é um amplo campo de pesquisa que encontra-se em desenvolvimento por vários pesquisadores em todo mundo.

A metodologia proposta será apresentada em etapas e, posteriormente, aplicada a uma série de cenários, para discussão de sua consistência, aplicabilidade e abrangência.

Ressalta-se que, antes de qualquer análise é necessário realizar a identificação de carregamentos excepcionais e situações críticas pelas quais a estrutura poderá passar, tais como: mau funcionamento do sistema de drenagem interna, ausência ou deficiência no treinamento de equipes de operação e monitoramento, potenciais falhas no sistema extravasor e má operação do sistema de disposição de rejeito.

A árvore de eventos para o modo de falha liquefação, proposta neste trabalho, encontra-se apresentada na Figura 5.1 e teve, assim como as árvores de falha associadas a cada nó de probabilidade, o detalhamento baseado nos trabalhos de (CHAUHAN; BOWLES, 2001, 2003; HILL *et al.*, 2001; PERINI, 2009; SCOTT, 2011; SRIVASTAVA, A; BOWLES; CHAUHAN, 2008, 2012; SRIVASTAVA, ANURAG; BOWLES; CHAUHAN, 2009; TAGUCHI, 2014), assim como em toda a revisão bibliográfica realizada.

Árvore de Eventos: LIQUEFAÇÃO DE BARRAGENS DE REJEITOS

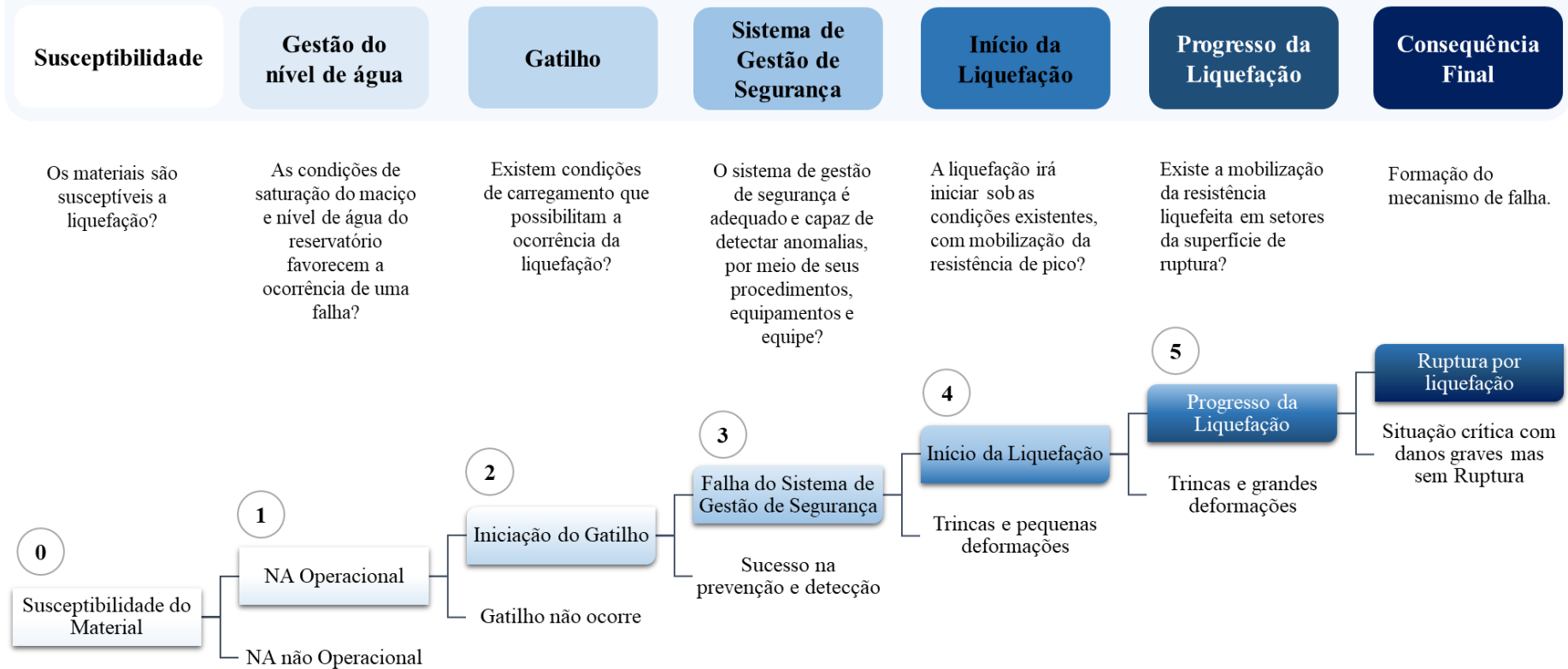


Figura 5.1 – Árvore de Eventos: Liquefação de Barragens de Rejeito.

A escolha do método árvore de eventos se justifica por representar a cadeia de eventos correspondente ao fenômeno de liquefação. Pode-se observar na Figura 5.1 que a mesma é composta por 5 nós principais, a saber: *Gestão do nível de água, Gatilho; Sistema de Gestão de Segurança, Início e Progresso da liquefação, acréscidos do “Nó 0” – Susceptibilidade.*

Buscou-se em cada um desses nós responder às perguntas listadas abaixo e, na evidência ou chance de sucesso do evento, ou seja, resposta afirmativa, passa-se à análise do próximo nó, até a finalização do fluxo descrito na árvore. Após a análise de todos os nós, tem-se a determinação da probabilidade de ruptura da barragem para as condições analisadas.

- **Susceptibilidade:** Os materiais são susceptíveis a liquefação?
- **Gestão do nível de água:** As condições de saturação do maciço e nível de água do reservatório favorecem a ocorrência de uma falha?
- **Gatilho:** Existem condições de carregamento que possibilitam a ocorrência da liquefação?
- **Sistema de Gestão de Segurança:** O sistema de gestão de segurança é adequado e capaz de detectar anomalias, por meio de seus procedimentos, equipamentos e equipe?
- **Início:** A liquefação irá iniciar sob as condições existentes, com mobilização da resistência de pico?
- **Progresso:** Existe a mobilização da resistência liquefeita em setores da superfície de ruptura, desencadeando uma ruptura progressiva?

A estimativa da probabilidade de cada nó da árvore de eventos será efetuada pelos seguintes métodos, conforme o nó em questão.

- **Nó 0:** Análise da presença de material susceptível. Caso exista, a probabilidade é igual a 0,99, caso contrário igual a 0,01.
- **Nó 1 e 3:** utilização de árvores de falhas e tabelas de referência, que avaliam os principais fatores de influência na probabilidade de ocorrência dos eventos. Utilizam-se aqui os operadores booleanos apresentados no item 4.3.3.2. As tabelas de referência são instrumentos auxiliares ao julgamento de engenharia.
- **Nó 2:** análise de precipitação de referência para tempo de retorno determinado e duração crítica para o reservatório e intervalo de confiança para quantil estimado;

- **Nós 4 e 5:** aplicação do método Monte Carlo nas análises de estabilidade por equilíbrio limite.

Os descritores verbais com a probabilidade de ocorrência do evento avaliado correspondente são apresentados na Tabela 5.1. Estes serão utilizados nas FTA dos nós 1 e 3.

Tabela 5.1 - Correspondência entre a descrição verbal da chance de ocorrência do evento e o valor de probabilidade adotado. Adaptado de Baecher & Christian (2003).

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

Para se estipular a incerteza inerente à estimativa das probabilidades por julgamento de engenharia, admitiu-se, similarmente a Perini (2009), a variabilidade em torno do valor médio (melhor estimativa) com a aplicação da distribuição triangular para os eventos base das árvores de falhas. Nesta, os valores mínimos e máximos foram calculados como percentuais do valor médio, tendo como limites os valores 0 e 1. Segundo Perini (2009), os percentuais adotados, foram:

- 40% para eventos de difícil caracterização e avaliação, envolvendo um número considerável de variáveis;
- 30% para eventos de difícil caracterização e avaliação, envolvendo poucas variáveis;
- 20% para eventos de difícil avaliação;
- 15% para eventos de difícil avaliação, mas com alguma tendência de comportamento;
- 10% para eventos no qual se tem algum entendimento ou se dispõe de metodologias para a sua determinação.

Quando forem utilizadas as árvores de falhas para a quantificação da probabilidade dos nós, o cálculo das probabilidades deverá ser feito “de baixo pra cima”, empregando a álgebra Booleana, conforme apresentado no item 4.3.3.2.

Porta “E”: Probabilidade $P = P1 \times P2 \times \dots \times Pn$;

Porta “OU”: Probabilidade $P = (1 - (1 - P1) \times (1 - P2) \times \dots \times (1 - Pn))$.

Por fim o cálculo da probabilidade final da ruptura por liquefação da ETA é calcula por Monte Carlo de forma integrada por meio das distribuições de frequência de cada nó estimadas previamente. Para este cálculo utilizou-se o *software @ Risk da Palisade Corporation (2008)*. Este *software* executa análise de risco por meio da simulação de Monte Carlo para mostrar vários resultados possíveis no modelo da planilha.

Nos sub-itens a seguir serão detalhados e justificados cada um dos nós da árvore de eventos, bem como os passos para a quantificação de probabilidade de cada nó.

5.1 Nó 0 – Susceptibilidade do Material

Os materiais são susceptíveis a liquefação?

Como discutido no item 3.3, são diversos os fatores que contribuem para a suscetibilidade à liquefação, tais como: origem do solo (se é sedimentar ou residual? e no caso de ser rejeito? distribuição granulométrica e a forma das partículas, a compacidade, as tensões de confinamento e o grau de saturação ou a condição de saturação?). Para este nó, avalia-se a característica contráctil do material. Na ausência de informações, considera-se que o material é susceptível e a probabilidade como virtualmente certo. Quando houver algum controle do nível de compacidade do material, atribuir para este nó a probabilidade do material depositado apresentar comportamento fofo.

5.2 Nó 1 – Gestão do Nível de Água

As condições de saturação do maciço e nível de água do reservatório favorecem a ocorrência de uma falha?

A gestão do nível de água no reservatório pressupõe o controle de uma série de elementos físicos e dispositivos de operação para que o nível de saturação do rejeito que constitui a fundação dos diques de alteamento de montante ou do próprio maciço (de solo ou de rejeito

granular) e o nível de água do reservatório sejam considerados seguros. Essas variáveis transpassam pelo projeto, construção e operação das barragens para disposição de rejeitos.

Para a estimativa de probabilidade deste nó, foi construída uma árvore de falhas, a qual é detalhada na Figura 5.2, onde foram levados em consideração três fatores principais para a elevação do nível freático: (i) *condições de percolação não previstas*; (ii) *falha do sistema extravasor*; e (iv) *falha da gestão da disposição de rejeitos*. Essa árvore fundamentou-se na árvore proposta por Taguchi (2014) e é ilustrada na Figura 4.7.

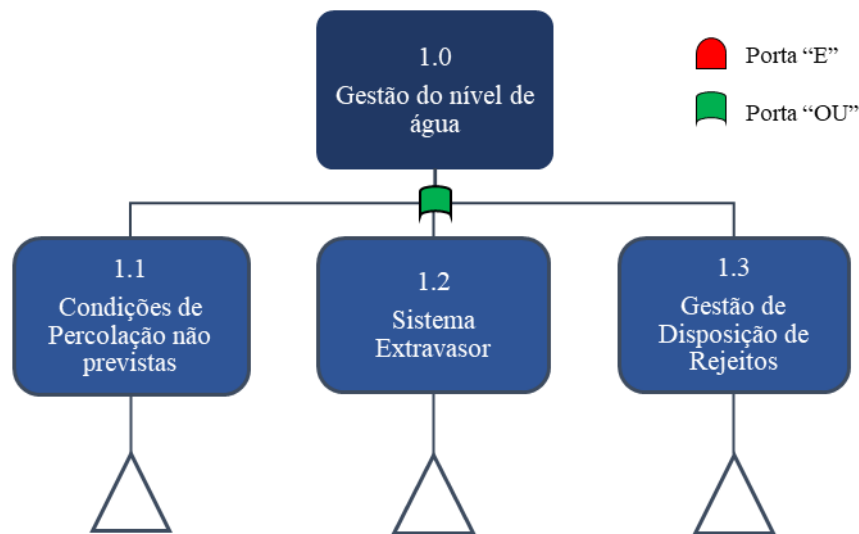


Figura 5.2 – Nó 1 – Árvore de Falhas – Gestão do nível de água.

Cada ramo da árvore de falhas será detalhado a seguir, incluindo a apresentação da tabela de fatores de influência para as probabilidades dos eventos base.

5.2.1 *Condições de percolação não previstas (ramo 1.1)*

O dimensionamento de filtros e drenos e a determinação das condições de permeabilidade dos materiais é um elemento crucial no desempenho das estruturas da engenharia geotécnica que interagem com fluxos de água. Muitos estudos nas últimas décadas mostraram falhas de barragens associadas ao projeto inadequado de filtros (PECK, 1990; VAUGHAN; SOARES, 1982; VICK, 1996; VON THUN, 1985).

De acordo com Reddi *et al.* (2000), os filtros são propensos à acumulação a longo prazo de partículas finas de tamanho micrométrico. Isso causa redução da permeabilidade, levando a diminuições consideráveis na capacidade de drenagem. Segundo os mesmos autores, em geral, a permeabilidade é reduzida em mais de uma ordem de grandeza, mesmo quando as partículas

migratórias são menores do que a maioria dos poros do filtro do solo. Koerner *et al.* (1994) concluíram que a colmatção era um fator importante na redução da taxa de fluxo das camadas de drenagem.

Para a avaliação do ramo 1.1 – *Condições de percolação não previstas*, da árvore de falhas de gestão do nível de água, foram considerados dois fatores de influência, erro de projeto na capacidade drenante das estruturas e alteração granulométrica dos materiais drenantes, conforme ilustrados na Figura 5.3.

A Tabela 5.2 lista os valores de probabilidade e os fatores de influência, propostos neste trabalho, para avaliação da árvore de falhas.

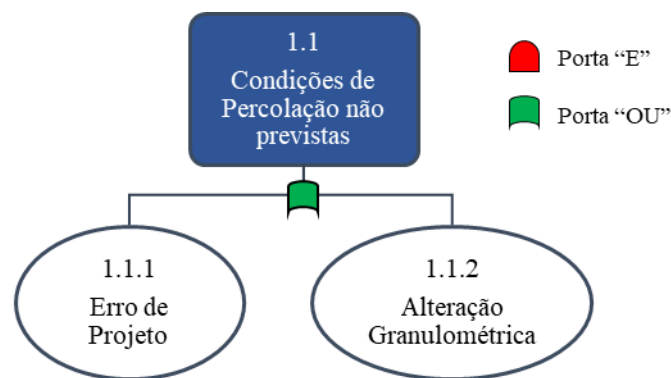


Figura 5.3 – Árvore de falhas – Ramo 2.1 – Condições de percolação não previstas.

Tabela 5.2 – Fatores de influência para condições de percolação não previstas.

Fator de influência	Virtualmente certo 0,99	Muito provável 0,8	Provável 0,75	Neutro 0,5	Improvável 0,25	Muito Improvável 0,15	Virtualmente Impossível 0,01
<i>Erro Projeto</i>	-	Instalações sem projeto, construção e operação fora dos padrões	Instalações sem projeto específico do local e construção ou operação abaixo do padrão	Sem informações	Instalações projetadas usando práticas de engenharia padrão mas com lacunas nos dados base.	Instalações projetadas usando práticas de engenharia padrão	Instalações projetadas com estado da arte da engenharia
Alteração Granulométrica*	$P_j = \frac{e^\lambda}{1 + e^\lambda} \quad (6.1)$		$\lambda = 1,6 \frac{DF15}{DB85} + 1,39 \frac{DB95}{DB75} - 14,75 \quad (6.2)$				

(*) – Honjo (1985)

Em que: DF15; DB75, DB85 e DB95 são os diâmetros de grãos médios equivalentes a 15%, 75%, 85% e 95% passante na peneira 200; P_j é a probabilidade de mal funcionamento do filtro.

O erro de projeto estimado como fator de influência deste evento, tem como foco a capacidade drenante das estruturas, seja elas: filtros, drenos de fundo, drenos de pé, ou até o próprio rejeito dos depósitos para montante, que conceitualmente são dimensionados para serem autodrenantes.

Os descritores verbais para a estimativa de probabilidade para o primeiro fator de influência referente a erros de projeto foram baseados nos estudos de Silva *et al.* (2008), considerando um fator de segurança unitário, conforme Figura 5.4.

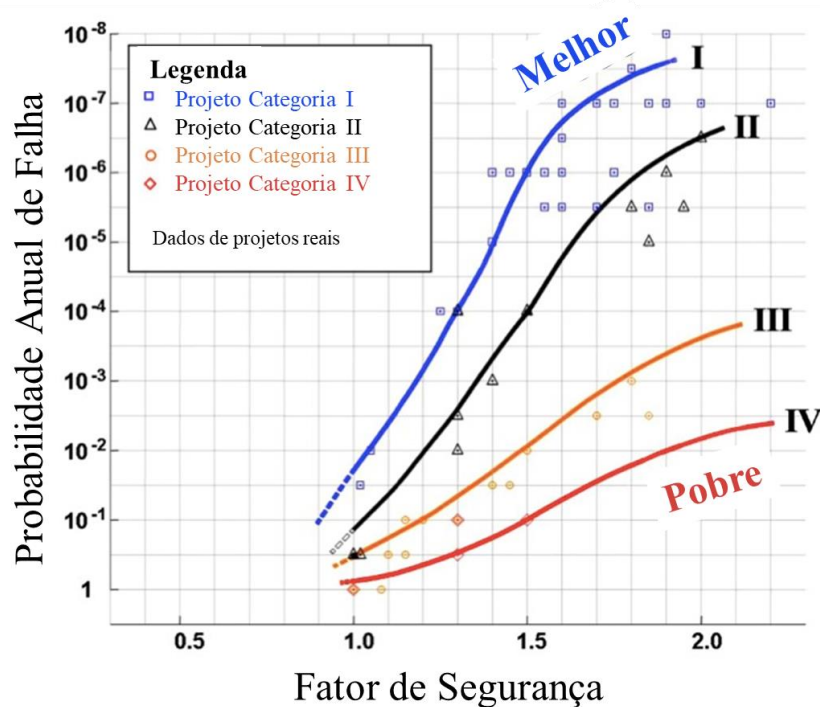


Figura 5.4 - Probabilidade anual de falha vs. fator de segurança (SILVA, LAMBE e MARR, 2008).

Os autores propuseram quatro curvas classificadoras, com base nas operações, projeto e nos níveis de monitoramento para 75 estruturas, casos históricos de barragens, aterros, depósitos, taludes e estruturas de contenção, num período de 40 anos.

- Categoria I - instalações projetadas, construídas e operadas com estado da arte da engenharia. Geralmente, essas instalações têm altas conseqüências de ruptura;
- Categoria II - instalações projetadas, construídas e operadas usando práticas de engenharia padrão. Muitas instalações comuns se enquadram nesta categoria;
- Categoria III - instalações sem projeto específico do local e construção ou operação abaixo do padrão. Geralmente instalações temporárias e aqueles com baixas conseqüências de falha freqüentemente se enquadram nesta categoria; e

- Categoria IV - instalações com pouca ou nenhuma engenharia.

As curvas foram traçadas por processo iterativo para chegar à probabilidade ruptura adotando dois pontos como referência. O primeiro ponto é (1.5, 0.0001), o que significa que, para o fator de segurança de 1.5, a probabilidade anual de falha é 0.0001. Isto é baseado no desempenho histórico de barragens de terra projetadas e construídas com práticas conservadoras de engenharia. O segundo ponto é (1.0, 0.5). Este ponto é sugerido por Vick (1990), com base no fato teórico de que uma incerteza normalmente distribuída no fator de segurança dá a probabilidade anual de falha de 0,5 no fator de segurança de 1,0.

O segundo fator de influência se utiliza dos estudos de Honjo (1985) para prever a probabilidade de mau funcionamento do filtro em função da alteração granulométrica. Considera-se alteração granulométrica a presença de material inadequado no sistema de drenagem para o solo base a ser filtrado. O autor com base em uma amostra, de 400 ensaios laboratoriais de 13 fontes diferentes, propõe uma relação de probabilidade. Os ensaios realizados tem como referência o critério de filtro convencional, bem como experimentos para investigar os mecanismos de filtragem. Os principais dados utilizados no trabalho de Honjo (1985) são as distribuições granulométricas, visto que estas são utilizadas na maioria dos modelos de filtro, bem como pela confiabilidade destes dados.

Os resultados dos experimentos foram classificados em estáveis, não estáveis e colmatção, e um modelo de regressão logística foi ajustado aos dados pelo método da máxima verossimilhança. Verificou-se que D_{F15}/D_{B85} , parâmetro utilizado no critério tradicional de Terzaghi, é o mais significativo na previsão do desempenho do filtro, seguido pelo D_{B95}/D_{B75} . Este parâmetro está vinculado à capacidade de autocicatrização do solo base.

A curva logística ajustada é apresentada na Figura 5.5 e a relação probabilística em função dos diâmetros da curva granulométrica é mostrada nas Equações 6.1 e 6.2.

$$\lambda = 1,6 \frac{DF15}{DB85} + 1,39 \frac{DB95}{DB75} - 14,75 \quad (6.1)$$

$$P_j = \frac{e^\lambda}{1+e^\lambda} \quad (6.2)$$

Em que: DF15; DB75, DB85 e DB95 são os diâmetros de grãos médios equivalentes a 15%, 75%, 85% e 95% passante no peneiramento; P_j é a probabilidade de mal funcionamento do filtro.

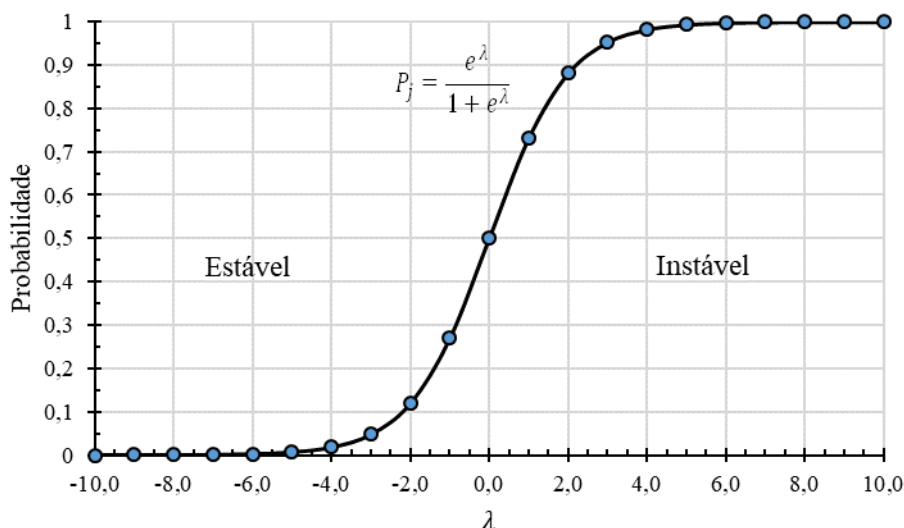


Figura 5.5 – Curva de regressão de probabilidade de mal funcionamento de filtro (HONJO, 1985).

Segundo (HONJO, 1985), é preciso calcular a probabilidade de um mau funcionamento do filtro.

Complementarmente, pode-se considerar para a estimativa da probabilidade associada a esse fator de influência o julgamento de engenharia, outros critérios de filtro, históricos de implantação, existência ou não de filtro, dados de monitoramento de vazão de drenagem de interna, dentre outros.

5.2.2 Sistema Extravasor (ramo 1.2)

O sistema extravasor é a principal estrutura auxiliar do reservatório, pois o mesmo garante a operação segura ao longo dos anos, controlando o nível de água e, conseqüentemente, o nível freático. O seu mau funcionamento pode contribuir para ocorrência de vários modos de falha, incluindo a liquefação por permitir, por exemplo, a proximidade da lagoa de decantação em barragens alteadas para montante ou linha de centro, com os diques de alteamento e a conseqüente saturação da fundação desses diques. Para a árvore de falhas proposta, foram considerados três fatores de influência principais: (i) *Erro de Projeto*; (ii) *Falha Operacional* e (iii) *Falta de Energia*, os quais são sub-divididos conforme apresentado na árvore de falhas da Figura 5.6.

O primeiro fator de influência referente a erros de projeto foi baseada nos estudos de Silva *et al.* (2008), assim como no item anterior, contudo os erros aqui são referentes ao projeto do extravasor.

O segundo item, referente à obstrução parcial ou total do sistema extravasor, pode resultar em uma elevação rápida do nível do reservatório, mesmo para eventos de cheias associados a tempos de retorno muito inferiores aos considerados nos projetos das estruturas extravasoras. Para este item, também serão considerados descritores verbais e/ou julgamento de engenharia. A Tabela 5.3 apresenta fatores de influência e os descritores verbais associados às probabilidades.

Os demais elementos da árvore de falhas não serão desenvolvidos no contexto dessa dissertação, que se restringiu à análise de sistema extravasores de superfície, sem elementos eletromecânicos. Ressalta-se que a probabilidade de falha de sistemas de bombeamento é difícil de ser estimada, considerando que depende dos métodos de manutenção que são empregados (manutenção preditiva, preventiva ou corretiva).

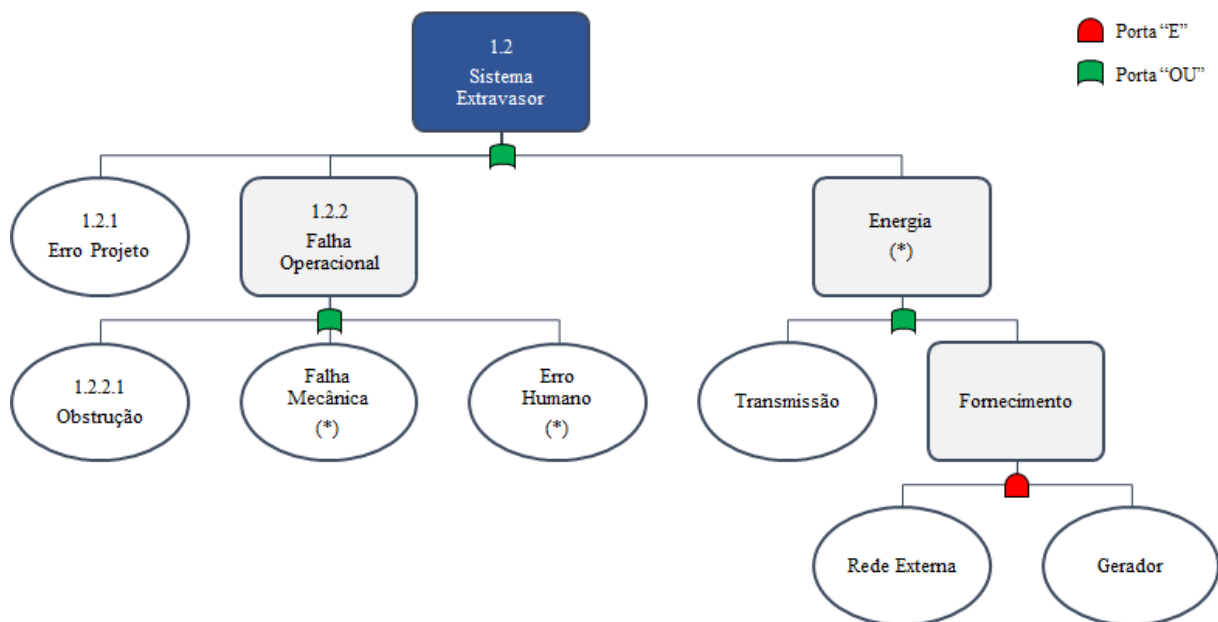


Figura 5.6 – Árvore de Falhas – Ramo 2.2 – Sistema Extravasor.

(*) – Itens não tratados no contexto deste trabalho.

Tabela 5.3 – Fatores de influência - Sistema extravasor.

Fator de influência	Virtualmente certo 0,99	Muito provável 0,8	Provável 0,75	Neutro 0,5	Improvável 0,25	Muito Improvável 0,15	Virtualmente Impossível 0,01
<i>Erro Projeto</i>	-	Instalações com pouca ou nenhuma engenharia	Instalações sem projeto específico do local e construção ou operação abaixo do padrão	Sem informações	Instalações projetadas usando práticas de engenharia padrão mas com lacunas nos dados base.	Instalações projetadas usando práticas de engenharia padrão	Instalações projetadas com estado da arte da engenharia
<i>Obstrução</i>	Ausência de dispositivo de proteção e de inspeções periódicas. Reservatório assoreado, taludes instáveis e/ou com vegetação arbustiva nas imediações do extravasor/bomba.	Ausência de dispositivo de proteção e de inspeções periódicas. Manutenções esporádicas. Reservatório assoreado.	Ausência de dispositivo de proteção e de inspeções periódicas. Manutenções esporádicas	Sem informações	Presença de dispositivo de proteção (ou) inspeções visuais e manutenção periódicas	Presença de dispositivo de proteção (e) inspeções visuais e manutenção periódicas	Presença de dispositivo de proteção (e) inspeções visuais e manutenção periódicas por equipe capacitada

5.2.3 *Gestão de Disposição de Rejeitos (ramo 1.3)*

A gestão da disposição de rejeitos de um estrutura é determinante para o seu desempenho, dado que esta atividade ocorre durante toda a vida útil da barragem. A disposição de rejeitos se confunde ainda com a própria construção da barragem, pois essas estruturas são geralmente alteadas com o próprio rejeito. Diversos são os fatores de influência para uma boa ou má gestão da disposição de rejeitos: (i) expectativa *versus* produção da planta de beneficiamento; (ii) variabilidade natural da concentração de minério na jazida; (iii) erros de concepção de projeto; (iv) falhas humanas de operação; (v) preço das *commodities* no mercado; e (vi) método de disposição e construtivo. Para a análise deste trabalho serão considerados somente três aspectos conforme apresentado na árvore de falhas da Figura 5.7.

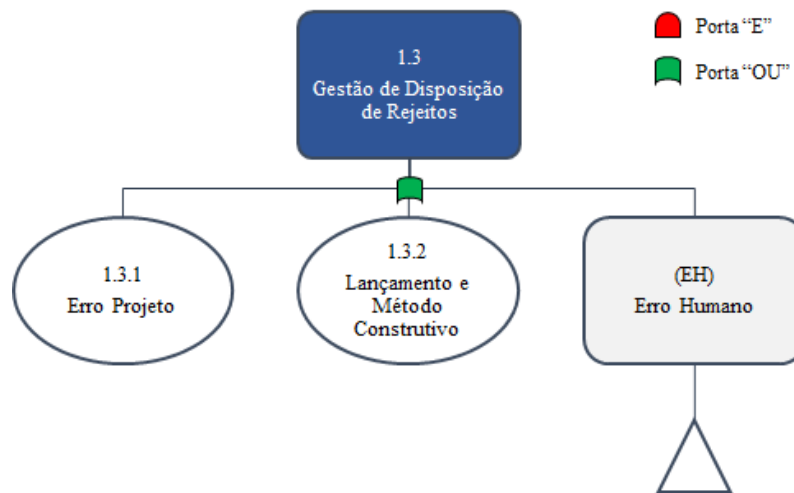


Figura 5.7 – Árvore de Falhas – Ramo 2.3 – Gestão de disposição de rejeitos.

O primeiro fator de influência referente a erros de projeto foi baseado nos estudos de Silva et al. (2008), assim como nos itens anteriores. Todavia, neste nó o erro de projeto é referente a falhas conceituais da deposição, como mistura de materiais finos e granulares.

Para o segundo fator de influência foi elaborada a Tabela 5.4 para a utilização de descritores verbais e/ou julgamento de engenharia. Este fator se baseou no estudo de Valerius (2014) e no quadro de classificação de risco da portaria 70.389/2017 (BRASIL, 2017) do DNPM.

O fator do erro humano será tratado em separado no próximo item devido à sua complexidade e particularidade.

Tabela 5.4 – Fatores de influência - Gestão disposição de rejeitos.

Fator de influência	Virtualmente certo 0,99	Muito provável 0,8	Provável 0,75	Neutro 0,5	Improvável 0,25	Muito Improvável 0,15	Virtualmente Impossível 0,01
<i>Erro Projeto</i>	-	Instalações com pouca ou nenhuma engenharia	Instalações sem projeto específico do local e construção ou operação abaixo do padrão	Sem informações	Instalações projetadas usando práticas de engenharia padrão mas com lacuna nos dados base.	Instalações projetadas usando práticas de engenharia padrão	instalações projetadas com estado da arte da engenharia
<i>Pontos de Lançamento e Método Construtivo</i>	-	Método de alteamento para montante 1 ponto de lançamento	Método de alteamento para montante vários pontos de lançamento	Método de alteamento para montante Spray Bar	Método de alteamento para linha de Centro / Desconhecido	Método de alteamento para jusante com rejeito	Método de alteamento para jusante com solo

5.2.4 Erro Humano

Segundo Menezes *et al.* (2005), a análise de confiabilidade humana (ACH) estuda a execução das ações humanas em um determinado sistema, considerando suas limitações e os fatores que influenciam seu desempenho. De acordo com Swain & Guttman (1983), confiabilidade humana é a probabilidade de um procedimento ou tarefa ser concluído com sucesso pelo operador ou equipe em qualquer estágio na operação de um sistema.

Segundo Swain & Guttman (1983), os fatores de desempenho auxiliam na determinação da probabilidade de erro humano. Esses fatores evidenciam a incompatibilidade existente entre as limitações humanas e as condições impostas para o trabalho. Exemplos desses fatores incluem restrições de tempo para executar uma atividade, carga de trabalho excessiva, treinamento inadequado do operador, procedimentos mal elaborados, complexidade da tarefa, entre outros.

A literatura apresenta os métodos de ACH de primeira e segunda geração, onde a maioria foi desenvolvida para indústria nuclear (MENEZES *et al.*, 2005). Destaca-se entre estes, a THERP (*Technique for Human Error Rate Prediction*), que é provavelmente o método mais conhecido entre os de primeira geração. A metodologia THERP é baseada em árvores de eventos.

Diante das críticas aos modelos de ACH tradicionais, surge a aplicação do modelo por redes bayesianas, que apresenta como vantagem, segundo Droguett & Menezes (2007): (i) Identificação de erros de maneira contextual e estimativa de probabilidades; (ii) Melhores modelos causais; (iii) Representação mais realista da natureza dinâmica das interações homem-sistema; e (iv) Possibilidade de ser aplicada em contextos diferentes.

O objetivo da análise de confiabilidade humana é apoiar a análise probabilística na identificação e avaliação do que pode dar errado, quão provável é, e que contribuição a falha humana faz aos riscos associados aos complexos sistemas (BORING, 2012).

Vários métodos para reduzir a frequência de erros humanos foram investigados, tais como: o processo de seleção de funcionários sêniores para atividades de verificação e inspeção; técnicas de motivação para estimular o desempenho dos colaboradores e a utilização de lista de *check-list* para melhorar as técnicas de verificação. Para Ei-Shahhat *et al.* (1995) são três os principais elementos para se reduzir a ocorrência de erros: (i) Conhecimento e habilidades; (ii) Motivação do trabalho e; (iii) *Design* de trabalho. Contudo, segundo Ellingwood (1987), não é suficiente empregar pessoal qualificado e sistemas de garantia de qualidade para se produzir sem falhas.

Erros podem ocorrer devido a circunstâncias imprevistas e situações conceituais, analíticas ou executivas. Para Correa & Cardoso Jr. (2007) as falhas humanas podem ser controladas, mas nunca eliminadas.

Causas humanas foram afirmadas por Sowers (1993) como responsáveis pela maioria das falhas da engenharia civil. A ignorância ou a rejeição da tecnologia contemporânea pelos engenheiros envolvidos foram citadas como a principal causa.

A árvore de falhas proposta para a análise de erros humanos na operação de barragens se baseou no sistema de análise e classificação de Fatores Humanos nos acidentes aeronáuticos apresentado por Shappell & Wiegmann (2000), adaptando os fatores ao contexto deste trabalho. Os três fatores de influência selecionados para a determinação de probabilidade de erro humano são:

- **Condições Inseguras:**

- Condições dos Operadores: Comprometimento mental, fisiológico e físico dos operadores, ou seja a aptidão ou a predisposição para a execução das atividades. Seguem algumas situações que podem comprometer o desempenho das equipes: fadiga, estresse, doença, alcoolismo, drogas, vibração, calor, ruído, medicamentos, depressão, lesões, excesso de confiança, complacência, motivação perdida, limitação visual ou física.
- Preparo dos Operadores: Treinamento e familiaridade com os processos e atividades da rotina de operação, bem como ações em situações de emergência e excepcionais. Conhecimento dos procedimentos do Manual de Operação, PAE e responsáveis. Boas habilidades de comunicação e de coordenação de equipes;

- **Supervisão:** O papel do supervisor é proporcionar condições para o sucesso, independentemente do nível da operação, portanto deve proporcionar direcionamento da sua equipe, treinamento, oportunidades, liderança e motivação:

- Qualidade: falha em proporcionar direcionamento, disciplina, vigilância, treinamento, falha em buscar qualificação e desempenho de sua equipe, operações planejadas de forma inapropriada, falha em proporcionar datas corretas, falhas em proporcionar instruções adequadas, apoio inadequado,

- operações em desacordo com regras e regulamentos e não proporcionar descanso adequado para a equipe de trabalho;
- Violações e descumprimento de regras e regulamentos: autorizações para ações que impliquem em situações de perigo desnecessário, falhas em cobrar que regras e regulamentos sejam obedecidos, autorizar equipes ou pessoas não habilitadas para realizar a tarefa, falha em corrigir um problema detectado, falha em corrigir um documento com erros, falha em identificar um operador em situação de risco, falha em iniciar uma ação corretiva e falha em reportar condições inseguras;
 - **Influências organizacionais:**
 - Gerenciamento de recursos: refere-se à alocação e manutenção dos bens da organização, tais como recursos humanos, bens monetários, equipamentos e instrumentos. Alguns exemplos de problemas nesta área: recursos humanos (seleção, recrutamento, treinamento e formas de apoio), recursos monetários e orçamentários (cortes excessivos nos custos, falta de verbas), equipamentos e instrumentos (projeto ruim, compra de equipamentos inadequados);
 - Processo organizacional: operacionais (ritmo, pressão por tempo, quota de produção, incentivos, medidas e avaliações, cronogramas, planejamento deficiente), procedimentos (padronização, objetivos claramente definidos, documentação e instruções), supervisão (gerência de riscos e programas de segurança).

Na Tabela 5.5 são apresentados os descritores verbais para cada evento básico identificado e na Figura 5.8 a árvore de falhas para erro humano.

Observa-se que o estudo de falhas humanas não é o objetivo proposto para este trabalho. Entretanto, devido à relevância das atividades de operação para o dia-a-dia de uma barragem de rejeitos, o mesmo não poderia ser desprezado. Desta forma, apesar de fugir o escopo estabelecido, uma sugestão de tratamento é apresentada.

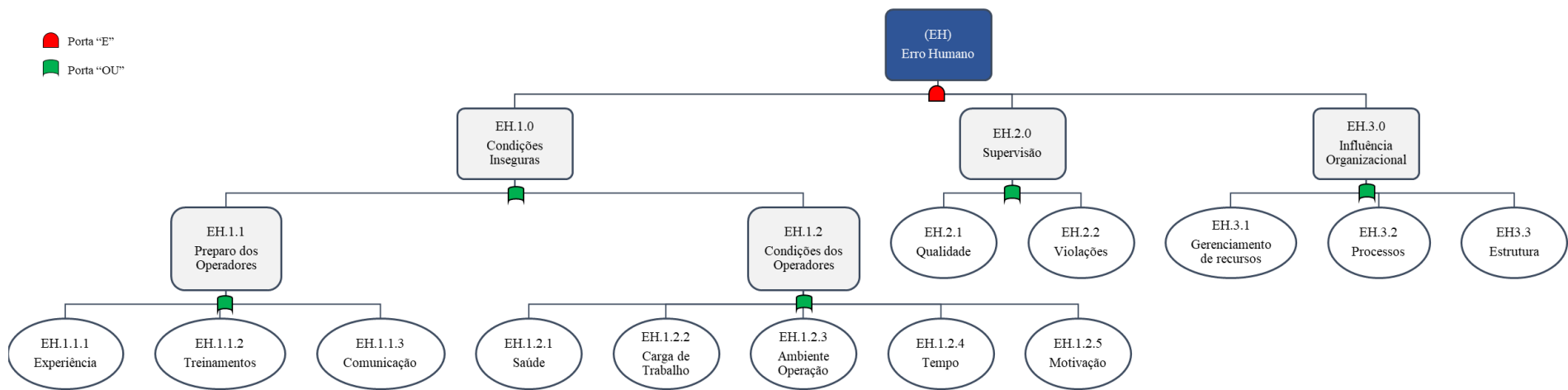


Figura 5.8 – Árvore de Falhas – Erro Humano.

Tabela 5.5 – Fatores de influência – Erro humano.

Fator de influência	Virtualmente certo 0,99	Muito provável 0,8	Provável 0,75	Neutro 0,5	Improvável 0,25	Muito Improvável 0,15	Virtualmente Impossível 0,01
<i>Experiência</i>	Sem profissional designado	Nenhuma	Baixa	Sem informação	Boa	Alta	
<i>Treinamento</i>	Sem treinamento	Confuso	Segurança, direção, inspeção, monitoramento, comunicação, emergências, equipamentos.	Geral (Segurança, direção, comunicação)	Específico (Segurança, direção, inspeção, monitoramento, comunicação)	Completo (Segurança, direção, inspeção, monitoramento, comunicação, emergências, equipamentos)	-
<i>Comunicação</i>		Muito Ruim / Informações não estruturada, sem controle de registros	Ruim / Informações não estruturada, com controle parcial de registros	Regular / Informações parcialmente estruturada, com controle de registros	Boa / Informações estruturada, com controle parcial de registros	Muito boa / Informações estruturada, com controle de registros	
<i>Saúde</i>	Condições de locomoção limitadas / depressão severa; pânico	Alcoolismo, drogas, depressão moderada	Obesidade ou desnutrição, depressão leve, ansiedade, irritado	Depressão mínima, com dores / sem informação	Peso abaixo do normal ou sobrepeso	Saudável, Peso normal, calmo	
<i>Carga excessiva de trabalho</i>	Exausto, principalmente mentalmente, prefere estar deitado.	Muito cansado, exausto fisicamente, esquecido, sonolento quase dormindo	Cansado, fraqueza esporádica, equipe menor que a ideal, sonolento com problemas para pensar claramente.	Ligeiramente cansado, equipe menor que a ideal / sem informação	Descansado, relaxado, acordado, energia suficiente para o dia-a-dia, equipe com tamanho ideal.	Pode-se concentrar, descansado, equipe maior que a ideal.	Sente-se ativo, alerta, bem disposto.
<i>Condições climáticas no Ambiente Operação</i>	Chuvoso Quente / Frio	Chuvoso Ameno	Cerração Frio	Cerração Ameno / sem informação	Nublado Quente / Frio	Ensolarado Quente / Frio	Ensolarado Ameno
<i>Tempo para realização da atividade</i>	Inadequado	Pouco adequado (até 2/3 adequado)		Sem informação	Adequado	Tempo Extra (até 2x adequado)	Mais que adequado (superior a 2x)
<i>Motivação</i>	-	Frustrado	Insatisfeito	Satisfeito / sem informação	Motivado	Empolgado	-

Tabela 5.5 - Fatores de influência – Erro Humano (Continuação).

<i>Fator de influência</i>	Virtualmente certo 0,99	Muito provável 0,8	Provável 0,75	Neutro 0,5	Improvável 0,25	Muito Improvável 0,15	Virtualmente Impossível 0,01
<i>Qualidade da Supervisão</i>	Péssimo	Muito Ruim	Insatisfatório	Regular	Satisfatório	Muito bom	Excepcional
<i>Violações e descumprimento de regras e regulamento</i>	Sempre	Muito frequente	Frequentemente	As vezes	Ocasionalmente	Raramente	Nunca
<i>Gerenciamento de Recursos</i>	Equipe genérica menor que ideal / Sem orçamento definido, verbas emergenciais / Ausência de equipamentos	Equipe genérica menor que ideal / Sem orçamento definido, verbas ocasionais / Equipamentos escassos	Equipe genérica com tamanho ideal / Orçamento definido e verbas precariamente alocadas / Equipamentos adaptados e antigos	Equipe especializada menor que a ideal / Orçamento definido e com verbas parcialmente utilizadas / Equipamentos adaptados e bem conservados	Equipe especializada com tamanho ideal / Orçamento definido e verbas parcialmente utilizadas / Equipamentos adaptados e bem conservados	Equipe especializada treinada com tamanho ideal / Orçamento definido e verbas parcialmente utilizadas / Equipamentos corretos e antigos	Equipe especializada treinada com tamanho ideal / Orçamento definido e verbas 100% utilizadas / Equipamentos corretos e bem conservados
<i>Processos organizacionais</i>	Não disponíveis	-	Incompletos e confusos.	Incompleto Possui apenas manual de inspeção / Sem informação	Incompleto Possui apenas procedimentos de monitoramento	Completo (inspeção, monitoramento, operação) baixa qualidade	Completo (inspeção, monitoramento, operação) boa qualidade
<i>Estrutura Organizacional</i>	Ausência de unidade administrativa ou processos de supervisão e checagem	Estrutura administrativa desarticulada / Excesso de confiança nas normas de segurança	Estrutura administrativa desarticulada	Sem informação	Possui unidade administrativa	Possui unidade administrativa / Procedimentos de supervisão e checagem	Possui unidade administrativa / Procedimentos de supervisão e checagem / Comprometimento Gerencial

5.3 Nó 2 – Gatilho

Existem condições de carregamento que possibilitam a ocorrência da liquefação?

A construção da árvore de falhas correspondente ao gatilho levou em consideração a experiência observada em casos reais dos eventos iniciadores do fluxo por liquefação, apresentada na revisão bibliográfica. A Figura 5.9 apresenta a árvore de falhas para os elementos de gatilho da liquefação. No contexto desta dissertação, será desenvolvido o gatilho de carregamento estático, ocasionado por eventos climáticos. Carregamentos cíclicos/dinâmicos (Ramo 2.2) não serão detalhados, bem como os carregamentos estáticos por alteamento rápido (Ramo 2.1.2) e aumento de tensões cisalhantes (Ramo 2.1.3).

