



**Paul José Pinedo Vilcahuamán**

**Análise numérica do potencial de  
liquefação induzido por terremoto em uma  
barragem de rejeitos no Peru**

**Dissertação de Mestrado**

Dissertação apresentada como requisito parcial para  
obtenção do grau de Mestre pelo programa de Pós-  
Graduação em Engenharia Civil do Departamento de  
Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio.

Orientador: Prof. Celso Romanel  
Co-orientadora: Dr.<sup>a</sup> Jackeline Castañeda Huertas

Rio de Janeiro  
Dezembro de 2018



**Paul José Pinedo Vilcahuamán**

**Análise numérica do potencial de liquefação  
induzido por terremoto em uma barragem de  
rejeitos no Peru**

Dissertação apresentada como requisito parcial para  
obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-  
Graduação em Engenharia Civil do Departamento de  
Engenharia PUC-Rio. Aprovada pela Comissão  
Examinadora abaixo assinada.

**Prof. Celso Romanel**

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

**Dr.<sup>a</sup> Jackeline Rosemery Castañeda Huertas**

Co-Orientadora

Consultora Independente

**Prof. Paulo Batista Gonçalves**

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

**Prof. Denys Amador Parra Murrugarra**

Universidad Nacional de Ingeniería - PERU

**Prof. Sandro Salvador Sandroni**

Sandro Sandroni Engenheiros Associados Ltda

**Prof. Márcio da Silveira Carvalho**

Coordenador Setorial de Pós-Graduação do  
Centro Técnico Científico – PUC-Rio

Rio de Janeiro, 7 de dezembro de 2018

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

### **Paul José Pinedo Vilcahuamán**

Graduou-se em Engenharia Civil pela Universidade Nacional Federico Villarreal (Lima – Peru) em 2013. Trabalhou nas Empresas GMI Ingenieros Consultores SA e Ausenco Peru SAC no período 2014-2015. Ingressou no mestrado na Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro em 2016, atuando na linha de pesquisa de Geomecânica Computacional e Dinâmica dos Solos.

#### Ficha Catalográfica

Pinedo Vilcahuamán, Paul José

Análise numérica do potencial de liquefação induzido por terremoto em uma barragem de rejeitos no Peru / Paul José Pinedo Vilcahuamán; orientador: Celso Romanel ; co-orientadora: Jackeline Rosemery Castañeda Huertas. – 2018.

185 f.: il. (color.); 30 cm

Dissertação (Mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2018.

Inclui bibliografia

1. Introdução. 2. Fenômeno de Liquefação. 3. Aspectos da Modelagem Numérica. 4. Comportamento da barragem de rejeitos Porvenir. 5. Conclusões e Sugestões I. Romanel, Celso; Castañeda Huertas, Jackeline Rosemery. II. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. III. Título.

CDD: 624

A Deus por guiar meu caminho.



## Agradecimentos

À minha adorada família: Ana (*Ani*), César (*Viejo*) e George (*Chino*), muito obrigado pelo apoio em minhas decisões ao longo da vida. Peço desculpas por minha ausência em nossa querida casa. Prometo retribuir todo o esforço que vocês fizeram por mim.

Aos meus orientadores, Professor Celso Romanel pela orientação, paciência e sugestões no presente trabalho; à Jackeline Castañeda Huertas pelo apoio nas dúvidas que surgiram no caminho desta pesquisa.

Aos membros da banca examinadora Prof. Denys Parra, Prof. Sandro Sandroni e Prof. Paulo Batista pelas sugestões, com certeza foram contribuições que ajudaram a melhorar a dissertação.

Ao departamento de Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio pela infraestrutura fornecida e aos professores pelos conhecimentos transmitidos.

A meu tio Mario por seus conselhos, os quais me ajudaram a ser uma melhor pessoa.

À Aylin pelos anos de apoio e em grande parte deste curso de mestrado, muito obrigado.

Agradeço de maneira especial à Juan Sánchez Guando pela motivação de iniciar o curso no Brasil - obrigado pela confiança em mim, querido mestre.

Á Nazario Cáceres Olivera pelas corretas sugestões sobre a Engenharia Civil. Espero, num futuro, alcançar sua visão da engenharia.

Á Luis Cañabi e Daniel Velez pelas sugestões na modelagem numérica deste trabalho.

Á Jorge Cárdenas e Pedro Mendoza pelo apoio e confiança, antes de começar este curso de mestrado.

Aos colegas da PUC-Rio, que ao longo do tempo tornaram-se amigos para toda a vida.

Aos meus amigos Andrés Castañeda, Carlo Aguinda, Celso Salvador, Erland Gonzales, Gerson Ortiz, Jainor Cabrera, Jéssica Nunes, Jhonatan Edward, Judith Ramos, Kevin Calvay, Lizardo Glorioso, Miguel Villalobos, Rodman Raul, Ronald Marcos, Sandra Rosero, pela amizade compartilhada na nossa PUC-Rio.

Gostaria de expressar meu agradecimento a Anna Caroline, Rodman Raul, Rebeca Fernandes, Jéssica Nunes, Jainor Cabrera e Karl Martins pela generosidade de contribuir a melhorar este trabalho. Muito obrigado.

A todas as pessoas que, com sua motivação direta ou indireta, me ajudaram em continuar e não desistir desta empreitada.

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

## Resumo

Pinedo Vilcahuamán, Paul José; Romanel, Celso; Castañeda Huertas, Jackeline Rosemary. **Análise numérica do potencial de liquefação induzido por terremoto em uma barragem de rejeitos no Peru.** Rio de Janeiro, 2018. 185p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

O Peru se localiza na região denominada cinturão de fogo do Pacífico, onde se registra aproximadamente 85% da atividade sísmica mundial. Como grande produtor de minérios, importantes estruturas são construídas no país para desenvolvimento de projetos de mineração, incluindo barragens de rejeitos. Nesta dissertação é investigado o potencial de liquefação dinâmica de uma barragem de rejeitos localizada na região central do Peru, que atualmente passa por uma etapa de alteamento pelo método construtivo da linha de centro. A liquefação dos solos é um fenômeno caracterizado pela perda de rigidez e resistência durante curto intervalo de tempo, mas suficiente para causar instabilidades e, em casos extremos, o colapso da estrutura. Análises numéricas foram realizadas para verificar o potencial de liquefação dinâmica da barragem, representando o comportamento cíclico dos materiais suscetíveis à liquefação pelo modelo constitutivo UBCSand e de Byrne, considerando terremotos de magnitude 8,2, 7,8 e 8,1. Resultados numéricos obtidos foram comparados com formulações simplificadas, utilizadas na prática de engenharia para determinação do fator de segurança contra liquefação dinâmica. As análises indicaram que rejeitos finos, abaixo do nível de lençol freático, apresentam potencial de liquefação, conforme valores do parâmetro de razão de poropressão ( $r_u$ ) computados, porém sem provocar risco à estabilidade geral da estrutura. São também apresentados resultados de deslocamentos permanentes em alguns pontos da barragem e dos rejeitos.

## Palavras-chave

Liquefação Dinâmica; Barragem de rejeitos; Terremoto; Resposta Sísmica.

## Abstract

Pinedo Vilcahuamán, Paul José; Romanel, Celso (advisor); Castañeda Huertas, Jackeline Rosemary (co-advisor). **Numerical analysis of the earthquake induced liquefaction hazard in a tailings dam in Peru.** Rio de Janeiro, 2018. 185p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Peru is located in the region called the Pacific fire belt, where approximately 85% of the world seismic activity is recorded. As a major ore producer, important structures are built in the country to develop mining projects, including tailings dam. The dissertation investigates the potential for dynamic liquefaction of a tailings dam located in the central region of Peru, whose height is currently being raised by the center line construction method. Liquefaction of soils is a phenomenon characterized by loss of stiffness and resistance over a short period of time, but sufficient to cause instability and, in extreme cases, the collapse of the structure. Numerical analyses were carried out to verify the dynamic liquefaction potential of the dam, representing the cyclical behavior of the materials susceptible to liquefaction by the constitutive model UBCSand and Byrne, considering an earthquakes of magnitude 8,2, 7,8 and 8,1. Numerical results obtained were compared with simplified formulations used in the practice of engineering in order to determine the safety factor against dynamic liquefaction. The analyses indicated that fine tailings, below the water table level, have potential for liquefaction, according to the values of the poropression parameter ( $ru$ ) computed, but without risk to the general stability of the structure. Results are also presented in terms of permanent displacements at some points of the dam and tailings.

## Keywords

Mining dam; dynamic liquefaction; Finite differences; UBCSand; Byrne.