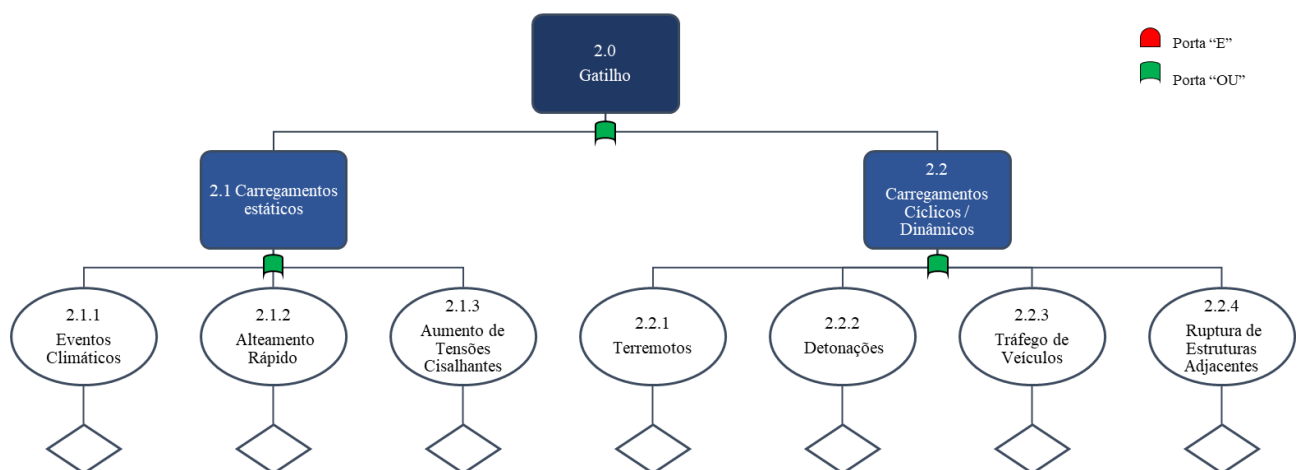


Figura 5.9 – Nó 2 – Árvore de Falhas - Gatilho.

5.3.1 *Eventos Climáticos*

A probabilidade de ocorrência de um evento climático máximo anual está associada ao seu tempo de retorno. O tempo de retorno (TR) pode ser definido como o intervalo médio esperado entre ocorrências de eventos de determinada magnitude ou superiores (para variáveis aleatórias máximas). A probabilidade de ocorrência de um evento máximo, com magnitude igual ou superior ao evento associado ao tempo de retorno, em um dado ano é igual $P = 1/TR$.

Desta forma, devem ser estabelecidos critérios de análise, onde os cenários realizados, podem ser: (i) a chuva de projeto; (ii) a obstrução parcial ou total do sistema extravasor; (iii) falha do sistema de bombeamento; e (iv) chuva excepcional ou uma chuva específica; ou ainda uma combinação dos cenários anteriores. Importante levar em consideração nesta simulação as

restrições da gestão do nível de água listadas no **Nó 1**, anteriormente, como por exemplo funcionamento do sistema extravasor, das condições de percolação do maciço de rejeito e das estruturas de drenagem interna, dentre outros.

As cheias têm diversas características que podem afetar a sua magnitude e, conseqüentemente, o nível do reservatório e do lençol freático estabelecido a partir deste. Dentre particularidades presentes pode-se citar: a vazão de pico, o volume, a duração, a forma do hidrograma, a intensidade, o tempo e a frequência de ocorrência, assim como, o teor de umidade inicial do solo, a topografia, o tamanho, forma e ocupação da bacia hidrográfica. Além dessas incertezas, ainda temos causas relacionadas à medição e tratamento de dados e da avaliação estatística. Desta forma, é fundamental avaliar todas estas variáveis de bacia para bacia.

De forma geral, segundo o ICOLD (2014), o intervalo de confiança da estimativa é uma função do tamanho do registro disponível e das relações de probabilidade assumidas (distribuição de frequência) e da forma como as medidas estatísticas da amostra são estimadas.

À medida que aumenta o tamanho da série observada, a confiabilidade da estimativa também aumenta. Os valores aproximados de confiabilidade (porcentagem de chance) podem ser calculados para diferentes períodos de retorno. Como exemplo, a Tabela 5.6 resume as probabilidades aproximadas em função do intervalo de confiança, da probabilidade de excedência anual e do tempo de registro. Por exemplo, com 25 anos de dados históricos, existe um alto grau de certeza de que a estimativa para a cheia de TR igual a 10 anos cairá dentro de mais e menos 50% do valor real, mas a probabilidade de esse valor estimado cair dentro de mais e menos 10% do real é apenas cerca de 50%. Técnicas que podem ser usadas para estimar intervalos de confiança na análise de frequência de cheias são descritas em Naghettini & Pinto (2007).

Tabela 5.6 – Probabilidades aproximadas como função de limite de confiança. Modificado de ICOLD (2014).

Tempo de Retorno (anos)	Tamanho do registro (anos)	Intervalo de Confiança (%)				
		10%	20%	25%	40%	50%
2	10	47	74	88	95	99
	25	68	89	99	100	100
	100	96	99	100	100	100
10	10	46	67	77	89	97
	25	50	79	93	97	99
	100	85	95	100	100	100
50	10	37	59	70	83	91
	25	46	76	91	95	97
	100	73	90	99	100	100
100	10	35	56	66	80	90
	25	45	74	89	94	98
	100	64	87	99	100	100
1.000	10	28	45	53	72	84
	25	34	67	84	91	96
	100	52	83	98	99	100
10.000	10	20	34	40	63	79
	25	27	61	79	88	94
	100	42	79	98	98	99

Nota: Os valores para os limites de confiança de 20% e 40% foram interpolados linearmente, bem como para os tempos de retorno de 1.000 anos e 10.000 anos.

Para a avaliação do evento climático decorrente de uma cheia neste nó da árvore de eventos são propostos e adaptados de Lauriano *et al.* (2017), os seguintes passos:

- Análise de frequência e estudo de chuvas intensas de uma estação pluviométrica representativa da área de estudo;
- Cálculo da altura de precipitação para o tempo de retorno e duração avaliados. Recomenda-se que sejam calculadas as alturas pluviométricas associadas aos tempos de retorno de 2 anos (*Sunny Day*), e também 100, 1.000, 10.000 e 100.000 anos;
- Definição do hietograma de precipitação, com aplicação do método proposto por Huff, com adoção do 2º. Quartil e 50% de probabilidade de ocorrência;
- Cálculo da precipitação efetiva, como a aplicação do método de curva número (CN) proposto pelo *Natural Resources Conservation Service (NRCS)*;

- Geração do hidrograma de cheia correspondente à precipitação efetiva (método indireto chuva-vazão). Esse hidrograma será aquele afluente ao reservatório;
- Simulação do trânsito de cheias no reservatório, para diferentes durações e tempos de retorno;
- Definir uma histograma de frequência das cotas de nível de água para o reservatório para o tempo de retorno a ser avaliado;
- Ajustar uma função de densidade de probabilidade para os dados do histograma;
- Verificar se o NA Máximo Maximorum é superior a cota de coroamento do barramento. Nesta situação ocorre o galgamento.

A probabilidade do evento de cheia para um determinado Tempo de Retorno será dado por $P = 1/TR$ e sua incerteza para um intervalo de confiança de 90%, será descrita conforme Tabela 5.6. Salienta-se, contudo, que técnicas para a estimativa do intervalos de confiança na análise de frequência de cheias são recomendáveis. Entretanto, este procedimento não é o foco deste trabalho, portanto não será realizado.

Na determinação das poropressões na fundação dos diques de alteamento e maciço da barragem em estudo, deve usar o nível de água delimitado pela análise de trânsito de cheias e/ou taxa de infiltração com base na altura pluviométrica. A influência do hidrograma de vazões afluentes dependerá das características da bacia. Em outras palavras, a análise dos pontos críticos deve ser feito caso a caso.

5.4 Nó 3 – Sistema de Gestão de Segurança

O sistema de gestão de segurança é adequado e capaz de detectar anomalias, por meio de seus procedimentos, equipamentos e equipe?

De acordo com Penna *et al.* (2015), a gestão da segurança de barragens na fase de operação é centrada em três componentes fundamentais: monitoramento, revisões periódicas de segurança e procedimentos de operação e manutenção.

As atividades de monitoramento são constituídas pelas inspeções visuais regulares e pela coleta e análise dos dados da instrumentação geotécnica, frequentemente desenvolvidas por equipes do proprietário da barragem e inseridas nas atividades de rotina de operação e manutenção do empreendimento. As inspeções podem ocorrer ainda por consultoria especializada e por órgãos regulamentadores.

O olho humano treinado é considerado um importante instrumento para avaliar o desempenho de uma barragem. “Apesar das inspeções visuais certamente terem limitações, nenhum outro método tem o mesmo potencial de integrar rapidamente toda a situação do comportamento” (ASCE, 2000). Por outro lado, a instrumentação pode agregar valor, como um meio de obter medidas para aferição do comportamento. Estas medidas (leituras dos instrumentos) não eliminam a necessidade do julgamento de engenharia, mas fornecem informações importantes sobre o comportamento das estruturas e permitem uma visão “de dentro” sobre a existência de determinado problema (FUSARO, 2007).

Resumidamente, tanto as inspeções visuais como a análise e interpretação dos dados provenientes da instrumentação visam manter a segurança permanente das estruturas e identificar eventuais alterações no comportamento, gerando alertas para as equipes responsáveis pela gestão da segurança de barragens.

As revisões periódicas de segurança têm o objetivo mais amplo de verificar o estado geral de segurança das estruturas do barramento, considerando o atual estado da arte para os critérios de projeto, eventuais atualizações dos dados hidrológicos e das condições a montante e a jusante da barragem, conforme Portaria 70.389/2017 (BRASIL, 2017). Quanto aos procedimentos de operação e manutenção, estes buscam assegurar a correta operação do reservatório e órgãos extravasores e uma padronização das atividades mais recorrentes de manutenção (PENNA; ARAGÃO; FUSARO, 2015).

A árvore de falhas proposta para este nó se baseou nestes conceitos apresentados e está apresentada na Figura 5.10. A Tabela 5.7 apresenta os descritores para os fatores de influência.

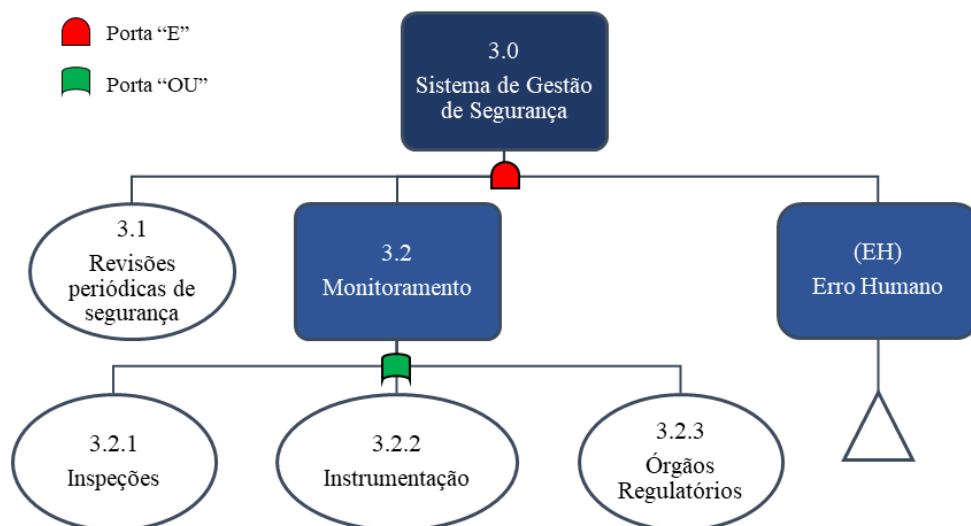


Figura 5.10 – Árvore de Falhas – Ramo 3.0 – Sistema de Gestão de Segurança.

As revisões periódicas são regulamentadas pela portaria 70.389/2007 do DNPM. A sua existência, bem como sua atualização atestam as condições de segurança física da estrutura. Desta maneira a probabilidade de falha é tanto maior quanto maior a sua desatualização.

O evento base das inspeções se sustenta no quadro de classificação de risco da portaria 70.389/2017 (BRASIL, 2017) do DNPM, referente ao item de plano de segurança de barragens.

A interpretação do monitoramento da instrumentação como citado anteriormente fornece informações importantes sobre o comportamento das estruturas, sendo a falha do sistema de gestão de segurança ligada a confiabilidade, segurança e periodicidade de leitura da mesma, assim como na sua análise. Os descritores para este evento se destinam a aferir esta capacidade.

Para o item referente aos órgãos regulatórios se entende a presença destes nas atividades de vistorias com uma certa periodicidade. Nesta atividade de fiscalização, na ocorrência de anomalias ou não conformidades o empreendedor é autuado de diversas maneiras. Os descritores sugeridos se embasaram no trabalho de Valerius (2014).

Tabela 5.7 – Fatores de influência – Sistema de gestão de segurança.

Fator de influência	Virtualmente certo 0,99	Muito provável 0,8	Provável 0,75	Neutro 0,5	Improvável 0,25	Muito Improvável 0,15	Virtualmente Impossível 0,01
<i>Revisões periódicas de segurança (RPSB)</i>	-	RPSB desatualizado conforme periodicidade da portaria 70.389/2017.	-	Sem informação	-	RPSB atualizado conforme periodicidade da portaria 70.389/2017 e condições de segurança física atestada.	-
<i>Inspeções</i>	Não emite regularmente relatórios de inspeção e monitoramento, tampouco análise de segurança	Emite regularmente apenas relatórios de inspeção visual, com controle parcial das ocorrências identificadas e de planos de ação.	Emite regularmente apenas relatórios de inspeção visual, com controle formal ocorrências identificadas e de planos de ação.	Emite apenas relatórios de inspeção e monitoramento, com controle parcial das ocorrências identificadas e de planos de ação.	Emite apenas relatórios de inspeção e monitoramento, com controle formal das ocorrências identificadas e de planos de ação.	Emite regularmente apenas relatórios de segurança, com controle parcial das ocorrências identificadas e de planos de ação.	Emite regularmente relatórios de inspeção e monitoramento e de análise de segurança, com controle formal das ocorrências identificadas e de planos de ação.
<i>Instrumentação</i>	Não existe instrumentação	Não existe monitoramento	Monitoramento existente sem padronização.	Monitoramento existente com padronização. A instrumentação instalada pode ser parcialmente adequada para o monitoramento dos modos de falha. / Desconhecido	Monitoramento existente com padronização. A instrumentação instalada é adequada para o monitoramento dos modos de falha.	Monitoramento existente com padronização e suportados por sistema informatizado bem estruturado. Os dados da instrumentação são analisados periodicamente e o banco de dados da instrumentação possui alertas automáticos. A instrumentação instalada pode ser parcialmente adequada.	Monitoramento existente com padronização e suportados por sistema informatizado bem estruturado. Os dados da instrumentação são analisados periodicamente e o banco de dados da instrumentação possui alertas automáticos. A instrumentação instalada é adequada.
<i>Orgãos regulatórios</i>	-	Interdição < 3 anos Multa < 5 anos Notificação < 7 anos	3 anos < Interdição < 5 anos 5 anos < Multa < 7 anos 7 anos < Notificação < 10 anos	Nunca houve interdição 7 anos < Multa < 10 anos Notificação > 10 anos Sem informação	Nunca houve interdição ou multa Notificação > 10 anos	Nunca houve interdição, multa ou notificação	-

5.5 Nó 4 – Início da Liquefação

A liquefação irá iniciar sob as condições existentes, com mobilização da resistência de pico?

Neste nó avalia-se o início da liquefação com a mobilização da resistência ao cisalhamento de pico para a superfície crítica de ruptura. A análise do início da liquefação é realizada por meio de análise de estabilidade pelo método de equilíbrio limite. A seguir, são apresentadas as principais atividades para a avaliação da probabilidade deste nó.

5.5.1 *Definição do modelo geológico-geotécnico e das regiões susceptíveis à liquefação*

Deve-se definir a estratigrafia do maciço e da fundação da barragem de rejeitos por meio de topobatimetrias e investigações de campo (preferencialmente SPT e CPTu). Em seguida, deve-se determinar os setores com material susceptível à liquefação. Para identificação de material com potencial de liquefação, pode-se utilizar métodos de determinação da fronteira contráctil/dilatante, como a envoltória de Fear & Robertson (1995), recomendada por Olson (2001) e Olson & Stark (2003b). A compacidade do rejeito que constitui a fundação da barragem é um dos aspectos geotécnicos mais importantes no que diz respeito ao desenvolvimento de propriedades mecânicas de resistência de rejeitos granulares.

A setorização e a identificação dos trechos susceptíveis à liquefação são realizadas conforme recomendado por Olson (2001) e detalhado no item 3.6.1. Seguem a seguir os passos resumidos:

- Calcular os valores das resistências à penetração corrigidas de SPT e/ou CPTu, ao longo dos perfis investigados na região em estudo, utilizando as correções apresentadas nas Equações 3.8, 3.9 e 3.10;
- Calcular os valores das tensões verticais efetivas ao longo dos perfis investigados na região em estudo;
- Plotar em um gráfico, contendo as relações de contorno da suscetibilidade à liquefação (Equações 3.6 e 3.7) desenvolvidas por Fear & Robertson (1995), as resistências à penetração corrigidas, de SPT e/ou CPTu, *versus* as tensões verticais efetivas, obtidas dos perfis investigados na região em estudo;
- Definir na seção transversal típica da estrutura em estudo as regiões com a delimitação dos materiais susceptíveis e não susceptíveis à liquefação. Os materiais cujos pares de valores da resistência à penetração corrigida e da tensão vertical

efetiva estiverem plotados à esquerda da linha de contorno são considerados suscetíveis à liquefação.

5.5.2 *Identificação das variáveis aleatórias e determinação dos momentos estatísticos*

A identificação das variáveis aleatórias deve seguir os seguintes passos conforme adaptação da metodologia de Olson (2001) para abordagem probabilística:

1. Definir as funções de distribuição dos valores de resistência à penetração, de SPT e/ou CPTu, bem como a aderência aos dados. Os valores médios das distribuições para cada setor/camada identificada correspondem aos mais representativos para os materiais suscetíveis à liquefação;
2. Obter as razões de **resistência ao cisalhamento de pico média** para os materiais suscetíveis à liquefação e seus respectivos desvios-padrão, por meio das correlações com as resistências à penetração corrigidas, de SPT e/ou CPTu, apresentadas na seção 3.6;
3. Definir as resistências médias ao cisalhamento drenadas ou não drenadas para os solos não suscetíveis à liquefação e seus respectivos desvios-padrões, conforme portfólio de investigação de campo e laboratório disponíveis;
4. Estabelecer os módulos de elasticidade para os materiais envolvidos na ruptura, por meio de ensaios triaxiais, ou correlações com resistência de ponta de ensaios de campo.

Como dito anteriormente, os parâmetros geotécnicos apresentam grande incertezas devido à dispersão dos dados e erros sistêmicos (Tabela 4.6), assim estes parâmetros devem ser tratados estatisticamente conforme qualidade amostral disponível. Durante o tratamento estatístico, determina-se também o intervalo dos dados para as respectivas distribuições. Para um nível de confiabilidade de 95,5%, utiliza-se uma variação de mais ou menos 2 desvios padrões em torno do valor médio, para a definição dos limites mínimos e máximos.

Como recomendação geral, para a consideração da variabilidade das propriedades dos materiais, deve-se ensaiar um número de amostras suficiente para a determinação da propriedade desejada. A utilização de outras estimativas de variabilidade deve ser realizada somente quanto a possibilidade de obtenção de dados diretos seja esgotada ou para uma análise preliminar. Neste cenário, pode-se estimar pelo coeficiente de variação (Tabela 4.10) ou mesmo pela regra do 3 sigmas, tal como apresentado no item 4.4.2.2.

5.5.3 Realização de análise de estabilidade probabilística

1. Modelar a seção típica determinada da barragem em estudo para a definição das poropressões existentes para as condições de contorno identificadas e descritas nos **Nós 1 e 2**, por meio de simulação numérica. Neste trabalho foi utilizado o programa SEEP/W;
2. Avaliar a estabilidade dos taludes por meio de análise de equilíbrio limite;
 - Sugere-se a utilização de métodos mais robustos como Spencer, Morgenstern-Price ou mesmo modelos como o SIGMA/W STRESS, implementado no software SLOPE/W, onde as tensões na base das fatias são estimadas por meio de análise de tensões *in situ* (método utilizado neste trabalho);
 - Definir os modelos de resistência dos materiais, os quais devem ser equivalentes às condições de drenagem encontradas em campo (não drenadas ou drenadas). Para os materiais suscetíveis, em particular, a função SHANSEP (item 5.7.1) deve ser utilizada para a definição da *resistência ao cisalhamento de pico* em função da tensão vertical efetiva;
 - Aplicar ao modelo geológico-geotécnico as propriedades dos materiais com os respectivos parâmetros médios e desvios padrões;
 - Configurar o *software* de análise de estabilidade para o módulo probabilístico (método Monte Carlo), com um número de iterações mínimos para a convergência da solução.
3. Executar a análise de estabilidade de taludes buscando tanto uma superfície potencial de ruptura circular como não circular e determinar a probabilidade de ruptura. Neste trabalho fixou-se a superfície de escorregamento crítica dos parâmetros médios, não se incorporando a incerteza do círculo de ruptura na análise. Recomenda-se manter a busca da superfície crítica livre durante o processo iterativo;
4. Determinar a probabilidade de ruptura para o modelo proposto e o atribuir ao nó 4 da ETA.

5.6 Nó 5 – Progresso da Liquefação

Existe a mobilização da resistência liquefeita em setores da superfície de ruptura, desencadeando uma ruptura progressiva?

Neste nó é avaliado se após o acionamento da liquefação, a mesma prossegue com a mobilização da resistência liquefeita em setores da superfície de ruptura, por meio de uma ruptura progressiva através do processo de amolecimento (*strain softening*). A seguir são apresentadas as principais etapas para a avaliação da probabilidade deste nó:

1. Obter a razão de **resistência ao cisalhamento liquefeita** média para cada material suscetível à liquefação e seu respectivo desvio-padrão, por meio das correlações com as resistências à penetração corrigidas, de SPT e/ou CPTu, apresentadas na seção 3.6;
2. Avaliar a estabilidade dos taludes por meio de análise por equilíbrio limite, similarmente ao nó 4.
 - Aplicar ao material susceptível, *as razões de resistência liquefeita* e seus respectivos desvios-padrões, utilizando a função SHANSEP. Observa-se que para o método proposto por Olson (2001) a designação da razão de resistência liquefeita deveria ser realizada somente para as fatias com $FS_{pico} < 1,0$, contudo, neste trabalho, devido à abordagem probabilística, a aplicação é realizada para todo o material susceptível.
 - Configurar o *software* de análise de estabilidade para o módulo probabilístico (método Monte Carlo), com um número de iterações mínimos para a convergência da solução.
3. Executar a análise de estabilidade de taludes utilizando *a mesma superfície crítica de ruptura da análise de início de liquefação* e determinar a probabilidade de ruptura da mesma;
4. Todas as condições de contorno utilizadas na análise do gatilho devem ser mantidas idênticas nesta análise, com exceção da resistência ao cisalhamento nos materiais suscetíveis à liquefação.

5.7 Ferramentas e Métodos

5.7.1 Métodos e Modelos

A metodologia de Olson (2001) e Sadrekarimi (2014) para análise de estabilidade usam da teoria do método de análise de estabilidade denominado USSA - *Undrained Strength Stability Analysis* e de razões de resistência não drenada a partir de retroanálises de casos históricos. Este método baseia-se no conceito de que a resistência que um solo pode mobilizar durante um

carregamento não drenado é função da tensão de pré-adensamento existente antes da aplicação do carregamento.

A função SHANSEP - *Stress History and Normalized Soil Engineering Parameters*, ou tensão em função da sobrecarga, desenvolvida por (LADD, 1991; LADD; FOOT, 1974), normaliza a resistência ao cisalhamento não drenada em relação às tensões efetivas devido a sobrecargas efetivas. A utilização desta função equilibra o incremento de tensão total provocado pelo carregamento, com a geração de uma poropressão de mesma magnitude, de forma que a tensão vertical efetiva e, conseqüentemente, a resistência não drenada sejam mantidas constantes antes e após o carregamento. A tensão total devido ao carregamento não pode ser imediatamente convertida em acréscimo de tensão efetiva, de modo a simular as hipóteses previstas no método USSA. Logo, utiliza-se este modelo de resistência para os materiais considerados suscetíveis a liquefação e, para os demais materiais, se utiliza o modelo clássico de resistência de Mohr-Coulomb.

Segundo Freire Neto (2009) a utilização da função SHANSEP ou $S=f(\textit{overburden})$, para a definição da resistência ao cisalhamento, permite que as razões de resistência dos solos suscetíveis à liquefação sejam aplicadas diretamente no programa de computador, sem a necessidade da utilização de uma planilha auxiliar. De acordo com Olson (2008 *apud* Freire Neto, 2009), as análises que incluem apenas carregamentos estáticos, de fato podem ser feitas diretamente com essa função.

Paralelamente, as análises de equilíbrio limite convencionais não representam corretamente a distribuição de tensões reais ao longo da superfície de ruptura. O princípio da formulação destes métodos levam em conta o equilíbrio de forças e/ou momentos de cada fatia e que o fator de segurança seja o mesmo para todas as fatias. Este fato na prática não é verdadeiro, especialmente na instabilização com rupturas progressivas. A estimativa das tensões verticais somente pelo peso das fatias não é correto, visto que uma significativa parcela do campo de tensões se estabelece nas tensões cisalhantes, sobretudo ao longo da superfície de ruptura.

Segundo o Manual do *software* SLOPE/W (KRAHN, 2007), uma maneira de incluir relação tensão-deformação em uma análise de estabilidade é primeiro estabelecer a distribuição de tensões no solo usando uma análise de elementos finitos e, em seguida, usar essas tensões em uma análise de estabilidade. Dentro do *software* supracitado, esta implementação foi realizada (modelo SIGMA/W STRESS), as tensões de cisalhamento normais e mobilizadas são

calculadas tendo como base as tensões in situ estabelecidas em função das relações constitutivas do solo, para posterior cálculo do equilíbrio das fatias e da superfície de ruptura, por meio do fator de segurança. Como vantagens, este método tem de se definir o fator de segurança para cada fatia e ainda compatibilizar as tensões e deformações do modelo, representando as situações de campo de maneira mais fidedigna.

Pelas razões citadas, optou-se pela utilização do método de análise de estabilidade considerando as tensões pré-ruptura estimadas por relações constitutivas de tensão-deformação. Como o presente trabalho não tem foco no estudo das deformações decorrentes do fenômeno de liquefação, o modelo constitutivo escolhido foi o linear elástico por representar de maneira satisfatória a distribuição de tensões no maciço estudado. O modelo linear elástico é relativamente simples, não tendo dificuldades de convergência.

5.7.2 *Ferramentas Computacionais*

Os programas utilizados nas simulações numéricas de estabilidade foram o SEEP/W, SIGMA/W e SLOPE/W, versão 2012 do pacote GEOSTUDIO, desenvolvidos pela empresa canadense, Geo-Slope International. Esses programas permitem a análise de fluxo e determinação de poropressões; o estudo de tensões e deformações; e a determinação de superfícies de ruptura de geometria múltipla pelo método de equilíbrio limite, respectivamente.

O módulo de análises de estabilidade, SLOPE/W, realiza tanto análises determinísticas, como probabilísticas, com a rotina de simulação pelo método de Monte Carlo (item 4.4.3.3). O módulo possui a função SHANSEP implementada, bem como o método de equilíbrio limite considerando o estado de tensões de uma análise de tensão *versus* deformação. Este último é possível, pela integração com o módulo SIGMA/W. O SEEP/W é um programa formulado em elementos finitos que pode ser utilizado para modelar o fluxo e a distribuição de poropressão em materiais porosos.

A malha de elementos finitos deve ser refinada, até que não haja mudanças significativas na distribuição de poropressões e tensões na massa de solo.

Para a avaliação das árvores de falhas e a probabilidade final dos eventos de topo, considerando a imprecisão dos eventos base e do julgamento de engenharia, foi utilizado o *software @ Risk* da *Palisade Corporation* (2008). Este *software* executa análise de risco por meio da simulação de Monte Carlo para mostrar vários resultados possíveis no modelo da planilha.

6 ESTUDOS DE SENSIBILIDADE

6.1 Exemplo de Aplicação

Para avaliação do método proposto todas as análises foram realizadas em um caso hipotético de uma barragem de contenção de rejeito de minério de ferro alteada para montante. A seção típica analisada encontra-se apresentada na Figura 6.1.

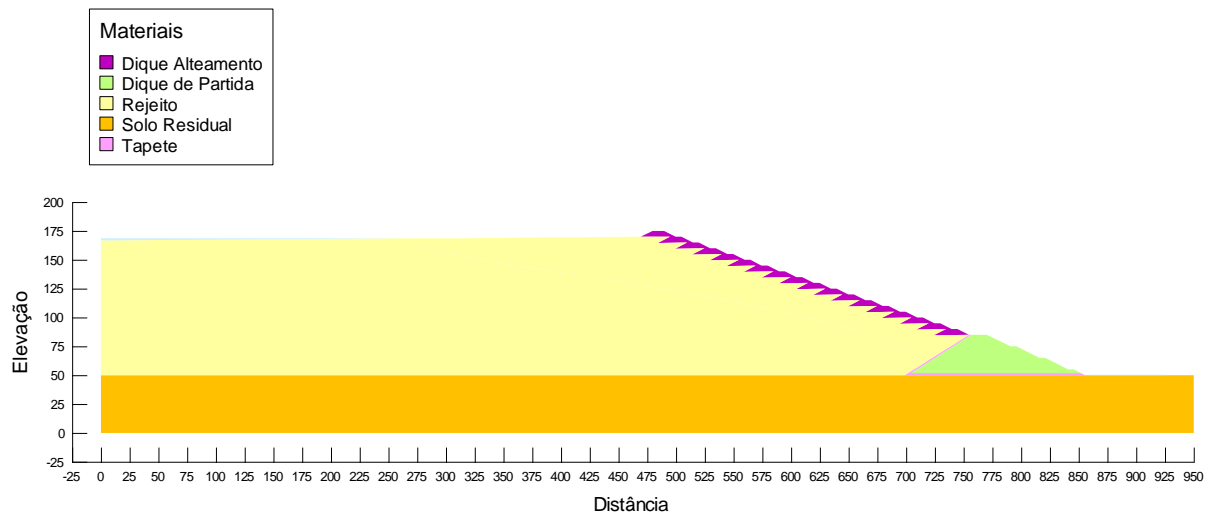


Figura 6.1 – Seção típica analisada.

Para a caracterização do rejeito a ser disposto na estrutura de estudo, foi realizada uma revisão bibliográfica em trabalhos com a linha de pesquisa rejeito de minério de ferro. Dentre os trabalhos consultados destacam-se: Albuquerque Filho (2004); Araujo (2006); Espósito (1995, 2000); Freire Neto (2009); Lima (2006); Motta (2008); Pereira, E. L. (2005); Portes (2013) e Silva W. P. (2010).

Nestes trabalhos é realizada uma ampla discussão do comportamento do rejeito de minério de ferro, principalmente quanto a sua resistência e permeabilidade. Estes trabalhos distinguem-se pela caracterização laboratorial de rejeitos de diversas barragens, localizadas na região do Quadrilátero Ferrífero, MG. Com base nos resultados desses ensaios, é definido um rejeito típico adotando-se assim parâmetros médios, conforme distribuições determinadas pelos histogramas de frequência, por meio do programa @Risk (Palisade Corporation, 2008).

A Figura 6.2 apresenta os valores de resistência de pico corrigida (q_{c1}) e a tensão vertical efetiva σ'_{v0} , juntamente com a envoltória proposta por Fear & Robertson (1995). Destaca-se

que foram utilizados resultados de sete ensaios CPTu , provenientes das referências bibliográficas citadas anteriormente, de três barragens localizadas no quadrilátero ferrífero.

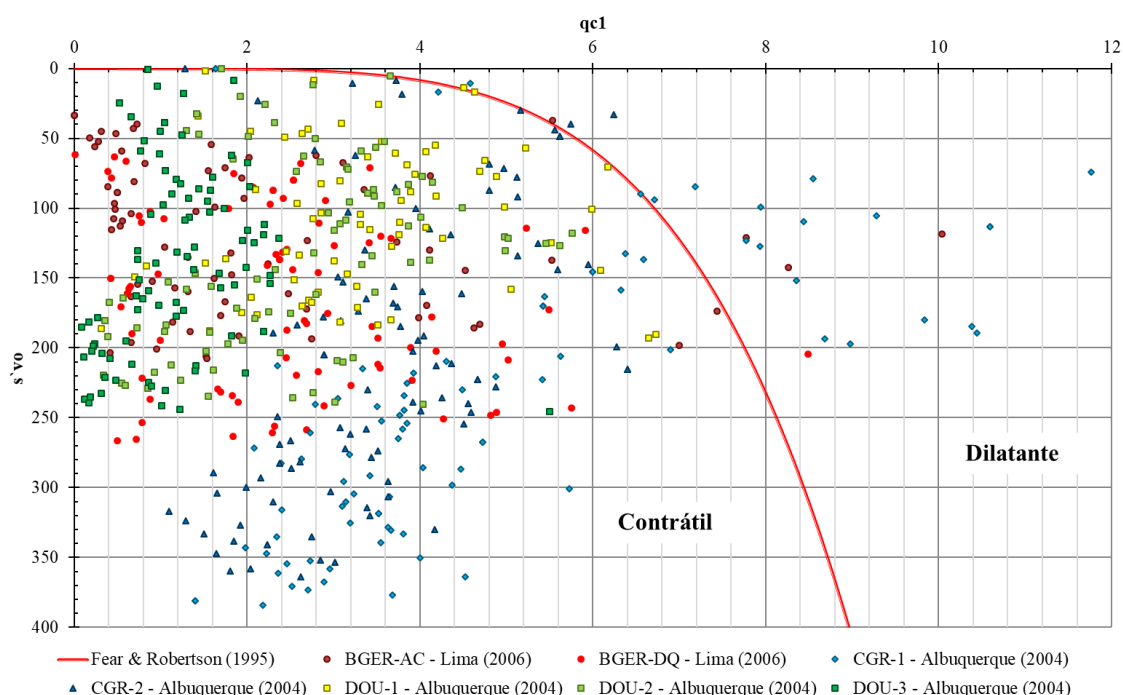


Figura 6.2 – Valores de $(qc1)$ e σ'_{v0} obtidos a partir dos ensaios CPTu.

A Tabela 6.1 apresenta os parâmetros geotécnicos e desvios padrão utilizados nos estudos de sensibilidade. O Apêndice I apresenta as distribuições de probabilidade para cada parâmetro.

Tabela 6.1 – Parâmetros geotécnicos utilizados nas análises de sensibilidade.

Material	γ (kN/m ³)		c' (kPa)		Su/σ		ϕ' (°)	
	Média	Desvio	Média	Desvio	Média	Desvio	Média	Desvio
Dique Alçamento	20,0	-	5,0	-	-	-	35,0	-
Dique de Partida	17,5	-	29,0	-	-	-	28,0	-
Rejeito (Drenado)			11,0	15,9	-	-	32,0	5,7
Rejeito (Pico - O)	20,8	2,2	-	-	0,242	0,022	-	-
Rejeito (Liq - O)			-	-	0,067	0,022	-	-
Solo Residual	20,0	-	22,0	-	-	-	27,0	-
Tapete drenante	23,0	-	0,0	-	-	-	35,0	-

Material	K (m/s)		Θ_{sat}		Θ_{res}		E (kPa)	
	Média	Desvio	Média	Desvio	Média	Desvio	Média	Desvio
Dique Alçamento	$3,3 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	20.000	-
Dique de Partida	$5,3 \times 10^{-10}$	-	-	-	-	-	15.000	-
Rejeito (Drenado)								
Rejeito (Pico - O)	$3,3 \times 10^{-6}$	$2,3 \times 10^{-6}$	0,47	0,07	0,06	0,01	10.000	3.000
Rejeito (Liq - O)								
Solo Residual	$4,4 \times 10^{-7}$	-	-	-	-	-	20.000	-
Tapete drenante	$1,0 \times 10^{-3}$	-	-	-	-	-	60.000	-

Nota: O – Olson (2001) e S – Sadrekarimi (2014).

Foram selecionados oito parâmetros como variáveis aleatórias: *peso específico, coesão, razão de resistência, ângulo de atrito, coeficiente de permeabilidade, teor de umidade saturado, teor de umidade residual e módulo de elasticidade*. Todas elas serão tratadas para o material rejeito, seja em condição drenada ou na condição não drenada de carregamento. As distribuições de probabilidade foram selecionadas conforme melhor ajuste utilizando o teste de aderência K-S (Kolmogorov-Smirnov). Com relação à dispersão dos parâmetros, foram considerados os desvios padrão das distribuições ajustadas, bem como coeficientes de variação médios descritos na Tabela 6.2. Estes foram baseados nas informações compiladas na Tabela 4.10 e no estudo de Zuccolo (2016).

Tabela 6.2 – Coeficientes de variação dos parâmetros geotécnicos.

Parâmetro	CV (%)		
	Mínimo	Médio	Máximo
Peso específico	2	5	10
Coesão	20	40	80
Razão de Resistência	25	30	40
Ângulo de Atrito	4	10	20
Coeficiente de Permeabilidade	20	70	90
Teor de Umidade Saturado*	10	15	20
Teor de Umidade Residual*	10	20	30
Módulo de Elasticidade	2	30	42

Nota (*) - (ZUCCOLO, 2016)

Para as análises das condições de drenagem, foram utilizadas as curvas granulométricas compiladas dos trabalhos de Albuquerque Filho (2004); Araujo (2006); Pereira, E. L. (2005) e Silva, D. S. (2016).

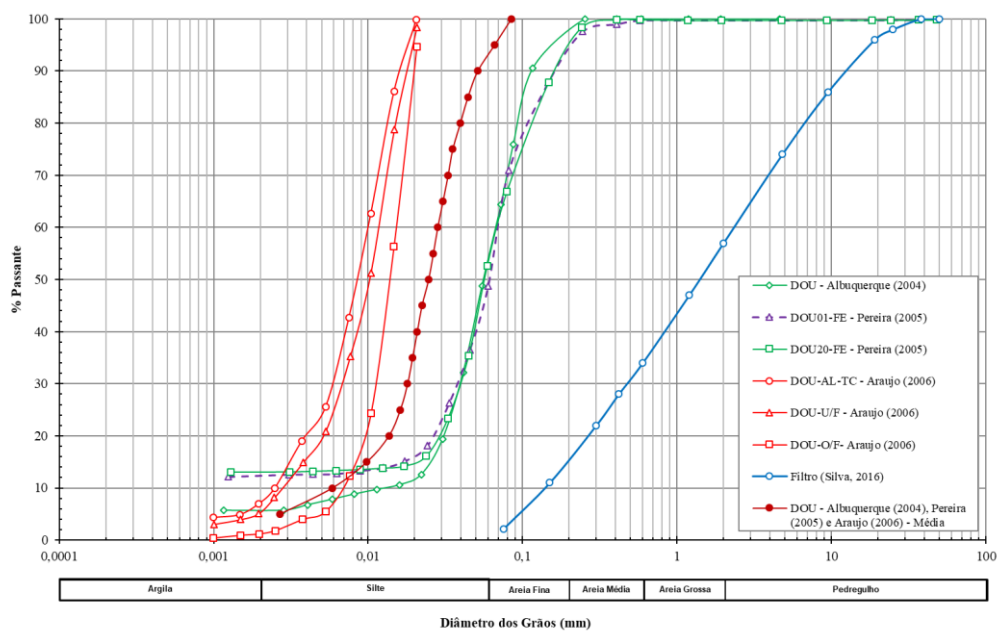


Figura 6.3 –Curvas granulométricas, rejeito minério de ferro e areia para filtro.

6.2 Avaliação dos Nós 1 e 3 da Árvore de Eventos

Este subitem tem com objetivo avaliar o comportamento da probabilidade dos nós 1 e 3 da árvore de eventos, com base nos fatores de influência das árvores de falhas (FTA).

6.2.1 *Sensibilidade*

Para o estudo da sensibilidade dos fatores de influência será realizada a estimativa das probabilidades dos eventos de base das árvores de falha, assim como das incertezas atribuídas a cada um deles. A forma escolhida para representar esta incerteza foi por meio de distribuições triangulares.

Na sequência, os eventos base são agrupados em planilha eletrônica no caminho lógico de cada árvore de falhas e são realizadas simulações de Monte Carlo, por meio do software @Risk, com 10.000 iterações. O cálculo é realizado com o sorteio aleatório de valores de cada distribuição dos eventos de base, construindo diversos cenários prováveis. Estes resultados são agrupados em histogramas de frequência e posteriormente em uma função de densidade de probabilidade ajustada a ele.

Variações nos elementos de maior influência para a probabilidade final do topo da árvore de falhas são realizadas para o teste de sensibilidade.

6.2.1.1 Análise - Nó 1 – Gestão do Nível de Água

Na Tabela 6.3 são listadas as estimativas e incertezas do cenário de referência para o *Nó 1 – Gestão do nível de água* da árvore de eventos. Considerou-se para isso uma estrutura hipotética com boas condições de projeto e construção.

Tabela 6.3 – Análise das probabilidades e variabilidade dos eventos base para gestão do nível de água.

Evento Base	Estimativa	Incerteza	Limite		Justificativa
			Inferior	Superior	
Condições de percolação não previstas					
Erro de Projeto	0,150	15%	0,128	0,173	Instalações projetadas usando práticas de engenharia padrão.
Alteração Granulométrica	0,008	10%	0,007	0,009	Considerou-se um solo base (rejeito), com um DB75, DB85 e DB95 igual a 0,035mm; 0,044 mme 0,066 mm respectivamente. Para o DF15 do filtro admitiu-se um valor de 0,2 mm conforme curva granulométrica retirada de (SILVA, D. S., 2016). As Curvas são apresentadas na Figura 6.3.
Sistema Extravasor					
Erro de Projeto	0,150	15%	0,128	0,173	Instalações projetadas usando práticas de engenharia padrão.
Obstrução	0,250	10%	0,225	0,275	Presença de dispositivo de proteção (ou) inspeções visuais e manutenção periódicas.
Gestão de Disposição de Rejeitos					
Erro de Projeto	0,150	15%	0,128	0,173	Instalações projetadas usando práticas de engenharia padrão.
Lançamento e Método Construtivo	0,750	10%	0,675	0,825	Montante vários pontos de lançamento.
Erro Humano					Conforme Tabela 6.4.

Como resultado para esta simulação, foi obtida uma probabilidade de ocorrência igual a **0,897**, conforme apresentado na Figura 6.4 e na Figura 6.5. O desvio padrão e o coeficiente de variação corresponderam a 0,0133 e 1,49%, respectivamente. Os valores prováveis abrangem uma faixa entre 0,856 e 0,928.

Considerando um intervalo de 90% de confiança observa-se uma pequena variação em torno do valor central. Tal fato, deve-se às pequenas variabilidades inseridas nos eventos de base desta árvore, a maior foi de 15% para erros de projeto.

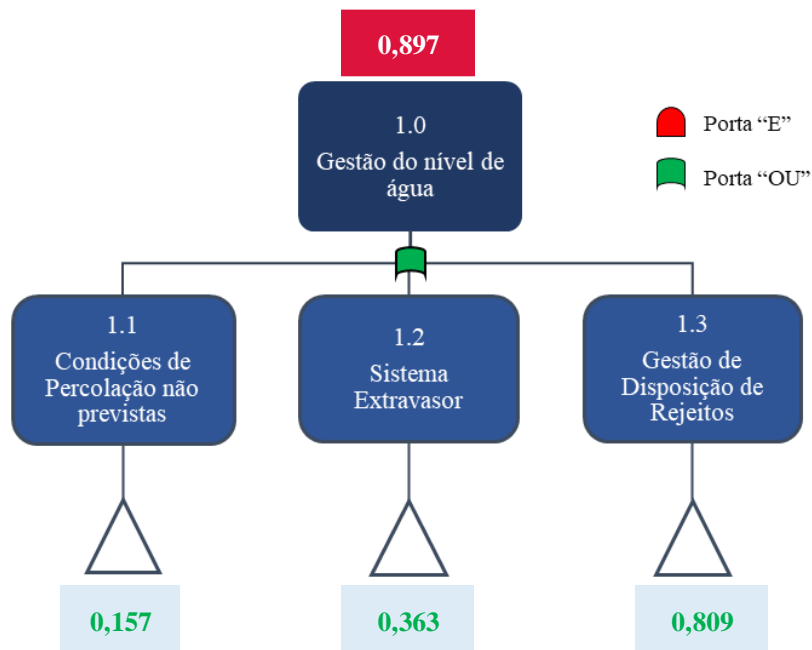


Figura 6.4 – Árvore de falhas do nó 1 para cenário base de referência.

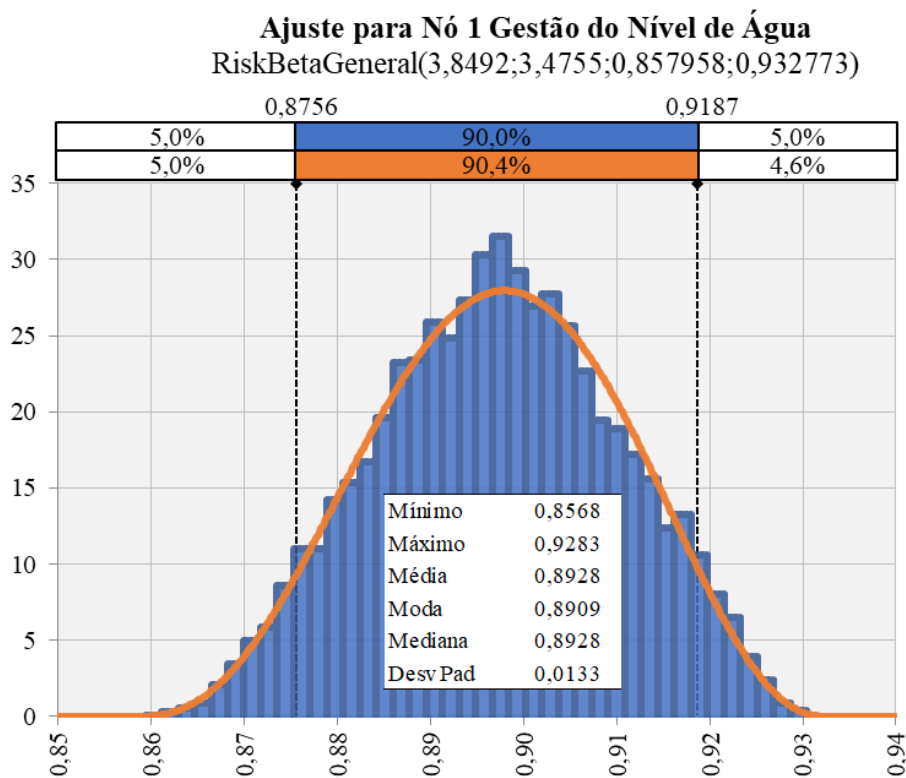


Figura 6.5 – Ajuste distribuição Beta para Nó 1 – Gestão do nível de água.

Quanto à contribuição na variância de cada evento base na probabilidade de topo, têm-se a gestão de disposição de rejeito com 94,86%; o sistema extravasador com 1,99% e as condições não previstas de percolação com 0,74%. Este resultado pode ser justificado pela grande

magnitude da probabilidade do método construtivo e tipo de lançamento de rejeitos, como exposto na Figura 6.6, para cada evento individualmente. No Apêndice I é apresentado na Tabela I 1, a contribuição de todas as variáveis aleatórias de base para os eventos de topo.