# Sumário

1	Introdução	33
1.1.	Objetivo principal	36
1.2.	Estrutura da dissertação	37
2	Fenômeno de Liquefação	38
2.1.	Critérios de suscetibilidade à liquefação	42
2.1.1.	Critério geológico	42
2.1.2.	Critério de composição de material	42
2.1.3.	Critérios de estado	44
2.2.	Mecanismo de Início da Liquefação	49
2.3.	Avaliação do potencial de início da liquefação com ensaio SPT	52
2.3.1.	Caracterização da razão de resistência cíclica CRR	54
2.3.2.	Caracterização da razão de tensão cíclica CSR	56
2.3.3.	Fator de segurança contra início da liquefação $FS_{CL}$	57
3	Aspectos da Modelagem Numérica	59
3.1.	Modelagem estática	59
3.1.1.	Comportamento durante a construção	59
3.1.2.	Fator de segurança estático na estabilidade de taludes	63
3.2.	Modelagem pseudo-estática	66
3.2.1.	Fator de segurança pseudo-estático	66
3.3.	Modelagem dinâmica	70
3.3.1.	Frequência de corte	70
3.3.2.	Discretização da malha para transmissão de onda	70
3.3.3.	Condições de contorno	71
3.3.3.1.	Contorno de transmissão imperfeita	72
3.3.3.2.	Contornos de campo livre	75
3.3.4.	Amortecimento do material	75
3.3.4.1.	Amortecimento de Rayleigh	76

3.3.4.2. Amortecimento histerético	77
3.3.5. Geração de registros sísmicos	78
3.3.5.1. Método de ajuste espectral	80
3.3.6. Solução analítica aproximada para deslocamentos permanentes em taludes	82
3.3.6.1. Método de Bray et al. (2018)	82
4 Comportamento da barragem de rejeitos Porvenir	85
4.1. Descrição geral da barragem de rejeitos Porvenir	85
4.2. Classificação da barragem de rejeitos	86
4.2.1. Guia da Comissão Internacional de Grandes Barragens (ICOLD, 1989, 2010, 2016)	86
4.2.2. Diretrizes de Segurança da Barragem da Associação Canadense de Barragens (CDA, 2013, 2014)	87
4.3. Geometria da barragem e propriedades dos materiais	89
4.4. Simulação do processo construtivo	91
4.4.1. Condição atual da barragem	94
4.4.1.1. Distribuição de Tensões	94
4.4.1.2. Distribuição de poropressões	94
4.4.2. Alteamentos e Condição Final da Barragem de Mineração	95
4.4.2.1. Distribuição de Tensões	95
4.4.2.2. Distribuição de poropressões	97
4.5. Fator de segurança estático	98
4.6. Fator de segurança pseudo-estático	101
4.7. Análise dinâmica	103
4.7.1. Registro sísmico	103
4.7.2. Tamanho máximo de elemento	106
4.7.3. Simulação elástica não amortecida	109
4.7.4. Amortecimento histerético	113
4.7.5. Modelagem numérica da resposta sísmica	118
4.7.5.1. Deslocamentos permanentes	122
4.7.5.2. Acelerações horizontais máximas	125
4.7.5.3. Espectros de resposta da aceleração horizontal	126

4.7.5.4. Método analítico para obtenção da resposta sísmica	132
4.8. Potencial de liquefação dinâmica	134
4.8.1. Estimativa por métodos simplificados	134
4.8.2. Estimativa por métodos numéricos	134
4.8.2.1. Variação no tempo da razão de poropressão $r_u$	134
4.8.2.2. Variação espacial da razão de poropressão $r_u$	144
4.8.2.3. Distribuição espacial dos excessos de poropressão	151
5 Conclusões e sugestões	156
5.1. Resposta sísmica	156
5.2. Potencial de liquefação dinâmica	157
5.3. Sugestões para pesquisas futuras	158
Referências bibliográficas	159
A Anexo	174
A.1. Cálculo do fator de segurança contra a ruptura por liquefação ao longo da Coluna 2 (Youd et al., 2001)	175
A.2. Cálculo do fator de segurança contra a ruptura por liquefação ao longo da Coluna 2 (Boulanger e Idriss, 2014)	176
B Anexo	177
B.1. Modelo Constitutivo UBCSand	177
B.1.1. Resposta elástica	179
B.1.2. Resposta plástica	180
B.2. Modelo Constitutivo de Byrne	182

## Lista de Figuras

Figura 1.1 – Foto aérea da barragem de rejeitos El Cobre, após terremoto (Dobry, 1965).	34
Figura 1.2 – Vista aérea e da superfície após a ruptura do depósito de rejeitos Tapo Canyon (Stewart et al., 1994).	35
Figura 1.3 – Área de deslizamento de rejeitos na Usina Mineira Amatista (Alva, 2018).	35
Figura 1.4 – Antes e após a ruptura do depósito de rejeitos Las Palmas (Verdugo e González, 2015).	36
Figura 2.1 – Ensaios não drenados em amostra de areia saturada (Castro e Poulos, 1977).	39
Figura 2.2 – Fluxo por liquefação: (a) sismo do Alaska, 1964; (b) sismo de Santa Barbara, 1925. Fonte: <a href="http://www.ce.washington.edu">www.ce.washington.edu</a>	40
Figura 2.3 – Linha de vazios crítico (Kramer, 1996).	45
Figura 2.4 – Comportamento típico de ensaios triaxiais não drenados realizados por Castro (1969).	46
Figura 2.5 – Linha de estado permanente em representação tridimensional no espaço $e - \tau - \sigma'$ e nos planos $\tau - e$ , $\tau - \sigma'$ , e $e - \sigma'$ (Kramer, 1996).	47
Figura 2.6 - Proporcionalidade entre a linha <i>SSL</i> baseada em resistência não-drenada $S_u$ e a linha <i>SSL</i> baseada em tensão efetiva de confinamento (escala logarítmica) (Kramer, 1996).	47
Figura 2.7 – Estimativa da suscetibilidade de liquefação pela linha de estado permanente (Kramer, 1996).	48
Figura 2.8 – Definição do parâmetro de estado $\psi$ (Kramer, 1996).	49



Figura 2.9 – Liquefação é iniciada nas amostras C, D, E nos pontos marcados que a superfície <i>FLS</i> (reta tracejada) (Kramer, 1996).	51
Figura 2.10 – Superfície de fluxo por liquefação no plano $p':q$ (Kramer, 1996).	51
Figura 2.11 – Danos de liquefação por mobilidade cíclica: (a) sismo de Guatemala, 1976; (b) sismo El Centro, 1979. Fonte: <a href="http://www.ce.washington.edu">www.ce.washington.edu</a>	52
Figura 2.12 – Exemplos de curvas de início de liquefação baseadas em SPT, incluindo os resultados publicados por Youd et al. (2001) e Boulanger e Idriss (2014).	57
Figura 3.1 – Esquema de construção incremental de um aterro de grande extensão (Contreras, 2014).	59
Figura 3.2 – Distribuição de recalque com a altura do aterro (Law, 1975).	60
Figura 3.3 – Distribuição dos deslocamentos verticais com a construção da barragem em 1, 2, 4, 8, 16 e 33 camadas (Contreras, 2014).	62
Figura 3.4 - Variação da distribuição dos deslocamentos horizontais no eixo central da barragem com o número de camadas de construção (Contreras, 2014).	63
Figura 3.5 - Variação da distribuição dos deslocamentos verticais no eixo central da barragem com o número de camadas de construção (Contreras, 2014)	63
Figura 3.6 - Fatores de segurança pelo método de Spencer vs método de elementos finitos (Mansour e Kalantari, 2011)	65
Figura 3.7 - Modelagem do contorno silencioso (modificado de Itasca, 2016).	73

Figura 3.8 - Tipo de condições de contorno para carregamento sísmico disponível no FLAC 2D (Itasca, 2016).	74
Figura 3.9 - Malha de campo livre ( <i>free-field</i> ) utilizada na avaliação dinâmica no FLAC (adaptado por Herrera, 2009).	75
Figura 3.10 - Variação da razão de amortecimento crítico normalizado com a frequência angular (adaptado por Contreras, 2014).	77
Figura 3.11 - Limite superior da curva de redução do módulo de cisalhamento para areias, proposta por Seed e Idriss (1970).	77
Figura 3.12 - Espectros obtidos por meio do método de ajuste espectral (adaptado por López, 2015)	82
Figura 4.1 - Localização da barragem de rejeitos Porvenir. Fonte: Google Earth.	85
Figura 4.2 - Seção transversal da barragem de contenção de rejeitos na condição atual (Pinedo et al., 2018).	90
Figura 4.3 - Seção transversal da barragem de contenção de rejeitos na condição prevista final.	90
Figura 4.4 - Discretização e dimensões da malha considerada na modelagem do depósito de rejeitos na condição final.	93
Figura 4.5 - Distribuição das tensões horizontais (Pa) na condição atual do depósito de rejeitos.	94
Figura 4.6 - Distribuição das tensões verticais (Pa) na condição atual do depósito de rejeitos.	94
Figura 4.7 - Distribuição de poropressões (Pa) na condição atual do depósito de rejeitos.	94
Figura 4.8 - Linha freática em fluxo permanente delimitando região de material saturado nos rejeitos e no corpo da barragem (Pinedo et al., 2018).	95

Figura 4.9 - Distribuição das tensões horizontais (Pa) na condição final do depósito de rejeitos.	96
Figura 4.10 - Distribuição das tensões verticais (Pa) na condição final do depósito de rejeitos.	96
Figura 4.11 - Distribuição dos deslocamentos horizontais (m) na condição final do depósito de rejeitos.	96
Figura 4.12 - Distribuição dos deslocamentos verticais (m) na condição final do depósito de rejeitos.	96
Figura 4.13 - Deslocamentos horizontais (mm) na condição final de construção do depósito de rejeitos (Coluna 0 na Figura 4.11).	96
Figura 4.14 - Distribuição de poropressões (Pa) no primeiro alteamento do depósito de rejeitos.	97
Figura 4.15 - Distribuição de poropressões (Pa) no segundo alteamento do depósito de rejeitos.	97
Figura 4.16 - Distribuição de poropressões (Pa) no terceiro alteamento (condição final) do depósito de rejeitos.	97
Figura 4.17 - Linha freática no corpo da barragem e nos rejeitos, no primeiro alteamento.	97
Figura 4.18 - Linha freática no corpo da barragem e os rejeitos, no segundo alteamento.	98
Figura 4.19 - Linha freática no corpo da barragem e os rejeitos na condição final.	98
Figura 4.20 - Fator de segurança estático ( $FS=1,46$ ) na condição atual do depósito de rejeitos determinado pelo método de redução da resistência.	99
Figura 4.21 - Fator de segurança estático ( $FS=1,52$ ) na condição atual do depósito de rejeitos determinado pelo método das fatias de Spencer (Pinedo et al., 2018).	99

Figura 4.22 - Fator de segurança estático ( $FS=1,51$ ) na condição atual do depósito de rejeitos determinado pelo método das fatias de Morgenstern-Price.	99
Figura 4.23 - Fator de segurança estático ( $FS=2,21$ ) na condição final do depósito de rejeitos determinado com o método da redução da resistência.	100
Figura 4.24 - Fator de segurança estático ( $FS=2,18$ ) na condição final do depósito de rejeitos determinado pelo método das fatias de Spencer.	100
Figura 4.25 - Fator de segurança estático ( $FS=2,18$ ) na condição final do depósito de rejeitos determinado com o método das fatias de Morgenstern-Price.	100
Figura 4.26 - Fator de segurança pseudo-estático ( $FS=1,13$ ) na condição final do depósito de rejeitos determinado pelo método de Spencer.	102
Figura 4.27 - Fator de segurança pseudo-estático ( $FS=1,13$ ) na condição final do depósito de rejeitos determinado pelo método de Morgenster-Price.	102
Figura 4.28 - Ajuste espectral no domínio do tempo dos registros de aceleração dos sismos de Arequipa, Valparaiso e Tokachi.	104
Figura 4.29 - Acelerogramas artificiais dos sismos de Projeto obtidos pelo método de ajuste espectral: (a) Arequipa, (b) Valparaiso e (c) Tokachi.	105
Figura 4.30 - Fluxo de energia no domínio do tempo dos sismos de Arequipa, Valparaiso e Tokachi.	106
Figura 4.31 - Intensidade de Arias no domínio do tempo dos sismos de Arequipa, Valparaiso e Tokachi.	106

Figura 4.32 - Espectro de potência das velocidades do registro sísmico ajustado de Arequipa e frequência de corte em 5 Hz.	108
Figura 4.33 - Correlação entre a rigidez dinâmica e rigidez estática (Alpan, 1970).	108
Figura 4.34 - Discretização da malha da seção transversal da barragem de mineração: (a) condição inicial; (b) condição final.	108
Figura 4.35 - História de velocidade dos sismos de Projeto SEE: (a) Arequipa, (b) Valparaíso e (c) Tokachi.	110
Figura 4.36 - Ajuste da constante $a$ para concordância do registro de velocidade prescrito e computado na base do modelo na condição final, para os sismos: (a) Arequipa, (b) Valparaíso e (c) Tokachi.	111
Figura 4.37 - Espectros de Fourier da história de velocidades determinados na análise elástica não amortecida para diferentes camadas da geoestrutura para o sismo de Arequipa na condição final.	111
Figura 4.38 - Espectros de Fourier da história de velocidades determinados na análise elástica não amortecida para diferentes camadas da geoestrutura para o sismo de Valparaíso na condição final.	112
Figura 4.39 - Espectros de Fourier da história de velocidades determinados na análise elástica não amortecida para diferentes camadas da geoestrutura para o sismo de Tokachi na condição final.	112
Figura 4.40 - Comparação entre a curva de degradação do módulo de cisalhamento obtida em laboratório e ajustada no FLAC 2D v.8 para pedregulhos e tensão de confinamento 140 kPa.	114

Figura 4.41 - Comparação entre a curva do aumento da razão de amortecimento obtida em laboratório e ajustada no FLAC 2D v.8 para pedregulhos e tensão de confinamento 140 kPa.	114
Figura 4.42 - Comparação entre a curva de degradação do módulo de cisalhamento obtida em laboratório e ajustada no FLAC 2D v.8 para pedregulhos e tensão de confinamento 550 kPa.	114
Figura 4.43 - Comparação entre a curva do aumento da razão de amortecimento obtida em laboratório e ajustada no FLAC 2D v.8 para pedregulhos e tensão de confinamento 550 kPa.	115
Figura 4.44 - Comparação entre a curva de degradação do módulo de cisalhamento obtida em laboratório e ajustada no FLAC 2D v.8 para pedregulhos e tensão de confinamento 1100 kPa.	115
Figura 4.45 - Comparação entre a curva do aumento da razão de amortecimento obtida em laboratório e ajustada no FLAC 2D v.8 para pedregulhos e tensão de confinamento 1100 kPa.	115
Figura 4.46 - Comparação entre a curva de degradação do módulo de cisalhamento obtida em laboratório e ajustada no FLAC 2D v.8 para rejeitos grossos e tensão de confinamento 500 kPa.	116
Figura 4.47 - Comparação entre a curva do aumento da razão de amortecimento obtida em laboratório e ajustada no FLAC 2D v.8 para rejeitos grossos e tensão de confinamento 500 kPa.	116
Figura 4.48 - Comparação entre a curva de degradação do módulo de cisalhamento obtida em laboratório e ajustada no FLAC 2D v.8 para rejeitos finos e tensão de confinamento 240 kPa.	116
Figura 4.49 - Comparação entre a curva do aumento da razão de amortecimento obtida em laboratório e ajustada no FLAC 2D v.8 para rejeitos finos e tensão de confinamento 240 kPa.	117

Figura 4.50 - Comparação entre a curva de degradação do módulo de cisalhamento obtida em laboratório e ajustada no FLAC 2D v.8 para rejeitos finos e tensão de confinamento 480 kPa.	117
Figura 4.51 - Comparação entre a curva do aumento da razão de amortecimento obtida em laboratório e ajustada no FLAC 2D v.8 para rejeitos finos e tensão de confinamento 480 kPa.	117
Figura 4.52 - Procedimento geral de análise sísmica de barragens (adaptado de López, 2015).	118
Figura 4.53 - Pontos de controle considerados para resposta sísmica da barragem de mineração e posição da coluna 2 através dos rejeitos na condição final.	121
Figura 4.54 - Distribuição dos deslocamentos permanentes horizontais (m) para o caso I, provocados pelo sismo de Arequipa $T_r=4975$ anos (condição final).	122
Figura 4.55 - Distribuição dos deslocamentos permanentes verticais (m) para o caso I, provocados pelo sismo de Arequipa $T_r=4975$ anos (condição final).	122
Figura 4.56 - Variação no tempo dos deslocamentos horizontais (m) causados pelo sismo de Arequipa $T_r=4975$ anos, na condição final, nos pontos de controle G1 e F1 (Caso I).	124
Figura 4.57 - Variação no tempo dos deslocamentos verticais (m) causados pelo sismo de Arequipa $T_r=4975$ anos, na condição final, nos pontos de controle G1 e F1 (Caso I).	124
Figura 4.58 - Acelerações horizontais máximas computadas na coluna 2 considerando o sismo de Arequipa $T_r=4975$ anos na condição final.	126
Figura 4.59 - Espectros de resposta de aceleração para o sismo de Arequipa $T_r=4975$ anos em alguns pontos de controle no corpo da barragem (Caso I).	127