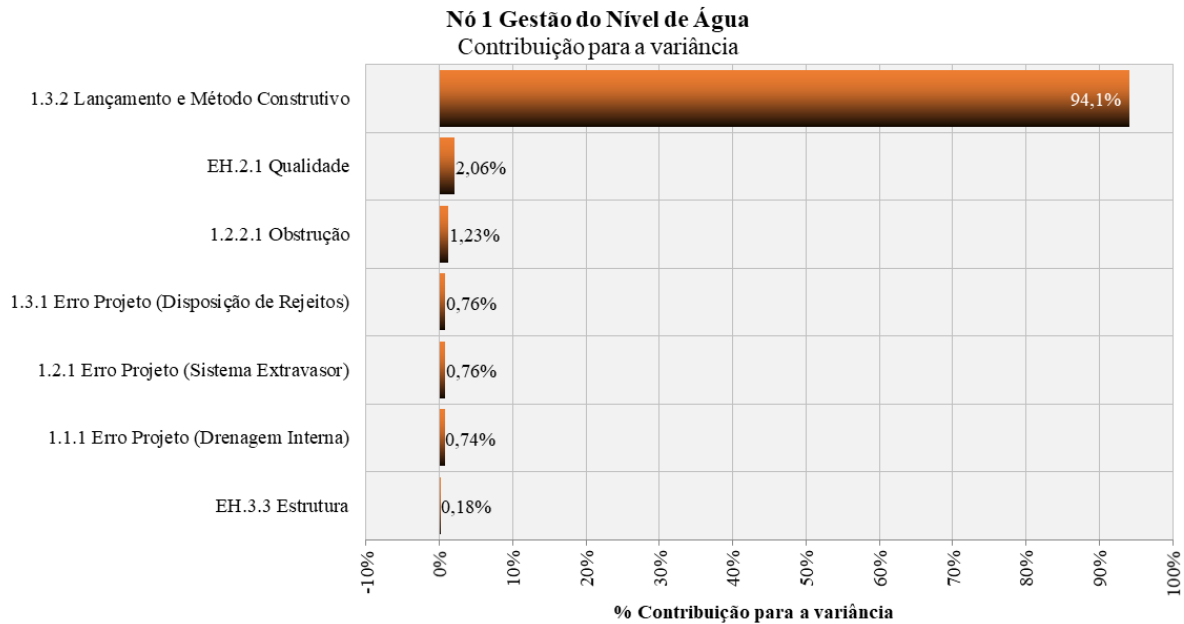


Figura 6.6 – Contribuição para variância no Nó 1 – Gestão do nível de água.

Tendo em vista a grande relevância do evento base “Pontos de Lançamento e Método Construtivo”, novas simulações foram realizadas reduzindo a probabilidade deste para 0,50; 0,25 e 0,15 para avaliar o comportamento da probabilidade final de topo do nó 1, bem como a variação dos demais fatores de influência. Este estudo está apresentado na Figura 6.7.

Conforme os resultados da análise a partir do momento em que se admite um valor provável de 0,25 para o evento base analisado, o fator de influência “qualidade da supervisão” passa a ser majoritário na contribuição para a variância. Observa-se ainda um rápido crescimento deste último com a redução do primeiro. Outro fator que tem um crescimento na contribuição significativo é a potencial obstrução do sistema extravasador alcançando um percentual máximo de 19,61% quando da adoção de uma probabilidade de 0,15, correspondente a um alteamento por jusante com rejeito.

Nó 1 Gestão do Nível de Água Contribuição para a variância

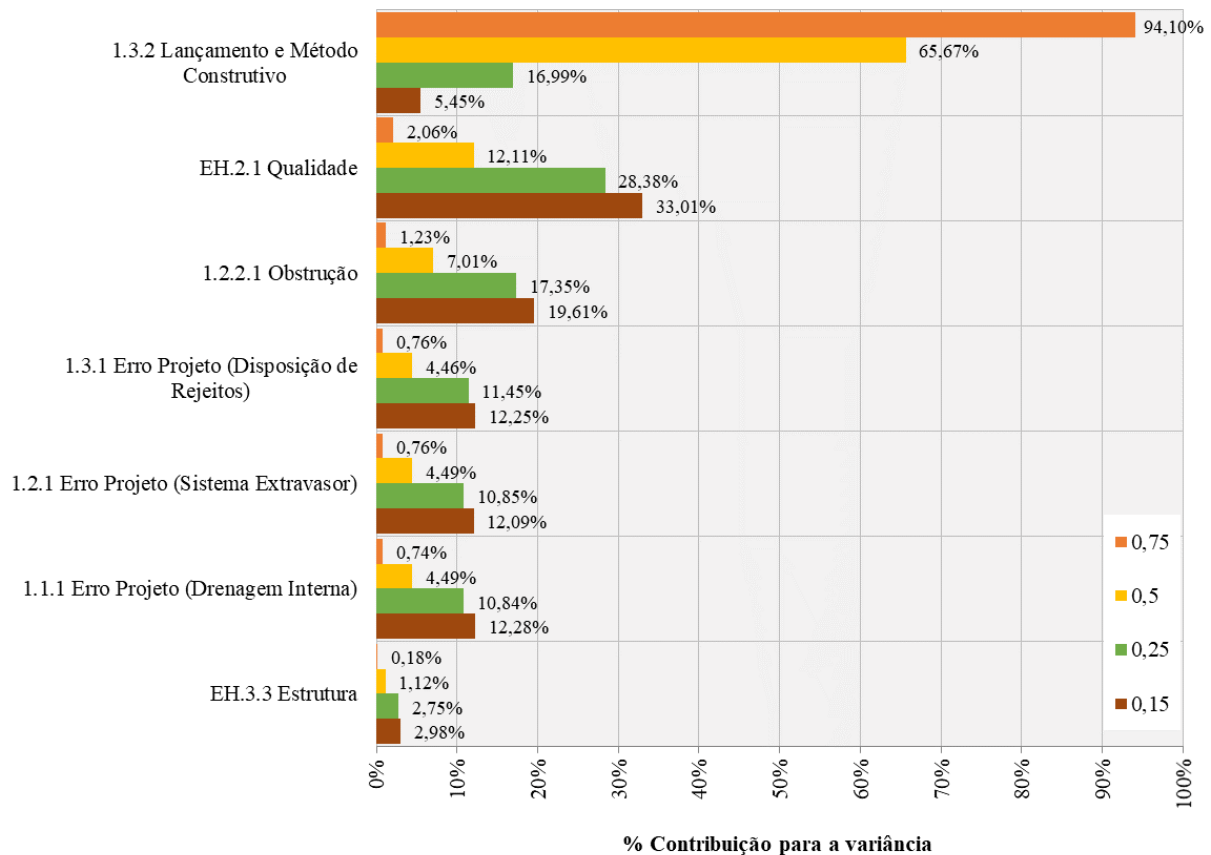


Figura 6.7 – Contribuição para variância no Nó 1 – Gestão do nível de água em função da estimativa para o evento base *Pontos de Lançamento e Método Construtivo*.

Analisando a sub-árvore do erro humano separadamente, tem-se na Tabela 6.4 as estimativas e incertezas conforme julgamento de engenharia. Considerou-se para isso boas condições de operação e equipe treinada e preparada.

O resultado para essa simulação obteve uma probabilidade de ocorrência igual a **0,101** conforme apresentado na Figura 6.8, desvio padrão e coeficiente de variação de 0,01693 e 16,8%, respectivamente. Os valores prováveis abrangem uma faixa entre 0,0549 e 0,1540. A probabilidade para as condições inseguras, supervisão e influência organizacional respectivamente foi de 0,854; 0,258 e 0,458.

Nesta árvore nota-se uma maior distribuição dos valores devido às incertezas quanto ao erro humano e do julgamento de engenharia para um tema complexo e de múltiplos fatores de influência.

Tabela 6.4 – Análise das probabilidades e variabilidade dos eventos base para erro humano.

Evento Base	Estimativa	Incerteza	Limite		Justificativa
			Inferior	Superior	
Erro Humano					
Experiência	0,25	10%	0,225	0,275	Boa.
Treinamento	0,25	15%	0,213	0,288	Específico (Segurança, direção, inspeção, monitoramento, comunicação).
Comunicação	0,25	30%	0,175	0,325	Boa / Informações estruturada, com controle parcial de registros.
Saúde	0,15	40%	0,090	0,210	Saudável, Peso normal, calmo.
Carga de Trabalho	0,15	20%	0,120	0,180	Pode-se concentrar, descansado, equipe maior que a ideal.
Ambiente de Operação	0,15	10%	0,135	0,165	Ensolarado, quente ou frio.
Tempo	0,25	10%	0,225	0,275	Adequado.
Motivação	0,25	30%	0,175	0,325	Motivado.
Qualidade	0,25	40%	0,150	0,35	Satisfatório.
Violações	0,01	40%	0,006	0,014	Nunca
Gerenciamento de Recursos	0,15	30%	0,105	0,195	Equipe especializada treinada com tamanho ideal / Orçamento definido e verbas parcialmente utilizadas / Equipamentos corretos e antigos.
Processos	0,15	20%	0,120	0,180	Completos (inspeção, monitoramento, operação) baixa qualidade
Estrutura Organizacional	0,25	30%	0,175	0,325	Possui unidade administrativa

Comparando a chance de ocorrência de erro humano obtida com taxas genéricas de erro de tarefa humana de Card *et al.* (1994), apresentadas na Figura 6.9, obtém-se um contraste com o cenário de referência proposto. Uma probabilidade de 10^{-1} seria equivalente a uma Tarefa nova ou raramente desempenhada, estresse extremo, muito pouco tempo, distrações severas e impedimentos.

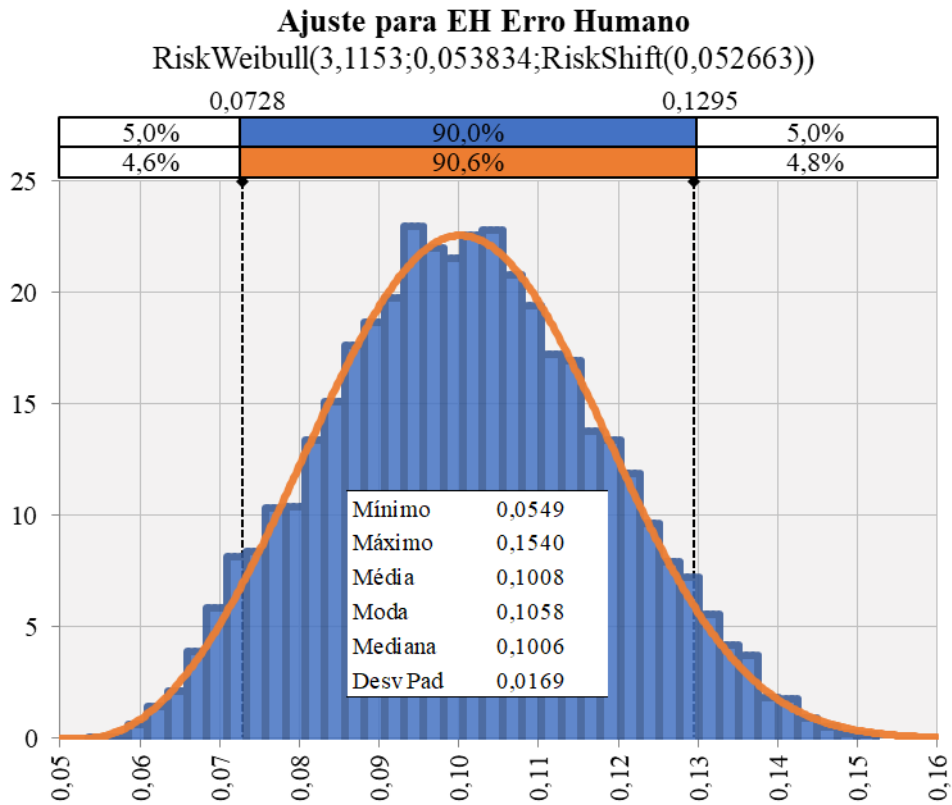


Figura 6.8 – Ajuste distribuição Weibull para Erro Humano.

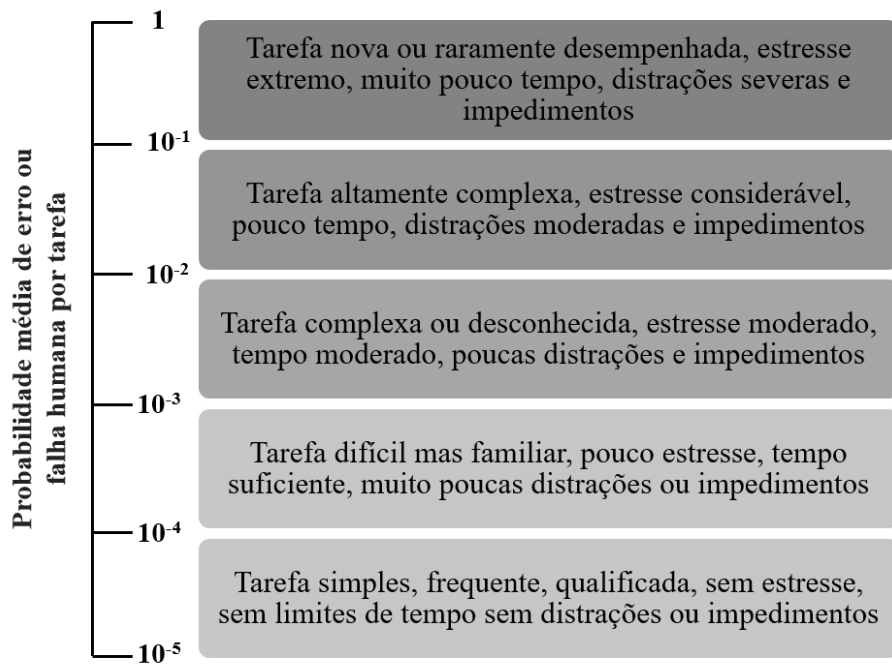


Figura 6.9 - Taxas genéricas de erro de tarefa humana (CARD *et al.*, 1994).

Quanto à contribuição na variância de cada evento base na probabilidade de topo, tem-se a supervisão com 87,89%; influência organizacional com 11,28% e condições inseguras 0,54%. Abrindo o ramo da supervisão vê-se que a qualidade desta é um fator de grande influência, seja pelo seu nível hierárquico na árvore de falhas, seja pela complexidade e incerteza no julgamento de engenharia. Foi utilizado uma incerteza de 40% para este fator.

Por encontrar-se em um nível superior na árvore de falhas, o julgamento deste fator de influência não se dilui na árvore e na lógica booleana. Para esta situação é recomendável um melhor detalhamento da qualidade de supervisão com a descrição de indicadores de desempenho em novos eventos base. A Figura 6.10 expõe a ordem de significância dos fatores para a estimativa do erro humano. No Apêndice I é apresentado na Tabela II 1 a contribuição de todas as variáveis aleatórias de base para os eventos de topo.

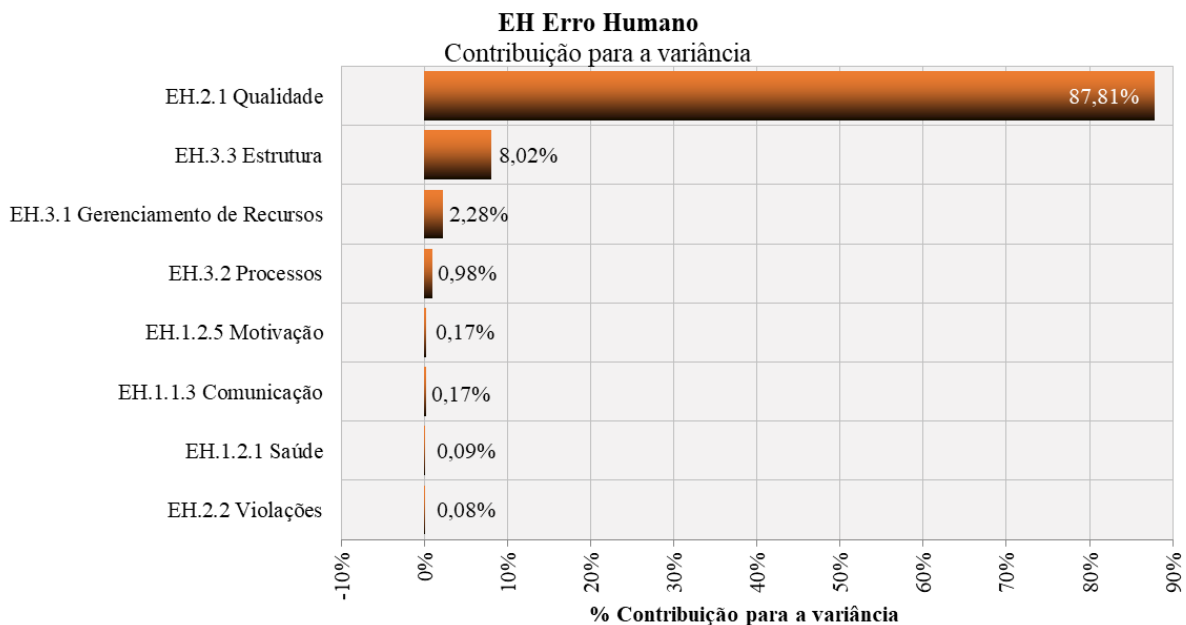


Figura 6.10 – Contribuição para variância no Erro Humano.

Similarmente à árvore de falhas do Nó 1, como identificado para o erro humano, a “*Qualidade da Supervisão*” tem um grande peso na variância do evento de topo. Aqui, também foram realizadas novas simulações reduzindo a probabilidade deste para 0,15 e 0,01. Esta análise esta apresentada na Figura 6.11.

Interpretando os resultados, o nível de contribuição da qualidade da supervisão somente é reduzido quando se atinge o patamar de 0,01 de probabilidade. Valor este igual ao de violações da supervisão. Estando os dois eventos na mesma hierarquia dentro da árvore de falhas, as

probabilidades são próximas. De forma geral observa-se um maior impacto para os fatores menos pormenorizados, mesmo comparando eventos de mesmo nível hierárquico e adotando a lógica de eventos independentes (porta lógica OU).

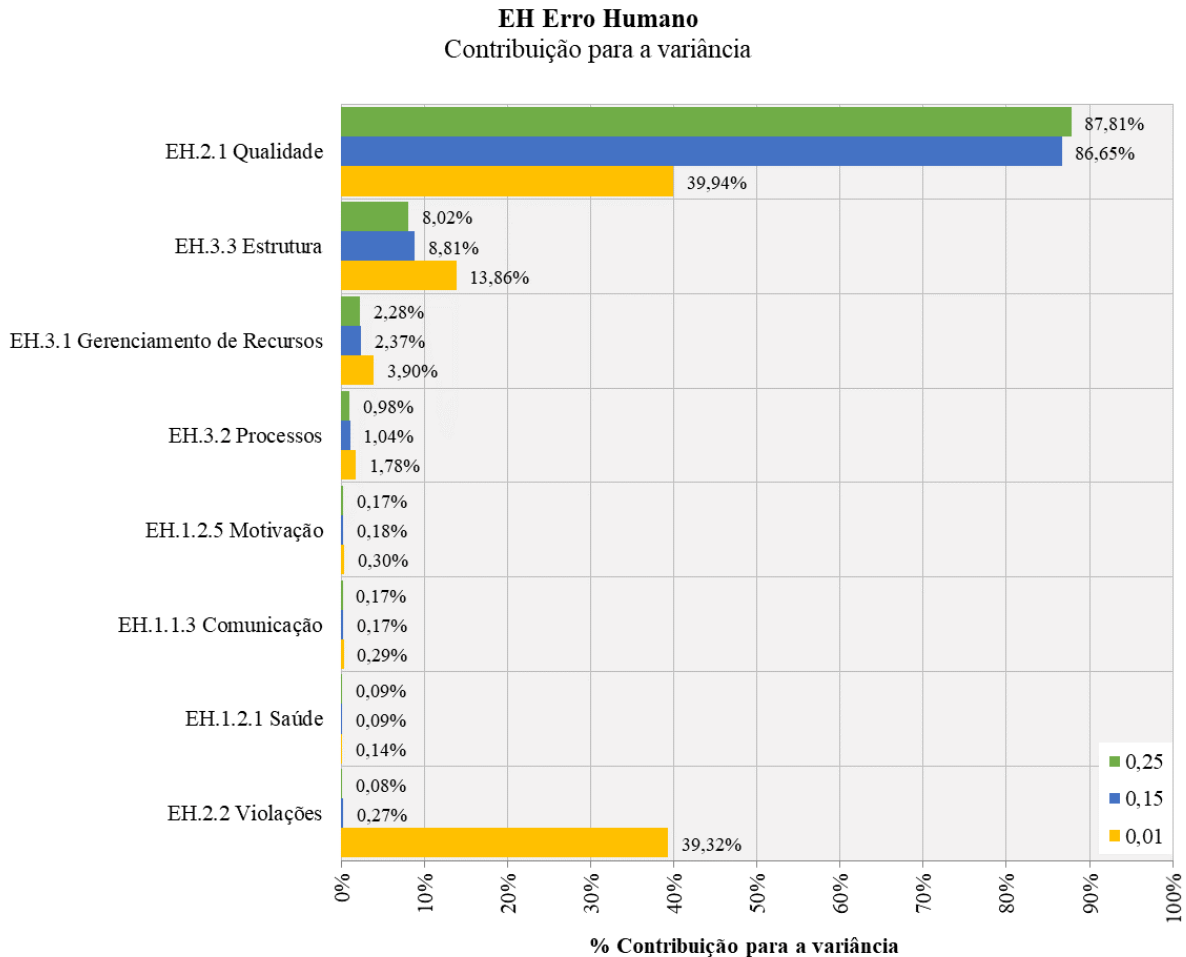


Figura 6.11 – Contribuição para variância no erro humano em função da estimativa para o evento base qualidade da supervisão.

6.2.1.2 Análise - Nó 3 – Sistema de Gestão de Segurança

Na Tabela 6.5 são listadas as estimativas e incertezas do cenário de referência para o *Nó 3 – Sistema de gestão de segurança* da árvore de eventos. Considerou-se para isso uma estrutura hipotética com boas condições de monitoramento e inspeção.

Tabela 6.5 – Análise das probabilidades e variabilidade dos eventos base para sistema de gestão de segurança.

Evento Base	Estimativa	Incerteza	Limite		Justificativa
			Inferior	Superior	
Revisão periódicas de segurança					
Revisão periódicas de segurança	0,15	10%	0,105	0,195	RPSB atualizado conforme periodicidade da portaria 70.389/2017 e condições de segurança física atestada.
Monitoramento					
Inspeções	0,01	15%	0,009	0,012	Emite apenas relatórios de inspeção e monitoramento, com controle formal das ocorrências identificadas e de planos de ação.
Instrumentação	0,25	20%	0,200	0,300	Monitoramento existente com padronização e suportados por sistema informatizado bem estruturado. Os dados da instrumentação são analisados periodicamente e o banco de dados da instrumentação possui alertas automáticos. A instrumentação instalada pode ser parcialmente adequada.
Orgãos Regulatórios	0,15	15%	0,128	0,173	Nunca houve interdição, multa ou notificação.
Erro Humano					
Erro Humano	Conforme Tabela 6.4.				

O resultado para esta simulação obteve uma probabilidade de ocorrência igual a **0,006** conforme apresentado na Figura 6.12 e na Figura 6.13 e desvio padrão e um coeficiente de variação de 0,0006 e 17,8%, respectivamente. Os valores prováveis abrangem uma faixa entre 0,0018 e 0,0056. A probabilidade para revisões periódicas de segurança, monitoramento e erro humano são respectivamente 0,15; 0,369 e 0,0,101.

Nesta árvore a distribuição dos valores está relacionada diretamente às incertezas quanto a instrumentação e ao erro humano, o que correspondeu nos fatores de influência.

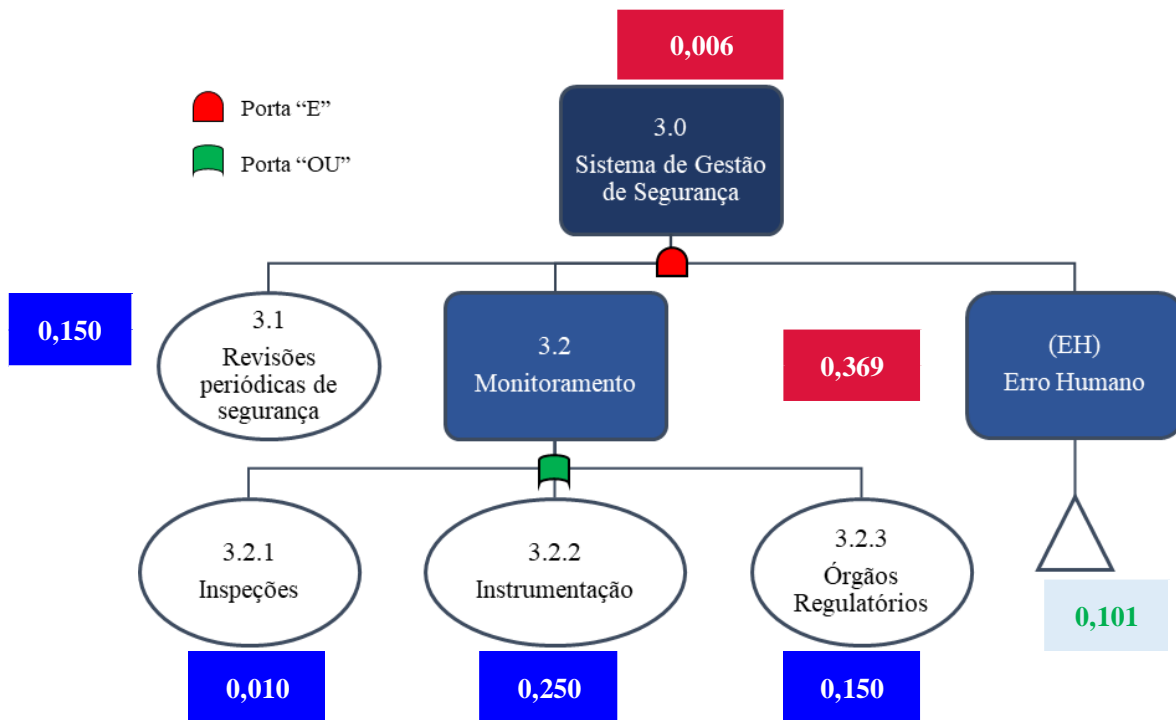


Figura 6.12 – Árvore de falhas do nó 3 para cenário base de referência.

Ajuste para Nó 3 Sistema de Gestão de Segurança

RiskWeibull(2,9631;0,003055;RiskShift(0,0028488))

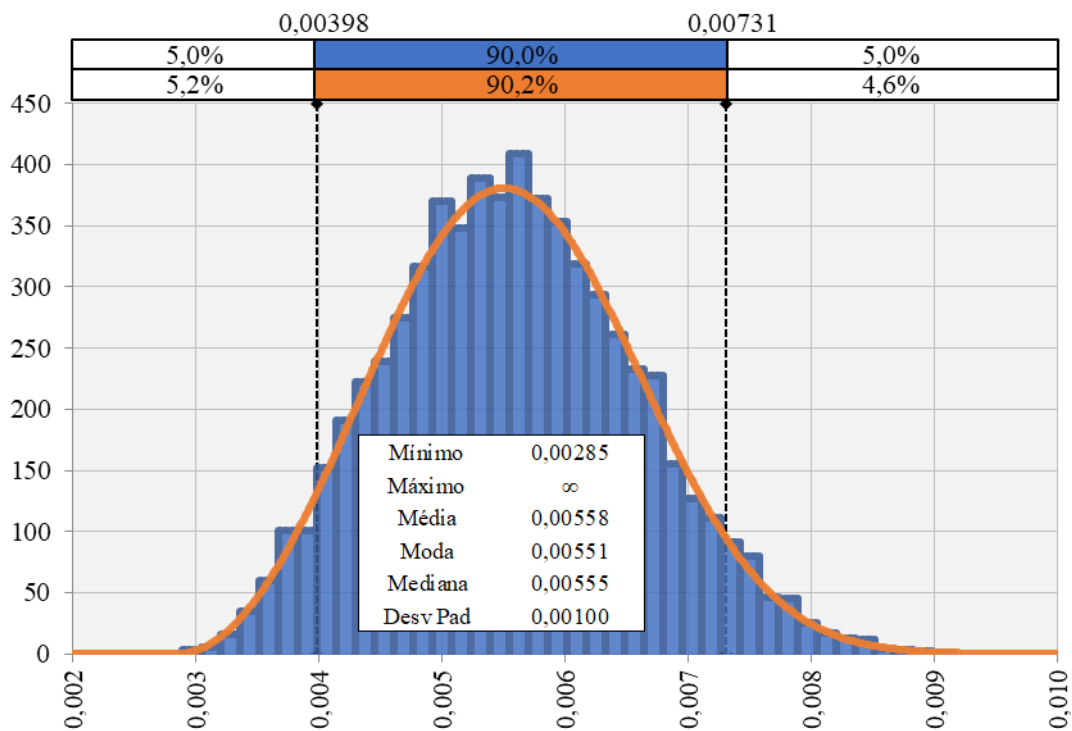


Figura 6.13 – Ajuste distribuição Beta para sistema de gestão de segurança.

Quanto a contribuição na variância de cada evento base na probabilidade de topo, temos a erro humano com 86,46%, monitoramento com 8,0% e revisão periódica de segurança com 5,03%.

Abrindo o ramo do erro humano, observa-se que a qualidade da supervisão novamente é um grande fator de influencia na variância da probabilidade de falha do sistema de gestão de segurança. A justificativa é similar a descrita anteriormente para este evento base, ou seja, uma grande relevância no nível hierárquico na árvore de falhas, bem como a complexidade e incerteza no julgamento de engenharia.

A Figura 6.14 expõe a ordem de significância dos fatores para a estimativa do erro humano. No Apêndice I é apresentado na Tabela II 1, a contribuição de todas as variáveis aleatórias de base para os eventos de topo.

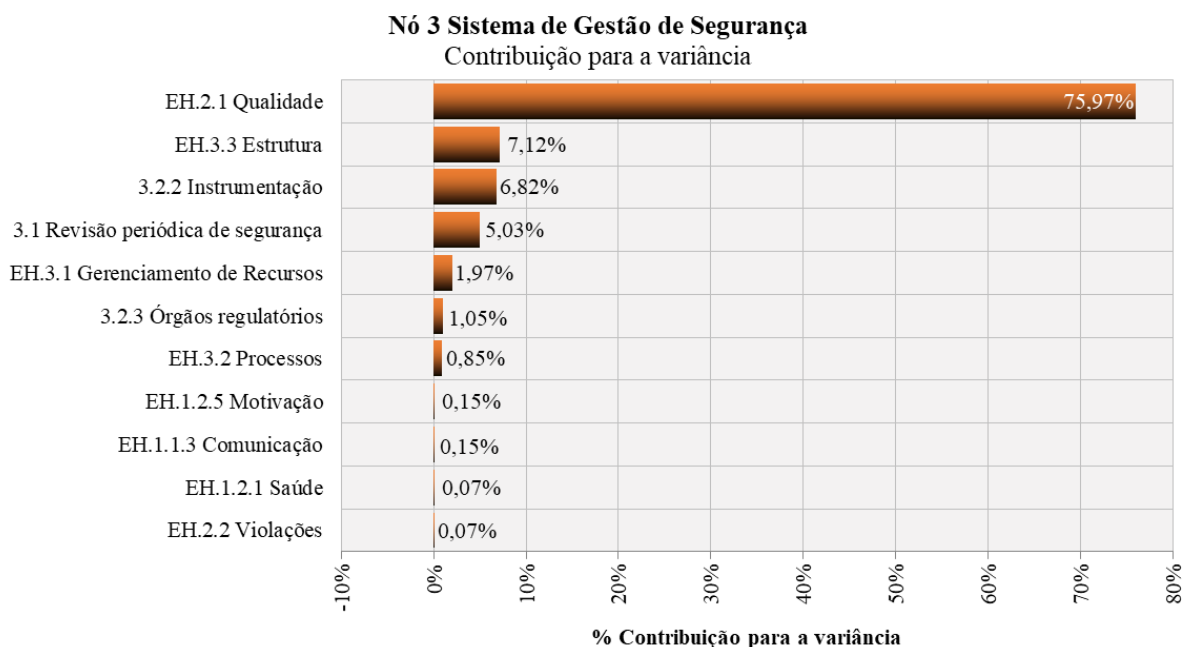


Figura 6.14 – Contribuição para variância no sistema de gestão de segurança.

Observando-se a grande impacto da qualidade na contribuição da variação da probabilidade de falha do sistema de gestão de segurança, analisa-se aqui similarmente ao item anterior a variação desta para 0,15 e 0,01. Esta análise esta apresentada na Figura 6.11.

Interpretando os resultados, o nível de contribuição da qualidade da supervisão somente é reduzido a quando se atinge o patamar de 0,01 de probabilidade, refletindo o efeito da sub-árvore de erro humano. Observa-se uma igualdade de valores entre a qualidade de supervisão e

a violação de supervisão neste ponto. As conclusões assim são análogas quando se analisou isoladamente a sub-árvore de erro humano.

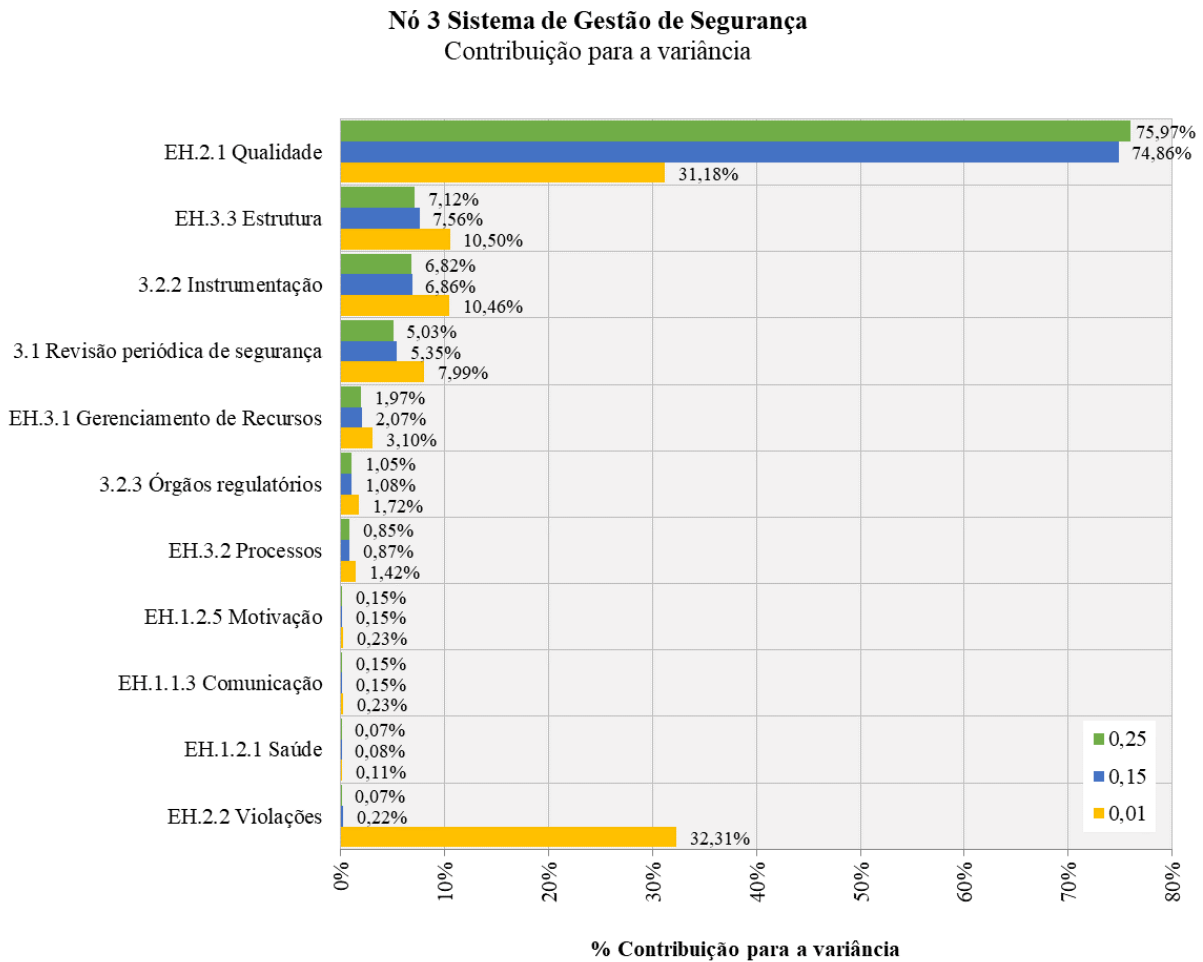


Figura 6.15 – Contribuição para variância no nó 3 – sistema de gestão de segurança em função da estimativa para o evento base qualidade da supervisão.

6.2.2 *Influência do Valor Central*

Esta seção tem como foco a avaliação da influência de cada fator de influência de eventos base na variação da probabilidade final de topo das árvores de falha para os nós 1 e 3 da árvore de eventos.

Para esta exame será acréscido em 10% os valores mais prováveis de cada variável aleatória de base, mantendo-se as demais fixas em seus valores centrais. A variabilidade de cada fator é mantida constante conforme o cenário de referência.

6.2.2.1 Análise – Nó 1 – Gestão do Nível de Água

A Tabela 6.6 apresenta a compilação dos resultados desta análise. Confirmando a análise realizada no item 6.2.1.1 os pontos de lançamento e método construtivo tiveram o maior peso sobre a variação da probabilidade, com 5,96%, sendo 15 vezes superior ao segundo fator correspondente à obstrução. Em termos absolutos é uma variação de 84% em relação aos demais fatores.

Realizando um incremento de 10% em todas as variáveis de base, obteve-se apenas um acréscimo de 6,55%, mostrando uma “inércia” da árvore em responder à variações individuais, bem como valores absolutos individuais significativamente pequenos.

Tabela 6.6 - Análise da variação da probabilidade da gestão do nível de água devido a variabilidade dos fatores isolados.

Evento Base	Estimativa (+10%)	Incerteza	Limite		Variação Probabilidade	
			Inferior	Superior	Gestão Nível de Água	
					%	Final
Cenário Referência					0,0%	0,8972
Todas Variáveis					6,547%	0,9560
Condições de percolação não previstas						
Erro de Projeto	0,165	15%	0,09	0,21	0,202%	0,8991
Alteração Granulométrica	0,009	10%	0,006	0,01	0,012%	0,8974
Sistema Extravasador						
Erro de Projeto	0,165	15%	0,09	0,21	0,202%	0,8991
Obstrução	0,275	10%	0,008	0,012	0,382%	0,9007
Gestão Disposição de Rejeitos						
Erro de Projeto	0,165	15%	0,09	0,21	0,202%	0,8991
Lançamento e Método Construtivo	0,880	10%	0,64	0,96	5,955%	0,9507
Erro Humano	0,111	-	-	-	0,128%	0,8984

O mesmo ensaio foi realizado para o erro humano e apresentado na Tabela 6.7. Conforme os resultados, a qualidade da supervisão obteve a maior influência, com 9,61%, seguido pelas variáveis da influência organizacional. A qualidade da supervisão devido à sua composição e posição na árvore de falhas tem um peso de grande atenção, sendo aproximadamente 2,5 vezes maior que o segundo fator, correspondente a estrutura organizacional com 3,94%. Em termos absolutos a qualidade de supervisão corresponde a 44,15% em relação as demais variáveis.

Na situação do erro humano o acréscimo de 10% em todas as variáveis individuais produziu uma variação de 22,67% na probabilidade de topo, mostrando uma maior sensibilidade, bem como valores absolutos individuais de maior ordem.

Tabela 6.7 - Análise da variação da probabilidade do erro humano devido a variabilidade dos fatores isolados.

Evento Base	Estimativa (+10%)	Incerteza	Limite		Variação Probabilidade Erro Humano	
			Inferior	Superior	%	Final
Todas Variáveis					22,665%	0,1236
Erro Humano						
Experiência	0,275	10%	0,2	0,3	0,569%	0,1013
Treinamento	0,275	15%	0,188	0,313	0,569%	0,1013
Comunicação	0,275	30%	0,15	0,35	0,569%	0,1013
Saúde	0,165	40%	0,075	0,225	0,301%	0,1011
Carga de Trabalho	0,165	20%	0,105	0,195	0,301%	0,1011
Ambiente de Operação	0,165	10%	0,12	0,18	0,301%	0,1011
Tempo	0,275	10%	0,2	0,3	0,569%	0,1013
Motivação	0,275	30%	0,15	0,35	0,569%	0,1013
Qualidade	0,275	40%	0,125	0,375	9,612%	0,1105
Violações	0,011	40%	0,005	0,015	0,291%	0,1011
Gerenciamento de Recursos	0,165	30%	0,09	0,21	2,087%	0,1029
Processos	0,165	20%	0,105	0,195	2,087%	0,1029
Estrutura	0,275	30%	0,15	0,35	3,943%	0,1047

6.2.2.2 Análise - Nó 3 – Sistema de Gestão de Segurança

A Tabela 6.8 mostra as variações da probabilidade final em função das variáveis de base para o sistema de gestão de segurança. Nesta simulação observou-se que o maior sensibilidade está ligada ao erro humano, com 10,11%, seguido pelas revisões periódicas de segurança com 10,00%. Em termos absolutos correspondem a cerca de 35% cada uma em relação aos demais eventos de base.

Para o sistema de gestão de segurança quando aplicado um incremento de 10% em todas variáveis observou-se uma variação na probabilidade final de 46,78%. Este fato deve-se ao menor número de níveis presentes na árvore de falhas, permitindo através da lógica booleana que os pesos individuais afetem o valor de topo.

Tabela 6.8 - Análise da variação da probabilidade do sistema de gestão de segurança devido a variabilidade dos fatores isolados.

Evento Base	Estimativa (+10%)	Incerteza	Limite		Variação Probabilidade Sistema de Gestão de Segurança	
			Inferior	Superior	%	Final
Todas Variáveis					46,787%	0,0082
Revisão periódicas de segurança						
Revisão periódicas de segurança	0,165	10%	0,12	0,18	10,000%	0,0061
Monitoramento						
Inspeções	0,011	15%	0,008	0,013	0,173%	0,0056
Instrumentação	0,275	20%	0,175	0,325	5,703%	0,0059
Orgãos Regulatórios	0,165	15%	0,113	0,188	3,019%	0,0057
Erro Humano						
Erro Humano	0,111		-		10,107%	0,0061

6.2.3 *Influência da Variabilidade*

Enquanto a seção anterior analisou a variação da probabilidade final das árvores de falha, aqui será realizada a variação da incerteza de cada evento base.

Para esta exame será acrescido 10% os valores de incerteza de cada variável aleatória de base, mantendo-se as demais fixas em seus valores. O valor mais provável é mantido constante conforme o cenário de referência.

6.2.3.1 Análise – Nó 1 – Gestão do Nível de Água

A Tabela 6.9 apresenta a compilação dos resultados desta análise. Novamente, os pontos de lançamento e método construtivo tiveram um maior impacto no desvio da probabilidade final, com 94,98%. Este número reflete a magnitude do valor central para os cálculos de probabilidade.

Realizando um incremento de 10% em todas as variáveis de base, obteve-se um acréscimo de 96,4%, transportando a grandeza da variáveis de maior peso da árvore.

Tabela 6.9 – Análise da variação do desvio da gestão do nível de água devido a variabilidade dos fatores isolados.

Evento Base	Estimativa	Incerteza (+100%)	Limite		Variação Desvio Gestão Nível de Água	
			Inferior	Superior	%	Final
Todas Variáveis					96,4%	0,0256
Condições de percolação não previstas						
Erro de Projeto	0,15	40%	0,090	0,210	-0,153%	0,0130
Mudança de Material	0,008	20%	0,006	0,010	-0,706%	0,0129
Sistema Extravasor						
Erro de Projeto	0,15	40%	0,090	0,210	0,361%	0,0131
Obstrução	0,01	20%	0,008	0,012	1,036%	0,0132
Gestão Disposição de Rejeitos						
Erro de Projeto	0,15	40%	0,090	0,210	0,338%	0,0131
Lançamento e Método Construtivo	0,75	20%	0,640	0,960	94,982%	0,0254
Erro Humano			-		0,422%	0,0131

Tabela 6.10 – Análise da variação do desvio do erro humano devido a variabilidade dos fatores isolados.

Evento Base	Estimativa	Incerteza (+10%)	Limite		Variação Probabilidade Erro Humano	
			Inferior	Superior	%	Final
Todas Variáveis					26,340%	0,02145
Erro Humano						
Experiência	0,25	20%	0,200	0,300	-0,730%	0,0169
Treinamento	0,25	25%	0,188	0,313	-0,518%	0,0169
Comunicação	0,25	40%	0,150	0,350	-0,047%	0,0170
Saúde	0,15	50%	0,075	0,225	-0,124%	0,0170
Carga de Trabalho	0,15	30%	0,105	0,195	-0,135%	0,0170
Ambiente de Operação	0,15	20%	0,120	0,180	-1,019%	0,0168
Tempo	0,25	20%	0,200	0,300	-0,342%	0,0169
Motivação	0,25	40%	0,150	0,350	-0,065%	0,0170
Qualidade	0,25	50%	0,125	0,375	21,392%	0,0206
Violações	0,01	50%	0,005	0,015	-0,577%	0,0169
Gerenciamento de Recursos	0,15	40%	0,090	0,210	0,777%	0,0171
Processos	0,15	30%	0,105	0,195	0,188%	0,0170
Estrutura	0,25	40%	0,150	0,350	2,4267%	0,0174

Para o erro humano, apresentado na Tabela 6.10, o fator de maior influência foi a qualidade da supervisão, com 21,39%, seguido por estrutura organizacional. As conclusões deste resultados são iguais ao análise realizada para a variação do valor mais provável. Em outras palavras, a qualidade da supervisão devido a sua composição e posição na árvore de falhas tem um peso de grande atenção.

Na situação do erro humano acréscimo de 10% em todas as variáveis individuais produziu uma variação de 22,67% na probabilidade de topo, mostrando uma maior sensibilidade, bem como valores absolutos individuais de maior ordem.

6.2.3.2 Análise – Nó 3 – Sistema de Gestão de Segurança

A Tabela 6.11 mostra as variações do desvio da probabilidade final em função das incertezas das variáveis de base para o sistema de gestão de segurança. Nesta simulação observou-se que o maior sensibilidade esta ligada no erro humano com 23,97%, seguido pelas revisões periódicas de segurança com 7,45%. Em termos absolutos correspondem a cerca de 67,7% e 21,0% respectivamente.

Para o sistema de gestão de segurança quando aplicado um incremento de 10% em todas variáveis observou-se uma variação na probabilidade final de 33,51%. Este fato deve-se a menor número de níveis presentes na árvore de falhas, permitindo através da lógica booleana que os pesos individuais afetem o valor de topo.

Tabela 6.11 – Análise da variação do desvio do sistema de gestão de segurança devido a variabilidade dos fatores isolados.