Figura 4.60 - Espectros de resposta de aceleração para o sismo de Arequipa $T_r=4975$ anos em alguns pontos de controle no rejeito (Caso I).	127
Figura 4.61 - Espectros de resposta de aceleração para o sismo de Arequipa $T_r=4975$ anos em alguns pontos de controle no corpo da barragem (Caso II).	128
Figura 4.62 - Espectros de resposta de aceleração para o sismo de Arequipa $T_r=4975$ anos em alguns pontos de controle no rejeito (Caso II).	129
Figura 4.63 - Espectros de resposta de aceleração para o sismo de Valparaíso $T_r=4975$ anos em alguns pontos de controle no corpo da barragem (Caso IV).	130
Figura 4.64 - Espectros de resposta de aceleração para o sismo de Valparaíso $T_r=4975$ anos em alguns pontos de controle no rejeito (Caso IV).	130
Figura 4.65 - Espectros de resposta de aceleração para o sismo de Tokachi $T_r=4975$ anos em alguns pontos de controle no corpo da barragem (Caso V).	131
Figura 4.66 - Espectros de resposta de aceleração para o sismo de Tokachi $T_r=4975$ anos em alguns pontos de controle no rejeito (Caso V).	132
Figura 4.67 - Deslocamentos horizontais na crista da barragem (E1) no decorrer do tempo para os sismos de Arequipa (caso II), Valparaíso (caso IV) e Tokachi (caso V).	133
Figura 4.68 - Distribuição dos fatores de segurança contra liquefação ao longo da coluna 2 na condição final.	135
Figura 4.69 - Pontos de controle para avaliação do potencial de liquefação da barragem de mineração e coluna 2 através dos rejeitos na condição final.	136



Figura 4.70 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão $r_u$ no ponto de controle ru-1, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.	137
Figura 4.71 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão $r_u$ no ponto de controle ru-2, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.	138
Figura 4.72 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão $r_u$ no ponto de controle ru-3, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.	138
Figura 4.73 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão $r_u$ no ponto de controle ru-4, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.	138
Figura 4.74 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão $r_u$ no ponto de controle ru-5, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.	139
Figura 4.75 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão $r_u$ no ponto de controle ru-6, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.	139
Figura 4.76 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão $r_u$ no ponto de controle ru-7, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.	139
Figura 4.77 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão $r_u$ no ponto de controle ru-8, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.	140
Figura 4.78 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão $r_u$ no ponto de controle ru-9, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.	140

Figura 4.79 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão $r_u$ no ponto de controle ru-10, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.	140
Figura 4.80 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão $r_u$ no ponto de controle ru-11, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.	141
Figura 4.81 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão $r_u$ no ponto de controle ru-12, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.	141
Figura 4.82 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão $r_u$ no ponto de controle ru-13, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.	141
Figura 4.83 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão $r_u$ no ponto de controle ru-14, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.	142
Figura 4.84 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão $r_u$ no ponto de controle ru-15, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.	142
Figura 4.85 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão $r_u$ no ponto de controle ru-16, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.	142
Figura 4.86 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão $r_u$ no ponto de controle ru-17, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.	143
Figura 4.87 - Distribuição espacial do parâmetro de poropressão $r_u \geq 0,7$ nos tempos: (a) $t=30$ s, (b) $t=50$ s, (c) $t=70$ s e (d) $t=95,35$ s. Caso II, condição final.	147

- Figura 4.88 - Distribuição espacial do parâmetro de poropressão,  $r_u = 1$  nos tempos: (a)  $t=30$  s, (b)  $t=50$  s, (c)  $t=70$  s e (d)  $t=95,35$  s. Caso II, condição final. 147
- Figura 4.89 - Distribuição espacial do parâmetro de poropressão  $r_u \geq 0,7$  nos tempos: (a)  $t=30$  s, (b)  $t=50$  s, (c)  $t=70$  s e (d)  $t=95,35$  s. Caso III, condição final. 148
- Figura 4.90 - Distribuição espacial do parâmetro de poropressão  $r_u = 1$  nos tempos: (a)  $t=30$  s, (b)  $t=50$  s, (c)  $t=70$  s e (d)  $t=95,35$  s. Caso III, condição final. 148
- Figura 4.91 - Distribuição espacial do parâmetro de poropressão  $r_u \geq 0,7$  nos tempos: (a)  $t=10$  s, (b)  $t=30$  s, (c)  $t=50$  s e (d)  $t=79,36$  s. Caso IV, condição final. 149
- Figura 4.92 - Distribuição espacial do parâmetro de poropressão  $r_u = 1$  nos tempos: (a)  $t=10$  s, (b)  $t=30$  s, (c)  $t=50$  s e (d)  $t=79,36$  s. Caso IV, condição final. 149
- Figura 4.93 - Distribuição espacial do parâmetro de poropressão  $r_u \geq 0,7$  nos tempos: (a)  $t=30$  s, (b)  $t=50$  s, (c)  $t=90$  s e (d)  $t=192,98$  s. Caso V, condição final. 150
- Figura 4.94 - Distribuição espacial do parâmetro de poropressão  $r_u = 1$  nos tempos: (a)  $t=30$  s, (b)  $t=50$  s, (c)  $t=90$  s e (d)  $t=192,98$  s. Caso V, condição final. 150
- Figura 4.95 - Distribuição espacial dos excessos de poropressão nos tempos: (a)  $t=30$  s, (b)  $t=50$  s, (c)  $t=70$  s e (d)  $t=95,35$  s. Caso II, na condição final. 153
- Figura 4.96 - Distribuição espacial dos excessos de poropressão nos tempos: (a)  $t=30$  s, (b)  $t=50$  s, (c)  $t=70$  s e (d)  $t=95,35$  s. Caso III, na condição final. 153

Figura 4.97 - Distribuição espacial dos excessos de poropressão nos tempos: (a) $t=10$ s, (b) $t=30$ s, (c) $t=50$ s e (d) $t=79,36$ s. Caso IV, na condição final.	154
Figura 4.98 - Distribuição espacial dos excessos de poropressão nos tempos: (a) $t=30$ s, (b) $t=50$ s, (c) $t=90$ s e (d) $t=192,98$ s. Caso V, na condição final.	154
Figura 4.99 - Distribuição espacial dos excessos de poropressão nos tempos: (a) $t=30$ s, (b) $t=40$ s, (c) $t=60$ s, (d) $t=70$ s, (e) $t=95,35$ s. Caso I, na condição final.	155
Figura B.1 - Princípios do modelo UBCSand (a) Movimento de lócus de fluência e vetores incremento de deformação plástica, (b) regiões de contração e dilatação (Seid-Karbasi, 2009).	178
Figura B.2 - Relação hiperbólica tensão-deformação (Hurtado, 2009).	180
Figura B.3 - Deformações volumétricas de amplitude constante para ensaios de cisalhamento cíclico (adaptado de Martin et al., 1975).	183
Figura B.4 - Curva alternativa da deformação volumétrica de ensaios de laboratório (adaptado de Martin et al., 1975).	183
Figura B.5 - Deformação volumétrica incremental normalizada (adaptado de Martin et al., 1975).	184

## Lista de Tabelas

Tabela 2.1 - Comparação das vantagens e desvantagens de ensaios de campo para estimativa da resistência à liquefação (Hurtado, 2009).	53
Tabela 3.1 - Características dos métodos para determinação do fator de segurança de taludes (modificado de Potts, 2003)	64
Tabela 3.2 - Fatores de segurança estáticos mínimos para barragens de mineração (ABNT/NBR 13028, 2017)	66
Tabela 3.3 - Fatores de segurança estáticos mínimos para taludes a jusante (Ministerio de Energia y Minas, 1997).	66
Tabela 4.1 - Quantificação do Fator de Risco (ICOLD, 1989, 2010, 2016)	86
Tabela 4.2 - Classificação de Risco (ICOLD, 1989, 2010, 2016)	87
Tabela 4.3 - Classificação CDA de Barragens (adaptado de <i>Canadian Dam Association</i> , 2013).	88
Tabela 4.4 - Padrão de riscos de inundação e terremoto (adaptado da <i>Canadian Dam Association</i> , 2013).	89
Tabela 4.5 - Propriedades e parâmetros do modelo Mohr-Coulomb para os materiais da barragem de mineração.	90
Tabela 4.6 - Parâmetros do modelo constitutivo UBCSand para os materiais de rejeitos.	91
Tabela 4.7 - Parâmetros do modelo constitutivo de Byrne para os materiais de rejeito.	91
Tabela 4.8 - Fatores de segurança estáticos calculados por equilíbrio limite e numericamente pelo método da redução da resistência.	101