Evento Base	Estimativa	Incerteza (+10%)	Limite		Variação Probabilidade Sistema de Gestão de Segurança	
			Inferior	Superior	%	Final
Todas Variáveis					33,51%	0,00134
Revisão periódicas de segurança						
Revisão periódicas de segurança	7,45%	0,0011	0,120	0,180	7,45%	0,0011
Monitoramento						
Inspeções	-0,79%	0,0010	0,008	0,013	-0,79%	0,0010
Instrumentação	3,36%	0,0010	0,175	0,325	3,36%	0,0010
Órgãos Regulatórios	1,40%	0,0010	0,113	0,188	1,40%	0,0010
Erro Humano						
Erro Humano	23,97%		0,0012		23,97%	0,0012

6.3 Avaliação dos Nós 4 e 5 da Árvore de Eventos

Para a avaliação dos nós 4 e 5 da ETA, foram desenvolvidos estudos de sensibilidade das variáveis aleatórias dos parâmetros geotécnicos por meio de análises de estabilidade probabilísticas. Nestas análises são consideradas as incertezas dos parâmetros geotécnicos, tanto referente ao valor central, ou mais provável, quanto ao desvio padrão. Os métodos probabilísticos utilizados foram Monte Carlo e FOSM – *First Order Second Moment*.

Para a realização das análises deste item, foi proposta uma condição de um evento climático com Tempo de Retorno igual a 100 anos e duração crítica de 24 h, como gatilho para o cenário de referência. A altura pluviométrica correspondente ao evento climático foi definida com base na obra de Pinheiro (2011), para a estação da Mina de Alegria (Mariana-MG), sendo igual a 246 mm. Em seguida, realizou-se a construção do hietograma de precipitação, com aplicação do método proposto por Huff, com adoção do 2º Quartil e 50% de probabilidade de ocorrência. A partir deste ponto determinaram-se as taxas de infiltração devido à chuva em mm/h (Figura 6.16) e o hietograma de variação do nível do reservatório (Figura 6.17).

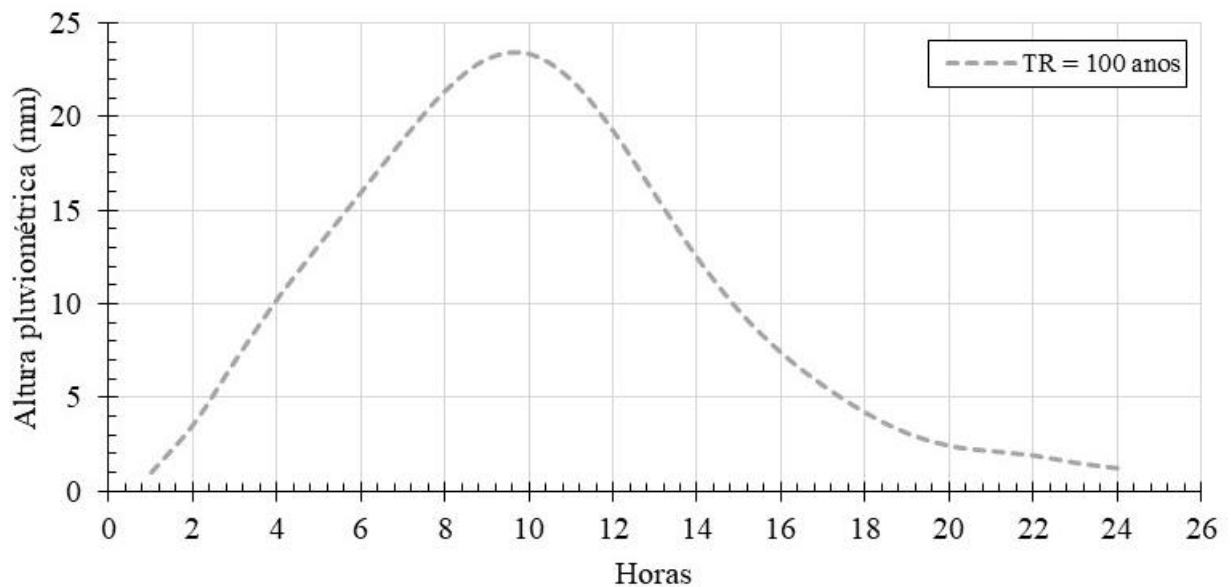


Figura 6.16 – Taxa de infiltração devido a chuva (mm/h).

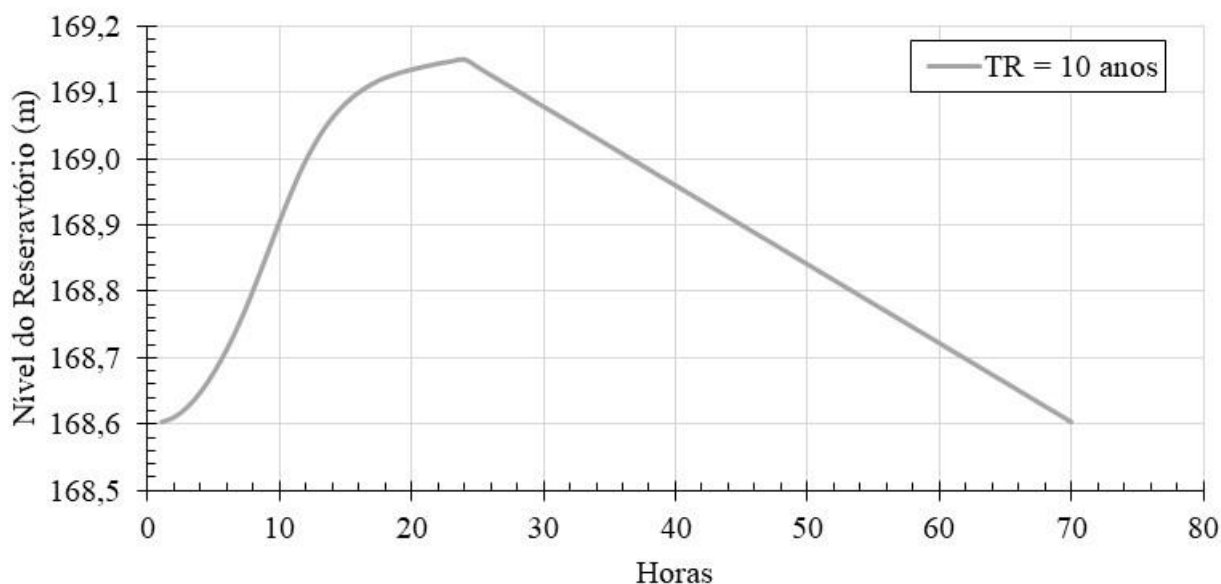


Figura 6.17 – Variação do nível do Reservatório (m).

Para a modelagem da percolação na barragem considerando o evento climático proposto, foi realizada uma análise transiente no programa SEEP/W, com duração de 24 h, em 24 etapas. Como condições de contorno, adotou-se de uma taxa de infiltração sobre os taludes e uma carga total variável sobre o reservatório. O decréscimo da curva de nível do reservatório foi proporcional à permeabilidade dos rejeitos depositados. Determinou-se ainda que não seria permitido o acúmulo de água sobre o reservatório, simulando o funcionamento do extravasor.

O estado inicial de poropressão foi estimado em uma análise permanente, onde as condições de contorno especificadas permitissem a formação de uma praia de rejeitos com 200,0 m de extensão. O modelo de material adotado para o rejeito foi o saturado/não saturado, sem anisotropia. A curva de retenção de água foi traçada por meio da opção de ajuste do SEEP/W para o modelo de Van Genuchten, enquanto para a função de teor de umidade foi utilizado os modelos do SEEP/W conforme granulometria do solo, neste caso, areia siltosa. O detalhamento da malha de elementos finitos foi estabelecido até não existirem variações significativas nas vazões da seção de controle definida na saída do dreno de fundo. Propôs-se um maior refinamento na superfície devido à carga de infiltração, conforme pluviometria.

Posteriormente à estimativa de poropressões, foi realizada análise tensão x deformação no SIGMA/W para a determinação das tensões *in situ* pré ruptura, com o modelo linear elástico. Estas tensões são necessárias no modelo de equilíbrio limite SIGMA/W STRESS para a análise de estabilidade. A estimativa da razão de resistência ao cisalhamento foi realizada pelo método

de Olson para todos os casos e as análises de estabilidade conforme descrito nos itens 5.5 e 5.6. Os parâmetros geotécnicos aplicados nesta avaliação estão descritos na Tabela 6.1.

6.3.1 *Sensibilidade dos Parâmetros Geotécnicos*

O estudo da sensibilidade deste item foi realizado utilizando o método FOSM. Segundo Pimentel *et al.* (2017), este método é de simples aplicação e fornece resultados satisfatórios na determinação da variância do fator de segurança e na probabilidade de ruptura. Outro benefício fornecido pela aplicação do método FOSM corresponde ao fato de que se pode determinar a influência de cada variável aleatória na variância do fator de segurança. Desta forma, esse método é também visto como “*um método de análise de sensibilidade ou paramétrico estruturado*” (DUNCAN, 2000).

O método apresenta como desvantagem o fato de que não se obtém uma função de distribuição estatística do fator de segurança, sendo que o cálculo da probabilidade de ruptura deve ser realizado mediante a adoção de uma função de distribuição para o FS. Outro aspecto importante é que, a superfície crítica determinística deve ser determinada com bastante rigor, pois todos os cálculos do método FOSM se referem ao fator de segurança médio determinístico, ou seja, obtido utilizando-se os valores médios dos parâmetros geotécnicos (PIMENTEL *et al.*, 2017).

Para aplicação do método FOSM foram utilizadas oito variáveis aleatórias: *o peso específico, a coesão, o ângulo de atrito, a razão de resistência (pico ou liquefeita), o coeficiente de permeabilidade, o teor de umidade saturado, o teor de umidade residual e módulo de elasticidade*. Todas as variáveis aleatórias são referentes ao rejeito na condição saturada (não-drenada) e não saturada (drenado). Observa-se que não foi considerada a correlação entre as variáveis.

Para o cálculo das derivadas parciais ($\delta F_i / \delta X_i$) foi utilizado nas análises, além de incrementos positivos ($+\delta X_i$) a simulação por diferenças centrais ($+\delta X_i$ e $-\delta X_i$). Para isso foi adotada uma taxa de incremento de 10%, conforme recomendado por Farias & Assis (1998). Segundo os autores uma taxa de variação entre 1% e 10% do valor médio é adequada.

Foi utilizado o critério de busca de superfície de ruptura circular e otimizada ou não circular.

6.3.1.1 Análise - Nó 4 – Início do Fluxo por Liquefação

A Tabela 6.12 apresenta um resumo dos resultados obtidos nas análises para as duas condições propostas para o estudo do início do fluxo por liquefação e a Figura 6.19 a contribuição, em termos percentuais, de cada parâmetro na variância do fator de segurança.

Tabela 6.12 – Resultados da função de desempenho segundo o método FOSM para o estudo de sensibilidade no início do fluxo por liquefação.

Cenário	Taxa de variação (%)	Superfície	FS _{médio}	Desvio Padrão σ	Probabilidade PR
1	+10%	Circular	1,129	0,088	0,07
		Otimizada	1,095	0,088	0,14
2	±10%	Circular	1,129	0,093	0,08
		Otimizada	1,095	0,091	0,15

De acordo com os resultados apresentados, observa-se uma pequena variação da probabilidade de ruptura do talude abrangendo uma faixa entre 7% e 15%, dependendo do método de análise e do tipo da superfície de ruptura. Comparando os resultados obtidos tem-se maiores desvios quando foi adotado o método das diferenças centrais, contudo em pequena magnitude. Com relação a probabilidade de ruptura para a superfície otimizada, a mesma é duas vezes o valor da superfície circular independente do método de incremento. Ressalta-se, que de maneira geral os fatores de segurança e as probabilidades de ruptura indicam um talude com alta probabilidade de ruptura. A Figura 6.18 ilustra a probabilidade de falha para os cenários analisados, adotou-se para isso a distribuição normal via planilha Excel.

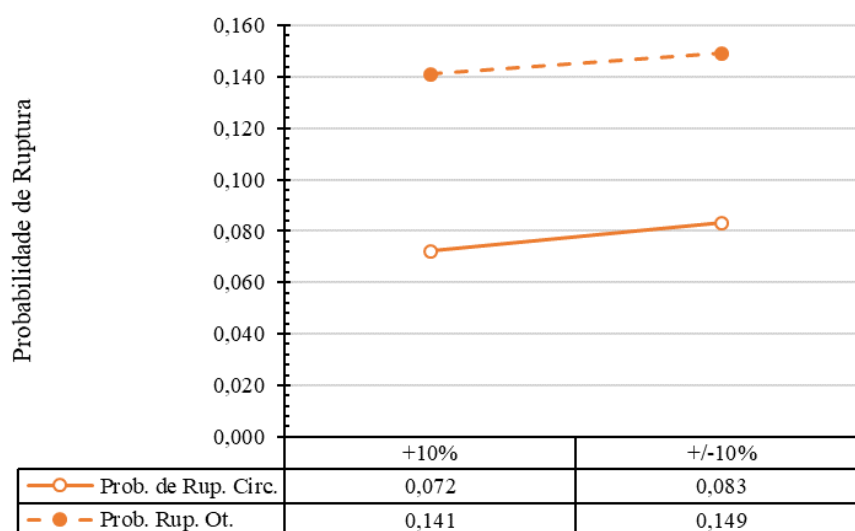


Figura 6.18 – Probabilidade de ruptura *versus* Cenários avaliados para início do fluxo por liquefação.

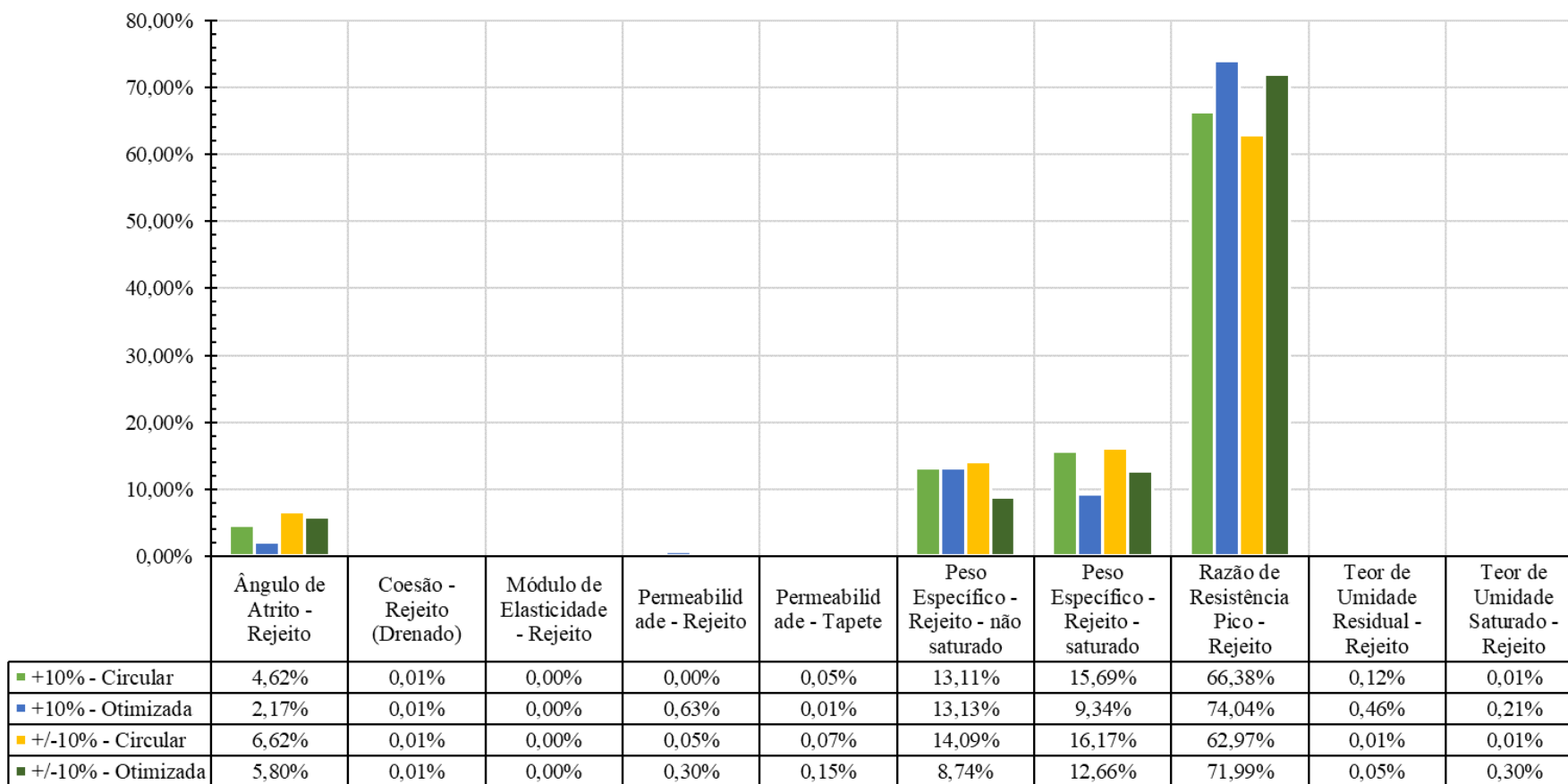


Figura 6.19 – Resultados das variáveis de influência para as análises de estabilidade FOSM para estudo de sensibilidade no início do fluxo por liquefação.

Para ambos os cenários avaliados a sensibilidade do método FOSM mostra um forte domínio da razão de resistência de pico com valores indo de 62,9% a 74,0%, seguido pelo peso específico saturado (9,34% - 16,17%) e não saturado (8,74% - 14,09%). Em menor contribuição temos o ângulo de atrito (2,17% - 6,62%). As demais variáveis tiveram contribuição muito reduzida não somando 1,0%. Os resultados além da forte influência da razão de resistência indicam a convergência dos métodos utilizados.

6.3.1.2 Análise – Nó 5 – Progresso do Fluxo por Liquefação

A Tabela 6.13 apresenta um resumo dos resultados obtidos nas análises para as duas condições propostas para o estudo do progresso do fluxo por liquefação e na Figura 6.20 a contribuição, em termos percentuais, de cada parâmetro na variância do fator de segurança.

Tabela 6.13 – Resultados da função desempenho segundo o método FOSM para estudo de sensibilidade no progresso do fluxo por liquefação.

Cenário	Taxa de variação (%)	Superfície	FS _{médio}	Desvio Padrão σ	Probabilidade PR
1	+10%	Circular	0,602	0,030	1,00
		Otimizada	0,542	0,055	1,00
2	±10%	Circular	0,602	0,064	1,00
		Otimizada	0,542	0,056	1,00

Pelos resultados apresentados não se observa variação da probabilidade de ruptura do talude, tendo todas as análises uma probabilidade de 100% do fator de segurança ser menor do que um. Ou seja, caso a estrutura tenha o gatilho acionado, a análise pós gatilho indica a ruptura final da barragem. Destaca-se que foi considerado um modelo no qual toda região tem os parâmetros reduzidos, sendo susceptível a liquefação podendo assim, explicar o resultado. A possível eliminação do Nó somente pode ser cogitada frente a análise de outros modelos. Lembra-se que o método de análise sugerido por Olson (2001) simplifica o fenômeno de ruptura progressiva.

Quanto a utilização de análises circulares ou otimizadas observa-se um aumento da probabilidade de ruptura para os cenários otimizados, nos quais se considera superfícies de ruptura compostas da mesma maneira que nas análises de pico.

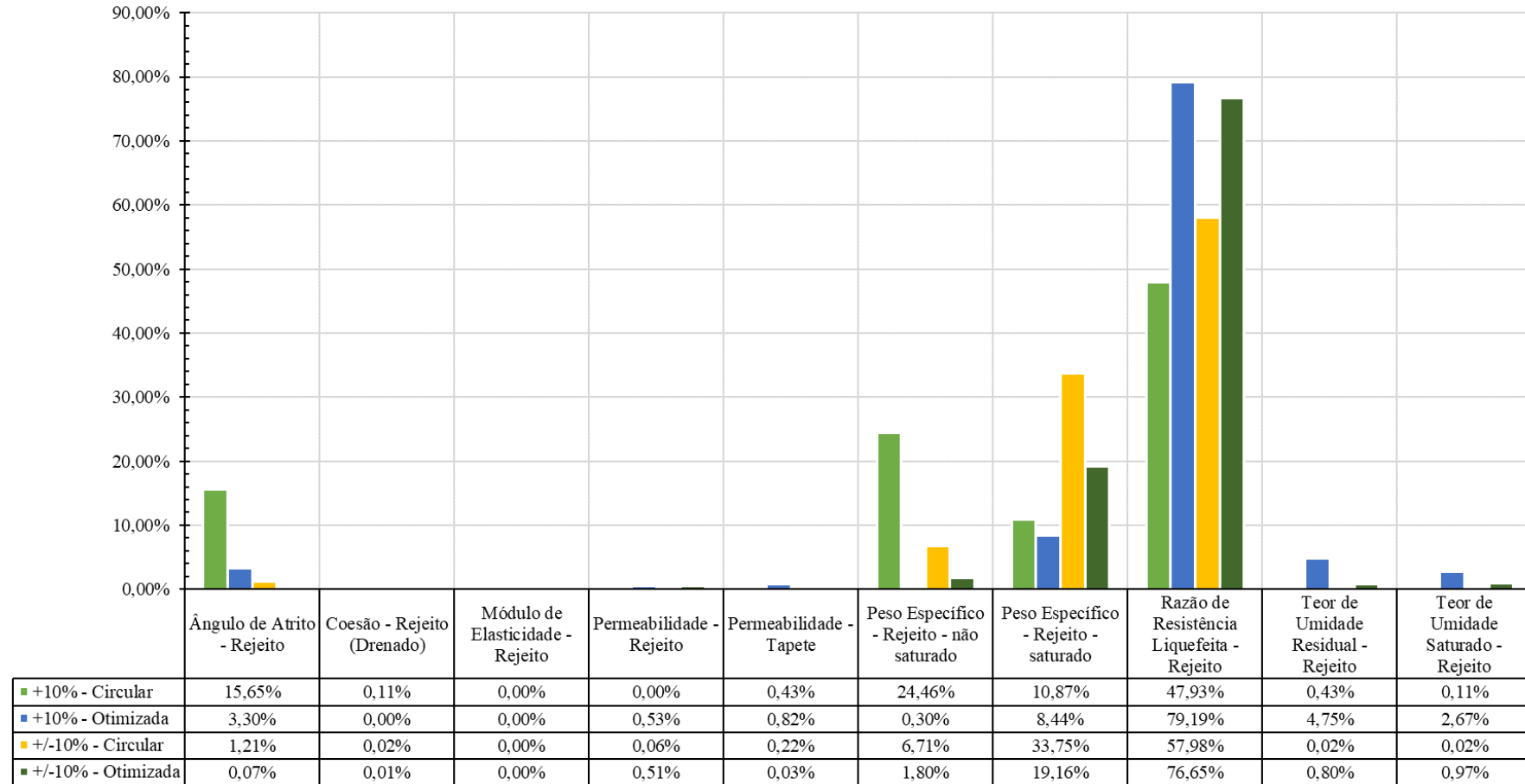


Figura 6.20 - Resultados das variáveis de influência para as análises de estabilidade FOSM para estudo de sensibilidade no progresso do fluxo por liquefação.

Para ambos os cenários avaliados a sensibilidade do método FOSM mostra um forte domínio da razão de resistência de liquefeita com valores indo de 47,93% a 79,19%, seguido pelo peso específico saturado (8,44% - 33,75%) e não saturado (0,30% - 24,46%). Em menor contribuição temos o ângulo de atrito (0,07% - 15,65%). As demais variáveis tiveram contribuição muito reduzida, contudo, para alguns cenários o teor de umidade obteve contribuição de até 4,75%.

6.3.2 *Influência do Valor Central*

O estudo da influência do valor central, ou valor mais provável, objetiva parametrizar valores de razão de resistência com a probabilidade de ruptura. Partindo desta premissa, foram realizadas análises de estabilidade probabilísticas por meio do método Monte Carlo, para quatro cenários.

Estes cenários são distinguidos pelas distribuições estatísticas da razão de resistência, que foram ajustados para as três barragens do quadrilátero ferrífero, somando-se ao cenário de referência já avaliado.

Considerou-se aqui as distribuições de probabilidade baseadas no ajuste de parâmetros obtidos em ensaios relatados na literatura.

A Figura 6.21 mostra as funções densidade de probabilidade para a razão de resistência de pico para os quatro cenários supracitados, enquanto a Figura 6.22, para a razão de resistência liquefeita. As variáveis estatísticas são apresentadas no Apêndice II, assim como os histogramas de frequência. Todas as funções foram ajustadas baseadas no teste K-S.

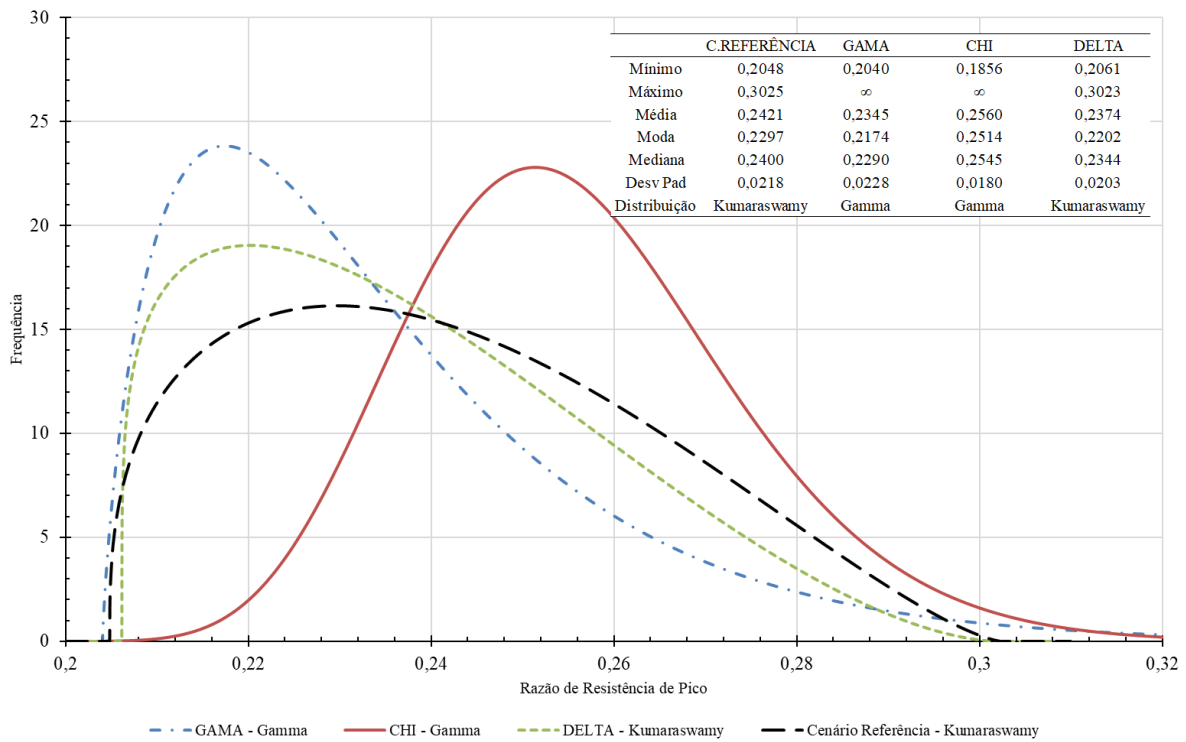


Figura 6.21 – Funções de densidade de probabilidade para a razão de resistência de pico para quatro rejeitos.

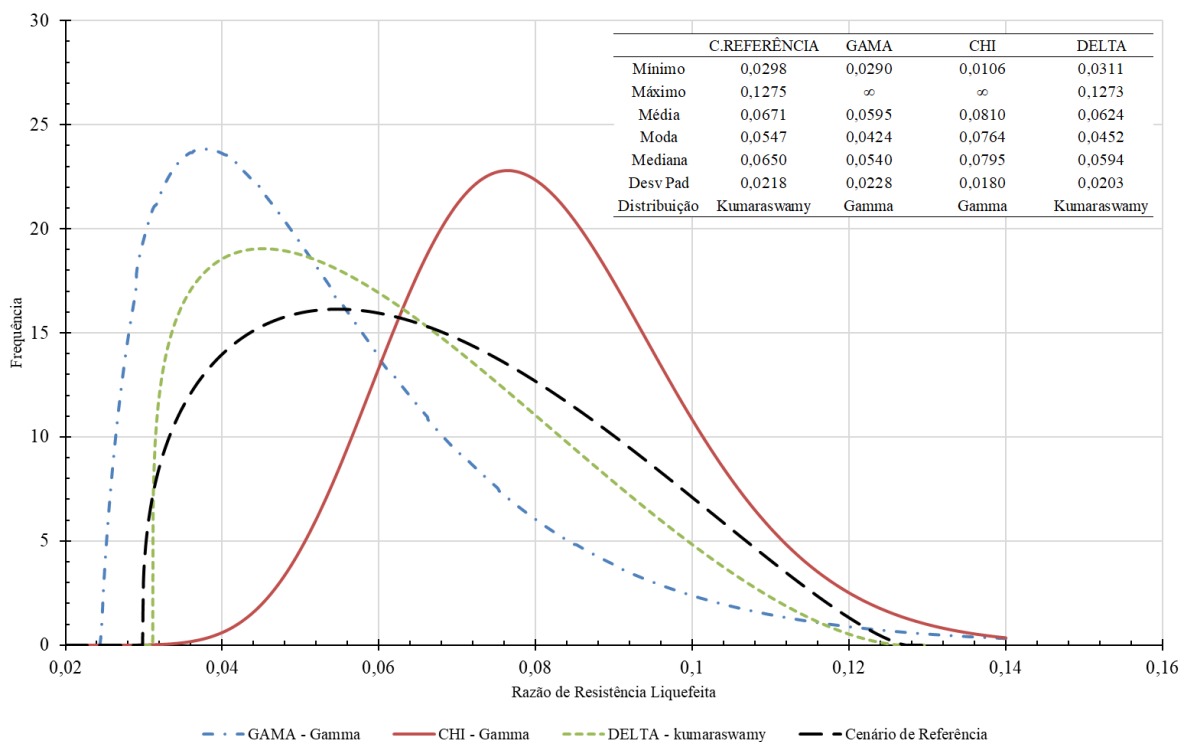


Figura 6.22 – Funções de densidade de probabilidade para a razão de resistência liquefeita para quatro rejeitos.

Ressalta-se que por se aplicar estes parâmetros em uma geometria hipotética, os resultados não refletem as condições de estabilidade física destas estruturas, que aqui são apresentadas com nomes fictícios. Busca-se neste trabalho somente avaliar a influência e a sensibilidade dos parâmetros na geotecnia estatística.

As análises foram realizadas no software SLOPE/W com 10.000 iterações e critério de busca de superfície de ruptura circular e otimizada ou não circular. Para as distribuições estatísticas que não possuíam funções padrão implementadas no *software*, as mesmas foram ajustadas por meio da função “*General probability function*”. Nesta opção é possível personalizar uma distribuição genérica.

Nos itens a seguir são apresentados e discutidos os resultados para as diferentes distribuições de probabilidade utilizadas.

6.3.2.1 Análise – Nó 4 – Início do Fluxo por Liquefação

A Tabela 6.14 e a Figura 6.23 resumam os resultados para os quatro cenários analisados, para ambos os métodos de cálculo de superfície de ruptura.

Tabela 6.14 - Resultados da função desempenho segundo o método Monte Carlo para estudo da influência do valor central no início do fluxo por liquefação.

Cenários	Superfície de ruptura	Ajuste @Risk	FS _{médio}	Desvio	Probabilidade
				Padrão σ	PR
Barragem Gama	Circular	Gaussiana inversa	1,106	0,071	$2,9 \times 10^{-4}$
	Otimizada	Gaussiana inversa	1,071	0,073	$1,1 \times 10^{-1}$
Barragem Delta	Circular	Beta General	1,117	0,063	$1,5 \times 10^{-4}$
	Otimizada	Beta General	1,081	0,065	$9,8 \times 10^{-2}$
Cenário de Referência	Circular	Beta General	1,132	0,068	$3,1 \times 10^{-4}$
	Otimizada	Beta General	1,096	0,070	$7,7 \times 10^{-2}$
Barragem Chi	Circular	Gama	1,175	0,054	$8,2 \times 10^{-5}$
	Otimizada	Gama	1,139	0,056	$3,2 \times 10^{-3}$

Os resultados encontrados demonstram uma relação direta entre a razão de resistência de pico e o fator de segurança, tendo uma relação praticamente linear para os valores analisados. A relação encontrada para o modelo proposto é apresentada nas Equações 7.1 e 7.2.

$$FS = 3,1898 \frac{Su}{\sigma} + 0,3591 \quad (R^2 = 0,9991 - \text{Circular}) \quad (7.1)$$

$$FS = 3,1617 \frac{Su}{\sigma} + 0,3303 \quad (R^2 = 0,9997 - \text{Otimizada}) \quad (7.2)$$

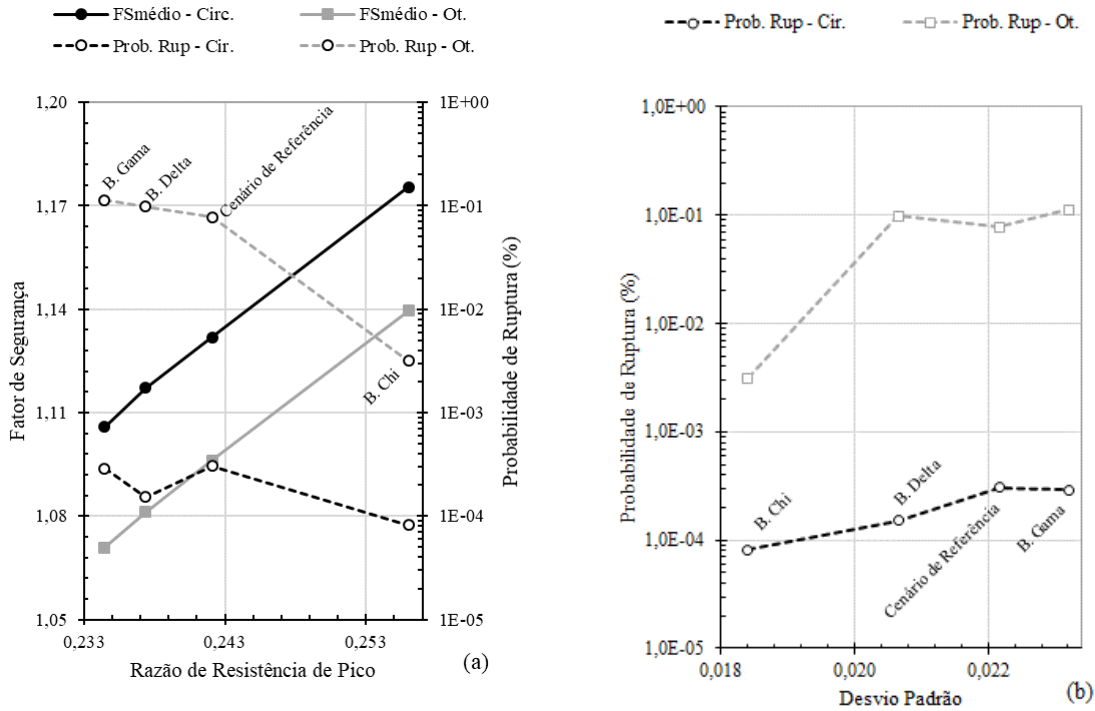


Figura 6.23 – Resultados para avaliação da influência do valor central. (a) Razão de resistência de pico *versus* Fator de segurança; (b) Desvio Padrão *versus* Probabilidade de ruptura.

Quanto à probabilidade, esta se encontra inversamente ligada a razão de resistência de pico tendo uma variação entre 8×10^{-5} à 3×10^{-4} , a depender do cenário analisado. A probabilidade apresentou uma menor variação que o fator de segurança em relação a razão de resistência de pico, uma vez que se encontra ligada mais diretamente a variabilidade dos parâmetros (desvio padrão) e não ao valor médio do mesmo como pode se observar na Figura 6.23b.

6.3.2.2 Análise – Nó 5 – Progresso Fluxo por Liquefação

A Tabela 6.15 e Figura 6.24 resumam os resultados para os quatro cenários analisados, para ambos os métodos de cálculo de superfície de ruptura.

Tabela 6.15 - Resultados da função desempenho segundo o método Monte Carlo para estudo da influência do valor central no progresso do fluxo por liquefação.

Cenários	Superfície de ruptura	Ajuste @Risk	FS _{médio}	Desvio	Probabilidade
				Padrão σ	PR
Barragem Gama	Circular	Gaussiana inversa	0,549	0,068	1,00
	Otimizada	Gaussiana inversa	0,495	0,070	1,00
Barragem Delta	Circular	Beta General	0,561	0,064	1,00
	Otimizada	Beta General	0,507	0,066	1,00
Cenário de Referência	Circular	Beta General	0,576	0,069	1,00
	Otimizada	Beta General	0,527	0,070	1,00
Barragem Chi	Circular	Loglogistic	0,651	0,056	1,00
	Otimizada	Loglogistic	0,595	0,058	1,00

Os resultados encontrados demonstram uma relação direta entre a razão de resistência liquefeita e o fator de segurança, tendo uma relação praticamente linear para os valores analisados. A relação encontrada para o modelo proposto é apresentada nas Equações 7.3 e 7.4.

$$FS = 4,785 Su/\sigma + 0,2615 \quad (R^2 = 0,9913 - \text{Circular}) \quad (7.3)$$

$$FS = 4,688 Su/\sigma + 0,2147 \quad (R^2 = 0,9992 - \text{Otimizada}) \quad (7.4)$$

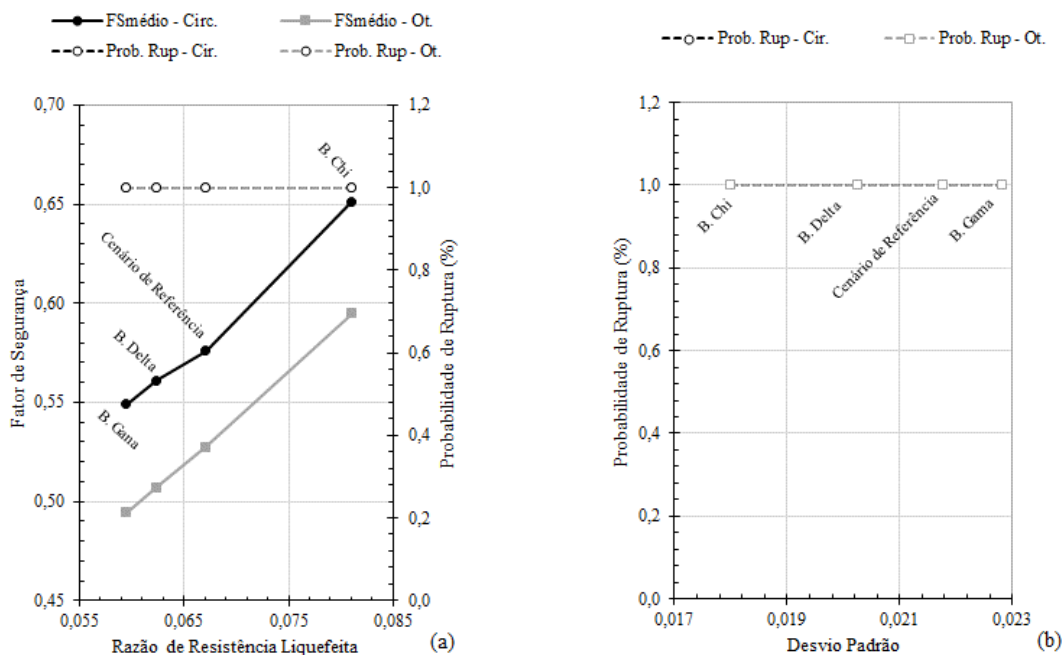


Figura 6.24 – Resultados para avaliação da influência do valor central. (a) Razão de resistência liquefeita *versus* Fator de segurança; (b) Desvio Padrão *versus* Probabilidade de ruptura.

Quanto a probabilidade esta foi igual a 100% para todos os casos analisados.

6.3.3 *Influência da Variabilidade*

No esforço de assimilar a forma com que os parâmetros aleatórios interferem na confiabilidade, neste item é analisada a influência da variabilidade por meio dos coeficientes de variação. Uma sequência de análises probabilísticas é realizada de forma a avaliar esta influência. Este tópico é sub-dividido em dois cenários de simulações.

No primeiro cenário, faz-se uma mudança nos CVs de todas as variáveis aleatórias em três faixas, a saber: CV mínimo, CV médio e CV máximo, de acordo com Tabela 6.2. Para o segundo cenário, o CV é variado individualmente para cada parâmetro, tendo em vista o CV máximo. Busca-se investigar a evolução da confiabilidade e a sensibilidade dos parâmetros de forma geral e de caso a caso.

As análises foram realizadas com o método Monte Carlo, considerando quatro variáveis aleatórias: o peso específico, a coesão, o ângulo de atrito, a razão de resistência (pico ou liquefeita).

As análises de Monte Carlo foram realizadas no software SLOPE/W com 10.000 iterações e critério de busca de superfície de ruptura otimizada ou não circular. As distribuições estatísticas para cada parâmetro tiveram que ser ajustadas para utilização das funções padrão do software, conforme descrito na revisão bibliográfica, a saber:

- Peso específico: Normal;
- Coesão: Log Normal;
- Ângulo de atrito: Normal;
- Razão de resistência: Log Normal.

6.3.3.1 Análise – Nó 4 – Início do Fluxo por Liquefação

Para o Cenário 1, a Tabela 6.16 e a Figura 6.25 mostram a evolução da probabilidade de ruptura, utilizando análises do tipo Monte Carlo. O gráfico representa o Cenário 1, onde as incertezas dos parâmetros são examinadas em sua totalidade, ou seja, a variação conjunta do desvio padrão.

Tabela 6.16 - Resultados para estudo de influência da variabilidade no início do fluxo por liquefação para Cenário 1.

Cenários	Superfície de ruptura	Distribuição	FS _{médio}	Desvio Padrão σ	Probabilidade PR
MÉTODO MONTE CARLO					
CV MÁX	Circular	Gumbel	1,131	0,311	0,38
	Otimizada	Gumbel	1,094	0,317	0,44
CV MED	Circular	Pearson5	1,130	0,230	0,31
	Otimizada	Pearson5	1,094	0,235	0,38
CV MÍN	Circular	Pearson5	1,130	0,192	0,26
	Otimizada	Pearson5	1,094	0,196	0,34

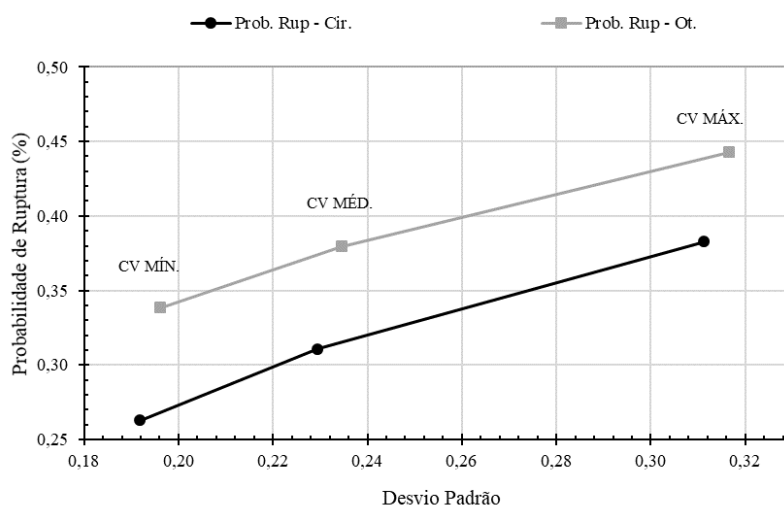


Figura 6.25 – Evolução da probabilidade de ruptura com o CV para estudo de influência da variabilidade no início do fluxo por liquefação para Cenário 1.

Observa-se um acréscimo da probabilidade de ruptura a medida que o desvio padrão aumenta, obtendo uma variação inferior a uma ordem de grandeza para o intervalo proposto.

No que concerne ao formato da superfície de ruptura, como esperado ocorre um aumento da probabilidade para a superfície otimizada numa taxa entre 1% a 8%. Fato interessante, contudo, trata-se que comparando uma superfície otimizada com a variação do CV mínimo e uma superfície circular com a variação igual a CV máximo, tem-se uma probabilidade maior para o segundo cenário. Essa dedução, ainda que extrema, demonstra o quanto a incerteza dos parâmetros interfere na confiabilidade.

Para o Cenário 2, a Tabela 6.17 e a Figura 6.26 mostram a evolução da probabilidade de ruptura, utilizando análises do tipo Monte Carlo. O gráfico representa o Cenário 2, onde as incertezas

dos parâmetros são examinadas individualmente, ou seja, a variação isolada do desvio padrão de cada variável aleatória.

Tabela 6.17 - Resultados para estudo de influência da variabilidade no início do fluxo por liquefação para Cenário 2.

Cenários	Superfície de ruptura	Distribuição	FS _{médio}	Desvio Padrão σ	Probabilidade PR
MÉTODO MONTE CARLO					
Ângulo de atrito	Circular	Pearson 5	1,132	0,231	0,31
	Otimizada	Pearson 5	1,095	0,235	0,38
Coesão	Circular	Pearson 5	1,130	0,230	0,31
	Otimizada	Pearson 5	1,094	0,235	0,38
Peso específico rejeito não saturado	Circular	Pearson 5	1,130	0,232	0,31
	Otimizada	Pearson 5	1,094	0,238	0,38
Peso específico rejeito saturado	Circular	Pearson 5	1,130	0,232	0,31
	Otimizada	Pearson 5	1,094	0,237	0,38
Razão de resistência de pico	Circular	Gumbel	1,130	0,306	0,38
	Otimizada	Gumbel	1,094	0,313	0,44

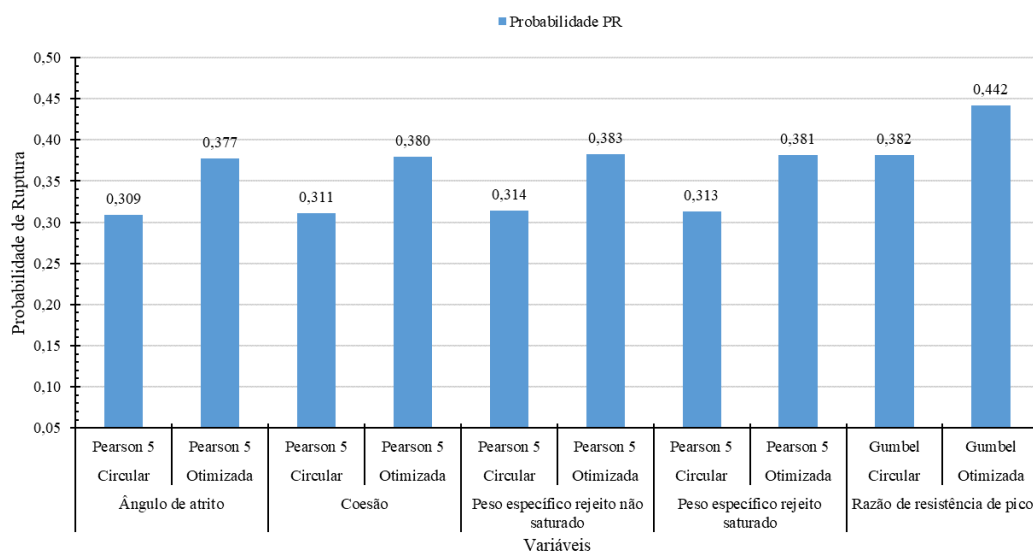


Figura 6.26 – Evolução do índice de confiabilidade com o CV para estudo de influência da variabilidade no início do fluxo por liquefação para Cenário 2.