Tabela 4.9 - Parâmetros de ingresso para o cálculo de k seguindo o procedimento de Bray et al. (2018).	101
Tabela 4.10 - Fatores de segurança pseudo-estáticos calculados por equilíbrio limite (método das fatias) na condição final.	103
Tabela 4.11 - Valores de fluxo de energia e Intensidade de Arias dos sismos de Arequipa, Valparaíso e Tokachi.	106
Tabela 4.12 - Tamanho máximo dos elementos nas camadas de diferentes materiais para o sismo de projeto Arequipa $T_r=4975$ anos.	107
Tabela 4.13 - Frequências predominantes obtidas em diferentes materiais da geoestrutura para o sismo de Arequipa, Valparaíso e Tokachi, na condição final.	113
Tabela 4.14 - Constantes da função sigmoide $Sig3$ ajustada.	118
Tabela 4.15 - Análises sísmicas realizadas com o programa computacional FLAC 2D v.8.	119
Tabela 4.16 - Deslocamentos permanentes horizontais e verticais (m) máximos gerados pelo terremoto de Arequipa na condição final.	123
Tabela 4.17 - Acelerações horizontais máximas geradas pelo terremoto de Arequipa na barragem de mineração na condição final.	125
Tabela 4.18 - Parâmetros de ingresso para o cálculo analítico de deslocamentos permanentes na crista da barragem de mineração na condição final.	133
Tabela 4.19 - Deslocamentos horizontais gerados pelos sismos das análises na crista da barragem de mineração na condição final.	133
Tabela 4.20 - Estimativa do potencial de liquefação com base nos valores máximos do parâmetro $r_u$ nos pontos de controle para a condição final.	143

## Lista de Símbolos

$A_{\text{laço}}$  - área do laço de histerese

$a_{\text{max}}$  - aceleração máxima

$B$  - módulo de deformação volumétrica

$B^e$  - módulo de deformação volumétrica elástico

$[C]$  - matriz de amortecimento

$c$  - coesão

$C_1, C_2, C_3, C_4$  - constantes

$C_\sigma$  - coeficiente em função de  $(N_1)_{60cs}$

$D_r$  - densidade relativa

$d_{\gamma^p}$  - incremento de deformação cisalhante plástica

$d\varepsilon_{v^p}$  - incremento associado de deformação cisalhante plástica

$E$  - módulo de Young

$e$  - índice de vazios

$e_c$  - índice de vazios crítico

$f_c$  - frequência de corte

$\phi_{cv}$  - ângulo de atrito de volume constante ou ângulo de transformação de fase

$\phi'$  - ângulo de atrito interno efetivo do solo

$g$  - aceleração da gravidade

$G$  - módulo cisalhante

$G_e$  - módulo cisalhante elástico

$G_{\max}^p$  - módulo de cisalhamento plástico máximo

$G_{\max}$  - módulo cisalhante máximo

$G_{\sec}$  - módulo de cisalhamento secante

$H$  - altura do estrato

$\gamma$  - peso específico

$[K]$  - matriz de rigidez

$K$  - módulo de deformação volumétrica

$K_0$  - coeficiente de empuxo de terra

$K_{2,\max}$  - constante da influência do índice de vazios

$K_G^e$  - número do módulo cisalhante elástico

$K_G^p$  - número do módulo cisalhante plástico

$k$  - coeficiente de permeabilidade

$k_\sigma$  - fator de correção por sobrecarga

$\lambda$  - comprimento de onda numa máxima frequência

$[M]$  - matriz de massa

$M$  - magnitude

$M_w$  - magnitude momento

$N_m$  - contagem do número de golpes do ensaio SPT medido no campo

$(N_1)_{60}$  - contagem do número de golpes do ensaio SPT normalizado

$(N_1)_{60cs}$  - contagem do número de golpes do ensaio SPT normalizado para areia limpa

$n$  - porosidade

$\eta$  - razão de tensões



$\eta_f$  - razão de tensões na falha

$P_a$  - pressão atmosférica

$r_d$  - coeficiente de redução de tensão

$r_u$  - parâmetro de poropressão

$s$  - resistência ao cisalhamento disponível

$S_u$  - resistência não drenada

$\rho$  - massa específica

$\sigma'_{3c}$  - tensão confinante efetiva

$\sigma'_m$  - tensão média efetiva

$\sigma_n$  - tensão normal

$\sigma_t$  - tensão cisalhante

$\sigma_{vo}$  - tensão vertical inicial total

$\sigma'_{vo}$  - tensão vertical inicial efetiva

$\Delta\sigma_{zz}$  - acréscimos de tensão vertical

$\tau$  - tensões atuantes ao longo da superfície potencial de ruptura

$\tau_{av}$  - tensão cisalhante cíclica média

$T_r$  - período de recorrência

$t$  - tempo

$V_p$  - velocidades de propagação das ondas P

$V_s$  - velocidades de propagação das ondas S

$v_n$  - velocidade normal da partícula

$v_t$  - velocidade tangencial da partícula

$W_d$  - energia dissipada no ciclo

$W_s$  - energia de deformação máxima

$z$  - profundidade

$\nu$  - coeficiente de Poisson

$\alpha$  - constante de amortecimento

$\beta$  - constante de amortecimento

$\psi$  - parâmetro de estado

$\xi$  - razão de amortecimento

$\xi_i$  - razão de amortecimento crítico

## Lista de Abreviaturas

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

ANM - Agência Nacional de Mineração

CDA - *Canadian Dam Association*

CPT - ensaio de penetração de cone

CRR - razão da resistência cíclica

CSR - razão de tensão cíclica

DMT - ensaio de dilatômetro

FC - porcentagem de finos

FDEP - função densidade de espectro de potência

FLAC - *Fast Lagrangian Analysis of Continua*

FSL - Superfície de fluxo por liquefação

FS<sub>CL</sub> - fator de segurança contra início da liquefação

FS - fator de segurança

ICOLD - *International Commission on Large Dams*

MCE - *Maximum Credible Earthquake*, Máximo Sismo Esperado

MDF - método das diferenças finitas

MEL - método de equilíbrio limite

MSF - fator de escala de magnitude

NBR - Norma Brasileira

OBE - *Operation Basis Earthquake*, Sismo Base de Operação

PGA - *Peak ground acceleration*, aceleração máxima do solo

PHA<sup>solo</sup> - aceleração horizontal máxima esperada no solo

SEE - *Safety Evaluation Earthquake*, Sismo de Avaliação de Segurança

SPT - ensaio de penetração estándar

SSL - *Steady State Line*

SSR - redução dos parâmetros de resistência (*shear strength reduction*)

# 1

## Introdução

O presente trabalho avalia o potencial de liquefação dinâmica, deslocamentos permanentes e a estabilidade global de um depósito de contenção de rejeitos finos, contido por uma barragem de enrocamento, localizada na região central do Peru para a condição final projetada, após alteamento. A avaliação é feita sob o carregamento sísmico de um terremoto com características similares ao ocorrido no dia 23 de junho de 2001, na cidade de Arequipa, com magnitude  $M_w = 8,2$  e distância epicentral de 682 km em relação ao sítio do projeto (Tavera, 2002). Além disso, foram utilizados os sismos de Valparaíso e Tokachi na avaliação de liquefação dinâmica. O sismo de Valparaíso aconteceu no dia 3 de março de 1985, na região de Valparaíso localizada no centro do Chile, com magnitude  $M_w = 7,8$  e profundidade focal 15 km (Wood et al., 1987; ONEMI, 2009). O sismo de Tokachi ocorreu no dia 26 de setembro de 2003, na cidade de Tokachi que pertence à região de Hokkaido ao norte do Japão, com magnitude  $M_w = 8,1$  e profundidade focal 27 km (Yagi, 2004; Hatayama, 2007). Os 3 acelerogramas originais dos sismos foram ajustados ao espectro de acelerações uniformemente provável disponibilizado em investigação anterior de ameaça sísmica do sítio da barragem (Cabrera, 2018).

O Peru é um país com grande exploração de recursos minerais, o que requer a construção de barragens para armazenamento de rejeitos saturados e de baixa densidade relativa. Um dos problemas mais críticos no desempenho dessas geoestruturas é o comportamento dinâmico quando as mesmas são solicitadas por carregamentos sísmicos de alta magnitude. Por comportamento dinâmico entende-se não somente a verificação da estabilidade global da geoestrutura e a ocorrência de deslocamentos permanentes, como também o desenvolvimento de poropressões que possam induzir o fenômeno de liquefação dinâmica, caracterizado pela perda severa de rigidez e resistência durante um breve intervalo de tempo, mas suficiente para causar problemas de instabilidade que podem levar a estrutura ao colapso.

Rejeitos de mineração são produzidos em grandes quantidades, diariamente e, em consequência, devem ser armazenados em grandes reservatórios, contidos por uma barragem para garantir sua estabilidade e o mínimo impacto ao meio ambiente. Essas barragens de mineração podem ser construídas com solo ou enrocamento, ou então utilizando o próprio material de rejeito, quando são também denominadas barragens de rejeitos. Podem alcançar grandes alturas; no Chile atingem até 250 m, de acordo com Villavicencio et al. (2014) e, no Brasil, uma das barragens de mineração de maior altura é a Barragem do Sossego com 266 m (Agência Nacional de Mineração, 2018).

Exemplos da ocorrência de liquefação dinâmica em depósitos de rejeitos citados na literatura são vários, dentre os quais:

a) Barragem de rejeitos El Cobre (Chile, 1965) – em 28/03/1965 a barragem rompeu liberando 2,4 milhões de toneladas de rejeitos (Figura 1.1) e matando mais de 200 pessoas, após ser atingida pelo terremoto La Liguam de magnitude 7,6 na escala Richter com epicentro localizado a 30 km de distância da mineração.



Figura 1.1 - Foto aérea da barragem de rejeitos El Cobre, após terremoto (Dobry, 1965).

b) Barragem de rejeitos Tapo Canyon (Estados Unidos, 1994) – atingida pelo terremoto de Northridge, na Califórnia, com magnitude  $M_w = 6,7$  e epicentro localizado a 21 km de distância. De acordo com registros sismográficos, estima-se

que a aceleração horizontal no depósito de rejeitos tenha atingido 0,3 g, provocando fluxo por liquefação, que se estendeu por centenas de metros a jusante. Não houve mortos mas grandes prejuízos econômicos. A Figura 1.2 apresenta uma vista aérea e da superfície de ruptura do depósito de rejeitos Tapo Canyon.



Figura 1.2 - Vista aérea e da superfície após ruptura do depósito de rejeitos Tapo Canyon (Stewart et al., 1994).

c) Barragem de rejeitos Amatista (Peru, 1996) – de acordo com Mantegh (2006) um terremoto de magnitude  $M_s = 7,3$  (Alva, 2018) provocou a ruptura por liquefação dinâmica do depósito de rejeitos da barragem Amatista (Figura 1.3), construída pelo método a montante.



Figura 1.3 - Área de deslizamento de rejeitos na Usina Mineira Amatista (Alva, 2018).

d) Barragem de rejeitos Las Palmas (Chile, 2010) – em 27/02/2010 a região centro – sul do Chile foi abalada por forte terremoto de magnitude de  $M_w = 8,8$  (Verdugo e González, 2015) que provocou fluxo por liquefação no depósito de rejeitos da

barragem Las Palmas (Figura 1.4). Os rejeitos fluíram a jusante por aproximadamente 400 m, causando quatro mortes e severa contaminação ambiental. A barragem também foi construída pelo método a montante, que devido ao alto risco de ruptura por carregamento sísmico, é atualmente proibido no Chile (Ramirez, 2007).

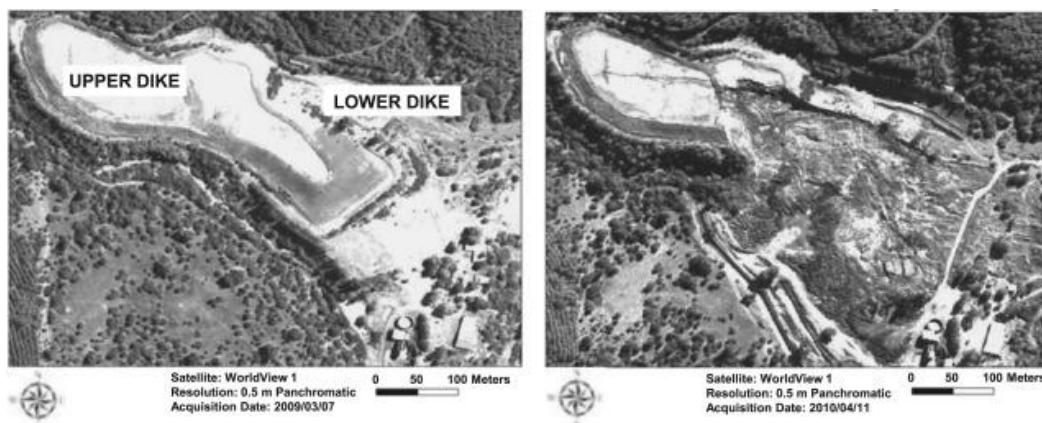


Figura 1.4 - Antes e após a ruptura do depósito de rejeitos Las Palmas (Verdugo e González, 2015).

### 1.1. Objetivo principal

O objetivo principal deste trabalho é avaliar numericamente o potencial de liquefação nos rejeitos finos contidos no reservatório de uma barragem no Peru, mediante o modelo constitutivo UBCSand e de Byrne para comportamento de materiais suscetíveis à liquefação sob carregamento cíclico. Para atingir esse objetivo, foi necessário executar as seguintes etapas previamente:

- a análise hidromecânica da construção da barragem de mineração;
- estudar os aspectos sísmicos do problema e a utilização de ferramentas numéricas, aqui empregando o programa de diferenças finitas FLAC 2D v.8;
- analisar numericamente o comportamento estático (na condição atual e final) e o comportamento dinâmico da geoestrutura (condição final), em termos de estabilidade, deslocamentos permanentes e desenvolvimento de poropressão sob carregamento cíclico.



## **1.2. Estrutura da dissertação**

Esta dissertação está dividida em cinco capítulos, iniciando com o presente capítulo no qual o tema central da pesquisa é apresentado.

O capítulo 2 é dedicado à discussão do fenômeno de liquefação dinâmica e também descreve correlações baseadas em ensaios de campo (SPT) para determinação empírica do fator de segurança contra início da liquefação dinâmica.

O capítulo 3 descreve aspectos relacionados com a modelagem numérica dos comportamentos estático e dinâmico, incluindo condições de contorno, tamanho máximo de elementos na discretização, frequência de corte e tipos de amortecimento do material.

O capítulo 4 apresenta e discute os resultados da pesquisa, comparando-os quando possível com aqueles determinados por métodos simplificados utilizados na prática da engenharia. Resultados são apresentados em termos de tensões, deslocamentos permanentes, acelerações horizontais máximas, fatores de segurança, excessos de poropressão e estimativa global do potencial de liquefação dinâmica da geoestrutura.

Finalmente o capítulo 5 contém as conclusões do presente trabalho e sugere temas para futuras pesquisas relacionados com o comportamento sísmico de barragens de rejeitos.

## 2 Fenômeno de Liquefação

A história registra ao longo dos séculos inúmeros casos de ruptura catastrófica de maciços de solos arenosos, com consideráveis prejuízos econômicos, perdas de vidas humanas e danos ao meio ambiente, causados pela liquefação de areias saturadas. Uma característica comum nestes casos é que as areias responsáveis pelos desastres poderiam ser consideradas fofas por qualquer sistema de classificação baseado em número de golpes do ensaio SPT, penetração de ensaio de cone ou densidade relativa Dr.

Algumas rupturas foram desencadeadas por carregamentos sísmicos e outras por um aumento monotônico das tensões de cisalhamento na massa de solo (liquefação estática ou monotônica), resultando em ambos os casos no fluxo da areia como um líquido denso. O fato deste tipo de ruptura se assemelhar ao comportamento de um líquido é devido à substancial perda de resistência em regiões da massa de solo e não apenas ao longo de determinada superfície de ruptura. Como resultado, taludes são achatados para inclinações de baixos ângulos, edificações sofrem severos recalques e estruturas leves parecem flutuar na massa de solo.

Hazen (1920) foi o primeiro a usar o termo *liquefação* para explicar ruptura da barragem de Calaveras, Califórnia, em 1918, construída com a técnica de aterro hidráulico, mas a literatura técnica também registra a terminologia mobilidade cíclica introduzida por Casagrande (1971). De modo geral liquefação (ou mais estritamente fluxo por liquefação) designa o grupo fenômenos que apresentam em comum o surgimento de altas poropressões em areias saturadas, devidas a carregamentos estáticos ou cíclicos, sob volume constante, enquanto que mobilidade cíclica designa a progressiva deformação de areias saturadas quando sujeitas a carregamentos cíclicos sob teor de umidade constante.

A diferença entre fluxo por liquefação e mobilidade cíclica pode ser melhor compreendida na Figura 2.1, que apresenta resultados de ensaios triaxiais em

amostra de areia saturada, considerando como eixos, o índice de vazios médio e a tensão efetiva principal menor. A linha de estado permanente representa os estados nos quais o solo pode se deformar sob volume e tensões constantes.