Observa-se que as variações individuais dos CV não causam uma variação direta na probabilidade de ruptura, com exceção da variação do CV da razão de resistência de pico, que mostra um incremento muito reduzido no resultado, bem como no desvio padrão.

No que concerne ao formato da superfície de ruptura, como esperado ocorre um aumento da probabilidade para a superfície otimizada numa taxa entre 2% e 7%.

6.3.3.2 Análise – Nó 5 – Progresso Fluxo por Liquefação

Para o Cenário 1, a Tabela 6.18 mostra a evolução da probabilidade de ruptura, utilizando análises do tipo Monte Carlo. Os resultados mostram as incertezas dos parâmetros examinadas em sua totalidade, ou seja, a variação conjunta do desvio padrão.

Tabela 6.18 - Resultados para estudo de influência da variabilidade no progresso do fluxo por liquefação para Cenário 1.

Cenários	Superfície de ruptura	Distribuição	FS _{médio}	Desvio Padrão σ	Probabilidade PR
MÉTODO MONTE CARLO					
CV MÁX	Circular	Pearson5	0,577	0,091	1,00
	Otimizada	Gumbel	0,528	0,093	1,00
CV MED	Circular	Pearson5	0,576	0,066	1,00
	Otimizada	Pearson5	0,527	0,066	1,00
CV MÍN	Circular	Lognormal	0,576	0,054	1,00
	Otimizada	Pearson5	0,527	0,055	1,00

Observa-se um decréscimo da probabilidade de ruptura a medida que o desvio padrão aumenta, obtendo uma variação inferior a uma ordem de grandeza para o intervalo proposto.

No que concerne ao formato da superfície de ruptura, ocorre uma diminuição da probabilidade para a superfície otimizada numa taxa entre 3% e 8%.

Para o Cenário 2, a Tabela 6.19 mostra a evolução da probabilidade de ruptura, utilizando análises do tipo Monte Carlo. Os resultados mostram as incertezas dos parâmetros onde são examinadas individualmente, ou seja, a variação isolada do desvio padrão de cada variável aleatória.

Tabela 6.19 – Resultados para estudo de influência da variabilidade no progresso do fluxo por liquefação para Cenário 2.

Cenários	Superfície de ruptura	Distribuição	FS _{médio}	Desvio Padrão σ	Probabilidade PR
MÉTODO MONTE CARLO					
Ângulo de atrito	Circular	Pearson 5	0,578	0,072	1,00
	Otimizada	Pearson 5	0,528	0,069	1,00
Coesão	Circular	Pearson 5	0,576	0,066	1,00
	Otimizada	Pearson 5	0,527	0,066	1,00
Peso específico rejeito não saturado	Circular	Pearson 5	0,576	0,066	1,00
	Otimizada	Pearson 5	0,527	0,067	1,00
Peso específico rejeito saturado	Circular	Pearson 5	0,576	0,066	1,00
	Otimizada	Pearson 5	0,527	0,066	1,00
Razão de resistência liquefeita	Circular	Gumbel	0,576	0,088	1,00
	Otimizada	Gumbel	0,527	0,088	1,00

Observa-se que a variação individual dos CV não causam uma variação direta na probabilidade de ruptura. No que concerne ao formato da superfície de ruptura, como esperado ocorre um aumento da probabilidade para a superfície otimizada numa taxa entre 6% e 8%.

6.3.4 *Influência da Permeabilidade*

Como fatores condicionantes para a ocorrência do fenômeno de liquefação, os solos encontram-se saturados e com a capacidade de dissipação de poropressões limitada, pela velocidade do carregamento e pela condutividade hidráulica dos solos. Desta forma, apresenta-se neste item a avaliação da influência da permeabilidade na probabilidade de ruptura. Foram estudados dois cenários: o primeiro onde varia-se a permeabilidade do sistema de drenagem interna e no segundo onde varia-se a permeabilidade dos rejeitos depositados. Os demais parâmetros e condições de contorno forma mantidas conforme cenário de referência.

Para investigar este efeito, análises de estabilidade de início de fluxo por liquefação do tipo Monte Carlo foram realizadas com diferentes redes de fluxo. As condições de fluxo foram variadas alterando-se a permeabilidade média nas análises de percolação com acréscimos e decréscimos buscando simular uma potencial colmatção.

6.3.4.1 Influência da Permeabilidade do Sistema de Drenagem Interna

A Figura 6.27 e a Figura 6.28 resumem os resultados para o Cenário 1 onde se alterou a permeabilidade do sistema de drenagem interna, bem como na Tabela 6.20, onde k_s é a permeabilidade saturada e ‘s’ o desvio padrão.

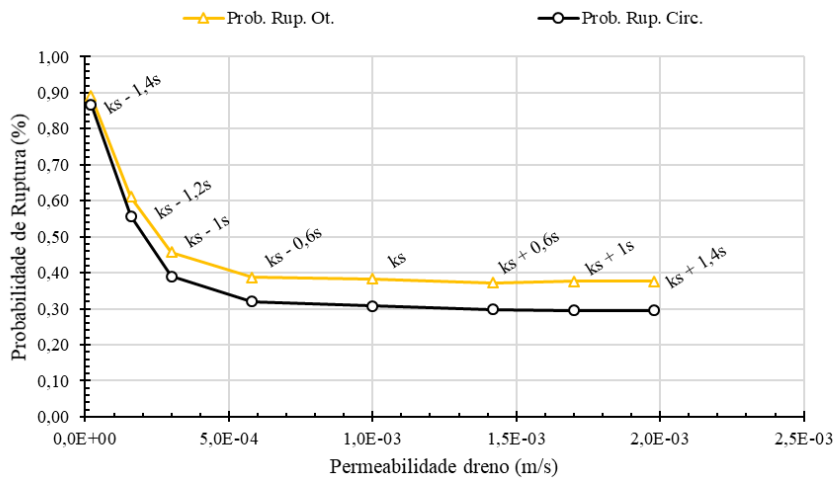


Figura 6.27 – Probabilidade de ruptura ao início ao fluxo liquefação *versus* Permeabilidade da drenagem interna.

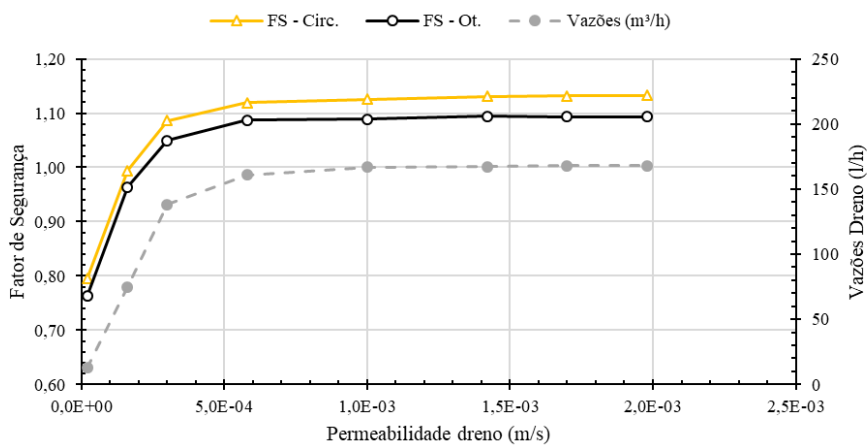


Figura 6.28 – Fator de segurança ao início ao fluxo liquefação *versus* Permeabilidade da drenagem interna.

Tabela 6.20 – Resultados para o estudo de influência da permeabilidade da drenagem interna no início do fluxo por liquefação.

Cenários	Permeabilidade		Superfície de ruptura	FS _{médio}	Desvio Padrão σ	Prob. PR	Vazão (l/h)	% do valor médio
	(m/h)	(m/s)						
$k_s - 1,4\sigma$	0,072	$2,0 \times 10^{-5}$	Circular	0,795	0,188	0,87	12,57	7,53
			Otimizada	0,762	0,193	0,89		
$k_s - 1,2\sigma$	0,576	$1,6 \times 10^{-4}$	Circular	0,994	0,215	0,56	75,08	45,01
			Otimizada	0,963	0,221	0,61		
$k_s - 1\sigma$	1,080	$3,0 \times 10^{-4}$	Circular	1,086	0,228	0,39	138,28	82,91
			Otimizada	1,050	0,230	0,46		
$k_s - 0,6\sigma$	2,088	$5,8 \times 10^{-4}$	Circular	1,120	0,219	0,32	160,80	96,41
			Otimizada	1,087	0,227	0,39		
k_s	3,600	$1,0 \times 10^{-3}$	Circular	1,126	0,219	0,31	166,79	100,00
			Otimizada	1,089	0,227	0,38		
$k_s + 0,6\sigma$	5,112	$1,4 \times 10^{-3}$	Circular	1,130	0,218	0,30	167,36	100,34
			Otimizada	1,094	0,224	0,37		
$k_s + 1\sigma$	6,120	$1,7 \times 10^{-3}$	Circular	1,132	0,218	0,30	167,85	100,64
			Otimizada	1,093	0,228	0,38		
$k_s + 1,4\sigma$	7,128	$2,0 \times 10^{-3}$	Circular	1,132	0,218	0,30	168,11	100,79
			Otimizada	1,093	0,228	0,38		

(*) Todas as análises seguiram a distribuição Pearson 5.

Como pode-se observar, ocorre um aumento da probabilidade de ruptura à medida que o sistema de drenagem é colmatado, ocorrendo simultaneamente uma redução das vazões do dreno de fundo e do fator de segurança médio. Este aumento de probabilidade ocorre de forma potencial conforme as Equações 7.5 e 7.6, caso sejam consideradas somente as simulações onde ocorre colmatagem ($k_s - 1,4\sigma$ a k_s).

$$PR = 0,4236 \times k_s^{-0,283} \quad (R^2 = 0,9659 - \text{Circular}) \quad (7.5)$$

$$PR = 0,4913 \times k_s^{-0,232} \quad (R^2 = 0,9644 - \text{Otimizada}) \quad (7.6)$$

Em que: PR: probabilidade de ruptura e k_s : permeabilidade saturada (m/h).

Da mesma forma, as vazões e os fatores de segurança podem ser estimados para o intervalo considerado, conforme Equações 7.7, 7.8 e 7.9.

$$Q = 0,0423 \times \ln k_s + 0,1199 \quad (R^2 = 0,9506) \quad (7.7)$$

$$FS = 0,0899 \times \ln k_s + 1,0435 \quad (R^2 = 0,9662 - \text{Circular}) \quad (7.8)$$

$$FS = 0,0890 \times \ln k_s + 1,0097 \quad (R^2 = 0,9652 - \text{Otimizada}) \quad (7.9)$$

Em que: Q: vazão (m^3/h); FS: fator de segurança e k_s : permeabilidade saturada (m/h).

Na situação oposta, contudo, não ocorre grande variação. O aumento da permeabilidade do dreno não altera as vazões médias bem como a probabilidade de ruptura e o fator de segurança. Desta maneira, entende-se que o controle da saturação de uma barragem de rejeitos é condicionado até certo ponto pela permeabilidade do filtro. Sendo que a partir deste limite outros atores são importantes, como por exemplo a permeabilidade dos rejeitos e mesmo a forma geométrica do dreno.

Na Figura 6.29 é mostrada a variação da superfície freática no interior do maciço do aterro em função da alteração da permeabilidade do sistema de drenagem interna. Para o caso extremo de colmatção, onde a vazão é 7,5% da inicial, ocorrem processos de surgências, com chance elevada de ruptura da barragem, não so por liquefação, mas também por erosão interna. Situações como esta já são consideradas críticas, necessitando de intervenções imediatas, bem como acionamento do plano de ações emergenciais.

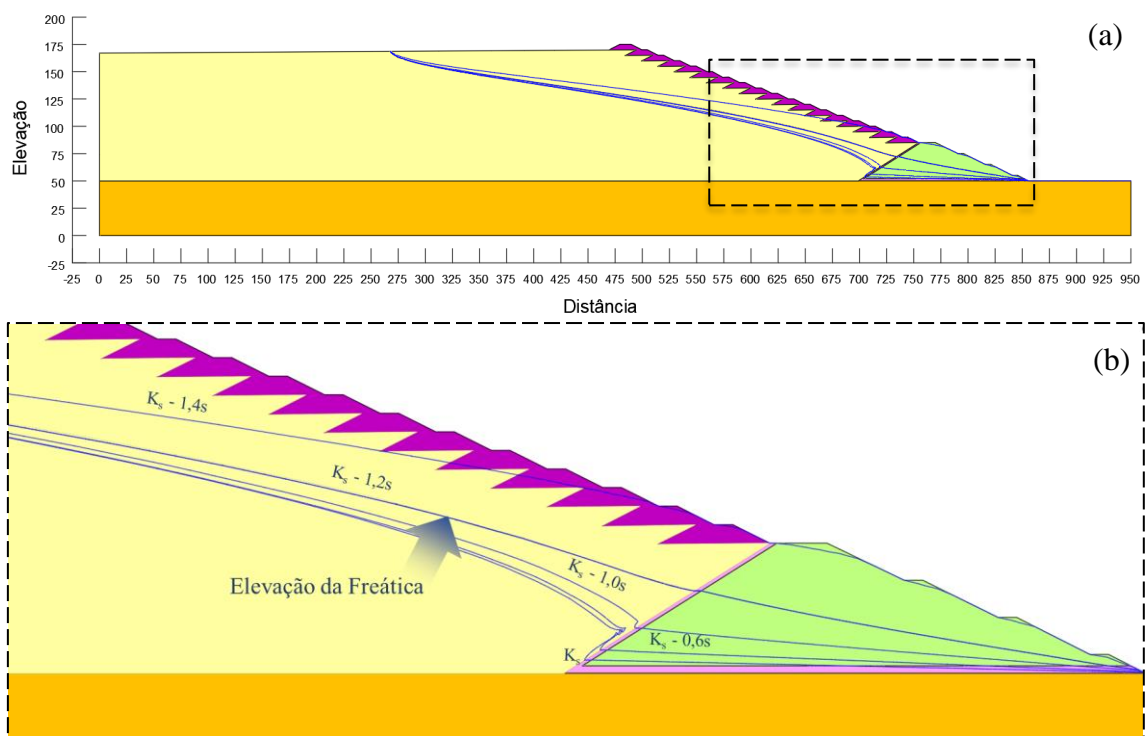


Figura 6.29 – Processo de colmatção do sistema de drenagem interna (a) Geral; (b) Detalhe.

Para as análises de progresso do fluxo por liquefação todas as simulações obtiveram probabilidade igual a 100%.

6.3.4.2 Influência da Permeabilidade do Rejeito

A Figura 6.30 e a Figura 6.31 resumem os resultados para o Cenário 2, onde se alterou a permeabilidade do rejeito depositado, bem como na Tabela 6.21, onde k_s é a permeabilidade saturada e 's' o desvio padrão.

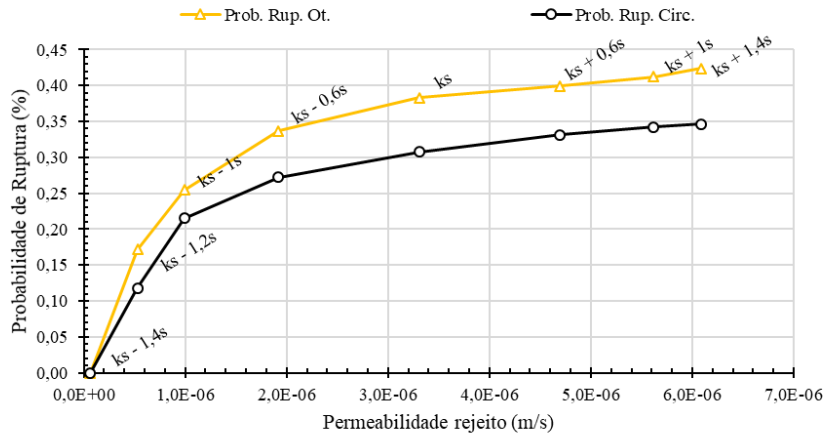


Figura 6.30 – Probabilidade de ruptura ao início ao fluxo liquefação *versus* Permeabilidade do Rejeito.

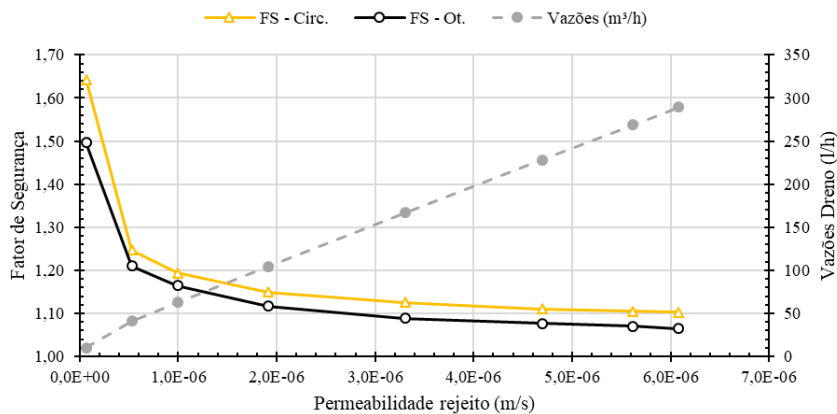


Figura 6.31 – Fator de segurança ao início ao fluxo liquefação *versus* Permeabilidade do Rejeito.

Tabela 6.21 – Resultados para o estudo de influência da permeabilidade do rejeito no início do fluxo por liquefação.

Cenários	Permeabilidade		Superfície de ruptura	FS _{médio}	Desvio Padrão σ	Prob. PR	Vazão (l/h)	% do valor médio
	(m/h)	(m/s)						
$k_s - 1,4\sigma$	$2,4 \times 10^{-4}$	$6,6 \times 10^{-8}$	Circular	1,643	0,066	0,00	9,99	5,99
			Otimizada	1,496	0,070	0,00		
$k_s - 1,2\sigma$	$1,9 \times 10^{-3}$	$5,3 \times 10^{-7}$	Circular	1,247	0,223	0,12	41,21	24,71
			Otimizada	1,210	0,226	0,17		
$k_s - 1\sigma$	$3,6 \times 10^{-3}$	$9,9 \times 10^{-7}$	Circular	1,194	0,243	0,22	62,55	37,50
			Otimizada	1,164	0,237	0,25		
$k_s - 0,6\sigma$	$6,9 \times 10^{-3}$	$1,9 \times 10^{-6}$	Circular	1,150	0,232	0,27	104,47	62,63
			Otimizada	1,117	0,239	0,34		
k_s	$1,2 \times 10^{-2}$	$3,3 \times 10^{-6}$	Circular	1,126	0,219	0,31	166,79	100,00
			Otimizada	1,089	0,227	0,38		
$k_s + 0,6\sigma$	$1,7 \times 10^{-2}$	$4,7 \times 10^{-6}$	Circular	1,111	0,221	0,33	228,30	136,88
			Otimizada	1,077	0,226	0,40		
$k_s + 1\sigma$	$2,0 \times 10^{-2}$	$5,6 \times 10^{-6}$	Circular	1,105	0,221	0,34	268,86	161,20
			Otimizada	1,071	0,228	0,41		
$k_s + 1,4\sigma$	$2,2 \times 10^{-2}$	$6,1 \times 10^{-6}$	Circular	1,103	0,220	0,35	289,64	173,66
			Otimizada	1,065	0,230	0,42		

(*) Todas as análises seguiram a distribuição Pearson 5.

Como pode-se observar, ocorre um aumento da probabilidade de ruptura a medida que a permeabilidade do rejeito depositado aumenta, tendo simultaneamente um aumento das vazões do dreno de fundo e uma queda fator de segurança médio. Este aumento de probabilidade ocorre de forma logarítmica conforme as Equações 7.10 e 7.11.

$$PR = 0,0801 \ln k_s + 0,6565 \quad (R^2 = 0,9829 - \text{Circular}) \quad (7.10)$$

$$PR = 0,0959 \ln k_s + 0,7947 \quad (R^2 = 0,9925 - \text{Otimizada}) \quad (7.11)$$

Em que: PR: probabilidade de ruptura e k_s : permeabilidade saturada (m/h).

Da mesma forma, as vazões e os fatores de segurança podem ser estimados para o intervalo considerado, conforme Equações 7.12, 7.13 e 7.14.

$$Q = 12,633k_s + 0,0146 \quad (R^2 = 0,9989) \quad (7.12)$$

$$FS = -0,112 \ln k_s + 0,6295 \quad (R^2 = 0,9 - \text{Circular}) \quad (7.13)$$

$$FS = -0,091 \ln k_s + 0,6901 \quad (R^2 = 0,9416 - \text{Otimizada}) \quad (7.14)$$

Em que: Q: vazão (m³/h); FS: fator de segurança e k_s : permeabilidade saturada (m/h).

Na situação oposta, comportamento semelhante se verifica. A diminuição da permeabilidade do rejeito provoca uma redução nas vazões médias, bem como a redução da probabilidade de

ruptura e aumento do fator de segurança. Este resultado demonstra o funcionamento efetivo do dreno de fundo apesar das reduções da permeabilidade do rejeito, bem como a maior perda de gradiente com a redução da permeabilidade.

Na Figura 6.32 é mostrada a variação da superfície freática no interior do maciço do aterro em função da alteração da permeabilidade dos rejeitos. Para o caso extremo de redução da permeabilidade onde a vazão é 5,99% da inicial, ocorre uma queda brusca da freática ampliando a zona não saturada do maciço de rejeitos.

Salienta-se novamente que não foi permitido o acúmulo de água sobre o rejeito, simulando assim o funcionamento do sistema extravasor.

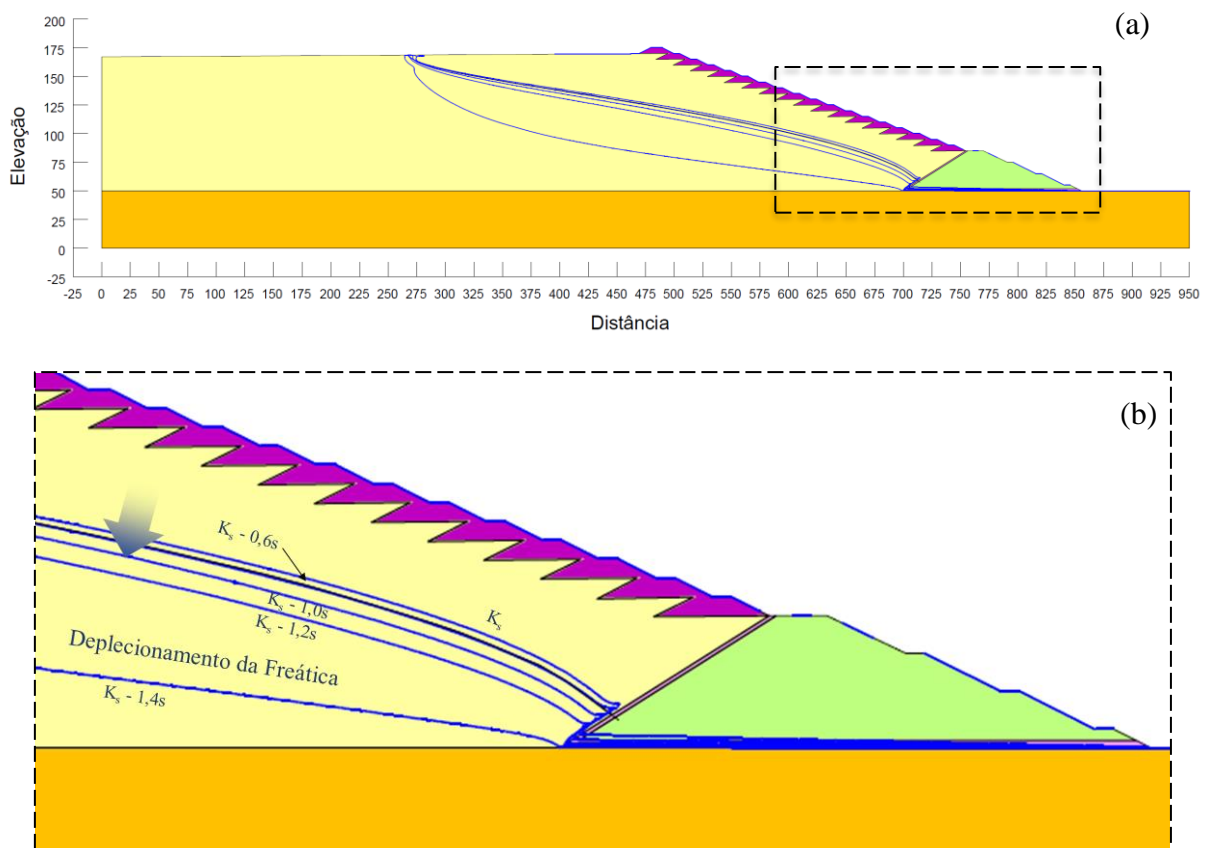


Figura 6.32 – Processo redução da permeabilidade do rejeito depositado no reservatório (a) Geral; (b) Detalhe.

Para as análises de progresso do fluxo por liquefação todos as simulações obtiveram probabilidade igual a 100%.

6.3.5 *Influência da Razão de Resistência ao Cisalhamento*

Este tópico tem com objetivo de avaliar a confiabilidade por meio da variação da razão de resistência. Para isso estudos de sensibilidade foram realizados avaliando: (i) a variabilidade espacial; (ii) a estimativa do valor médio; e (iii) estimativa da dispersão em torno deste valor.

6.3.5.1 Variabilidade Espacial

A variabilidade espacial nas propriedades do rejeito é o maior desafio na caracterização geotécnica de um depósito. A forma de lançamento, a segregação, a variabilidade do minério na mina, as inconstâncias no processo de beneficiamento, dentre outros aspectos, produzem um maciço de rejeito estratificado. Este fato é particularmente verdadeiro quando a superfície potencial de ruptura é extensa, como nos casos de liquefação. Não parece razoável supor que o rejeito teria as menores tensões cisalhantes mobilizadas a partir da distribuição de probabilidade ao longo de toda a superfície de ruptura, especialmente considerando a grande dispersão nas investigações de campo.

Deste modo, se a variabilidade espacial é incluída nas iterações, um mesmo substrato terá mais de um valor aleatório, representando a heterogeneidade. Estas análises são feitas probabilisticamente por meio dos métodos de equilíbrio limite (MEL) e elementos finitos (MEF).

A abordagem por equilíbrio limite é conhecida como RLEM – *Randon Limit Equilibrium method*, onde por meio da geração aleatória de dados, as propriedades são distribuídas aleatoriamente numa malha geométrica na qual o modelo é subdividido. Em seguida, análises MEL são realizadas pelo método de Monte Carlo para se determinar o fator de segurança. Em cada iteração de Monte Carlo, é realizada uma busca para encontrar os elementos de malha interceptados pela superfície de escorregamento. Os valores aleatórios da propriedade do solo são atribuídos a todas as fatias cujo ponto médio da base se encaixa nesse elemento.

Outra técnica utilizada é a RFEM – *Randon Finite Element Method*, na qual similarmente a RLEM, é realizada a distribuição aleatória de propriedades em uma malha de elementos finitos. Entretanto, ao contrário da última, o método determina a superfície com menor resistência de ruptura, não partindo de uma geometria pré estabelecida. Esta possibilidade permite que os fatores de segurança sejam necessariamente calculados para as superfícies mais críticas, garantindo probabilidades de ruptura superiores e favoráveis à segurança. É demonstrado ainda

que o RFEM geralmente resulta em valores mais altos de probabilidade de falha em comparação com a abordagem RLEM.

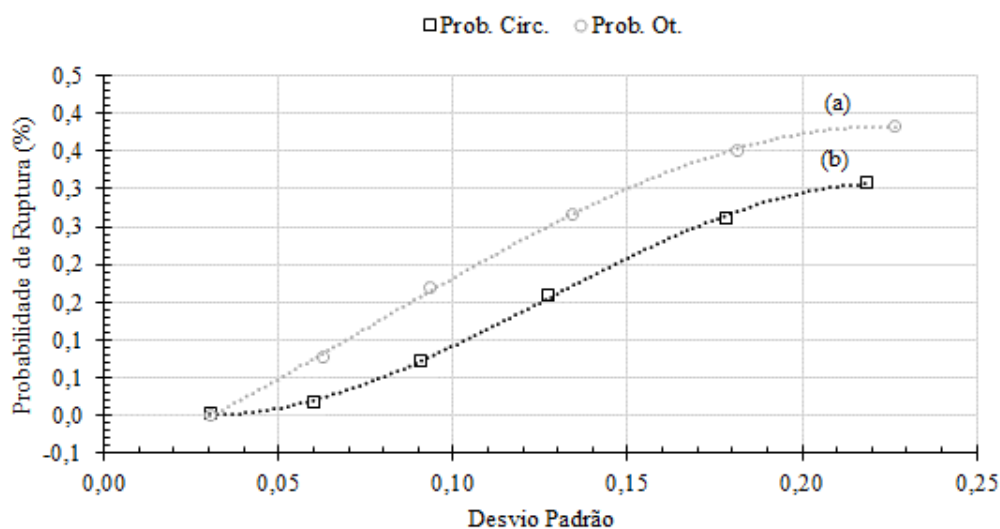
Tanto para a abordagem RLEM quanto para a RFEM, as propriedades atribuídas aos elementos da malha são correlacionados usando comprimentos de correlação espacial.

Há apenas um número limitado de pacotes de software disponíveis para praticantes de geotecnia que realizam análises probabilísticas de estabilidade de taludes. Há ainda menos alternativas quando se considera a variabilidade espacial dos parâmetros geotécnicos do solo. O software SLOPE/W possui em sua rotina a possibilidade de amostrar valores diferentes ao longo da superfície de deslizamento, a partir de uma distância horizontal especificada para o método de Monte Carlo. Esta implementação é uma rotina simplificada do método RLEM em uma única dimensão (1D), ao longo da superfície de ruptura. O programa realiza o sorteio quando o trecho do material sob a superfície de ruptura se torna igual ou superior, ao intervalo determinado. No ano de 2018, a empresa Canadense Rocscience implementou em seu pacote de estabilidade de taludes, *Slide*, o método RLEM em duas dimensões (2D).

De maneira a checar a sensibilidade do modelo hipotético proposto neste trabalho para a variabilidade espacial forma propostos cenários de amostragem ao longo da superfície de ruptura, utilizando o método RLEM 1D por meio do software SLOPE/W. Os cenários e resultados são apresentados na Tabela 6.22 e na Figura 6.33 para o início do fluxo por liquefação. As simulações foram realizadas com variação a cada fatia até o material totalmente homogêneo, sem variação espacial, num total de 6 cenários.

Tabela 6.22 – Resultados para estudo de influência da variabilidade espacial no início do fluxo por liquefação.

Cenários	Superfície de ruptura	Distribuição	FS _{médio}	Desvio Padrão σ	Probabilidade PR
Sem Variação	Circular	Pearson 5	1,126	0,219	0,31
	Otimizada	Pearson 5	1,089	0,227	0,38
160m	Circular	Pearson 5	1,124	0,178	0,26
	Otimizada	Pearson 5	1,086	0,181	0,35
80m	Circular	Pearson 5	1,126	0,127	0,16
	Otimizada	Gama	1,090	0,134	0,27
40m	Circular	Gama	1,128	0,091	0,07
	Otimizada	Gama	1,091	0,093	0,17
20m	Circular	Normal	1,127	0,060	0,02
	Otimizada	Normal	1,090	0,063	0,07
Cada Fatia	Circular	Normal	1,127	0,031	0,2%
	Otimizada	Normal	1,091	0,031	0,1%



(a) $PR = -41,521\sigma^3 + 9,4799\sigma^2 + 1,9721\sigma - 0,0684$ ($R^2 = 0,9993$) e (b) $PR = -85,485\sigma^3 + 32,509\sigma^2 - 1,7373\sigma + 0,0259$ ($R^2 = 0,9996$)

Figura 6.33 – Probabilidade de ruptura *versus* Desvio padrão para variabilidade espacial.

A maior probabilidade identificada foi para o cenário sem variabilidade ao longo da superfície. Isso ocorre porque a amostragem dentro do rejeito estima os menores valores conjuntamente para todas as fatias. Este caso ainda resulta no menor fator de segurança mínimo possível. Já a menor probabilidade de falha ocorre ao amostrar valores aleatórios diferentes para cada fatia. Para esta hipótese sempre ocorrerá um valor de resistência superior para contrabalancear os menores sorteados.

Lamentavelmente, dados amostrais suficientes, raramente estão disponíveis para se avaliar estatisticamente um parâmetro geotécnico. O estudo espacial de uma variável é ainda uma fronteira superior a esta primeira, restando-se utilizar do julgamento de engenharia para a realização destes estudos. No extremo, hipóteses conservadoras são adotadas, ignorando completamente a possibilidade de variabilidade espacial.

6.3.5.2 Comparação entre o Modelo de Olson e Modelo Sadrekarimi

Como demonstrado na seção 6.2, a razão de resistência é a variável que domina a estabilidade à liquefação, sendo, contudo, a estimativa deste valor um dos maiores desafios para a engenharia geotécnica. Diversas metodologias para a determinação da razão de resistência tem sido desenvolvidas, sendo em sua maioria obtidas por correlações empíricas com ensaios de campo e retroanálises de rupturas passadas. De forma a ilustrar a resposta à estabilidade e a

confiabilidade a este valor médio, duas metodologias respeitadas e largamente utilizadas, descritas no item 3.6, foram aplicadas. O método de Olson (2001), utilizado nos estudos de cenário de referência desta dissertação e o método de Sadrekarimi (2014).

As análises foram realizadas tanto para o início do fluxo de liquefação, quanto para o progresso, conforme parâmetros estimados por meio dos ensaios de campo citados no item 7.1.

A Tabela 6.23 apresenta as razões de resistência de pico e liquefeitas utilizadas, os demais parâmetros não foram alterados e seguem a Tabela 6.1. Utilizou-se o método probabilístico de Monte Carlo com 10.000 iterações.

Tabela 6.23 – Razão de resistência – Métodos de Olson e Sadrekarimi.

Material	Su/ σ	
	Média	Desvio
Rejeito (Pico - O)	0,2420	0,0218
Rejeito (Pico - S)	0,2105	0,0132
Rejeito (Liq - O)	0,0671	0,0218
Rejeito (Liq - S)	0,0573	0,0248

Nota: O – Olson (2001) e S – Sadrekarimi (2014);

Tabela 6.24 – Resultados para estudo de influência da razão de resistência.

Cenários	Superfície de ruptura	Distribuição	FS _{médio}	Desvio Padrão	Probabilidade
				σ	PR
ÍNICIO FLUXO LIQUEFAÇÃO					
Olson (2001)	Circular	Beta	1,132	0,069	3×10^{-4}
	Otimizada	Beta	1,096	0,070	0,07
Sadrekarimi (2014)	Circular	Gama	1,031	0,047	0,28
	Otimizada	Gama	0,998	0,048	0,57
PROGRESSO FLUXO LIQUEFAÇÃO					
Olson (2001)	Circular	Beta	0,576	0,069	1,0
	Otimizada	Beta	0,527	0,070	1,0
Sadrekarimi (2014)	Circular	Gama	0,495	0,088	1,0
	Otimizada	Gama	0,446	0,091	1,0

Conforme os modelos utilizados, a razão de resistência tanto de pico, quanto liquefeita para o método de Olson, foram superiores às encontradas pelo método de Sadrekarimi, o que resultou em fatores de segurança entre 3,4% e 11% superiores. A probabilidade de ruptura diferentemente teve uma redução de 28,12% (Sadrekarimi) para 0,03% (Olson). Estas variações reforçam a importância de uma correta caracterização do material em avaliação, bem como a escolha da correlação a se utilizar.

6.3.5.3 Dispersão da Razão de Resistência

Tendo os resultados do item 6.3.3, onde a variabilidade da razão de resistência afeta a confiabilidade dos taludes da barragem em estudo. Neste tópico investigações mais aprofundadas sobre a interferência do desvio padrão da razão de resistência na probabilidade de ruptura foram realizadas, por meio de análises Monte Carlo. Para esta análise o desvio padrão foi alterado em função do CV em 6 cenários, em uma faixa de CV entre 20% e 45%, sendo 30% o valor médio. Os demais parâmetros foram mantidos constantes.

A Tabela 6.25 apresenta os resultados para a verificação de início de fluxo de liquefação e a Tabela 6.26 os resultados para a verificação do progresso do fluxo por liquefação.

Tabela 6.25 - Resultados para estudo de influência da variabilidade da razão de resistência de pico no início do fluxo por liquefação.

Cenários	Superfície de ruptura	Distribuição	FS _{médio}	Desvio Padrão σ	Probabilidade PR
MÉTODO MONTE CARLO					
45%	Circular	Pearson 5	1,130	0,343	0,41
	Otimizada	Pearson 5	1,094	0,351	0,46
40%	Circular	Gumbel	1,131	0,309	0,38
	Otimizada	Gumbel	1,094	0,313	0,44
35%	Circular	Pearson 5	1,131	0,268	0,35
	Otimizada	Gumbel	1,098	0,288	0,42
30%	Circular	Pearson 5	1,131	0,231	0,31
	Otimizada	Pearson 5	1,095	0,237	0,38
25%	Circular	Pearson 5	1,131	0,196	0,27
	Otimizada	Pearson 5	1,095	0,200	0,34
20%	Circular	Log logistica	1,131	0,164	0,20
	Otimizada	Log logistica	1,095	0,167	0,28

Tabela 6.26 - Resultados para estudo de influência da variabilidade da razão de resistência liquefeita no progresso do fluxo por liquefação.

Cenários	Superfície de ruptura	Distribuição	FS _{médio}	Desvio Padrão σ	Probabilidade PR
MÉTODO MONTE CARLO					
45%	Circular	Pearson 5	0,576	0,096	1,0
	Otimizada	Pearson 5	0,527	0,098	1,0
40%	Circular	Gumbel	0,577	0,088	1,0
	Otimizada	Gumbel	0,527	0,088	1,0
35%	Circular	Pearson 5	0,576	0,076	1,0
	Otimizada	Pearson 5	0,527	0,077	1,0
30%	Circular	Pearson 5	0,576	0,066	1,0
	Otimizada	Pearson 5	0,527	0,066	1,0
25%	Circular	Pearson 5	0,576	0,057	1,0
	Otimizada	Lognormal	0,527	0,057	1,0
20%	Circular	Gama	0,576	0,047	1,0
	Otimizada	Gama	0,527	0,046	1,0

Os resultados permitem concluir que as respostas tanto para o início, quanto para o progresso do fluxo por liquefação são semelhantes, com um acréscimo na probabilidade de ruptura. No caso de verificação do início do fluxo por liquefação a probabilidade aumentou em torno de 21% (Surp. Circular) e 18% (Surp. Otimizada) pelo método de Monte Carlo.

6.4 Avaliação do Nó 2 da Árvore de Falhas

Com objetivo de avaliar a influência da precipitação nos resultados da análise, sua intensidade foi alterada para outros tempos de retorno, considerando a duração de 1 dia e de 7 dias. As alturas pluviométricas correspondente aos evento climáticos foram definidas com base na obra de Pinheiro (2011), para a estação de Mina de Alegria (Mariana-MG), sendo iguais a 122mm, 177mm, 246mm, 313mm e 381mm para os tempos de retorno de 2 anos, 10 anos, 100 anos, 1.000 anos e 10.000 anos, respectivamente. Em seguida, realizou-se a construção dos hietograma de precipitação, com aplicação do método proposto por Huff, com adoção do 2º Quartil e 50% de probabilidade de ocorrência. A partir deste ponto determinaram-se as taxas de infiltração devido à chuva em mm/h (Figura 6.34 e Figura 6.36) e o hietograma de variação do nível do reservatório (Figura 6.35 e Figura 6.37). O deplecionamento do reservatório levou em consideração a permeabilidade dos rejeitos depositados no reservatório da barragem.

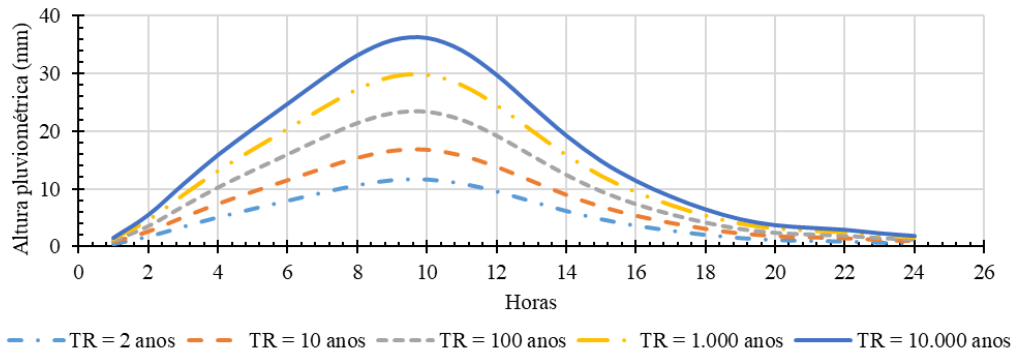


Figura 6.34 – Taxa de infiltração para chuva para duração de 1 dia para vários tempo de referência.

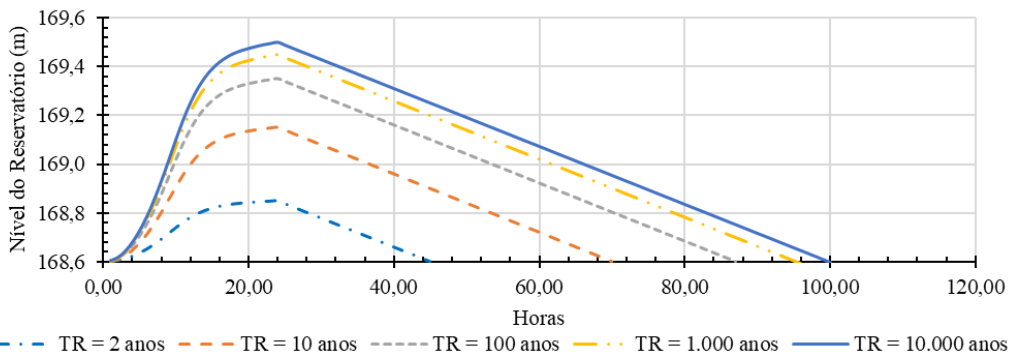


Figura 6.35 – Variação do nível do Reservatório (m) para chuva de duração de 1 dia.

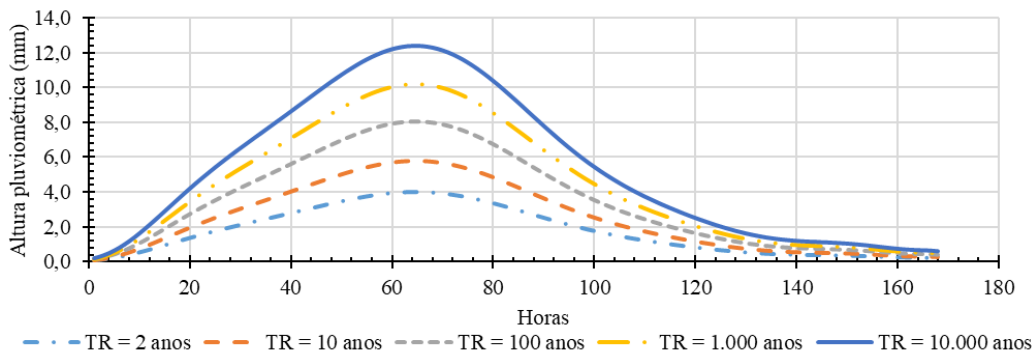


Figura 6.36 – Taxa de infiltração para chuva para duração de 7 dias para vários tempo de referência.

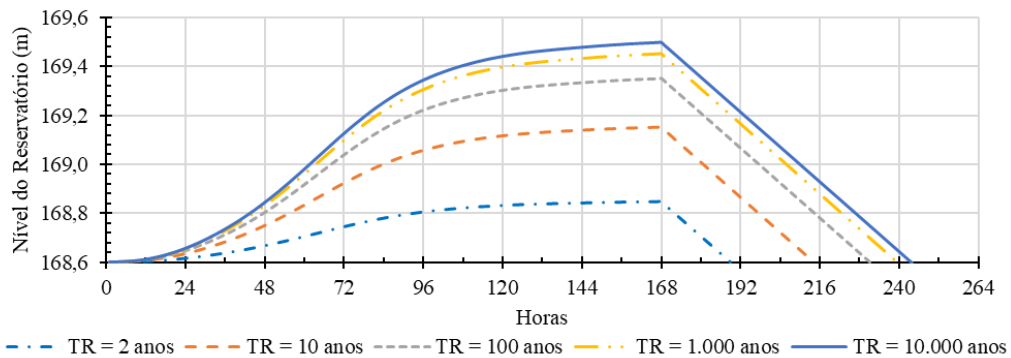


Figura 6.37 – Variação do nível do Reservatório (m) para chuva de duração de 7 dias.

Contudo, como estas intensidades são muito elevadas, a variação da probabilidade foi reduzida, uma vez que a intensidade é superior a permeabilidade do rejeito. Isso ocorre pois o modelo não considera o excedente de água, ou seja, toda água que se acumularia escoar. Tal fato ocorreu tanto para o caso de 1 dia de duração, quanto para o caso de 7 dias de duração. O fator de segurança e a probabilidade de ruptura não divergiram do cenário de referência proposto no item 6.3. Salienta-se, contudo, uma reduzida variação nas vazões do dreno de fundo, como pode-se ver na Figura 6.38, o que não chega a ser conclusivo devido ao reduzido acréscimo de aproximadamente 1%, entre uma análise e outra. Estes resultados, apesar de não serem conclusivos, juntamente com os resultados do “item 6.3.4 – Influência da Permeabilidade” indicam a importância da correta e rigorosa determinação da permeabilidade e da curva característica de retenção do rejeito. O comportamento do fluxo e a saturação dos materiais demonstram ser elemento chave no desenvolvimento de movimentos de massa em taludes. Maiores pesquisas devem ser realizadas no estudo do comportamento a estabilidade física de maciços de rejeito frente a precipitação e o estabelecimento da rede de fluxo para diferentes intensidades e durações, bem como permeabilidades.