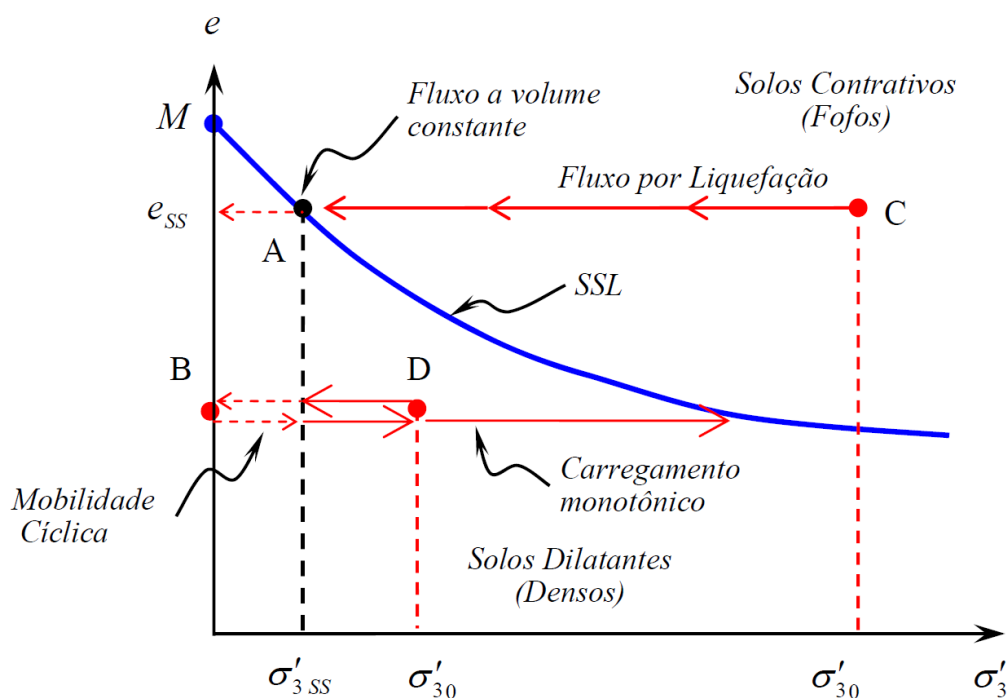


Figura 2.1 – Ensaio não drenado em amostra de areia saturada (Castro e Poulos, 1977).

Fluxo por liquefação é o resultado da ruptura não drenada de uma amostra de areia fofa (contrativa), iniciando, por exemplo, no Ponto C e terminando sob volume e tensão  $\sigma'_{3f}$  constantes no ponto A, onde permanecerá enquanto continuar o fluxo não drenado. Neste mesmo gráfico, acha-se também indicado o ponto M, que se refere ao estado de areia movediça onde o solo perdeu completamente sua resistência, sem tendência de contrair ou dilatar de volume, pois nesta condição os grãos de areia não estão mais em contato entre si.

Observe que para a ocorrência do fluxo de liquefação não é necessário a perda total de resistência (ponto M) mas que esta se torne inferior à tensão cisalhante requerida para o equilíbrio estático da massa de solo. Nesta situação, grandes deformações acontecem rapidamente provocando instabilidades como as mostradas na Figura 2.2.

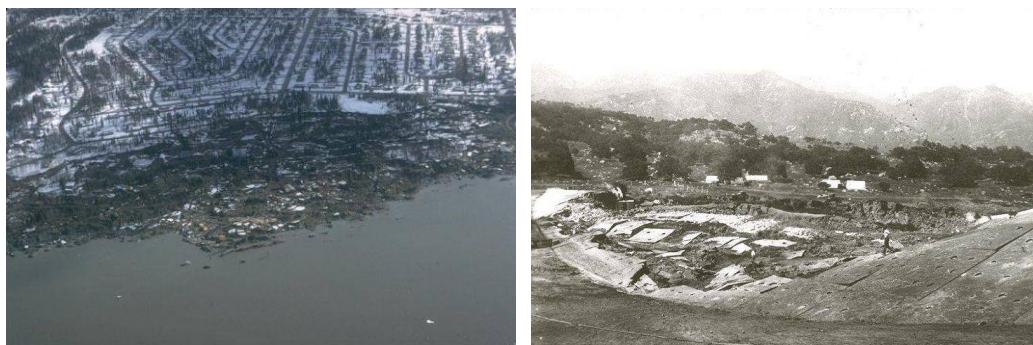


Figura 2.2 – Fluxo por liquefação: (a) sismo de Alaska, 1964; (b) sismo de Santa Barbara, 1925.

Fonte: [www.ce.washington.edu](http://www.ce.washington.edu)

Agora considere o carregamento monotônico de uma areia densa saturada (dilatante) sob condição não drenada a partir do ponto D. A correspondente trajetória poderá mover-se levemente para esquerda, no início, mas então se deslocará horizontalmente para a linha de estado permanente à medida que o carregamento estático aumentar. Se, por outro lado, no ponto D for aplicado um carregamento cíclico, o comportamento da amostra poderá ser observado plotando-se o índice de vazios médio versus a tensão efetiva  $\sigma'_3$  cada vez que o ciclo de carregamento passar por zero (tensão de desvio nula). Neste caso, o ponto se movimentará horizontalmente para a esquerda porque o índice de vazios médio na amostra se mantém constante e a poropressão crescerá devido ao carregamento cíclico. O valor desta poropressão dependerá da intensidade do carregamento cíclico, do número de ciclos e do tipo de ensaio, entre outros fatores, mas eventualmente o ponto B onde  $\sigma'_3 = 0$  poderá ser atingido. Durante o processo, grandes deformações podem ocorrer, dizendo-se então que a amostra de areia desenvolveu mobilidade cíclica. Evidências de laboratório demonstram uma redistribuição do índice de vazios no solo, aumentando no topo e decrescendo na base da amostra, representando, portanto, a linha horizontal  $\overline{DB}$  uma condição média durante o ensaio. As deformações tornam-se progressivamente maiores à medida que mais ciclos de carregamento são aplicados, e durante cada ciclo a poropressão torna-se igual à tensão confinante quando a tensão de desvio é nula, decaindo em seguida quando carregamentos de compressão ou de extensão forem aplicados.

Logo, para amostras de areia saturada localizadas acima da linha de estado permanente, poderá ocorrer fluxo por liquefação se o carregamento aplicado,

monotônico ou cíclico, sob condição não drenada, for suficientemente grande para que a linha de estado permanente seja atingida. Quanto mais à direita o ponto inicial C estiver, maiores as deformações associadas com o fenômeno da liquefação; se o ponto estiver localizado acima de M, a resistência residual após a liquefação será nula.

Para amostras de areia saturada localizadas abaixo da linha de estado permanente, com tendência de comportamento dilatante, o ponto inicial D se movimentará para a direita se o carregamento monotônico, e para a esquerda na aplicação de carregamento cíclico. 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 efetiva confinante inicial, provocando deformações do material, porém sem perda significativa de resistência, como no fenômeno do fluxo por liquefação. Seed e Lee (1966) definiram este ponto como de *liquefação inicial*, terminologia que erroneamente induz a idéia de que fluxo por liquefação pode acontecer tanto em solos densos quanto fofos.

Finalmente, um comentário sobre a linha de estado permanente e a linha de estado crítico utilizada nos conhecidos modelos de estado crítico (Schofield e Wroth, 1968), como no modelo *Cam Clay* Modificado, para estudo do comportamento mecânico de areias e argilas normalmente adensadas. Na literatura houve discussões se ambas as linhas são coincidentes (Casagrande, 1975; Poulos, 1981; Sladen et al., 1985; Alarcon-Guzman et al., 1988) visto que a linha de estado permanente é obtida para areias fofas (contrativas) sob solicitação não drenada em ensaios triaxiais de tensão controlada, enquanto que a linha de estado crítico é geralmente obtida em ensaios com areias densas (dilatantes) sob solicitação drenada em ensaios de deformação controlada. De acordo com Been et al. (1991), após análise dos resultados de extenso programa de ensaios triaxiais drenados e não drenados em areias, as linhas de estado permanente e de estado crítico são realmente coincidentes e independentes das trajetórias de tensões.