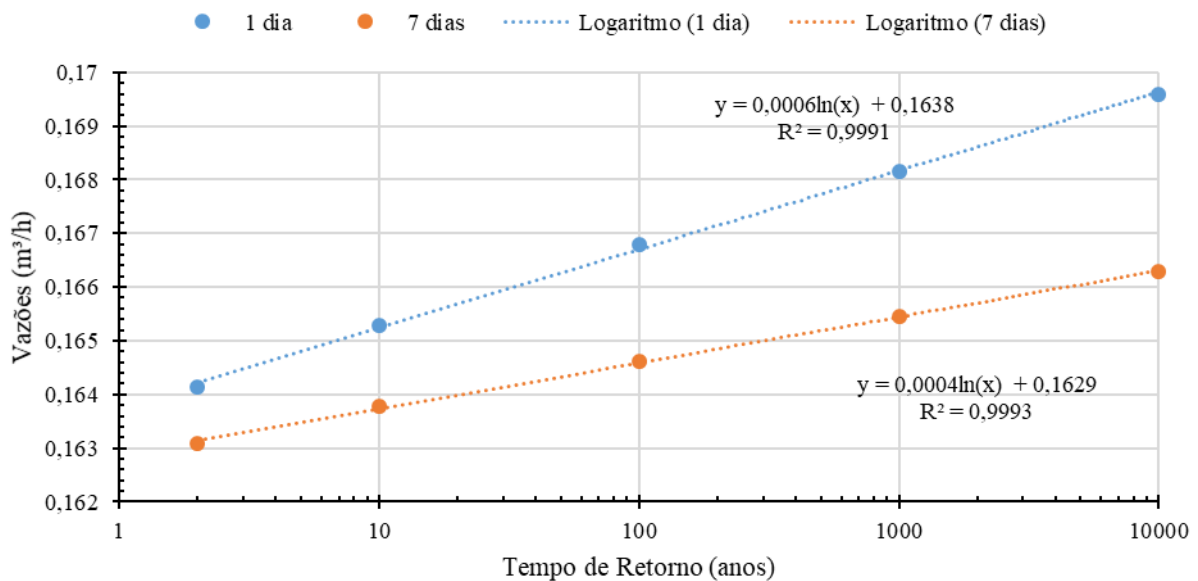


Figura 6.38 – Variação das vazões do dreno de fundo em função de diferentes tempos de referência.

A avaliação do nó 2 é complementada na próxima seção com a variação do tempo de recorrência do evento de precipitação.

6.5 Determinação da Probabilidade de Ruptura por Liquefação para ETA

Após o estudo pormenorizado dos elementos que compõe a ETA da metodologia de avaliação de potencial de liquefação (Figura 5.1), nos itens anteriores. Aplica-se nesta seção a construção integrada da sequência de eventos que levam a esta falha, com a definição da probabilidade de cada um dos eventos (nós) e das incertezas dessas variáveis. Com base nestes fatores, o cálculo da probabilidade de ocorrência para cada cenário é realizado na ETA pelo método de Monte Carlo com o auxílio de planilhas eletrônicas, associadas ao aplicativo @Risk.

A simulação ocorre da seguinte maneira: O método Monte Carlo, realiza uma amostragem randômica de cada variável aleatória que compõe os nós da ETA, calculando pela lógica booleana o valor de probabilidade final. Este processo de amostragem é repetido diversas vezes de forma a se obter o histograma de frequência da função desempenho. Neste caso, a probabilidade de ruptura por liquefação foi obtida com um número de 10.000 iterações.

Varios cenários foram propostos para análise do resultado final da metodologia. Para a composição destes cenários, as distribuições dos nós da ETA são alterados, obtendo um total de 44 casos. A alimentação dos nós de probabilidade ocorreu da seguinte forma:

- Para os Nós 1 e 3 utilizaram-se dos resultados do item 7.2.1;
- Para o Nó 2 utilizaram-se 2 chuvas com tempos de retorno iguais a 2 anos e 100 anos, com um limite de confiança aproximado de 90%, tendo um histórico de registros assumido de 25 anos. Para esse limite o nível de incerteza é de 20% (TR = 2 anos) e 25% (TR = 100 anos), conforme Tabela 5.6;
- Para os Nós 4 e 5 utilizaram-se dos resultados de diversos cenários realizados anteriormente, apresentados nos itens 6.2.2 (influência do valor central), 6.3.3 (influência da variabilidade), 6.3.4 (permeabilidade); 6.3.5.2 (modelo de Olson versus Sadrekarimi) e 6.3.5.3 (coeficiente de variação).

Para a determinação da incerteza (função de probabilidade) das variáveis dos Nós 4 e 5 utilizou-se distribuição triangular para a probabilidade de ruptura, nas simulações 11/33, 12/34, 21/43 e 22/44. Foram considerados os mínimos e máximos conforme as probabilidades obtidas em função da variação das incertezas (CV) dos parâmetros geotécnicos nas análises de estabilidade, conforme itens 6.3.3 e 6.3.5.3.

Para as simulações dos cenários referentes à variação da permeabilidade (item 6.3.4) esta incerteza foi ajustada em uma função normal, utilizando-se o método de Roseblueth com variação igual a um desvio padrão para se determinar as variáveis estatísticas da distribuição. Para as demais simulações também foi utilizada a função normal, tendo o desvio padrão determinado com base no CV estimado de 6,5% para superfícies de ruptura circulares e de 4,5% para superfícies de ruptura otimizadas. A definição dos CVs de 6,5% e 4,5% teve como base os valores encontrados para as análises de Monte Carlo: 11/33, 12/34, 21/43 e 22/44. O Apêndice III apresenta a tabela com as variáveis estatísticas para cada um dos cenários estudados.

A Tabela 6.27 e a Tabela 6.28 mostram os resultados para os cenários com tempo de retorno de 2 anos e 100 anos respectivamente. A utilização de dois tempos de retorno é proposta para se quantificar a influência do Nó 2 no resultado final, visto que no item 6.4 foi demonstrado que o aumento da intensidade da chuva não altera a probabilidade para os estudos de início e progresso do fluxo por liquefação, dos Nós 4 e 5.

Pelo resultados apresentados é notável a alteração da probabilidade final entre 1 e 2 ordens de grandeza quando da modificação do evento chuvoso, expondo que não é necessário um evento de pequena recorrência para se caracterizar uma situação crítica.

As análises referentes ao item “6.3.2 – Influência do Valor Central” tiveram as menores probabilidades de ruptura influenciadas diretamente pelos valores centrais da razão de resistência, os quais são superiores aos demais casos analisados. Outro ponto a se destacar são os reduzidos desvios padrões para a probabilidade. As probabilidades de ruptura desse item foram de $2,0 \times 10^{-7}$ (Caso 9) a $2,8 \times 10^{-4}$ (Caso 6).

A maior faixa de dispersão foi observada para as análises 13 a 16 no qual estuda-se a influência da permeabilidade e para as análises 17 e 18, onde é analisado o método de Sadrekarimi (2014). Isso pode ser observado pela maior diferença entre o percentil 5% e o percentil 95%, bem como maiores desvios padrão. Consequentemente as probabilidades de ruptura para estes casos foram os maiores indo de $7,0 \times 10^{-4}$ (Casos 15 e 17) a $1,4 \times 10^{-3}$ (Caso 18).

Para todos os casos a superfície otimizada, ou composta, obteve uma probabilidade de ruptura superior em torno de 2 ordens de grandeza em relação a superfície circular.

Tabela 6.27 – Resultados para probabilidade de ruptura por liquefação considerando um tempo de retorno de 2 anos.

#	Cenário	Item de Referência	Superfície de Ruptura	Nó 0	Nó 1	Nó 2	Nó 3	Nó 4	Nó 5	PR _{médio}	P 5%	P 95%	Desv. Pad.	Dist.
1	C. Referência - Olson – FOSM + 10%	6.3.1	Circular	1,0	9,0E-01	5,0E-01	5,6E-03	7,2E-02	1,0E+00	1,8E-04*	1,2E-04	2,5E-04	3,8E-05	Weibull
2			Otimizada	1,0	9,0E-01	5,0E-01	5,6E-03	1,4E-01	1,0E+00	3,5E-04*	2,4E-04	4,8E-04	7,2E-05	Beta
3	C. Referência - Olson – FOSM ± 10%	6.3.1	Circular	1,0	9,0E-01	5,0E-01	5,6E-03	8,3E-02	1,0E+00	2,1E-04*	1,4E-04	2,9E-04	4,4E-05	Gama
4			Otimizada	1,0	9,0E-01	5,0E-01	5,6E-03	1,5E-01	1,0E+00	3,7E-04*	2,5E-04	5,0E-04	7,5E-05	Gama
5	Barragem Gama	6.3.2	Circular	1,0	9,0E-01	5,0E-01	5,6E-03	2,9E-04	1,0E+00	7,2E-07	4,9E-07	9,9E-07	1,5E-07	Gama
6			Otimizada	1,0	9,0E-01	5,0E-01	5,6E-03	1,1E-01	1,0E+00	2,8E-04*	1,9E-04	3,8E-04	5,8E-05	Beta
7	Barragem Delta	6.3.2	Circular	1,0	9,0E-01	5,0E-01	5,6E-03	1,5E-04	1,0E+00	3,8E-07	2,6E-07	5,2E-07	8,0E-08	Beta
8			Otimizada	1,0	9,0E-01	5,0E-01	5,6E-03	9,8E-02	1,0E+00	2,4E-04*	1,7E-04	3,3E-04	5,0E-05	Beta
9	Barragem Chi	6.3.2	Circular	1,0	9,0E-01	5,0E-01	5,6E-03	8,2E-05	1,0E+00	2,0E-07	1,4E-07	2,8E-07	4,3E-08	G. Inv.
10			Otimizada	1,0	9,0E-01	5,0E-01	5,6E-03	3,2E-03	1,0E+00	7,9E-06	5,4E-06	1,1E-05	1,6E-06	Beta
11	Variab. Global. MC	6.3.3	Circular	1,0	9,0E-01	5,0E-01	5,6E-03	3,2E-01	1,0E+00	8,0E-04*	5,4E-04	1,1E-03	1,7E-04	Gama
12			Otimizada	1,0	9,0E-01	5,0E-01	5,6E-03	3,9E-01	1,0E+00	9,7E-04*	2,0E-04	6,6E-04	1,3E-03	Gama
13	Permeabilidade Drenagem Interna	6.3.4	Circular	1,0	9,0E-01	5,0E-01	5,6E-03	3,4E-01	1,0E+00	8,6E-04*	5,0E-04	1,3E-03	2,4E-04	Gama
14			Otimizada	1,0	9,0E-01	5,0E-01	5,6E-03	4,2E-01	1,0E+00	1,0E-03*	6,6E-04	1,5E-03	2,5E-04	LogN
15	Permeabilidade Rejeito	6.3.4	Circular	1,0	9,0E-01	5,0E-01	5,6E-03	2,8E-01	1,0E+00	7,0E-04*	3,0E-04	1,2E-03	2,7E-04	Pearson 5
16			Otimizada	1,0	9,0E-01	5,0E-01	5,6E-03	3,3E-01	1,0E+00	8,3E-04*	3,4E-04	1,4E-03	3,3E-04	LogN
17	C. Referência – Sadrekarimi - MC	6.3.5.2	Circular	1,0	9,0E-01	5,0E-01	5,6E-03	2,8E-01	1,0E+00	7,0E-04*	4,8E-04	9,6E-04	1,5E-04	Gama
18			Otimizada	1,0	9,0E-01	5,0E-01	5,6E-03	5,7E-01	1,0E+00	1,4E-03*	9,8E-04	1,9E-03	2,9E-04	Gama
19	C. Referência - Olson - MC	6.3.5.2	Circular	1,0	9,0E-01	5,0E-01	5,6E-03	3,1E-04	1,0E+00	7,7E-07	5,2E-07	1,1E-06	1,6E-07	Gamma
20			Otimizada	1,0	9,0E-01	5,0E-01	5,6E-03	7,7E-02	1,0E+00	1,9E-04*	1,3E-04	2,6E-04	4,0E-05	Beta
21	Variab. Su/s MC	6.3.5.3	Circular	1,0	9,0E-01	5,0E-01	5,6E-03	3,2E-01	1,0E+00	8,0E-04*	5,4E-04	1,1E-03	1,7E-04	Gamma
22			Otimizada	1,0	9,0E-01	5,0E-01	5,6E-03	3,9E-01	1,0E+00	9,7E-04*	6,6E-04	1,3E-03	2,0E-04	Beta

Nó 1 – Gestão do nível de água / Nó 2 – gatilho / Nó 3 – Sistema de gestão de segurança / Nó 4 – Início do fluxo por liquefação e Nó 5 – Progresso do fluxo por liquefação. (*) – Valores superiores a 10^{-4} .

Tabela 6.28 – Resultados para probabilidade de ruptura por liquefação considerando um tempo de retorno de 100 anos.

#	Cenário	Item de Referência	Superfície de Ruptura	Nó 0	Nó 1	Nó 2	Nó 3	Nó 4	Nó 5	PR _{médio}	P 5%	P 95%	Desv. Pad.	Dist.
23	C. Referência - Olson – FOSM + 10%	6.3.1	Circular	1,0	9,0E-01	1,0E-02	5,6E-03	7,2E-02	1,0E+00	3,6E-06	2,4E-06	5,0E-06	7,9E-07	Gama
24			Otimizada	1,0	9,0E-01	1,0E-02	5,6E-03	1,4E-01	1,0E+00	7,1E-06	4,8E-06	9,7E-06	1,5E-06	Gama
25	C. Referência - Olson – FOSM ± 10%	6.3.1	Circular	1,0	9,0E-01	1,0E-02	5,6E-03	8,3E-02	1,0E+00	4,2E-06	2,8E-06	5,8E-06	9,2E-07	G. Inv.
26			Otimizada	1,0	9,0E-01	1,0E-02	5,6E-03	1,5E-01	1,0E+00	7,5E-06	5,0E-06	1,0E-05	1,6E-06	Gama
27	Barragem Gama	6.3.2	Circular	1,0	9,0E-01	1,0E-02	5,6E-03	2,9E-04	1,0E+00	1,4E-08	9,6E-09	2,0E-08	3,2E-09	Gama
28			Otimizada	1,0	9,0E-01	1,0E-02	5,6E-03	1,1E-01	1,0E+00	5,7E-06	3,8E-06	7,8E-06	1,2E-06	G. Inv.
29	Barragem Delta	6.3.2	Circular	1,0	9,0E-01	1,0E-02	5,6E-03	1,5E-04	1,0E+00	7,6E-09	5,1E-09	1,1E-08	1,7E-09	G. Inv.
30			Otimizada	1,0	9,0E-01	1,0E-02	5,6E-03	9,8E-02	1,0E+00	4,9E-06	3,3E-06	6,7E-06	1,0E-06	Gama
31	Barragem Chi	6.3.2	Circular	1,0	9,0E-01	1,0E-02	5,6E-03	8,2E-05	1,0E+00	4,1E-09	2,7E-09	5,6E-09	9,0E-10	Gama
32			Otimizada	1,0	9,0E-01	1,0E-02	5,6E-03	3,2E-03	1,0E+00	1,6E-07	1,1E-07	2,2E-07	3,4E-08	Gama
33	Variab. Global. MC	6.3.3	Circular	1,0	9,0E-01	1,0E-02	5,6E-03	3,2E-01	1,0E+00	1,6E-05	1,1E-05	2,2E-05	3,5E-06	Gama
34			Otimizada	1,0	9,0E-01	1,0E-02	5,6E-03	3,9E-01	1,0E+00	1,9E-05	1,3E-05	2,7E-05	4,2E-06	Gama
35	Permeabilidade Drenagem Interna	6.3.4	Circular	1,0	9,0E-01	1,0E-02	5,6E-03	3,4E-01	1,0E+00	1,7E-05	9,9E-06	2,6E-05	4,9E-06	G. Inv.
36			Otimizada	1,0	9,0E-01	1,0E-02	5,6E-03	4,2E-01	1,0E+00	2,1E-05	1,3E-05	3,0E-05	5,3E-06	Gama
37	Permeabilidade Rejeito	6.3.4	Circular	1,0	9,0E-01	1,0E-02	5,6E-03	2,8E-01	1,0E+00	1,4E-05	5,9E-06	2,3E-05	5,4E-06	LogN
38			Otimizada	1,0	9,0E-01	1,0E-02	5,6E-03	3,3E-01	1,0E+00	1,7E-05	6,8E-06	2,9E-05	6,7E-06	Pearson 5
39	C. Referência – Sadrekarimi - MC	6.3.5.2	Circular	1,0	9,0E-01	1,0E-02	5,6E-03	2,8E-01	1,0E+00	1,4E-05	9,4E-06	2,0E-05	3,1E-06	Gama
40			Otimizada	1,0	9,0E-01	1,0E-02	5,6E-03	5,7E-01	1,0E+00	2,9E-05	1,9E-05	3,9E-05	6,1E-06	Beta
41	C. Referência - Olson - MC	6.3.5.2	Circular	1,0	9,0E-01	1,0E-02	5,6E-03	3,1E-04	1,0E+00	1,5E-08	1,0E-08	2,1E-08	3,4E-09	G. Inv.
42			Otimizada	1,0	9,0E-01	1,0E-02	5,6E-03	7,7E-02	1,0E+00	3,9E-06	2,6E-06	5,3E-06	8,3E-07	G. Inv.
43	Variab. Su/s MC	6.3.5.3	Circular	1,0	9,0E-01	1,0E-02	5,6E-03	3,2E-01	1,0E+00	1,6E-05	1,1E-05	2,2E-05	3,6E-06	Gama
44			Otimizada	1,0	9,0E-01	1,0E-02	5,6E-03	3,9E-01	1,0E+00	1,9E-05	1,3E-05	2,7E-05	4,2E-06	G. Inv.

Nó 1 – Gestão do nível de água / Nó 2 – gatilho / Nó 3 – Sistema de gestão de segurança / Nó 4 – Início do fluxo por liquefação e Nó 5 – Progresso do fluxo por liquefação.

Ao se comparar os casos 17 a 20, referentes ao item 6.3.5.2 – Comparação entre Modelo de Olson e de Sadrekarimi”, observa-se que o método Sadrekarimi é bem mais conservador nos resultados, estimando uma probabilidade de ruptura superior. Estas variações reforçam a importância de uma correta caracterização do material em avaliação, bem como a escolha da correlação a se utilizar.

Para os casos do cenário de referência, onde se alterou somente o método de cálculo de probabilidade, ou seja, utilizando os métodos de Monte Carlo e FOSM, os resultados apresentaram a variação de 3 ordens de grandeza para a superfície circular. Entretanto, para a superfície otimizada não foi observada uma flutuação significativa, mas sim uma convergência. Cogita-se que as diferenças observadas, pode ser devida ao fato de se ter fixado a superfície no método de Monte Carlo.

Admitindo-se a probabilidade de ruptura de 10^{-4} como aceitável para barragens, conforme citado por Whitman (1984) as situações com tempo de retorno igual a 2 anos tiveram em sua maioria valores médios superiores a este limite. Resalta-se que para o uso de tolerabilidade é necessário se conhecer as consequências. Contudo, estimando que todos os cenários teriam uma mesma consequência é possível fazer esta hipótese simplificadora para efeito de comparação. A Tabela 6.29 e a Tabela 6.30 apresentam a contribuição na variância dos eventos nos Nós para a ETA considerando um tempo de retorno de 2 anos e 100 anos, respectivamente.

Tabela 6.29 - Contribuição para a variância dos eventos nos Nós para a ETA considerando um tempo de retorno de 2 anos.

Análise	1	2	3	4	5	6
	C. Referência - Olson FOSM + 10%		C. Referência - Olson FOSM ± 10%		Barragem Gama	
Nó 1 - Gestão do nível de água	0,5%	0,5%	0,5%	0,5%	0,5%	0,5%
Nó 2 - Gatilho	15,4%	15,6%	15,2%	16,1%	15,5%	16,0%
Nó 3 - Sistema de gestão de segurança	73,7%	78,4%	73,9%	77,7%	73,7%	78,0%
Nó 4 - Início do fluxo por liquefação	9,5%	4,8%	9,5%	4,9%	9,4%	4,8%
Análise	7	8	9	10	11	12
	Barragem Delta		Barragem Chi		Variab. Global. MC	
Nó 1 - Gestão do nível de água	0,5%	0,5%	0,5%	0,5%	0,5%	0,5%
Nó 2 - Gatilho	14,7%	16,1%	15,1%	16,1%	14,0%	15,5%
Nó 3 - Sistema de gestão de segurança	74,4%	77,9%	74,0%	77,8%	71,5%	76,1%
Nó 4 - Início do fluxo por liquefação	9,6%	4,8%	9,5%	4,9%	13,1%	7,0%
Análise	13	14	15	16	17	18
	Permeabilidade Drenagem Interna		Permeabilidade Rejeito		C. Referência – Sadrekarimi - MC	
Nó 1 - Gestão do nível de água	0,3%	0,4%	0,2%	0,2%	0,5%	0,5%
Nó 2 - Gatilho	8,6%	11,3%	4,4%	4,2%	15,3%	16,1%
Nó 3 - Sistema de gestão de segurança	41,8%	55,6%	22,1%	21,1%	73,9%	77,9%
Nó 4 - Início do fluxo por liquefação	47,2%	31,0%	70,5%	71,5%	9,5%	4,8%
Análise	19	20	21	22		
	C. Referência - Olson - MC		Variab. Su/s MC			
Nó 1 - Gestão do nível de água	0,5%	0,5%	0,5%	0,5%		
Nó 2 - Gatilho	16,1%	15,6%	15,1%	15,8%		
Nó 3 - Sistema de gestão de segurança	72,8%	78,3%	72,0%	76,6%		
Nó 4 - Início do fluxo por liquefação	9,7%	4,9%	11,5%	6,4%		

Como pode-se observar, o Nó 3 – Sistema de gestão de segurança, obteve a maior contribuição para o valor final de probabilidade à ruptura por liquefação para todos os cenários propostos, exceto para as análises 13, 15 e 16, onde se estuda a ruptura com variação da permeabilidade. Isso ocorreu tanto para a situação com TR = 2 anos, quanto para TR = 100 anos.

Na sequência temos o “Nó 2 – Gatilho”, que tem a contribuição diretamente proporcional ao tempo de retorno do evento chuvoso, passando de uma contribuição média 14% para os casos com TR = 2 anos para uma contribuição média de 20%, para TR = 100 anos.

Tabela 6.30 - Contribuição para a variância dos eventos nos Nós para a ETA considerando um tempo de retorno de 100 anos.

Análise	23	24	25	26	27	28
	C. Referência - Olson – FOSM + 10%		C. Referência - Olson – FOSM ± 10%		Barragem Gama	
Nó 1 - Gestão do nível de água	0,4%	0,5%	0,4%	0,5%	0,5%	0,4%
Nó 2 - Gatilho	21,9%	23,0%	22,0%	22,6%	21,4%	22,8%
Nó 3 - Sistema de gestão de segurança	67,9%	71,1%	67,7%	71,6%	68,1%	71,4%
Nó 4 - Início do fluxo por liquefação	8,7%	4,5%	8,7%	4,4%	9,0%	4,5%
	29	30	31	320	33	34
Análise	Barragem Delta		Barragem Chi		Variab. Global. MC	
Nó 1 - Gestão do nível de água	0,5%	0,5%	0,4%	0,5%	0,4%	0,5%
Nó 2 - Gatilho	21,3%	22,7%	21,4%	22,5%	21,6%	21,8%
Nó 3 - Sistema de gestão de segurança	68,7%	71,5%	68,3%	71,7%	64,5%	70,2%
Nó 4 - Início do fluxo por liquefação	8,6%	4,5%	8,8%	4,4%	12,3%	6,5%
	35	36	37	38	39	40
Análise	Permeabilidade Drenagem Interna		Permeabilidade Rejeito		C. Referência – Sadrekarimi - MC	
Nó 1 - Gestão do nível de água	0,3%	0,4%	0,1%	0,1%	0,4%	0,5%
Nó 2 - Gatilho	12,8%	29,3%	7,0%	6,5%	21,7%	22,4%
Nó 3 - Sistema de gestão de segurança	39,2%	52,0%	21,2%	20,3%	68,0%	71,7%
Nó 4 - Início do fluxo por liquefação	45,3%	16,5%	68,5%	69,9%	8,8%	4,5%
	41	42	43	44		
Análise	C. Referência - Olson - MC		Variab. Su/s MC			
Nó 1 - Gestão do nível de água	0,4%	0,4%	0,4%	0,4%		
Nó 2 - Gatilho	21,7%	22,7%	21,3%	22,1%		
Nó 3 - Sistema de gestão de segurança	68,0%	71,4%	66,6%	70,6%		
Nó 4 - Início do fluxo por liquefação	8,7%	4,5%	10,6%	5,8%		

A Figura 6.39 representa de forma gráfica a árvore de eventos para o Caso 1 – Cenário de Referência para o método FOSM do item 6.3.1, onde a probabilidade de ruptura é igual a $1,8 \times 10^{-4}$.

Árvore de Eventos: LIQUEFAÇÃO DE BARRAGENS DE REJEITOS

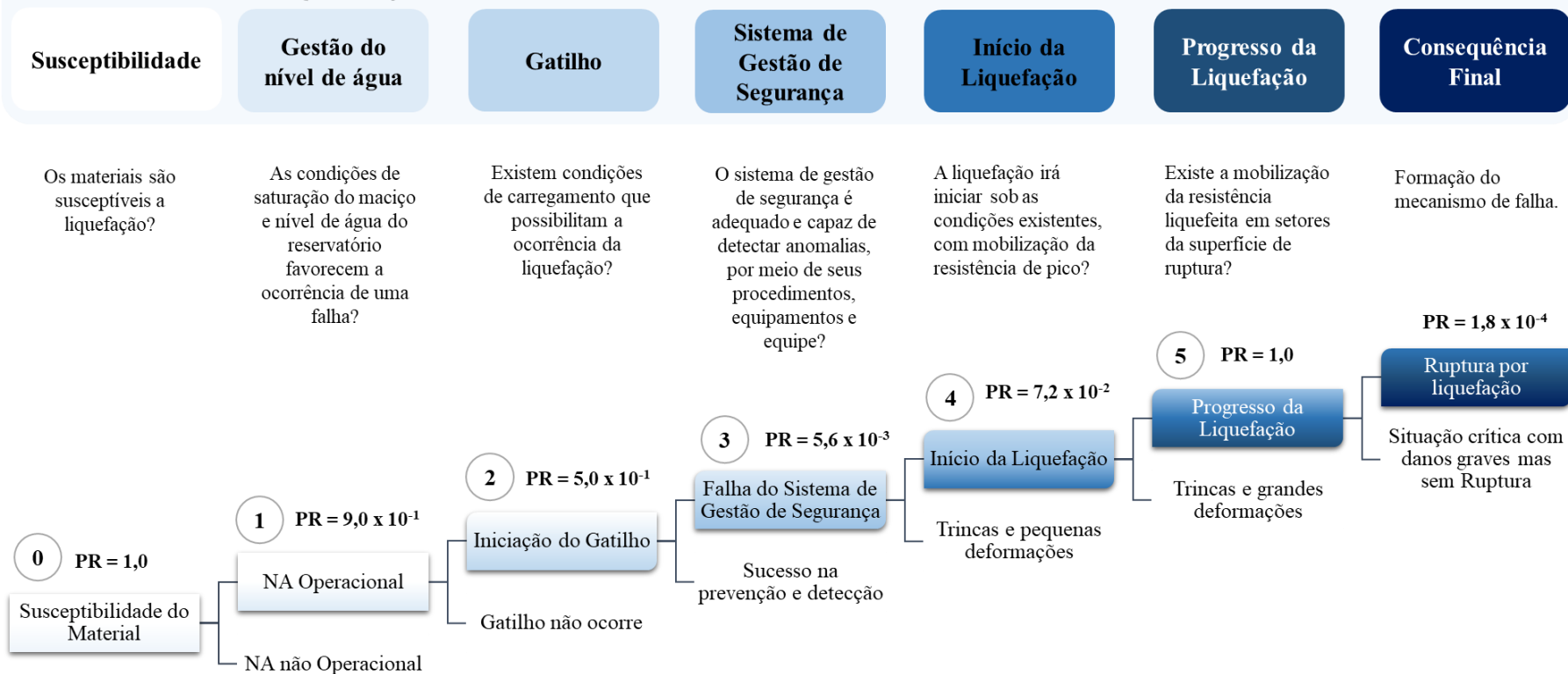


Figura 6.39 – Árvore de Eventos: Liquefação de Barragens de Rejeito – Caso 1.

7 CONCLUSÕES

7.1 Introdução

Um dos maiores objetivos desta dissertação foi a integração dos métodos probabilísticos para a quantificação da probabilidade de ruptura por liquefação estática de uma barragem de rejeitos, considerando o maior número de variáveis possíveis no desenvolvimento do fenômeno. Algumas dos fatores estudados se mostraram complexos e de difícil mensuração numérica, tendo sido utilizado nesta situação uma abordagem semi-quantitativa. Esta caminho se mostrou viável apresentando bons resultados e quantificando aspectos poucos explorados.

A metodologia desenvolvida mostrou a viabilidade da abordagem probabilística para o modo de falha liquefação em barragens de rejeitos com disposição hidráulica. A ETA proposta apesar dos cenários limitados estudados neste trabalho, mostrou-se genérica e replicável a outras estruturas, independente das particularidades, seja da estrutura e/ou da sua equipe de operação.

Diversas ponderações quanto aos resultados são apresentadas no item a seguir, sejam quanto as vantagens e as limitações.

7.2 Análise dos Resultados

A metodologia proposta utilizou a combinação de técnicas estatísticas e programas geotécnicos já conhecidos e amplamente utilizados para análise integrada das variáveis levantadas. Com base nos resultados da aplicação teórica deste método em uma barragem hipotética, pode-se chegar às seguintes conclusões:

- A ETA proposta foi capaz de representar a probabilidade de ruptura final de uma barragem por liquefação estática por meio dos cinco nós propostos, tendo como limitação a determinação de certos eventos base das FTA de cada nó. Observou-se a concentração da probabilidade em determinados eventos. Estes devem ser melhor caracterizados e uma investigação e detalhamento realizados;
- Os valores finais de probabilidade estimados convergem para os valores de obras civis, bem como para os valores médios para barragens de rejeitos conforme relatado no item 4.2.4. Este fato contribui para a validação do método proposto neste trabalho;

- A dispersão da probabilidade final chega ao máximo de uma ordem de grandeza, quando analisando a diferença entre o percentil 5% e o percentil 95%. Este resultado pode interferir no cálculo do risco final, bem como aferir o grau de incerteza a análise realizada. O coeficiente de variação médio pode ser estimado em torno de 430%, sendo a probabilidade (P95%), 2,3 vezes superior a (P5%);
- Dentre os nós propostos, o “Nó 3 – Sistema de gestão de segurança”, obteve a maior contribuição para o valor final de probabilidade a ruptura por liquefação. Isso ocorreu tanto para a situação com TR = 2 anos, quanto para TR = 100 anos. A grande expressão do sistema de gestão de segurança no desempenho na resposta final do estudo, mostra a importância das atividades de monitoramento e manutenção, como fatores de intervenção nos processos de falha. Como premissa da ETA, a resposta à atividade manutenção não foi avaliada, podendo ser considerado em estudos posteriores;
- Na sequência na contribuição no valor de probabilidade de ruptura, tem-se o “Nó 2 – Gatilho”. Neste, observou-se a contribuição diretamente proporcional ao tempo de retorno do evento chuvoso;
- Os Nós 4 e 1 vem logo na sequência, com destaque para o “Nó 4 – Início da Liquefação”, onde se despendeu o maior esforço de interpretação, modelagem e análise;
- Dentro do “Nó 3 – Sistema de gestão de segurança” as variáveis de maior impacto foram o Erro Humano e a “3.2.2 - Instrumentação”. Neste nó o evento “3.2.3 – Órgãos Regulatórios” se mostrou de difícil mensuração devendo ser melhor estudado para em situações no qual a sua ocorrência possa ser significativa. Outra melhoria observada é a posição do “Erro Humano” na FTA, acredita-se que a submissão ao evento “3.2 – Monitoramento” seja mais adequada. Desta maneira os itens mais relevantes seriam o monitoramento e as inspeções. Destaca-se para estes itens a importância da interpretação das informações coletadas e não somente a existência dos mesmos;
- Na FTA de Erro Humano observou-se a complexibilidade e subjetividade do tema. A maior contribuição identificada foi referente ao evento base “E.H 2.1 - Qualidade da Supervisão”, tendo sido notado também uma grande incerteza no julgamento de engenharia desses fatores de influência. O Erro humano contribuiu significativamente tanto para a o evento de “2.3 - Gestão de disposição de rejeitos”,

quanto para o “Nó 3 Sistema de gestão de segurança”. Um melhor detalhamento deste nó da árvore é recomendável, assim como um estudo específico de erro humano no monitoramento, inspeção e operação de barragens. Esta recomendação é evidente frente ao contraste dos resultados do evento com a probabilidade estimada por Card (1994) para evento de característica semelhante conforme Figura 6.9;

- Outro fator importante a se considerar é o risco de redundância na estimativa erro humano, superestimando ou camuflando os efeitos do mesmo, levando a um resultado final conservador, ou mesmo otimista em relação a probabilidade de ruptura;
- O evento “2.3 - Gestão de disposição de rejeito” teve uma grande contribuição na FTA do “Nó 1 – Gestão do nível de água”, com o evento de base “Pontos de Lançamento e Método Construtivo”, destacando a importância do método construtivo para a segurança de barragens. Um maior aprofundamento é recomendável devendo ser separados o método construtivo do método de disposição. Destaca-se que a gestão da disposição afeta diretamente a estratigrafia do depósito e, conseqüentemente, na variabilidade espacial das propriedades geotécnicas;
- Os estudos de sensibilidade dos parâmetros demonstraram um grande domínio da razão de resistência sobre a resposta final dos Nós 4 e 5 da ETA. Tendo destaque também para o peso específico e o ângulo de atrito dos materiais envolvidos na ruptura. O domínio da razão de resistência pode ser explicado pelo longo trecho da superfície de ruptura que passa pelo material susceptível saturado;
- Os resultados encontrados demonstram uma relação direta entre a razão de resistência de pico e o fator de segurança, tendo uma relação praticamente linear para os valores analisados. A probabilidade apresentou uma menor variação que o fator de segurança em relação a razão de resistência de pico, uma vez que se encontra ligada mais diretamente e correlacionada à variabilidade dos parâmetros (desvio padrão) e não ao valor médio do mesmo;
- Os dois métodos probabilísticos, Monte Carlo e FOSM, utilizados nesta dissertação mostram resultados semelhantes, tendo o método de Monte Carlo menores probabilidades e desvios padrões para o fator de segurança. Tal fato pode ser explicado por se adotar uma função densidade de probabilidade para o fator de segurança, enquanto que para o método Monte Carlo é realizado um ajuste, bem

como um número maior de simulações e o fato de ter se fixado a superfície de ruptura para o método de Monte Carlo;

- Um ponto importante que deve ser observado é quanto à seleção da superfície crítica de ruptura para análises de estabilidade de taludes. Durante os processos de análises probabilísticos a melhor opção é aquela que incorpora um sistema de superfícies. Ou seja, calcula-se a superfície crítica para cada conjunto de parâmetros geotécnicos aleatórios sorteados. Assim, a incerteza na localização da superfície de deslizamento crítica é incorporada na análise. Neste trabalho esta abordagem não foi considerada para o método Monte Carlo, o que pode justificar as diferenças nas probabilidades de ruptura entre os métodos de Monte Carlo e FOSM;
- O método FOSM apresenta como vantagem o fornecimento da sensibilidade da função desempenho às variáveis aleatórias. A análise da sensibilidade dos parâmetros permite o foco na aquisição e tratamento de dados, nas variáveis de maior relevância. Além da redução dos modelos e tempos de análise computacional reduzindo as variáveis aleatórias;
- A dispersão dos parâmetros adotados em uma análise interferem diretamente no seu nível de confiabilidade, levando de uma situação de segurança para uma situação de risco;
- A sensibilidade à permeabilidade foi de grande relevância para os resultados das análises de início e progresso do fluxo por liquefação. Observou-se que este parâmetro tem grande relevância nos resultados. A correta caracterização da rede de fluxo para os estudos é de grande importância e depende diretamente da permeabilidade do rejeito e do sistema de drenagem. No que diz respeito à permeabilidade do rejeito, esta foi limitante aos estudos no qual se propôs a variação da intensidade de precipitação. Entende-se que o controle da saturação de uma barragem de rejeitos é controlada até certo ponto pela permeabilidade do filtro. Sendo que a partir deste limite outras medidas são necessárias, como por exemplo a permeabilidade dos rejeitos e mesmo a forma geométrica dos drenos;
- Quanto à consideração da variabilidade espacial dos parâmetros, foi identificado que a maior probabilidade é decorrente o cenário sem variabilidade ao longo da superfície. Isso ocorre porque a amostragem dentro do rejeito pode estimar os menores valores conjuntamente para todas as fatias. Este caso ainda resulta no menor fator de segurança mínimo possível. Já a menor probabilidade de falha ocorre

ao amostrar valores aleatórios diferentes para cada fatia. Para esta hipótese sempre poderá ocorrer um valor de resistência superior para contrabalancear os menores sorteados.

- Quanto à utilização de análises circulares ou otimizadas observa-se um aumento da probabilidade de ruptura para os cenários otimizados, nos quais se consideram superfícies de ruptura compostas. Este fato se repete para todos os cenários avaliados.

Frente aos estudos desenvolvidos para esta qualificação conclui-se variáveis inicialmente negligenciadas em soluções determinísticas tem sua importância revelada, mesmo tendo em termos gerais uma convergência de soluções com a abordagem probabilística. Todavia, a abordagem probabilística permite saber as variáveis de maior relevância, bem como as incertezas associadas a cada parâmetro de entrada.

Diversos julgamentos de engenharia neste trabalho foram realizados pelo autor, não sendo, contudo, recomendável esta prática pelo risco de enviesamento dos resultados. O trabalho deve ser realizado por um conjunto de especialistas envolvidos e não envolvidos diretamente com a barragem. Segundo (PERINI, 2009), as probabilidades de ocorrência não devem ser analisadas por meio de seus valores absolutos, mas de forma relativa, onde é possível identificar qual evento contribui mais para a ocorrência do cenário, qual é o que possui maior incerteza e necessita maiores estudos, qual cenário é mais preponderante.

7.3 Considerações Finais

O maior desafio da vida do ser humano é lidar com as incertezas e administrar os riscos associados às decisões e acontecimentos. Tal fato não poderia ser diferente na engenharia, sobretudo na engenharia de barragens. Quando maiores as consequências prováveis, e lidando com barragens usualmente estas não são pequenas, maiores são as exigências quanto ao rigor técnico e operacional de estruturas e sistemas. Não podendo alterar as consequências de um risco identificado, o engenheiro em seu papel trabalha com as probabilidades, ou a chance de falha. A probabilidade é fundamentada no quanto seus agentes estabilizadores são superiores aos seus agentes desestabilizadores, incluindo nesta equação as incertezas.

O nível de amadurecimento das técnicas e métodos ocorrem continuamente e devem atender às necessidades dos projetos e construções. Contudo, a grande fragilidade está nos registros, nos

históricos, nos dados geotécnicos e hidrológicos, assim como nas atividades e negligências de projeto, construção e operação. A ausência de histórico de rupturas e de ensaios limitam o avanço tecnológico da compreensão dos fenômenos de falha. Estes por si só complexos e de difícil delimitação, uma vez que uma ruptura pode ocorrer por uma combinação de eventos, o que novamente justifica a abordagem probabilística na engenharia de barragens.

É inegável, todavia, que estas falhas e fragilidades sempre irão existir. O estudo determinístico atual se ancora nestas incertezas, mesmo as negligenciando em sua magnitude ou adotando fatores de segurança globais. O trabalho de um analista de risco é complementar os trabalhos convencionais, apontando as fragilidades e tendo consciência do nível de confiabilidade dos estudos realizados frente ao risco inerente às obras geotécnicas. O julgamento de engenharia e as abordagens qualitativas são uma prática comum, tendo na abordagem probabilística somente uma sistematização e hierarquização de todo processo.

A avaliação de riscos está sendo amplamente utilizada para complementar as abordagens tradicionais para a tomada de decisão de segurança de barragens.

Todavia, observou-se mediante a pesquisa a extrema importância da presença de profissionais capacitados, sejam nas empresas projetistas, construtores, consultores ou empreendedores, ou seja, em todo o ciclo de vida da estrutura.

Com relação às barragens de rejeito, um ponto de extrema importância é o fenômeno de segregação, pois este determina a variabilidade espacial das propriedades geomecânicas dos rejeitos, sendo um dos princípios do estudo do comportamento de tais depósitos. As propriedades físicas básicas podem ter grande variação e, conseqüentemente, o comportamento hidráulico-mecânico, a condutividade hidráulica e a resistência ao cisalhamento. Tal variação espacial é de difícil representação nos modelos geotécnicos, tornando a elaboração de modelos constitutivos complexa, devido ao caráter aleatório das propriedades. Seja ao longo de uma camada, onde as propriedades irão se alterar devido a segregação por peso, ou de uma camada para outra, devido a variáveis relacionadas a disposição, como por exemplo: vazão, altura de queda, teor de sólidos, constituição da polpa devido ao processo de beneficiamento, dentre outros, que se alteram continuamente.

Por último, outro ponto de impacto direto nos resultados foram as condições de drenagem que estão ligadas à permeabilidade dos materiais e esta à condição de compactação dos materiais.

Sendo assim, o resultado principal deste trabalho foi a quantificação da probabilidade de falha por liquefação de maneira integrada, apesar de não se conseguir estimar o tamanho do núcleo liquefável capaz de desencadear a liquefação.

O procedimento de se estimar valores prováveis para uma cadeia de eventos, bem como a incerteza destes valores, é justificável pela complexidade do modo de falha e pela diversas incertezas envolvidas. O autor pretendeu com este trabalho trazer maior clareza ao assunto probabilidade e liquefação, propondo um procedimento na medida do possível prático e replicável.

Por estes motivos é demonstrada a necessidade de mudança de paradigmas na prática da engenharia, com a valorização da confiabilidade de projetos, sobretudo para a etapa de aquisição de dados, investigação de campo e laboratório.

7.4 Recomendações

- Desenvolvimento dos demais ramos da árvore de falhas do gatilho, seja para carregamento estático, quanto para dinâmico;
- Desenvolvimento da árvore de falhas considerando outros sistemas de extravasores;
- Elaboração de plano de ações emergências para modo de falha liquefação;
- Elaboração de carta de risco para o modo de falha liquefação integrada aos demais modos de falhas, a saber: galgamento e erosão interna;
- Estudo da confiabilidade humana na inspeção e supervisão de operação, monitoramento e manutenção de barragens;
- Estudar erro humano na falha de barragens, utilizando métodos probabilísticos. Sugere-se o uso de redes bayesianas;
- Estudo tempo de desenvolvimento de brecha para liquefação;
- Estudar variabilidade espacial de parâmetros, similarmente a (CALAMAK, 2017), para a metodologia desenvolvida;
- Retroanálise de casos reais de ruptura de liquefação com metodologia proposta, que possibilitem o embasamento das abordagens;
- Elaboração de roteiros para análise estatística de parâmetros geotécnicos e introdução da abordagem em cursos de graduação;

- Comparação de probabilidade de ruptura do modo de falha liquefação com outros modos de falha;
- Realizar uma análise mais completa considerando a variabilidade espacial das propriedades, bem como envoltórias de resistência para solos não saturados;
- Quantificar a variação do peso específico com a umidade para checar se existe interferência desta variável nos resultados;
- Avaliar em termos estatísticos hidrológicos e sua interferência na probabilidade de ruptura;
- Desenvolvimento de protocolo de monitoramento de estrutura com potencial de liquefação identificado;
- Estudo do núcleo liquefável mínimo e suas características para o desencadeamento de uma ruptura completa.

REFERÊNCIAS

ABNT. *NBR 13.028 - Mineração - Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água*. Rio de Janeiro - RJ: ABNT - Associação Brasileira Normas Técnicas. , 2017

ABNT. *NBR ISO 31.000: Gestão de Riscos: Princípios e Diretrizes*. Rio de Janeiro - RJ: ABNT - Associação Brasileira Normas Técnicas. , 2009

ABRÃO, P. C. Sobre a deposição de rejeitos de mineração no Brasil. *I Simpósio sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos Industriais e de Mineração, REGEO'87, ABMS*, p. 1–9, 1987.

ABREU, É. J. A. *Estudo das condições de liquefação da areia de Coimbra em triaxial estático e cíclico*. 2012. 119 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), FEUP - Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.

ALARCON-GUZMAN, A.; LEONARDS, G. A.; CHAMEAU, J. L. Undrained monotonic and cyclic strength of sand. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 144, n. 10, p. 1089–1109, 1988.

ALBA, P. DE; BALLESTERO, T. P. Residual strength after liquefaction: A rheological approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 26, n. 2–4 SPEC. ISS., p. 143–151, 2006.

ALBUQUERQUE FILHO, L. H. *Avaliação do Comportamento Geotécnico de Barragens de Rejeitos de Minério de Ferro através de Ensaios de Piezocone*. 2004. 192 f. Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP, Ouro Preto - MG, Brasil, 2004.

ANCOLD. Guidelines on risk assessment. Sydney. *Australian National Committee on Large Dams Inc*, p. 157, 2003.

ANDERSON, D. L. *et al.* Task force report on geotechnical design guidelines for buildings on liquefiable sites in greater Vancouver in accordance with NBC2005. *University of British Columbia publication*, 2007.

ANDREWS, Desmond C; MARTIN, Geoffrey R. Criteria for Liquefaction of Silty Soils. *12th World Conf. on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, 2000. , p. 1–8.

ANDRIANOPOULOS, K. I.; BOUCKOVALAS, G. D.; PAPADIMITRIOU, A. G. A critical state evaluation of fines effect on liquefaction potential. 2001, San Diego, California: Proc. Of the 4th Int. Conf. On Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor W. D. Liam Finn, 2001.

ANG, A. H.; TANG, W. *Probability Concepts in Engineering Planning and Design: Basic Principles*. New York, USA: John Wiley & Sons, 1975. v. 1.

APAZA, M. A. F.; BARROS, J. M. DE C. Análise Probabilística de Estabilidade de Taludes pelo Método de Monte Carlo. 2014, Goiânia - GO: XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2014.

AQUINO, G. C. H. *Aspectos de Liquefação na Estabilidade de Pilha de Lixiviação de Minério de Cobre sob Carregamento Sísmico*. 2009. 170 f. Dissertação (Mestrado Engenharia Civil), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-RJ, Rio de Janeiro - RJ, Brasil, 2009.

ARAUJO, C. B. DE. Contribuição ao estudo do comportamento de barragens de rejeito de mineração de ferro. *Teses.Ufrj.Br*, p. 133, 2006. Disponível em:

<http://teses.ufjf.br/COPPE_M/CeciliaBheringDeAraujo.pdf>.

ASCE. Guidelines for Instrumentation and Measurements for Monitoring Dam Performance. *American Society of Civil Engineers Task Committee*, 2000.

ASDSO. *Main Page*. Disponível em: <<http://www.damsafety.org/resources/?p=39512aab-b30b-42de-a964-499b75372adf>>. Acesso em: 30 jan. 2017.

ASSIS, A. P. *et al. Métodos Estatísticos e Probabilísticos Aplicados a Geotecnia*. . Brasília - DF: Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. , 2004

ÁVILA, J P. The Drained Stacking of Granular Tailings: A Disposal Method for a Low Degree of Saturation of the Tailings Mass. *Proceedings Tailings and Mine Waste*, Vancouver, Canada., 2011.

BAECHER, G. B. *Site Exploration: A probabilistic approach*. 1972. PhD thesis, Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, 1972.

BAECHER, G. B.; CHRISTIAN, J. T. *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. England: John Wiley and Sons LTD, 2003.

BAGNOLD, R. A. Experiments on a gravity-free dispersion of large solid spheres in a Newtonian fluid under shear. *Proceedings of the royal society of London, series A, mathematical and physical sciences*, v. 225, n. 1160, p. 49–63, ago. 1954.

BAZIAR, M. H.; DOBRY, R. Residual strength and large-deformation potential of loose silty sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 121, n. 12, p. 896 – 906, 1995.

BEATY, M. H.; BYRNE, P. M. Liquefaction and deformation analysis using a total stress approach. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 134, n. 8, p. 1059 – 1072, 2008.

BEDIN, J. *Estudo Do Comportamento Geomecânico De Resíduos De Mineração*. 2010. 205 f. Tese (doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre - RS, Brasil, 2010.

BEDIN, J. *et al.* Gold tailings liquefaction under critical state soil mechanics. *Géotechnique*, v. 62, n. 3, p. 263–267, 2012.

BEEN, K.; JEFFERIES, M. G. A state parameter for sands. *Geotechnique*, v. 35, n. 2, p. 99–112, 1985.

BIER, V. M. Monte Carlo Risk Analysis Modeling. In: MOLAK, V. (Org.). . *Fundamentals of Risk Analysis and Risk Management*. USA: Vlasta Molak, 1997. .

BISHOP, A. W. Progressive failure-with special reference to the mechanism causing it. 1967, Oslo: Proc. Geot. Conf, 1967. p. 142.

BISHOP, A. W. Shear strength parameters for undisturbed and remoulded soil specimens. 1971, Cambridge University: Roscoe Memorial Symposium, 1971. p. 3–58.

BITTAR, R. J. Acidentes e Incidentes em Barragens de Rejeitos: Como Prevenir ou Atenua-los? 2017, Belo Horizonte – MG: II Seminário de Gestão de Riscos e Segurança de Barragens de Rejeitos – SGBR-15 e 16 de Maio de 2017, 2017.

BLIGHT, G. E. *Geotechnical Engineering for Mine Waste Storage Facilities*. 1. ed. Leiden, The Netherlands: CRC Press, 2010.

BOGER, D. V. Rheology of Slurries and Environmental Impacts in the Mining Industry. *Annual Review of Chemical and Biomolecular Engineering*, v. 4, n. 1, p. 239–257, 7 jun. 2013.

- BORING, R. L. Fifty years of THERP and human reliability analysis. *11th International Probabilistic Safety Assessment and Management Conference and the Annual European Safety and Reliability Conference 2012, PSAM11 ESREL 2012*, v. 5, p. 3523–3532, 2012.
- BOUCKOVALAS, G.; ANDRIANOPOULOS, K.; PAPADIMITRIOU, A. A Critical State interpretation for the cyclic liquefaction resistance of silty sands. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 23, p. 115–125, 2003.
- BOULANGER, R. W.; IDRIS, I. M. *Evaluation of potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays - Report No. UCD/CGM-04/01*. . Davis: Department of Civil & Environmental Engineering, University of California, 2004.
- BOULANGER, R. W.; IDRIS, I. M. Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays, soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 132, n. 11, p. 1413–1426, 2006.
- BOULANGER, R. W.; MEJIA, L. H.; IDRIS, I. Liquefaction at Moss Landing During Loma Prieta Earthquake. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 123, n. 5, p. 453–467, 1997.
- BOWLES, D S. Evaluation and Use of Risk Estimates in Dam Safety Decisionmaking. *American Society of Civil Engineers*, Santa Barbara, California, USA, 2001. , p. 17.
- BOWLES, D S. Tolerable risk for dams: How safe is safe enough? *US Society on dams annual conference*, Philadelphia, Pennsylvania, USA, 2007. , n. March, p. 1–24.
- BRASIL. *Anuário Mineral Brasileiro - Principais substâncias metálicas*. . Brasilia - DF, Brasil: DNPM - Departamento Nacional de Produção Mineral. , 2016
- BRASIL. Portaria Nº 70.379. 17 de Maio de 2017. Cria o Cadastro Nacional de Barragens de Mineração, o Sistema Integrado de Gestão em Segurança de Barragens de Mineração e estabelece a periodicidade de execução ou atualização, a qualificação dos responsáveis. *DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL (DNPM)*, 2017.
- BRAY, J. D. *et al.* Liquefaction susceptibility of fine-grained soils. 2004, Berkeley, California, USA: Proceedings 11th ICSD and 3th ICEGE, 2004.
- BRYANT, S. M.; DUNCAN, J. M.; SEED, H. B. *Application of tailings flow analyses to field conditions*. . Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California: Report UCB/GT/83-03 to US Bureau of Mines. , 1983
- BURINGTON, R. S.; MAY, D. C. *Handbook of Probability and Statistics*. New York, USA: McGraw-Hill Book Company, 1970.
- BYRNE, P. M. A cyclic shear-volume coupling and pore pressure model for sand. *Proceedings of the 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, p. 47–55, 1991.
- BYRNE, P. M. Comunicação Pessoal – E-mails trocados no período entre 13/06/2008 e 03/10/2008. *FREIRE NETO (2009)*, 2008.
- BYRNE, P. M. *et al.* Numerical modeling of liquefaction and comparison with centrifuge tests. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 41, n. 2, p. 193–211, 2004.
- BYRNE, P. M. *et al.* Predicting liquefaction response of granular soils from pressuremeter tests. 1995, San Diego, California: Static and Dynamic Properties of Gravelly Soils 1995; Proceedings of the ASCE National Convention, 1995. p. 122–135.

- BYRNE, P M; JITNO, H; JEREMY, H. A procedure for predicting the seismic response of tailings impoundments. *Proc., Ceotechnique and Natural Hazards; CeoHazards 92, Vancouver Geotech. Soc., Vancouver, Canada., 1992.* , p. 281–289.
- CALDEIRA, L. M. M. S. *Análises de riscos em geotecnia: aplicação a barragens de aterro.* 2008. 248 f. Tese (Doutorado), LNEC, Lisbon, Portugal, 2008.
- CARD, J. C. *et al.* The role of human error in design, construction, and reliability of marine structures. *SHIP STRUCTURE SUBCOMMITTEE*, 1994.
- CARRARO, J. A. H.; BANDINI, P.; SALGADO, R. Liquefaction resistance of clean and nonplastic silty sands based on cone penetration resistance. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 129, n. 11, p. 965–976, 2003.
- CARRERA, A.; COOP, M.; LANCELLOTTA, R. Influence of grading on the mechanical behaviour of Stava tailings. *Géotechnique*, v. 61, n. 11, p. 935–946, 2011.
- CARRIER, W D. Stability of tailings dams. *XV Ciclo di Conferenze di Geotecnica di Torino, Italy*, 1991.
- CASAGRANDE, A. Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of earth fills. *J. Boston Society of Civil Engineers*, n. 23, p. 257–276, 1936.
- CASAGRANDE, A. Liquefaction and cyclic deformation of sands - a critical review. 1975, Argentina: 5th Pan-American Conference, 1975. p. 81–133.
- CASTRO, G. Liquefaction and cyclic mobility of sands. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, v. 100, p. 763–786, 1975.
- CASTRO, G. *Liquefaction of sands.* 1969. Thesis (Ph.D), Harvard University, Cambridge, Massachusetts, USA, 1969.
- CASTRO, G.; POULOS, S. J. Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 103, n. 6, p. 501–506, 1977.
- CAVALCANTE, A. L. B. *Efeito do gradiente de permeabilidade na estabilidade de barragens de rejeito alteadas pelo método de montante.* . [S.l: s.n.] , 2000
- CAVALCANTE, A. L. B. *Modelagem e Simulação do Transporte Por Arraste De Sedimentos Heterogêneos Aoplado Ao Mecanismo De Tensão-Deformação-Poropressão Aplicado a Barragens De Rejeitos.* 2004. 313 f. Tese (Doutorado em Geotecnia), Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasilia - DF, Brasil, 2004.
- CEN. EN1990. Eurocode – Basis of structural design. *European Committee of Standardization*, Bruxelas, 2001.
- CHAUHAN, S. S.; BOWLES, D. S. Dam safety risk assessment with uncertainty analysis. *Proceedings of the Australian Committee on Large Dams Risk Workshop*, n. October, p. 17, 2003. Disponível em: <<http://uwrl.usu.edu/people/faculty/DSB/uncertaintyfinal.pdf>>.
- CHAUHAN, S. S.; BOWLES, D. S. Incorporating uncertainty into dam safety risk assessment. *Proceedings of Risk Analysis in Dam Safety*, 2001. Disponível em: <<http://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download?doi=10.1.1.82.407&rep=rep1&type=pdf>>.
- CHERN, J. C. *Undrained response of sands with emphasis on liquefaction and cyclic mobility.* 1985. Thesis (Doctor), The University of British Columbia, Vancouver, 1985.

CHRISTIAN, J. T.; LADD, C. C.; BAECHER, G. B. Reliability Applied to Slope Stability Analysis. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 120, n. 12, p. 2180–2207, 1994.

CHUNG, S. F.; RANDOLPH, M. F.; SCHNEIDER, J. A. Effect of penetration rate on penetrometer resistance in clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 132, n. 9, p. 1188–1196, 2006.

CIGB/ICOLD. *Risk assessment in dam safety management. A reconnaissance of benefits, methods and current applications. Internacional Commission on Large Dams*. Paris, França: Internacional Commission on Large Dams, 2005.

CIGB/ICOLD; UNEP/PNU. *Tailings dams risk of dangerous occurrences - Lessons learnt from practical experiences - Bulletin 121. Internacional Commission on Large Dams*. Paris, França: Internacional Commission on Large Dams, 2001.

CNPGB. *Grupo de Trabalho de Análise de Riscos em Barragens: 1º Relatório de Progresso. CNPGB*. Disponível em: <<http://cnpgb.inag.pt/imagens/relProgJaneiro05.pdf>>. Acesso em: 18 set. 2016.

COOP, M. R.; LEE, I. K. The behaviour of granular soils at elevated stresses. In: HOULSBY, G. T.; SCHOFIEL, A. N. (Org.). *Predictive soil mechanics, Proceedings of the C. P. Wroth Memorial Symposium*. London: Thomas Telford, 1993. p. 186–198.

CORREA, C. R. P.; CARDOSO JUNIOR, M. M. Análise e classificação dos fatores humanos nos acidentes industriais. *Produção*, v. 17, n. 1, p. 186–198, 2007.

COSTA, F. S. F.; MELO, L. J. A. Normas regulamentares para disposição de estéril, rejeitos e produtos de mineração. *I Simpósio sobre Barragens de Rejeito e Disposição de Resíduos Industriais e de Mineração, REGEO'87, ABMS*, 1987.

COUTINHO, T. S. *et al.* Métodos de análise de risco: aplicabilidade e limitações no gerenciamento de risco associado a barragens. 2017, Belo Horizonte - MG: II Seminário de Gestão de Riscos e Segurança de Barragens de Rejeitos – SGBR - 15 e 16 de Maio de 2017, 2017.

D'AGOSTINO, L. F. *Praias de barragens de rejeitos de mineração: características e análise de sedimentação*. 2008. 374 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Minas e de Petróleo, São Paulo, SP, Brasil, 2008.

DAVIES, M. *et al.* Dewatered tailings practice – trends and observations. *Tailings and Mine Waste'10*, n. October, p. 133–142, 2010.

DAVIES, M. Filtered dry stacked tailings - the fundamentals. 2011, Vancouver, Canadá: Proceedings Tailings and Mine Waste 2011, Vancouver B. C., 2011. p. 9.

DAVIES, M.; MCROBERTS, E.; MARTIN, T. Static liquefaction of tailings—fundamentals and case histories. 2002, Las Vegas: Tailings Dams 2002, 2002.

DAVIES, M. P.; MARTIN, T. E. Upstream Constructed Tailings Dams - A Review of the Basics. 2000, Fort Collins, Colorado, USA, Balkema, The Netherlands: Proceedings Seventh International Conference on Tailings and Mine Waste, 2000. p. 3–15.

DEJONG, J. T. *et al.* Variable penetration rate cone testing for characterization of intermediate soils. *Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4*, v. 1, p. 25–42, 2013.

DEJONG, J. T.; RANDOLPH, M. F. Influence of partial consolidation during cone penetration on estimated soil behavior type and pore pressure dissipation measurements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 7, n. 138, p. 1–13, 2012.

- DELL'AVANZI, E.; SAYÃO, A. S. Avaliação da Probabilidade de Ruptura de Taludes. 1998, Brasília - DF: COBRAMSEG, 11, 1998. p. 1289–1295.
- DROGUETT, E. L.; MENÊZES, R. DA C. S. Análise da confiabilidade humana via redes Bayesianas: uma aplicação à manutenção de linhas de transmissão. *Produção*, v. 17, n. 1, p. 162–185, 2007.
- DUNCAN, J. M. Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 126, n. 4, p. 30–316, 2000.
- ECKERSLEY, J. D. Instrumented laboratory flowslides. *Geotechnique*, v. 40, n. 3, p. 489–502, 1990.
- EI-SHAHHAT, A. M.; ROSOWSKY, D. V.; CHEN, W. F. Accounting for human error during design and construction. *Journal of Architectural Engineering*, v. 1, n. June, p. 84–92, 1995.
- ELLINGWOOD, B. Design and construction error effects on structural reliability. *Journal of Structural Engineering*, v. 113, n. 2, p. 409–422, 1987.
- ESPÓSITO, T. J. *Controle geotécnico da construção de barragens de rejeito - Análise da estabilidade de taludes e estudos de percolação*. 1995. 159 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília - DF, Brasil, 1995.
- ESPÓSITO, T. J. *Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico*. 2000. 363 f. Tese (Doutorado em Geotecnia), Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília - DF, Brasil, 2000.
- FARIAS, M. M.; ASSIS, A. Uma Comparação entre Métodos Probabilísticos Aplicados à Estabilidade de Taludes. 1998, Brasília - DF: [s.n.], 1998. p. 1305–1313.
- FEAR, C. E.; ROBERTSON, P. K. Estimating the undrained strength of sand: a theoretical framework. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 32, n. 4, p. 859–870, 1995.
- FELL, R.; MACGREGOR, P.; STAPLEDON, D. *Geotechnical Engineering of Embankment Dams*. Rotterdam: A. A. Balkema, 1992.
- FEMA. Federal Guidelines for Dam Safety Risk Management - FEMA P-1025. *Federal Emergency Management Agency*, p. 49, 2015.
- FERC. Introduction to risk-informed decision making. *Risk-Informed Decision Making Guidelines*, p. 26, 2016.
- FERNANDES, M. M. *Mecânica dos Solos – Introdução à Engenharia Geotécnica*. 1. ed. São Paulo - SP, Brasil: Oficina de Textos, 2014. v. 2.
- FIGUEIREDO, M. M. *Estudo De Metodologias Rejeitos Para a Mineração Casa De Pedra – Congonhas / MG*. 2007. 100 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Núcleo de Geotecnia, Ouro Preto - MG, Brasil, 2007.
- FINN, W D L; LEDBETTER, R H; WU, G. Liquefaction in silty soils: design and analysis, ground failures under seismic conditions. *Geotechnical Special Publication*, New York, USA, 1994. , v. 44, p. 51–76.
- FINN, W D L; YOGENDRAKUMAR, M; YOSHIDA, N. A Computer Program to Compute Response of 2D Embankments and Soil Structure Systems to Seismic Loadings TARA-3. *Dept. of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canada.*, 1986.

- FINNIE, I.; RANDOLPH, M. F. Punch-through and liquefaction induced failure of shallow foundations on calcareous sediments. *Proc. Int. Conf. on Behavior of Offshore Structures*, p. 217–230, 1994.
- FLORES, E. A. F. *Análises probabilísticas da estabilidade de taludes considerando a variabilidade espacial do solo*. 2008. 178 f. Dissertação (Mestrado Engenharia Civil), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-RJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2008.
- FOLAYAN, J.; HOEG, K.; BENJAMIN, J. Decision Theory Applied to Settlement Predictions. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, v. 96, n. SM4, p. 1127–1141, 1970.
- FONSECA, A. V. DA. Liquefação à luz da mecânica aplicada. *Geotecnia*, v. 128, p. 3–35, jul. 2013. Disponível em: <<http://repositorio-aberto.up.pt/handle/10216/67341>>. Acesso em: 12 nov. 2013.
- FOSTER, M.; FELL, R.; SPANNAGLE, M. The statistics of embankment dam failures and accidents. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 37, n. 1992, p. 1000–1024, 2000.
- FREIRE NETO, J. P. *Estudo da liquefação em rejeitos e aplicação de metodologia de análise de estabilidade*. 2009. 184 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Núcleo de Geotecnia, Ouro Preto - MG, Brasil, 2009.
- FUSARO, T. C. *Estabelecimento Estatístico de Valores de Controle para a Instrumentação de Barragens de Terra: Estudo de Caso das Barragens de Emborcação e Piau*. 2007. UFOP, Ouro Preto - MG, 2007.
- GALINDO, M. S. V. *Desenvolvimento de uma Metodologia para Determinação da Viscosidade de Solos*. 2013. 122 f. Dissertação (Mestrado), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-RJ, Rio de Janeiro - RJ, Brasil, 2013.
- GIBSON, R. E.; ENGLAND, G. L.; HUSSEY, M. J. L. The Theory of One-Dimensional Consolidation of Saturated Clays. *Géotechnique*, v. 17, n. 3, p. 261–273, 1967.
- GUILLÉN, J. L. C. *Estudo de Modelos Constitutivos para Previsão da Liquefação em Solos sob Carregamento Monotônico*. 2004. 137 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-RJ, Rio de Janeiro - RJ, Brasil, 2004.
- GUILLÉN, J. L. C. *Modelagem Elasto-plástica da Liquefação Dinâmica de Solos*. 2008. 246 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-RJ, Rio de Janeiro - RJ, Brasil, 2008.
- GUIMARÃES, N. C. *Filtragem de rejeitos de minério de ferro visando a sua disposição em pilhas*. 2011. 114 f. Dissertação (Mestrado em Tecnologia Mineral), Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Metalúrgica e de Minas, Belo Horizonte - MG, Brasil, 2011.
- GUTIERREZ, M; VERDUGO, R. Analysis of Flow and Liquefaction of Sand Via a Simple Model. *Earthquake Geotechnical Engineering*, Balkema, Rotterdam, 1995. , p. 893–898.
- HALL, E.; HULLET, D. Universal risk Project: Final Report. Incose RMWG: PMI RiskSIG. 2002.
- HAMMERSLEY, J. M.; HANDSCOMB, D. C. *Monte Carlo Methods*. 1964. 178 f. Methuen's Monographs on Applied Probability and Statistics, London, UK, 1964.
- HANZAWA, H.; ITOH, Y.; SUZUKI, K. Shear characteristics of a quick sand in the Arabian Gulf. *Soils and Foundations*, v. 19, n. 4, p. 1–15, 1979.
- HARR, M. E. *Reliability – Based Design in Civil Engineering*. New York, USA: McGraw-Hill Publishing Company, 1987.

- HARTFORD, D. N. D.; BAECHEER, G. B. *Risk and uncertainty in dam safety*. London, UK: Thomas Telford Publishing, 2004.
- HAZEN, A. Hydraulic fill dams. *Transactions, ASCE*, n. 83, p. 1713–1745, 1920.
- HEAD, K. H. *Manual of soil laboratory testing*. London, UK: Pentech Press, 1986.
- HERNANDEZ, H. M. O. *Caracterização geomecânica de rejeitos aplicada a barragens de aterro hidráulico*. 2002. 174 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental., Brasília - DF, Brasil, 2002.
- HERNANDEZ, H. M. O. *Ensaio de simulação de deposição hidráulica (ESDH) para a caracterização de rejeitos utilizados em barragens de aterro hidráulico*. 2007. 186 f. Tese (Doutorado em Geotecnia), Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília - DF, Brasil, 2007.
- HILL, P. I. *et al.* On the art of event tree modeling for portfolio risk analyses. *Environmental Engineering*, n. September 2016, p. 1–10, 2001.
- HIRD, C. C.; HASSONA, F. Some factors affecting the liquefaction and flow of saturated sands in laboratory tests. *Engineering Geology*, v. 28, p. 149–170, 1990.
- HOFMANN, B. A.; SEGO, D. C.; ROBERTSON, P. K. In situ ground freezing to obtain undisturbed samples of loose sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 126, n. 11, p. 979–989, 2000.
- HONJO, Y. *Dam filters: physical behavior probability of malfunctioning and design criteria*. 1985. MASSACHUSETTS INSTITUTE OF TECHNOLOGY January, 1985.
- HSE. Reducing risks, protecting people. *HEALTH AND SAFETY EXECUTIVE - Norwich: Her Majesty's Stationery Office*, p. 74, 2001.
- IBRAM. *Informações e Análises da Economia Mineral Brasileira*. . Brasília - DF: Instituto Brasileiro de Mineração. , 2012
- IBRAM. *Produção Mineral Brasileira (PMB) Série Histórica*. . Brasília - DF: Instituto Brasileiro de Mineração. , 2016
- ICOLD. Integrated Flood Risk Management, Bulletin 156. 2014.
- IDRISS, I. M.; BOULANGER, R. W. SPT and CPT-based relationships for the residual shear strength of liquefied soils. 2007, The Netherlands: Earthquake Geotechnical Engineering, 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering – Invited Lectures, 2007. p. 1–22.
- ISHIHARA, K. Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Geotechnique*, v. 43, n. 3, p. 351–415, 1993.
- IVERSON, R. M. Shear behavior of liquefied soils: interdisciplinary perspectives. 1997, University of Illinois, Urbana - Illinois: Proceedings of the NSF workshop on post- liquefaction strength of granular soils, 1997.
- JAEGER, R. A. *Numerical and experimental study on cone penetration in sands and intermediate soils*. *PhD. Thesis, Dept. of Civil Engineering, UC Davis*,. Davis, California: [s.n]. , 2012
- JAEGER, R. A. *et al.* Variable penetration rate CPT in an intermediate soil. *2nd International Symposium on Cone Penetration Testing*, v. 2, n. May, p. 8, 2010.

- JEFFERIES, M.; BEEN, K. *Soil liquefaction: a critical state approach*. New York, USA: Taylor and Francis, 2006.
- JEYAPALAN, K. *Analysis of flow failure of tailings impoundments*. 1980. PhD Dissertation, University of California, Berkeley, California, 1980.
- JUÁREZ-BADILLO, E. Static liquefaction of very loose sands. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 36, p. 967–973, 1999.
- KEALY, C. D.; BUSCH, R. A. *Determining Seepage Characteristics of Mill-Tailings Dams by the Finite-Element Method*. . Washington: U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Mines. , 1971
- KIM, K. *et al.* Effect of penetration rate on cone penetration resistance in saturated clayey soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 134, n. 8, p. 1142–1153, 2008.
- KOERNER, G. R.; KOERNER, R. M.; MARTIN, J. P. Design of landfill leachate-collection filters. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 120, n. 10, p. 1792–1803, 1994.
- KOKUSHO, T. Mechanism for water film generation and lateral flow in liquefied sand layers. *Soils and Foundations*, v. 40, n. 5, p. 99– 111, 2000.
- KOKUSHO, Takaji. Water Film in liquefied sand and its effect on lateral spread. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1999. , v. 125, n. 10, p. 817–826.
- KONRAD, J. M.; WATTS, B. D. Undrained shear strength for liquefaction flow failure analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 32, p. 783–794, 1995.
- KRAGE, C. P.; DEJONG, J. T. Influence of Drainage Conditions during Cone Penetration on the Estimation of Engineering Properties and Liquefaction Potential of Silty and Sandy Soils. *Journal of Geotechnical and geoenvironmental engineering*, p. 1–10, 2016.
- KRAHN, J. M. *Stability modeling with SLOPE/W*. 3. ed. [S.l.]: GEO-SLOPE International Ltd., 2007.
- KRAMER, S. L. *Geotechnical Earthquake Engineering*. New Jersey: Prentice Hall, 1996.
- KRAMER, S. L. *Liquefaction of sands due to non-seismic liquefaction*. 1985. Thesis (Doctor), University of California, Berkeley, California, USA, 1985.
- KRAMER, S. L.; SEED, H. B. Initiation of soil liquefaction under static loading condition. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 114, n. 4, p. 412–430, 1988.
- KULASINGAM, R. *Effects of void redistribution on liquefaction-induced deformations*. 2003. 460 f. Ph.D. Dissertation, University of California, Davis, USA, 2003.
- KYNCH, G. J. A Theory of Sedimentation - Transactions of the Faraday Society. n. 48, p. 166–176, 1952.
- LACASSE, S.; NADIM, F.; HOEG, K. Risk Assessment and Mitigation in Geo-Practice. *Geotechnical Engineering State of the Art and Practice*, 2012.
- LACASSE, Suzanne; NADIM, Farrokh. Statistical Description of Characteristic Soil Properties in OTC. *Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, Brasil, 2007.
- LADD, C. C. Stability evaluation during staged construction. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 117, n. 4, p. 540–615, 1991.
- LADD, C. C.; FOOT, R. New design procedure for stability of soft clays. *Journal of Geotechnical*

Engineering Division, v. 100, p. 763–786, 1974.

LADE, P. V.; YAMAMURO, J. A.; LIGGIO, C. D. Effects of fines content on void ratio, compressibility, and static liquefaction of silty sand. *Geomechanics and Engineering*, v. 1, n. 1, p. 1–15, 2009.

LAFITTE, R. Probabilistic risk analysis of large dams. *International Water Power and Dam Construction*, n. 45, p. 13–16, 1993.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. *Soil mechanics*. New York, USA: John Wiley & Sons, 1979.

LAURIANO, A. W. *et al.* Discussões sobre os modos de falha e risco de galgamento de barragens de rejeitos. 2017, Belo Horizonte - MG: XXXI - SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS - SNGB, 2017.

LIMA, L. D. M. K. *Retroanálise da formação de um depósito de rejeitos finos de mineração construído pelo método subaéreo*. 2006. 140 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Universidade Federal de Ouro Preto, Escola de Minas, Ouro Preto - MG, Brasil, 2006.

LIU, Y.; ZHAO, X. T.; YAN, H. X. Numerical Simulation of Static Liquefaction in Tailings Pond. *Advanced Materials Research*, v. 671–674, p. 76–79, 2013. Disponível em: <<http://www.scientific.net/AMR.671-674.76>>.

LOAYZA, F. H. *Modelagem do Comportamento Pós-Sismo de uma Barragem de Rejeito*. 2009. 220 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-RJ, Rio de Janeiro - RJ, Brasil, 2009.

LOPES, M. C. O. *Disposição hidráulica de rejeitos arenosos e influência nos parâmetros de resistência*. 2000. 158 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Universidade de Brasília - UNB, Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília - DF, Brasil, 2000.

LUZ, A. B.; LINS, F. A. F. *Introdução ao tratamento de minérios*. Rio de Janeiro - RJ: Centro de tecnologia mineral. Ministério da Ciência e Tecnologia. , 2004

MAIA, J. A. C. *Métodos Probabilísticos Aplicados à Estabilidade de Taludes e Cavidades em Rocha*. 2003. 196 f. Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília - DF, Brasil, 2003.

MAIA, J. A. C. *Modelagem Probabilística da Zona Plástica de Obras Subterrâneas em Meios Rochosos*. 2007. 161 f. Tese de Doutorado – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília - DF, Brasil, 2007.

MARTIN, G. R.; FINN, W. D. L.; SEED, H. B. Fundamentals of liquefaction under cyclic loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 101, n. GT5, p. 423–438, 1975.

MARTIN, T. E.; MCROBERTS, E. C. Some considerations in the stability analysis of upstream tailings dams. *Tailings and Mine Waste '99*, NULL, n. 6, p. 287–302, 1999.

MATURANO RAFAEL, H. M. A. *Análise do Potencial de Liquefação de uma Barragem de Rejeito*. 2012. 103 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-RJ, Rio de Janeiro - RJ, Brasil, 2012.

MELO, A. V. *Análises de risco aplicadas a barragens de terra e enrocamento: estudo de caso de barragens da Cemig GT*. 2014. 168 f. Dissertação (mestrado) Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Belo Horizonte - MG, Brasil, 2014.

MELO, A V; FUSARO, T C. Avaliação de métodos de análise de riscos aplicados a barragens. XXX

Seminário Nacional De Grandes Barragens, Foz do Iguaçu - PR, 2015.

MENÊZES, R. DA C. S.; FIRMINO, P. R. A.; DROGUETT, E. L. Análise de confiabilidade humana via redes bayesianas. In: *Simpósio Brasileiro de Pesquisa Operacional (XXXVII SBPO)*, p. 678–685, 2005.

MESRI, G. Yield strength and critical strength of liquefiable sands in sloping ground. *Geotechnique*, v. 57, n. 3, p. 309 – 311, 2007.

MIKASA, M. The Consolidation of Soft Clay-Anew Consolidation Theory and Its Application. *Japan Society of Civil Engineers*, p. 21–26, 1963.

MILONAS, J. G. *Análise do processo de reconstituição de amostras para caracterização do comportamento de barragens de rejeitos de minério de ferro em aterro hidráulico*. 2006. 146 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental., Brasília - DF, Brasil, 2006.

MIRANDA, M. F. *Avaliação de Estabilidade de Contensões através de métodos probabilísticos*. 2005. 106 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Campo dos Goytacazes, 2005.

MITTAL, H. K.; MORGENSTERN, N. R. Seepage control in tailings dams. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 13, n. 3, p. 277–293, 1976.

MONTOYA, C. A. H. *Incertezas, Vulnerabilidade e Avaliação de Risco Devido a Deslizamento em Estradas*. 2013. 250 f. Tese de Doutorado, Publicação G.TD- 081/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília - DF, Brasil, 2013.

MORGENSTERN, N. R. *et al. Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam. . -*: Fundão Tailings Dam Review Panel. , 2016

MORGENSTERN, N. R.; KUPPER, A. A. G. Hydraulic fill structures – A perspective. In: VAN ZYL, D. J. A.; VICK, S. G. (Org.). . *ASCE*. Fort Collins, Colorado: Proceedings of a specialty conference on hydraulic fill structures, 1988. p. 1–31.

MORGENSTERN, Norbert R. Managing Risk in Geotechnical Engineering. *Proceeding of the 10th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico, 1995. , v. 4.

MOTTA, H. P. G. DA. *Comportamento de um rejeito de transição em centrífuga geotécnica*. 2008. 132 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ, COPPE/ Programa de Engenharia Civil, Rio de Janeiro - RJ, Brasil, 2008.

MUHAMMAD, K. *Case History - Based analysis of liquefaction in sloping ground*. 2012. 545 f. Thesis (Doctor in Civil Engineering), University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana - Illinois, United States of America, 2012.

NAEINI, S. A.; BAZIAR, M. H. Effect of fines content on steady – state strength of mixed and layered samples of a sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 24, p. 181 – 187, 2004.

NAESGAARD, E.; BYRNE, P. Flow liquefaction simulation using a combined effective stress: total stress model. *60th Canadian Geotechnical Conference, Canadian Geotechnical Society*, p. 943–950, 2007.

NAGHETTINI, M.; PINTO, É. J. D. A. *Hidrologia Estatística*. [S.l.]: CPRM- Serviço Geológico do Brasil, 2007.

NIERWINSKI, H. P. *Potencial de Liquefação de Resíduos de Mineração estimado através de Ensaios de Campo*. 2013. 154 f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa

de Pós Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre - RS, Brasil, 2013.

OBONI, F.; OBONI, C. Factual and Foreseeable Reliability of Tailings Dams and Nuclear Reactors : a Societal Acceptability Perspective . *Proceedings Seventeenth International Conference on Tailings and Mine Waste*, p. 399–407, 2013.

OLIVEIRA FILHO, W. L.; ABRÃO, P. C. Disposição de Rejeitos de Mineração. In: ZUQUETTE, L. V (Org.). . *Geotecnia Ambienta*l. 1. ed. Rio de Janeiro - RJ: Elsevier, 2015. p. 263–306.

OLIVEIRA, J. R. M. S. *et al.* Influence of Penetration Rate on Penetrometer Resistance. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 137, n. 7, p. 695–703, 2011.

OLSON, S. M. Comunicação Pessoal – E-mails trocados no período entre 22/01/2008 e 18/07/2008. *FREIRE NETO (2009)*, 2008.

OLSON, S. M. *Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance*. 2001. 564 f. Thesis (Doctor in Civil Engineering), University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana - Illinois, United States of America, 2001. Disponível em: <<http://www.ideals.illinois.edu/handle/2142/9186>>.

OLSON, S. M. Strength ratio approach for liquefaction analysis of tailings dams. 2009, Univ. of Minnesota, Minneapolis: Proc., 57th Annual Geotechnical Engineering Conf, 2009. p. 37–46.

OLSON, S. M.; MATTSON, B. B. Mode of shear effects on yield and liquefied strength ratios. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 45, n. 4, p. 574–587, 2008.

OLSON, S. M.; STARK, T. D. Liquefied Strength Ratio from Liquefaction Flow Failure Case Histories. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 39, p. 629–647, 2002.

OLSON, S. M.; STARK, T. D. Use of laboratory data to confirm yield and liquefied strength ratio concepts. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 40, n. 6, p. 1164–1184, 2003a. Disponível em: <<http://www.nrcresearchpress.com/doi/abs/10.1139/t03-058#.Vtav3n0rKHs>>.

OLSON, S. M.; STARK, T. D. Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 129, n. 8, p. 727–737, 2003b.

PARDO, J. A. R. *Metodologia para análise e gestão de riscos em pavimentos ferroviários*. 2009. 187 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. NUGEO, Ouro Preto - MG, Brasil, 2009.

PASTOR, M.; ZIENKIEWICZ, O. A generalized plasticity, hierarchical model for sand under monotonic and cyclic loading. 1986, Jackson, England: Proc. Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics, 1986. p. 131 - 50.

PECK, R. Interface between the core and downstream filter. 1990, [S.l.]: BiTech Publishers, 1990. p. 237–251.

PENNA, D. C. R.; ARAGÃO, G. A. S.; FUSARO, T. C. Complementariedade entre o monitoramento e análises de risco na gestão da segurança de barragens. *XXX Seminário Nacional de Grandes Barragens*, p. 1–14, 2015.

PENNA, L. R. *Estudo da construção de aterros em depósitos estratificados de rejeitos de mineração*. 2008. 170 f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP, Escola de Minas. Departamento de Engenharia Mineral. Programa de Pós Graduação em Engenharia Mineral, Ouro Preto - MG, Brasil, 2008.

- PEREIRA, E. L. *Estudo de potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático*. 2005. 185 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP, Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Ouro Preto - MG, Brasil, 2005.
- PEREIRA, E. L. *Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático*. 2001. 55 f. Relatório (Iniciação Científica), Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto - MG, Brasil, 2001.
- PEREIRA, F. M. S. *Gestão de Riscos e Plano de Ações Emergenciais Aplicado à Barragem de Contenção de Rejeitos Casa de Pedra / CSN*. 2009. 159 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. NUGEO, Ouro Preto - MG, Brasil, 2009.
- PERINI, D. S. Estudo Dos Processos Envolvidos Na Análise De Riscos de Barragens de Terra. p. 128, 2009.
- PERLEA, V G; KOESTER, J P; PRAKASH, S. How Liquefiable are Cohesive Soils? *Proc. Second Int Conf on Earthquake Geotechnical Engg*, Lisbon, Portugal, 1999. , v. 2, p. 611–618.
- PIMENTA, M. DE L. B. *Abordagens de riscos em barragens de aterro*. 2008. 1-573 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, 2008.
- PIMENTEL, K. C. A. *et al.* Avaliação dos Métodos Probabilísticos aplicados à estabilidade de Barragens. 2017, Belo Horizonte - MG: XXXI Seminário Nacional de Grandes Barragens – SNGB, 2017, p. 1–20.
- PINHEIRO, M. . *Diretrizes para Elaboração de Estudos Hidrológicos e Dimensionamentos Hidráulicos em Obras de Mineração*. 1 edição ed. Belo Horizonte - MG: ABRH, 2011.
- PLEWES, H. D.; DAVIES, M. P.; JEFFERIES, M. G. CPT based screening procedure for evaluating liquefaction susceptibility. *Proc 45th Canadian Geotechnical Conference*, 1992.
- PORTES, A. M. C. *Avaliação da disposição de rejeitos de minério de ferro nas consistências polpa e torta*. 2013. 154 f. Dissertação (Mestrado Geotecnia e Transportes), Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG, Escola de Engenharia, Belo Horizonte - MG, Brasil, 2013.
- POULOS, S. J. Comunicação Pessoal – E-mails trocados no período entre 29/09/2008 e 01/10/2008. *FREIRE NETO (2009)*, 2008.
- POULOS, S. J. Liquefaction and related phenomena. In: JANSEN, R. B. (Org.). . *Advanced dam engineering for design and construction and rehabilitation*. 1. ed. New York, USA: Van Nostrand Reinhold, 1988. p. 811.
- POULOS, S. J. *et al.* Liquefaction Resistance of Thickened Tailings. *Journal of Geotechnical Engineering*, NULL, v. 111, n. 12, p. 1380–1394, 1985.
- POULOS, S. J. The steady state of deformation. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 107, n. GT 5, p. 553–562, 1981.
- POULOS, S. J.; CASTRO, G.; FRANCE, J. W. Liquefaction Evaluation Procedure. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 111, n. 6, p. 772–792, 1985.
- PRESOTTI, E. DA S. *Influência do teor de ferro nos parâmetros de resistência de um rejeito de minério de ferro*. 2002. 153 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP, Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Ouro Preto - MG, Brasil, 2002.

- PREVOST, J. H. A simple plasticity theory for frictional cohesionless soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 4, p. 9–17, 1985.
- RANDOLPH, M. F. Characterisation of soft sediments for offshore applications. 2004, Porto, Portugal: [s.n.], 2004. p. 209–232.
- REAGAN, R.; MOSTELLER, F.; YOUTZ, C. Quantitative meanings of verbal probability expressions. *Journal of Applied Psychology*, v. 74, n. 3, p. 433–442, 1989.
- REDDI, L. N. *et al.* Permeability reduction of soil filters due to physical clogging. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 126, n. 3, p. 236–246, 2000.
- RIBEIRO, L. F. M. *Simulação física de processo de formação dos aterros hidráulicos aplicado a barragens de rejeitos*. 2000. 235 f. Tese (Doutorado), Universidade de Brasília - UNB, Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília - DF, Brasil, 2000.
- RIBEIRO, V. Q. F. *Proposta de metodologia para avaliação de rupturas de estruturas de disposição de rejeitos*. 2015. 291 f. Dissertação (Mestrado Geotecnia e Transportes), Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG, Escola de Engenharia, Belo Horizonte - MG, Brasil, 2015.
- RICO, M. *et al.* Reported tailings dam failures. A review of the European incidents in the worldwide context. *Journal of Hazardous Materials*, v. 152, n. 2, p. 846–852, 2007.
- ROBERTSON, P. K. *et al.* Construction of a clay embankment on loose, saturated tailings sand. 1997, Balkema, Rotterdam: Proceedings, Tailings & Mine Waste '97, 1997. p. 173–180.
- ROBERTSON, P. K. Evaluating soil liquefaction and post-earthquake deformations using the CPT location. *Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterizations*, p. 233 – 249, 2004.
- ROBERTSON, P. K. Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength Using the Cone Penetration Test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 136, n. 6, p. 842–853, 2009.
- ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G. Liquefaction potential of sands using the CPT. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 111, n. 3, p. 384 – 403, 1985.
- ROBERTSON, P. K.; WRIDE, C. E. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 35, p. 442–459, 1998.
- RUSSO, F. DE M. *Comportamento de barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico: caracterização laboratorial e simulação numérica do processo construtivo*. 2007. 295 f. Tese (Doutorado), Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília - DF, Brasil, 2007.
- SADREKARIMI, A. Effect of the Mode of Shear on Static Liquefaction Analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 140, n. 12, p. 2100–2119, 2014.
- SANTOS, A. G. *Influência do teor de ferro na condutividade hidráulica saturada de um rejeito de minério de ferro*. 2004. 191 f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Ouro Preto - MG, Brasil, 2004.
- SAWAYA, M. Introduzindo o conceito de BAT (Best Available Technique) na disposição de rejeitos. *XXXI - Seminário Nacional de Grandes Barragens - SNGB*, p. 1–15, 2017.
- SCHNAID, F.; BEDIN, J.; COSTA FILHO, L. M. Drainage characterization of tailings from in situ test.

Proc., 2nd Int. Symp. Cone Penetration Testing, 2010.

SCHNEIDER, J. A.; LEHANE, B. M.; SCHNAID, F. Velocity effects on piezocone tests in normally and overconsolidated clays. *Int. J. of Physical Modelling in Geotechnics*, v. 7, n. 2, p. 23–34, 2007.

SCOTT, G. A. The Practical Application of Risk Assessment to Dam Safety. *Georisk 2011*, 2011.

SEED, H. B. Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams. *Geotechnique*, v. 29, n. 3, p. 215–263, 1979.

SEED, H. B. Design problems in soil liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 113, n. 8, p. 827–845, 1987.

SEED, H. B. *et al.* The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 111, n. 12, p. 1425–1445, 1985.

SEED, H. B.; IDRIS, I. M. V. Simplified procedure for soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, v. 97, n. SM9, p. 1249–1274, 1971.

SEED, H. B. *et al.* The landslide at the Port of Nice on October 16, 1979 - Rep. UCB/ EERC-88/10. *Earthquake Engineering Research Center*, Univ. of California, Berkeley, California, 1988.

SEED, R. B. *et al.* Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: a Unified and Consistent Framework. *26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar*, v. 1, p. 1–72, 2003.

SEED, R. B.; HARDER, L. F. J. SPT – based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength. *Proceedings of H. Bolton Seed Memorial Symposium, Bi-Tech Publishing Ltd*, v. 2, p. 351 – 376, 1990.

SEID-KARBASI, M. *et al.* Prediction of post-earthquake failure for a near-shore slope in low seismic region. *6th International conference on case histories in geotechnical engineering*, p. 11–16, ago. 2008.

SHAPPELL, S. A.; WIEGMANN, D. A. *The Human Factors Analysis and Classification System-HFACS. Federal Aviation Administration, Office of Aviation Medicine Report N° DOT/FAA/AM-00/7.* Washington, DC, [s.n.], 2000. Disponível em: <<https://commons.erau.edu/publication/737>>.

SHORTREED, J. K.; DINNIE; BELGUE, D. Risk Criteria for Public Policy. *Proceedings of the First Biennial Conference on Process Safety and Loss Management in Canada. 1995, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, Canada: Proceedings of the First Biennial Conference on Process Safety and Loss Management in Canada, 1995. p. 131–158.*

SILVA, D. S. *Estudo de Filtro aplicado ao controle de erosão interna em Barragens.* 2016. 162 f. UFOP, 2016.

SILVA, F.; LAMBE, T. W.; MARR, W. A. Probability and Risk of Slope Failure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 134, n. 12, p. 1691–1699, 2008.

SILVA, W. P. *Estudo do potencial de liquefação estática de uma barragem de rejeito alteada para montante aplicando a metodologia de Olson (2001).* 2010. 141 f. Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP, Ouro Preto - MG, Brasil, 2010.

SITHARAM, T. G.; HOLDER, J.; GRAY, K. E. Deformation effects on formation damage during drilling and completion operations. 1993, Oklahoma: SPE 1993 Productions Operations Symposium, 1993, p. 249–258.

SLADEN, J. A.; D'HOLLANDER, R. D.; KRAHN, J. The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Canadian Geotechnical Journal*, n. 22, p. 564–578, 1985.

SMITH, E. S. Tailings disposal. Failures and lessons. Tailings Disposal Today. 1972, Tucson, Arizona: Proc. of 1st International Symposium, 1972. p. 356–375.

SOWERS, G. F. Human factors in civil and geotechnical engineering failures. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 119, n. 2, p. 238–256, 1993.

SPANCOLD. Technical Guide on Risk Analysis applied to management of Dam Safety. *SPANISH NATIONAL COMMITTEE ON LARGE DAMS*, v. 1, p. 153, 2013.

SRISKANDAKUMAR, S. *Cyclic loading response of Fraser River sand for validation of numerical models simulating centrifuge tests*. 2004. Thesis (Master), Department of Civil Engineering, University of British Columbia, 2004.

SRIVASTAVA, A.; BOWLES, D. S.; CHAUHAN, S. S. Damrae-U: A tool for including uncertainty in dam safety risk assessment. *Association of State Dam Safety Officials Annual Conference 2012, Dam Safety 2012*, n. September 2012, 2012. Disponível em: <<https://www.scopus.com/inward/record.uri?eid=2-s2.0-84879127463&partnerID=40&md5=5605d297ccc2e0f7cb47ae7b9579c996>>.

SRIVASTAVA, A.; BOWLES, D. S.; CHAUHAN, S. S. Generalized Event Tree Algorithm and Software for Dam Safety Risk Analysis. p. 1–13, 2008. Disponível em: <http://uwrl.usu.edu/people/faculty/DSB/generalizedeventtreealgorithm_software_damsafetyriskassessment461.pdf>.

SRIVASTAVA, A.; BOWLES, D. S.; CHAUHAN, S. S. Improvements to DAMRAE : A Tool for Dam Safety Risk Analysis Modelling. *ANCOLD Proceedings of Technical Groups*, 2009.

STARK, T. D.; MESRI, G. Undrained Shear Strength of Liquefied Sands for Stability Analysis. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, v. 118, n. 11, p. 1727–1747, 1992.

SUAZO, G.; DOHERTY, J. P.; FOURIE, A. Effects of confining stress, density and initial static shear stress on the cyclic shear response of fine-grained unclassified tailings. *Geotechnique*, v. 66, n. 5, p. 401–412, 2015.

SWAIN, A. D.; GUTTMANN, H. E. Handbook of Human Reliability Analysis with Emphasis on Nuclear Power Plant Applications (NUREG/ CR-1278). *U.S. Nuclear Regulatory Commission*, n. August, p. 728, 1983. Disponível em: <<https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&cad=rja&uact=8&ved=0CCIQFjAA&url=http://pbadupws.nrc.gov/docs/ML0712/ML071210299.pdf&ei=YXnGU6ToAZDKsQS5-4Ag&usq=AFQjCNHonQM2JNafDoucSGycfn3qWGyPbA&sig2=8dVSTh28-RRLd1mWEwaZhw&bvm>>.

TAGUCHI, G. *Fault Tree Analysis of Slurry and Dewatered Tailings Management – a Framework*. 2014. 100 f. Thesis (Master), The University of British Columbia, Vancouver, Canadá, 2014.

TEH, C. I.; HOULSBY, G. T. An analytical study of cone penetration test in clay. *Geotechnique*, v. 41, n. 1, p. 17–34, 1991.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3. ed. New York, USA: John Wiley & Sons, 1996.

THERIAULT, J. A.; FROSTIAK, J.; WELCH, D. *Surface Disposal of Past Tailings at the Bulyanhulu Gold Mine, Tanzania*. Disponível em: <<http://tailings.info/casestudy/bulyanhulu.pdf>>. Acesso em: 13 dez. 2016.

THEVANAYAGAM, S. *et al.* Undrained fragility of clean sands, silty sands and sandy silts. *Journal of*

Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 128, n. 10, p. 849–859, 2002.

TSUCHIDA, H. Prediction and countermeasure against the liquefaction of sand deposits. *Abstract of the Seminar in the Port and Harbor Research Institute*, p. 3.1-3.33, 1970.

USACE. *Reliability Analysis and Risk Assessment for Seepage and Slope Stability Failure Modes for Embankment Dams. Engineer Technical Letter NO. 1110-2-561*. Washington: Engineer Technical Letter NO. 1110-2-561. , 2006

VAID, Y. P.; CHERN, J. C. Effect of static shear on resistance to liquefaction. *Soils and Foundations*, v. 23, n. 1, p. 47–60, 1983.

VALERIUS, M. B. *Cadastro e Análise do Potencial de Risco das Barragens de Rejeitos de Mineração do Estado de Goiás*. 2014. 105 f. Universidade de Brasília., 2014.

VAUGHAN, P. R.; SOARES, H. F. Design of filters for clay cores of dams. *Journal of Geotechnical Engineering Divison*, v. 108, p. 17–31, 1982.

VERDUGO, R.; ISHIHARA, K. The steady state of sandy soils. *Soils and Foundations*, v. 32, n. 2, p. 81–91, 1996.

VIANNA, L. F. V. *Metodologias de análise de risco aplicadas em planos de ação de emergência de barragens: auxílio ao processo de tomada de decisão*. 2015. 118 f. Dissertação (mestrado) Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Brasil, 2015.

VICK, S. G. Failure of the Omai Tailings Dam. *Geotechnical News*, v. 14, n. 3, 1996.

VICK, S. G. *Planning, design, and analysis of tailings dams*. 2. ed. Vancouver: BiTech Publishers, 1990.

VLIET, T. V; LYKLEMA, H. Rheology. *Fundamentals of interface and colloid Science*. 1. ed. Amsterdam, The Netherlands: Academic Press, Elsevier, 2005. p. 6.1-6.88.

VON THUN, J. L. Application of statistical data from dam failures and accidents to risk-based decision analysis on existing dams. *U.S. Bureau of Reclamation*, 1985.

WAHL, D. A. J. Implementation of variable rate cone penetration testing: an experimental field study. *M.Sc. Thesis, Dept. of Civil Engineering, UC Davis*, 2012.

WANG, W. Some Finding in Soil Liquefaction. *Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute*, Beijing, China, 1979.

WHITMAN, R. V. Evaluating Calculated Risk in Geotechnical Engineering. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 110, n. 2, p. 145–188, 1984.

WHITMAN, R. V. On liquefaction. 1985, Balkema, California: Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1985. p. 1923–1926.

WOLFF, T. F. Probabilistic Slope Stability in Theory and Practice. *Uncertainty in the Geologic Environment: From Theory to Practice, Proceedings of Uncertainty '96, ASCE Geotechnical Special Publication ASCE*, n. 58, p. 419–433, 1996.

YAMAMURO, J. A.; LADE, P. V. Static liquefaction of very loose sands. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 34, p. 905–917, 1997.

YOSHIMI, Y.; YANAKA, K.; TOKIMATSU, K. Liquefaction resistance of a partially saturated sand. *Journal of Soils and Foundations*, v. 29, n. 2, p. 157–162, 1989.

YOU, T. L. *et al.* Liquefaction Resistance of Soils : Summary Report From the 1996 Nceer and 1998 Nceer / Nsf Workshops on Evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 127, n. 10, p. 817–833, 2001.

YOU, T. L.; IDRIS, I. M. Tech. Rep. No. NCEER-97- 0022. 1997, State Univ. of New York at Buffalo, Buffalo, N.Y.: Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Tech. Rep. No. NCEER-97- 0022, 1997.

ZUCCOLO, P. L. *Procedimento para estimativa da confiabilidade geotécnica a partir de simulações numéricas: aplicação a um talude de solo não saturado*. 2016. 153 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – USP, São Carlos - SP, Brasil, 2016.

APÊNDICE I – CONTRIBUIÇÃO PARA VARIÂNCIA DOS NÓS 1 E 3

Tabela I 1 – Contribuição para a variância dos eventos de base das árvores de falha dos nós 1 e 3.

Nome		Nó 1 Gestão do Nível de Água	1.1 Condições de Percolação não prevista	1.2 Sistema Extravasor	1.2.1 Falha Operacional	1.3 Gestão de Disposição de Rejeitos	EH Erro Humano	EH.1.0 Condições Inseguras	EH.2.0 Supervisão	EH.3.0 Influência Organizacional	EH.1.1 Preparo dos Operadores	EH.1.2 Condição dos Operadores	Nó 3 Sistema de Gestão de Segurança	3.2 Monitoramento
		0,8973	0,1566	0,3625	0,2500	0,8089	0,1008	0,8543	0,2575	0,4581	0,5781	0,6546	0,0056	0,3689
1.1.1 Erro Projeto (Drenagem Interna)	0,15	0,74%	99,91%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1.1.2 Alteração Granulométrica	0,008	0%	0,09%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1.2.1 Erro Projeto (Sistema Extravasor)	0,15	0,76%	-	38,31%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1.2.2.1 Obstrução	0,25	1,23%	-	61,68%	100%	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1.3.1 Erro Projeto (Disposição de Rejeitos)	0,15	0,76%	-	-	-	0,76%	-	-	-	-	-	-	-	-
1.3.2 Lançamento e Método Construtivo	0,75	94,10%	-	-	-	96,88%	-	-	-	-	-	-	-	-
3.1 Revisão periódica de segurança	0,15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5,03%	-
3.2.1 Inspeções	0,01	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0%	0,04%
3.2.2 Instrumentação	0,25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6,82%	86,31%
3.2.3 Órgãos regulatórios	0,15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,05%	13,63%
EH.1.1.1 Experiência	0,25	0%	-	-	-	0%	0,02%	3,60%	-	-	8,24%	-	0,02%	-
EH.1.1.2 Treinamentos	0,25	0%	-	-	-	0%	0,04%	7,85%	-	-	18,47%	-	0,04%	-
EH.1.1.3 Comunicação	0,25	0%	-	-	-	0%	0,17%	31,82%	-	-	73,25%	-	0,15%	-
EH.1.2.1 Saúde	0,15	0%	-	-	-	0%	0,09%	16,35%	-	-	-	28,20%	0,07%	-
EH.1.2.2 Carga de Trabalho	0,15	0%	-	-	-	0%	0,02%	3,92%	-	-	-	6,88%	0,02%	-
EH.1.2.3 Ambiente Operação	0,15	0%	-	-	-	0%	0,01%	1,01%	-	-	-	1,75%	0,01%	-
EH.1.2.4 Tempo	0,25	0%	-	-	-	0%	0,02%	3,65%	-	-	-	6,28%	0,02%	-
EH.1.2.5 Motivação	0,25	0%	-	-	-	0%	0,17%	31,60%	-	-	-	56,80%	0,15%	-
EH.2.1 Qualidade	0,25	2,06%	-	-	-	2,04%	87,81%	-	99,91%	-	-	-	75,97%	-
EH.2.2 Violações	0,01	0%	-	-	-	0%	0,08%	-	0,09%	-	-	-	0,07%	-
EH.3.1 Gerenciamento de Recursos	0,15	0,05%	-	-	-	0,05%	2,28%	-	-	20,11%	-	-	1,97%	-
EH.3.2 Processos	0,15	0,02%	-	-	-	0,02%	0,98%	-	-	8,92%	-	-	0,85%	-
EH.3.3 Estrutura	0,25	0,18%	-	-	-	0,18%	8,02%	-	-	70,92%	-	-	7,12%	-

APÊNDICE II – DISTRIBUIÇÕES DE PROBABILIDADES

Ajuste para 3 BARRAGENS PICO - OLSON (2001)

RiskKumaraswamy(1,353;2,397;0,204799;0,302477)

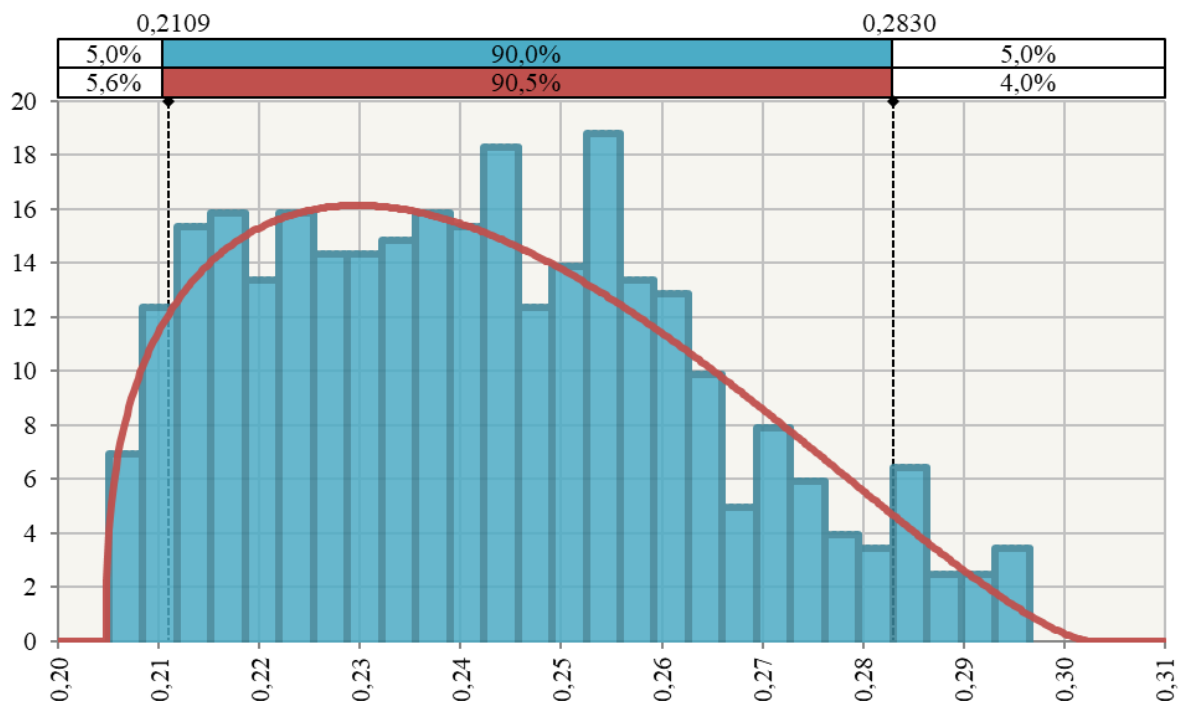


Figura II 1 - Distribuição de probabilidade – Cenário de referência - Razão de resistência de pico – Método de Olson.

Tabela II 1 - Valores estatísticos - Cenário de referência - Distribuição de probabilidade – Razão de resistência de pico – Método de Olson.

	Valores Estatísticos	Probabilidade	Kumaraswamy	Probabilidade	Kumaraswamy
Mínimo	0,204799	1%	0,206505	55%	0,243256
Máximo	0,302477	5%	0,210453	60%	0,246652
Média	0,242078	10%	0,214345	65%	0,2502
Moda	0,229701	15%	0,217835	70%	0,253949
Mediana	0,239975	20%	0,221126	75%	0,257969
Desv Pad	0,021762	25%	0,224306	80%	0,262367
Assimetria	0,3525	30%	0,227429	85%	0,267321
Curtose	2,2709	35%	0,23053	90%	0,273186
X esquerdo	0,2105	40%	0,233638	95%	0,280904
P esquerdo	5,00%	45%	0,236778	99%	0,29169
X direito	0,2809	50%	0,239975		
P direito	95,00%				

Ajuste para 3 BARRAGENS LIQ - OLSON (2001)

RiskKumaraswamy(1,353;2,397;0,029799;0,127477)

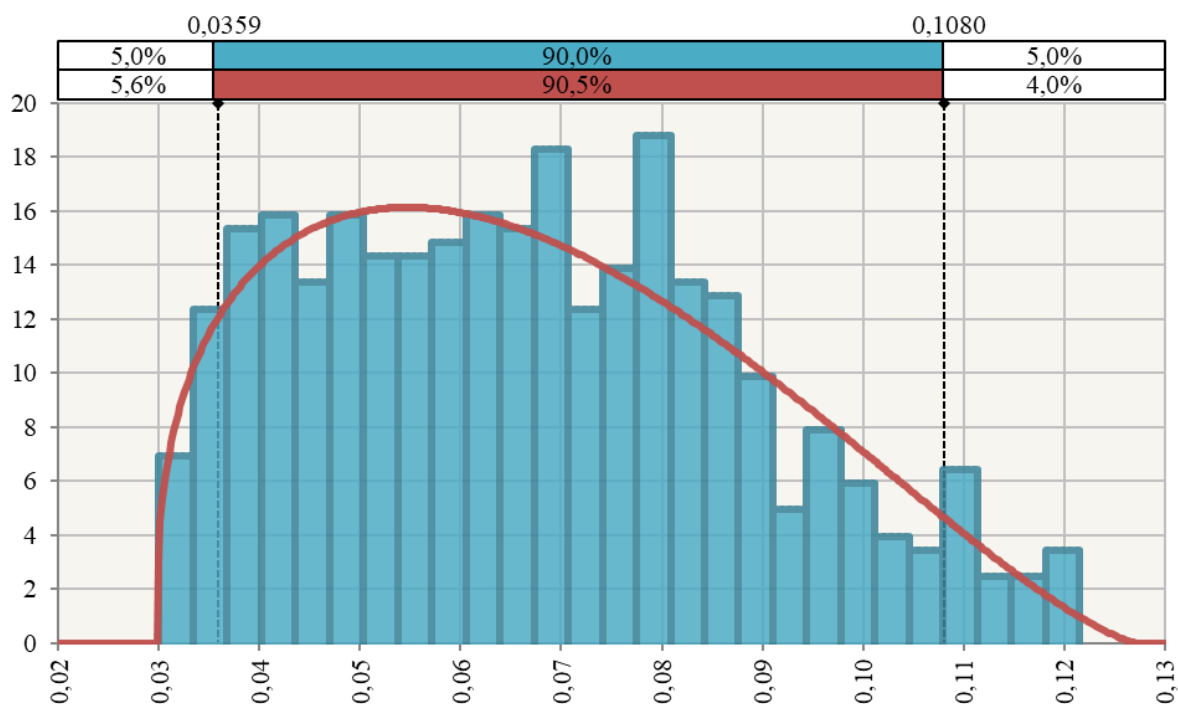


Figura II 2 - Distribuição de probabilidade – Razão de resistência liquefeita – Método de Olson.

Tabela II 2 - Valores estatísticos - Distribuição de probabilidade – Cenário de referência - Razão de resistência liquefeita – Método de Olson.

Valores Estatísticos		Probabilidade	Kumaraswamy	Probabilidade	Kumaraswamy
Mínimo	0,029799	1%	0,031505	55%	0,068256
Máximo	0,127477	5%	0,035453	60%	0,071652
Média	0,067078	10%	0,039345	65%	0,0752
Moda	0,054701	15%	0,042835	70%	0,078949
Mediana	0,064975	20%	0,046126	75%	0,082969
Desv Pad	0,021762	25%	0,049306	80%	0,087367
Assimetria	0,3525	30%	0,052429	85%	0,092321
Curtose	2,2709	35%	0,05553	90%	0,098186
X esquerdo	0,0355	40%	0,058638	95%	0,105904
P esquerdo	5,00%	45%	0,061778	99%	0,11669
X direito	0,1059	50%	0,064975		
P direito	95,00%				

Ajuste para 3 BARRAGENS - PICO - SANDREKARIMI (2014)

RiskKumaraswamy(1,4636;4,8064;0,188808;0,266913)

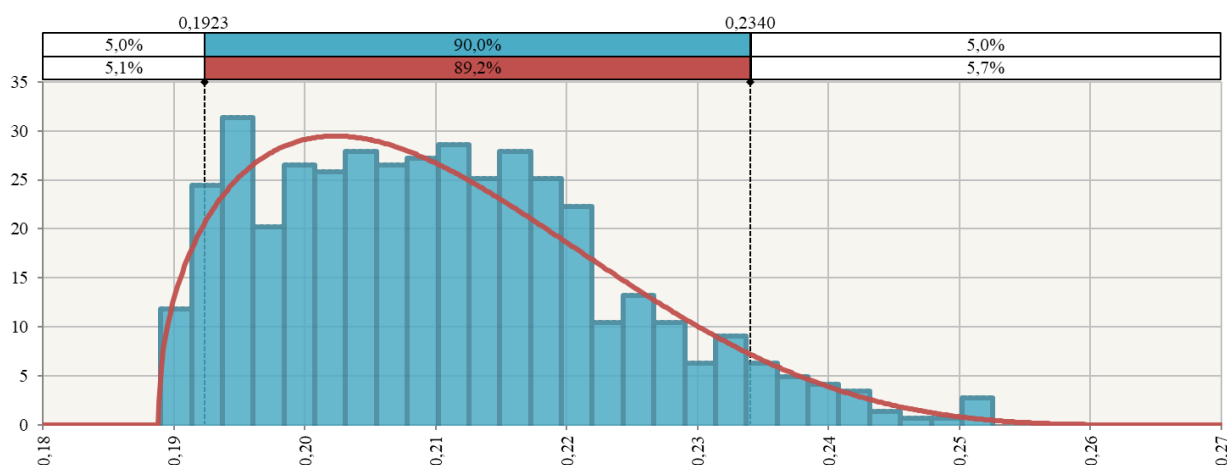


Figura II 3 - Distribuição de probabilidade – Cenário de referência - Razão de resistência de pico – Método de Sadrekarimi.

Tabela II 3 - Valores estatísticos - Distribuição de probabilidade – Cenário de referência - Razão de resistência de pico – Método de Sadrekarimi.

Valores Estatísticos		Probabilidade	Kumaraswamy	Probabilidade	Kumaraswamy
Mínimo	0,188808	1%	0,18996	55%	0,210473
Máximo	0,266913	5%	0,192307	60%	0,212416
Média	0,210468	10%	0,194507	65%	0,214479
Moda	0,202335	15%	0,196441	70%	0,216703
Mediana	0,20862	20%	0,198246	75%	0,219146
Desv Pad	0,013198	25%	0,199984	80%	0,221901
Assimetria	0,6059	30%	0,20169	85%	0,225132
Curtose	2,8133	35%	0,203387	90%	0,229179
X esquerdo	0,1923	40%	0,205096	95%	0,235015
P esquerdo	5,00%	45%	0,206835	99%	0,244926
X direito	0,235	50%	0,20862		
P direito	95,00%				

Ajuste para 3 BARRAGENS LIQ - SANDREKARIMI (2014)

RiskKumaraswamy(1,4636;4,8064;0,016641;0,16309)

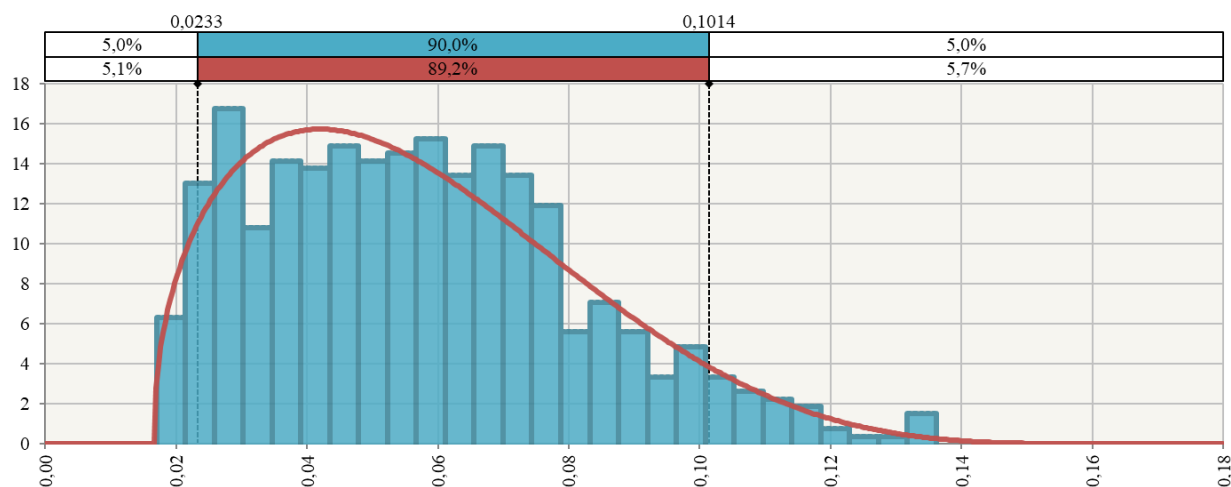


Figura II 4 - Distribuição de probabilidade – Cenário de referência - Razão de resistência liquefeita – Método de Sadrekarimi.

Tabela II 4 - Valores estatísticos - Distribuição de probabilidade – Cenário de referência - Razão de resistência liquefeita – Método de Sadrekarimi.

Valores Estatísticos		Probabilidade	Kumaraswamy	Probabilidade	Kumaraswamy
Mínimo	0,01664	1%	0,0188	55%	0,05726
Máximo	0,16309	5%	0,0232	60%	0,06091
Média	0,05725	10%	0,02733	65%	0,06477
Moda	0,042	15%	0,03095	70%	0,06894
Mediana	0,05379	20%	0,03434	75%	0,07353
Desv Pad	0,02475	25%	0,0376	80%	0,07869
Assimetria	0,6059	30%	0,04079	85%	0,08475
Curtose	2,8133	35%	0,04398	90%	0,09234
X esquerdo	0,0232	40%	0,04718	95%	0,10328
P esquerdo	5,00%	45%	0,05044	99%	0,12186
X direito	0,1033	50%	0,05379		
P direito	95,00%				

Ajuste para GAMA PICO - OLSON (2001)
 RiskGamma(1,782;0,017088;RiskShift(0,204012))

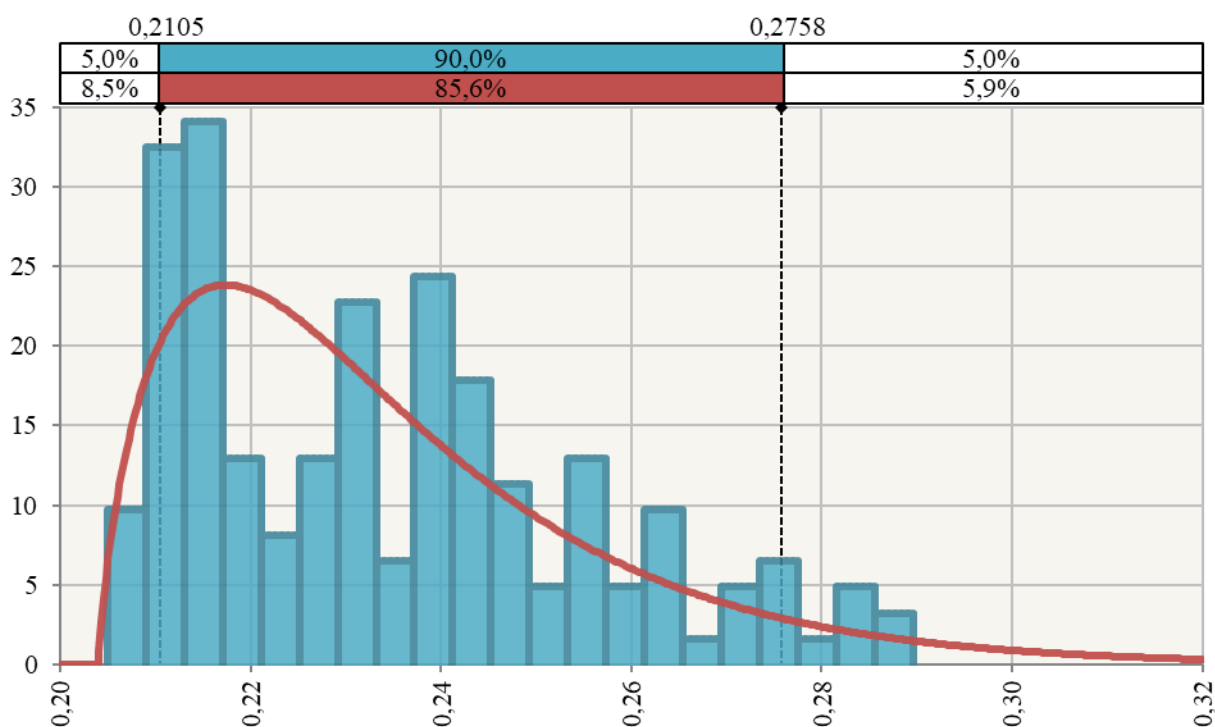


Figura II 5 - Distribuição de probabilidade – Barragem Gama - Razão de resistência pico – Método de Olson.

Tabela II 5 - Valores estatísticos - Distribuição de probabilidade – Barragem Gama Razão de resistência pico – Método de Olson.

Valores Estatísticos		Probabilidade	Gamma	Probabilidade	Gamma
Mínimo	0,20401	1%	0,20579	55%	0,23163
Máximo	∞	5%	0,20865	60%	0,23449
Média	0,23446	10%	0,21123	65%	0,23765
Moda	0,21737	15%	0,21349	70%	0,24121
Mediana	0,22899	20%	0,21564	75%	0,24531
Desv Pad	0,02281	25%	0,21774	80%	0,25022
Assimetria	1,4982	30%	0,21985	85%	0,25639
Curtose	6,367	35%	0,222	90%	0,26488
X esquerdo	0,2087	40%	0,22422	95%	0,27896
P esquerdo	5,00%	45%	0,22654	99%	0,31041
X direito	0,279	50%	0,22899		
P direito	95,00%				

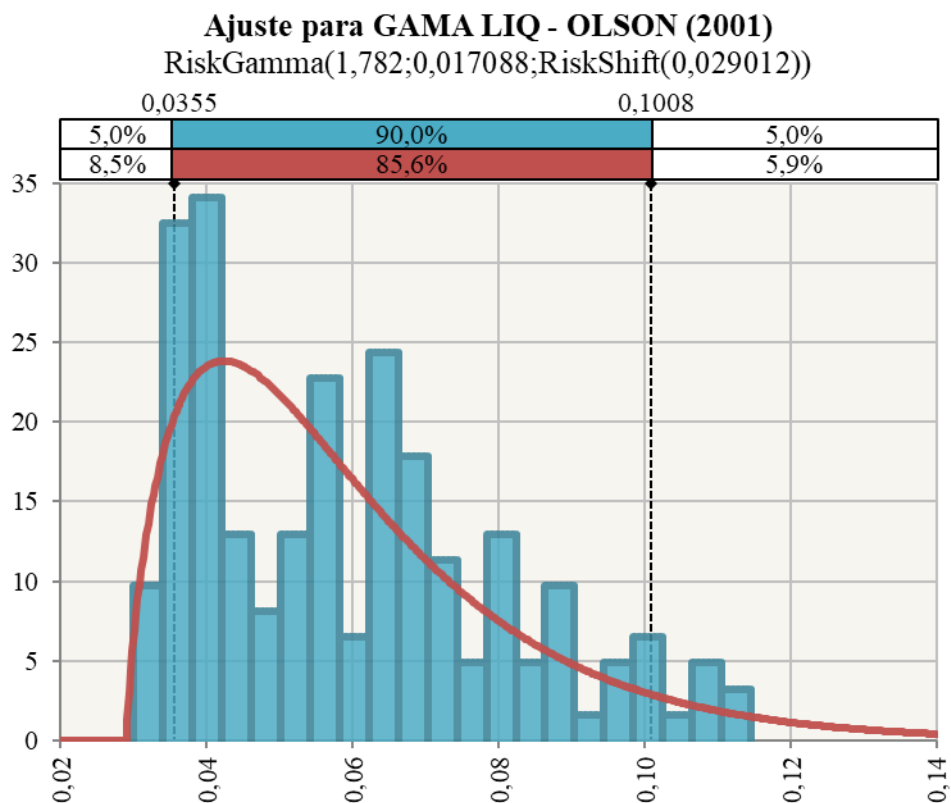


Figura II 6 - Distribuição de probabilidade – Barragem Gama - Razão de resistência liquefeita– Método de Olson.

Tabela II 6 - Valores estatísticos - Distribuição de probabilidade – Barragem Gama - Razão de resistência liquefeita– Método de Olson.

Valores Estatísticos		Probabilidade	Gamma	Probabilidade	Gamma
Mínimo	0,02901	1%	0,03079	55%	0,05663
Máximo	∞	5%	0,03365	60%	0,05949
Média	0,05946	10%	0,03623	65%	0,06265
Moda	0,04237	15%	0,03849	70%	0,06621
Mediana	0,05399	20%	0,04064	75%	0,07031
Desv Pad	0,02281	25%	0,04274	80%	0,07522
Assimetria	1,4982	30%	0,04485	85%	0,08139
Curtose	6,367	35%	0,047	90%	0,08988
X esquerdo	0,0337	40%	0,04922	95%	0,10396
P esquerdo	5,00%	45%	0,05154	99%	0,13541
X direito	0,104	50%	0,05399		
P direito	95,00%				

Ajuste para CHI PICO - OLSON (2001)
 RiskGamma(15,294;0,0046035;RiskShift(0,1855998))

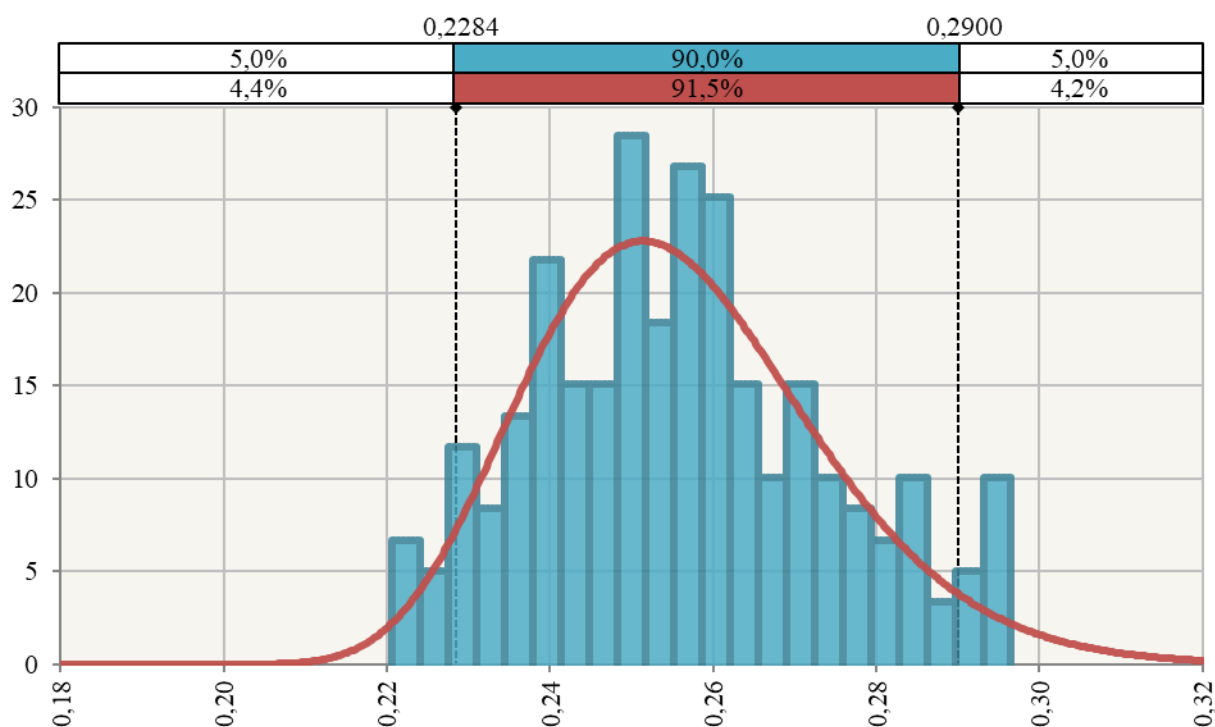


Figura II 7 - Distribuição de probabilidade – Barragem Chi - Razão de resistência pico – Método de Olson.

Tabela II 7 - Valores estatísticos - Distribuição de probabilidade – Barragem Chi - Razão de resistência pico – Método de Olson.

Valores Estatísticos		Probabilidade	Gamma	Probabilidade	Gamma
Mínimo	0,1856	1%	0,22097	55%	0,25674
Máximo	∞	5%	0,22923	60%	0,25908
Média	0,25601	10%	0,23414	65%	0,26156
Moda	0,2514	15%	0,23766	70%	0,26422
Mediana	0,25448	20%	0,24058	75%	0,26717
Desv Pad	0,018	25%	0,24318	80%	0,27054
Assimetria	0,5114	30%	0,24557	85%	0,27458
Curtose	3,3923	35%	0,24785	90%	0,27984
X esquerdo	0,2292	40%	0,25007	95%	0,288
P esquerdo	5,00%	45%	0,25227	99%	0,3045
X direito	0,288	50%	0,25448		
P direito	95,00%				

Ajuste para CHI LIQ - OLSON (2001)
 RiskGamma(15,294;0,0046035;RiskShift(0,0105998))

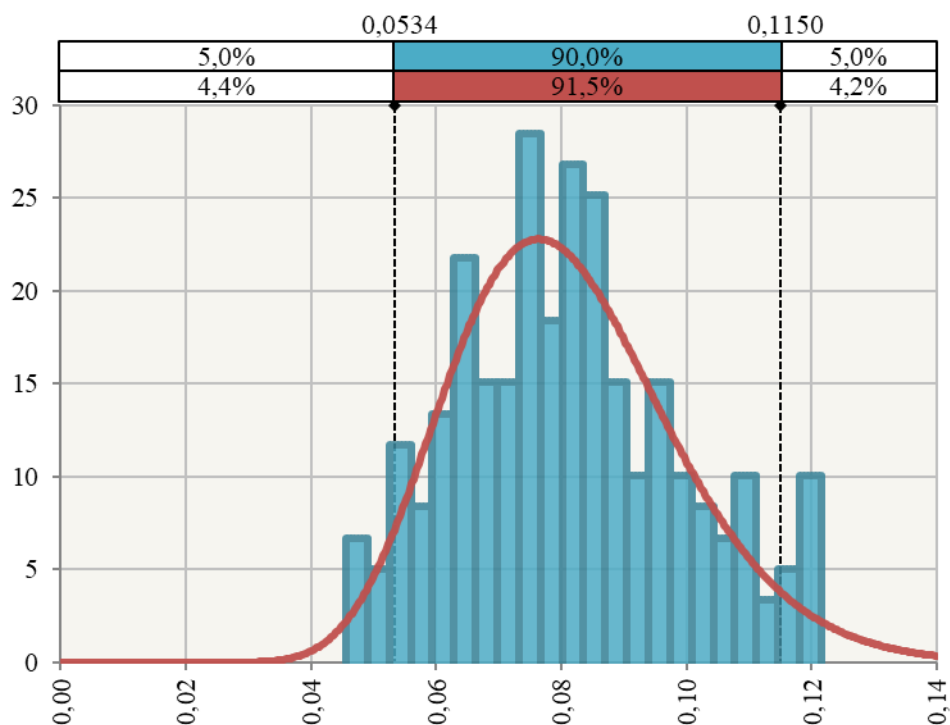


Figura II 8 - Distribuição de probabilidade – Barragem Chi - Razão de resistência liquefeita – Método de Olson.

Tabela II 8 - Valores estatísticos - Distribuição de probabilidade – Barragem Chi - Razão de resistência liquefeita – Método de Olson.

Valores Estatísticos		Probabilidade	Gamma	Probabilidade	Gamma
Mínimo	0,0106	1%	0,04597	55%	0,08174
Máximo	∞	5%	0,05423	60%	0,08408
Média	0,08101	10%	0,05914	65%	0,08656
Moda	0,0764	15%	0,06266	70%	0,08922
Mediana	0,07948	20%	0,06558	75%	0,09217
Desv Pad	0,018	25%	0,06818	80%	0,09554
Assimetria	0,5114	30%	0,07057	85%	0,09958
Curtose	3,3923	35%	0,07285	90%	0,10484
X esquerdo	0,0542	40%	0,07507	95%	0,113
P esquerdo	5,00%	45%	0,07727	99%	0,1295
X direito	0,113	50%	0,07948		
P direito	95,00%				

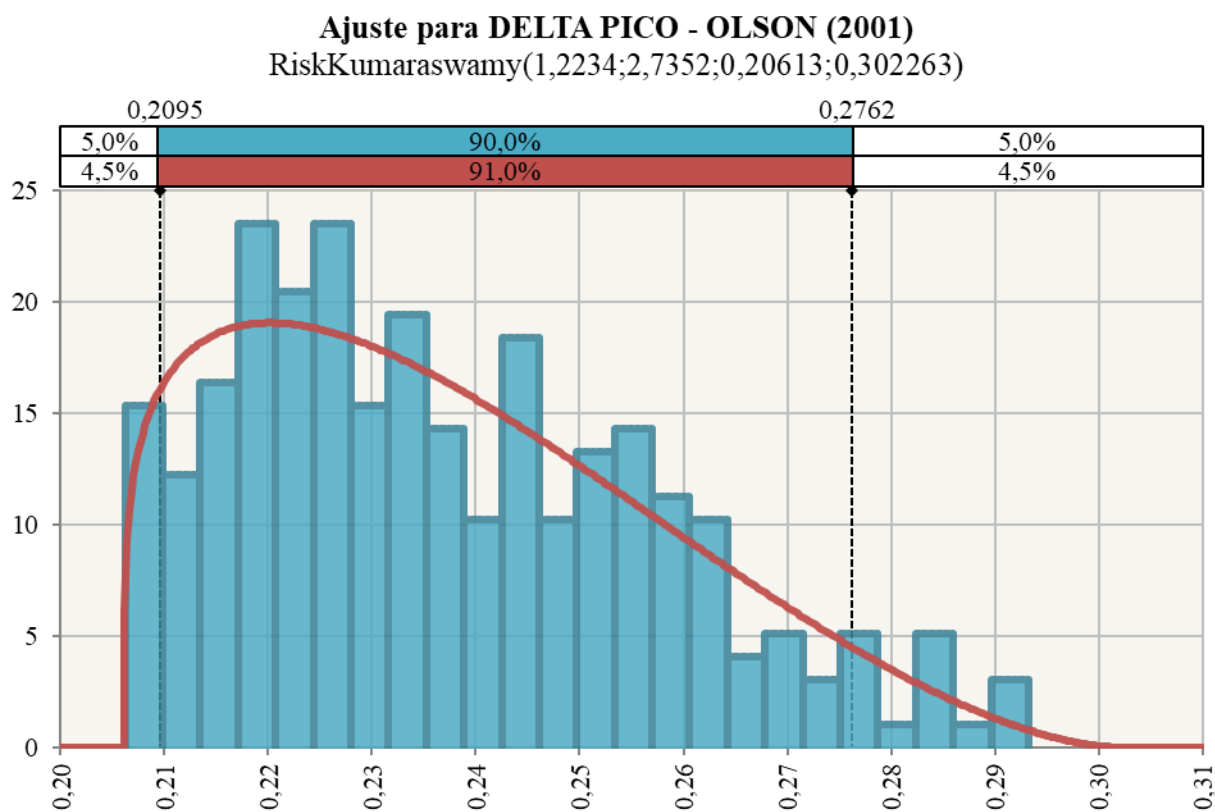


Figura II 9 - Distribuição de probabilidade – Barragem Delta - Razão de resistência pico – Método de Olson.

Tabela II 9 - Valores estatísticos - Distribuição de probabilidade – Barragem Delta - Razão de resistência pico – Método de Olson.

Valores Estatísticos		Probabilidade	Kumaraswamy	Probabilidade	Kumaraswamy
Mínimo	0,20613	1%	0,207112	55%	0,237409
Máximo	0,302263	5%	0,209828	60%	0,240553
Média	0,237377	10%	0,212737	65%	0,243886
Moda	0,220193	15%	0,215466	70%	0,247464
Mediana	0,234414	20%	0,21812	75%	0,251364
Desv Pad	0,020252	25%	0,220748	80%	0,255707
Assimetria	0,5446	30%	0,223381	85%	0,260702
Curtose	2,5159	35%	0,226043	90%	0,266769
X esquerdo	0,2098	40%	0,228755	95%	0,275049
P esquerdo	5,00%	45%	0,231538	99%	0,287404
X direito	0,275	50%	0,234414		
P direito	95,00%				

Ajuste para DELTA LIQ - OLSON (2001)
 RiskKumaraswamy(1,2234;2,7352;0,03113;0,127263)

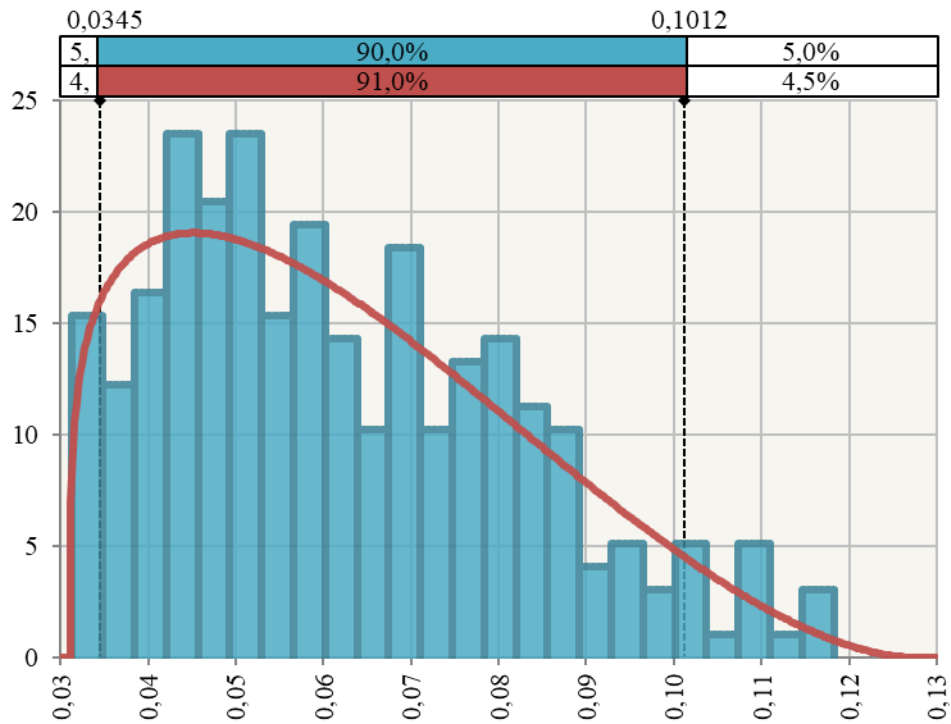


Figura II 10 - Distribuição de probabilidade – Barragem Delta - Razão de resistência liquefeita – Método de Olson.

Tabela II 10 - Valores estatísticos - Distribuição de probabilidade – Barragem Delta - Razão de resistência liquefeita – Método de Olson.

Valores Estatísticos		Probabilidade	Kumaraswamy	Probabilidade	Kumaraswamy
Mínimo	0,03113	1%	0,032112	55%	0,062409
Máximo	0,127263	5%	0,034828	60%	0,065553
Média	0,062377	10%	0,037737	65%	0,068886
Moda	0,045193	15%	0,040466	70%	0,072464
Mediana	0,059414	20%	0,04312	75%	0,076364
Desv Pad	0,020252	25%	0,045748	80%	0,080707
Assimetria	0,5446	30%	0,048381	85%	0,085702
Curtose	2,5159	35%	0,051043	90%	0,091769
X esquerdo	0,0348	40%	0,053755	95%	0,100049
P esquerdo	5,00%	45%	0,056538	99%	0,112404
X direito	0,1	50%	0,059414		
P direito	95,00%				

APÊNDICE III – PROBABILIDADES DE RUPTURA PARA OS NÓS 4 E 5

#	Cenário	Item de Referência	Superfície de Ruptura	Distribuição	Nó 4					Nó 5				
					Prob.Min	Prob.Med	Prob.Max	Desv. Pd	CV	Distribuição	MIN	MED	MAX	Desv. Pd
1	C. Referência - Olson - FOSM + 10%	6.3.1	Circular	Normal	-	7,22%	-	0,47%	6,5%	Constante	100,0%	100,0%	100,0%	-
2		6.3.1	Otimizada	Normal	-	14,11%	-	0,63%	4,5%	Constante	100,0%	100,0%	100,0%	-
3	C. Referência - Olson - FOSM ± 10%	6.3.1	Circular	Normal	-	8,33%	-	0,54%	6,5%	Constante	100,0%	100,0%	100,0%	-
4		6.3.1	Otimizada	Normal	-	14,92%	-	0,67%	4,5%	Constante	100,0%	100,0%	100,0%	-
5	Barragem Gama	6.3.2	Circular	Normal	-	0,03%	-	0,00%	6,5%	Constante	100,0%	100,0%	100,0%	-
6		6.3.2	Otimizada	Normal	-	11,32%	-	0,51%	4,5%	Constante	100,0%	100,0%	100,0%	-
7	Barragem Delta	6.3.2	Circular	Normal	-	0,02%	-	0,00%	6,5%	Constante	100,0%	100,0%	100,0%	-
8		6.3.2	Otimizada	Normal	-	9,76%	-	0,44%	4,5%	Constante	100,0%	100,0%	100,0%	-
9	Barragem Chi	6.3.2	Circular	Normal	-	0,01%	-	0,00%	6,5%	Constante	100,0%	100,0%	100,0%	-
10		6.3.2	Otimizada	Normal	-	0,32%	-	0,01%	4,5%	Constante	100,0%	100,0%	100,0%	-
11	Variab. Global. MC	6.3.3	Circular	Triangular	26,3%	31,09%	38,3%	2,00%	6,4%	Constante	100,0%	100,0%	100,0%	-
12		6.3.3	Otimizada	Triangular	33,8%	37,95%	44,3%	1,74%	4,6%	Constante	100,0%	100,0%	100,0%	-
13	Permeabilidade Drenagem Interna	6.3.4	Circular	Normal	-	34,28%	-	6,66%	19,4%	Constante	100,0%	100,0%	100,0%	-
14		6.3.4	Otimizada	Normal	-	41,70%	-	5,69%	13,7%	Constante	100,0%	100,0%	100,0%	-
15	Permeabilidade Rejeito	6.3.4	Circular	Normal	-	27,87%	-	8,96%	32,1%	Constante	100,0%	100,0%	100,0%	-
16		6.3.4	Otimizada	Normal	-	33,37%	-	11,16%	33,4%	Constante	100,0%	100,0%	100,0%	-
17	C. Referência - Sadrekarimi - MC	6.3.5.2	Circular	Normal	-	28,12%	-	1,83%	6,5%	Constante	100,0%	100,0%	100,0%	-
18		6.3.5.2	Otimizada	Normal	-	57,26%	-	2,58%	4,5%	Constante	100,0%	100,0%	100,0%	-
19	C. Referência - Olson - MC	6.3.5.2	Circular	Normal	-	0,03%	-	0,00%	6,5%	Constante	100,0%	100,0%	100,0%	-
20		6.3.5.2	Otimizada	Normal	-	7,74%	-	0,35%	4,5%	Constante	100,0%	100,0%	100,0%	-
21	Variab. Su/s MC	6.3.5.3	Circular	Triangular	26,8%	31,19%	38,1%	1,87%	6,0%	Constante	100,0%	100,0%	100,0%	-
22		6.3.5.3	Otimizada	Triangular	34,4%	38,03%	44,2%	1,64%	4,3%	Constante	100,0%	100,0%	100,0%	-