## **2.1.**

### **Crítérios de suscetibilidade à liquefação**

Há muitos critérios publicados na literatura para estimativa da suscetibilidade de liquefação de areias, sendo alguns deles apresentados a seguir (Kramer, 1996):

#### **2.1.1.**

##### **Crítério geológico**

Os processos geológicos que formam e transportam partículas relativamente uniformes, produzem depósitos de solo de baixa densidade relativa e altamente suscetíveis à liquefação. Conseqüentemente, depósitos fluviais, coluviais e eólicos, quando saturados, podem sofrer liquefação por carregamentos estático ou cíclico. A suscetibilidade em depósitos antigos é geralmente menor do que em depósitos mais recentes. Assim, solos do período Pleistoceno são menos suscetíveis à liquefação do que solos do período Holoceno. Como a liquefação ocorre somente em solos saturados, quanto mais profundo for o nível d'água subterrâneo, tanto menor sua suscetibilidade à liquefação. Ocorrência de liquefação é geralmente observada em maciços onde o nível d'água situa-se poucos metros abaixo da superfície. Depósitos formados pela ação do homem merecem também atenção especial pois, quando pouco compactados (por exemplo, barragens de rejeito, aterros hidráulicos), são bastante suscetíveis à liquefação.

#### **2.1.2.**

##### **Crítério de composição de material**

Por muitos anos acreditou-se que liquefação estava restrita a depósitos de areia, apenas. Solos de granometria mais fina foram considerados incapazes de gerar altos valores de poropressão, comumente associados com a liquefação, enquanto que solos de granulometria mais grossa foram, por sua vez, considerados muito permeáveis para manter acréscimos de poropressão por um tempo suficiente para o processo de liquefação se desenvolver. Mais recentemente, os limites dos critérios baseados em granulometria foram expandidos. Liquefação de siltes não plásticos foi observada (Ishihara, 1984, 1985), tanto em laboratório como em campo, indicando que as características de plasticidade são mais influentes do que a distribuição granulométrica no caso de solos finos. De acordo com Wang (1979),

solos finos que satisfazem cada uma das seguintes condições do *critério chinês* podem ser considerados suscetíveis à liquefação: a) fração fina (diâmetro menor do que 0,005 mm)  $FC < 15\%$ ; b) limite de liquidez  $LL < 35\%$ ; c) teor de umidade  $w > 0,9LL$ . Para considerar diferenças da prática americana, a U.S. Army Corps of Engineers recomendou adaptar o *critério chinês* por meio das seguintes modificações: a) decréscimo da fração de finos em 5%; b) acréscimo do limite de liquidez em 1%; c) acréscimo do teor de umidade natural em 2% (Finn et al., 1994).

Quanto a solos grossos, liquefação em pedregulhos também foi observada em campo (Coulter e Migliaccio, 1966; Chang, 1978; Wong, 1984; Youd et al., 1985; Yegian et al., 1994) e em laboratório (Wong et al., 1975; Evans e Seed, 1987). Quando a dissipação das poropressões for impedida pela presença de camadas impermeáveis, podem então ser estabelecidas condições para uma solicitação não drenada e, conseqüentemente, propiciar a ocorrência de liquefação neste tipo de solo.

A suscetibilidade à liquefação é influenciada pela distribuição granulométrica também. Solos bem graduados são geralmente menos suscetíveis porque o preenchimento dos vazios pelas partículas menores resulta numa menor variação volumétrica, sob condição drenada, e em menores valores de poropressão, na condição não drenada. Evidências de campo indicam que a maioria dos casos de ruptura por liquefação aconteceu em depósitos de solo com granulometria uniforme.

A forma da partícula pode igualmente influenciar a suscetibilidade à liquefação. Solos com partículas arredondadas tendem a tornarem-se menos densos com maior facilidade do que aqueles formados por grãos angulares, logo apresentando uma maior suscetibilidade. Depósitos com partículas arredondadas ocorrem geralmente em ambientes de deposição fluvial e aluvionar, onde areias saturadas fofas são freqüentemente encontradas, formando áreas de alto potencial de liquefação.

### 2.1.3. Critérios de estado

Mesmo se um solo satisfizer a todos os critérios de suscetibilidade anteriormente citados, a liquefação pode ou não se desenvolver. A suscetibilidade à liquefação depende ainda fortemente de um critério de estado, dependente da densidade relativa e das tensões iniciais no maciço de solo.

Historicamente, os seguintes critérios de estado foram apresentados na literatura:

a) Critério do índice de vazios crítico. Casagrande (1936) executando ensaios triaxiais drenados (deformação controlada) em amostras de areia fofa e densa verificou experimentalmente que sob uma mesma tensão efetiva a densidade relativa do solo se aproximava de um valor constante à medida que as amostras eram cisalhadas sob grandes deformações. O índice de vazios correspondente a este estado final de volume constante foi denominado índice de vazios crítico,  $e_c$ . Com a execução de ensaios adicionais sob diferentes tensões de confinamento, Casagrande (1936) constatou também que o índice de vazios crítico podia ser unicamente relacionado com as tensões de confinamento através da linha de índice de vazios crítico da Figura 2.3. Ainda que equipamentos necessários para medição de poropressão não estivessem disponíveis à época (1936), Casagrande sugeriu que a linha de vazios crítico também poderia ser interpretada como uma fronteira entre regiões de desenvolvimento de excessos de poropressão positiva (contração de volume, solos fofos) e de poropressão negativa (expansão de volume, solos densos).

Admitindo-se então que a linha de índice de vazios crítico delimita uma fronteira entre comportamentos de contração e expansão de volume, esta foi também considerada como um critério de suscetibilidade de liquefação (Figura 2.3). Solos saturados com índices de vazios altos o suficiente para serem localizados acima desta linha eram considerados suscetíveis à liquefação, enquanto que os plotados abaixo dela eram classificados como não suscetíveis. Todavia, quando a barragem de Fort Peck (Montana, EUA) sofreu processo de ruptura por liquefação estática no talude de montante durante sua construção, em 1938, uma investigação posterior mostrou que o estado inicial do solo tinha sido plotado abaixo da linha de índice de vazios crítico, devendo, como na época o tinha sido, ser considerado não



suscetível à liquefação (Middlebrooks, 1942). Casagrande atribuiu esta discrepância à inabilidade dos ensaios triaxiais drenados sob deformação controlada em representar adequadamente todos os aspectos que influenciam o comportamento do solo sob as condições reais não drenadas de tensão controlada que ocorrem na liquefação em campo.

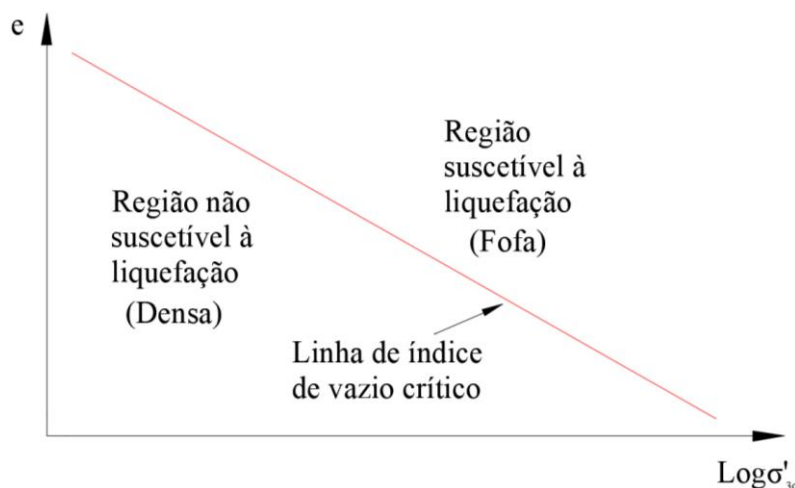


Figura 2.3 - Linha de vazios crítico (Kramer, 1996).

b) Critério do estado de deformação - Castro (1969), estudante de pós-graduação de Casagrande, executou um programa de ensaios triaxiais de tensão controlada, não drenados, estáticos e cíclicos, em amostras de areia consolidadas isotrópica e anisotropicamente. Três diferentes tipos de curvas tensão-deformação para amostras consolidadas anisotropicamente estão representadas na Figura 2.4. Solos fofos (amostra A) tipicamente exibiram um pico de resistência não drenada para baixos níveis de deformação, colapsando rapidamente para fluir sob pequenos valores de tensão de confinamento e de tensão de desvio  $q$ . Solos densos (amostra B) apresentaram inicialmente contração de volume, seguido por expansão volumétrica mesmo sob tensões de confinamento relativamente altas, atingindo consideráveis valores de resistência ao cisalhamento. Para as amostras com densidade relativa intermediária (amostra C) o pico de resistência no início do ensaio foi seguido por uma região de amolecimento intermediária que terminou a partir do momento em que a variação de volume foi novamente de expansão, caracterizando o chamado ponto de transformação de fase (Ishihara et al., 1975). Com acréscimos de carregamento subsequentes o solo da amostra C continuou a apresentar dilatação de volume sob altas tensões de confinamento, bem como altos

valores de resistência ao cisalhamento. O tipo de comportamento da amostra *C* foi denominado de *liquefação limitada*.

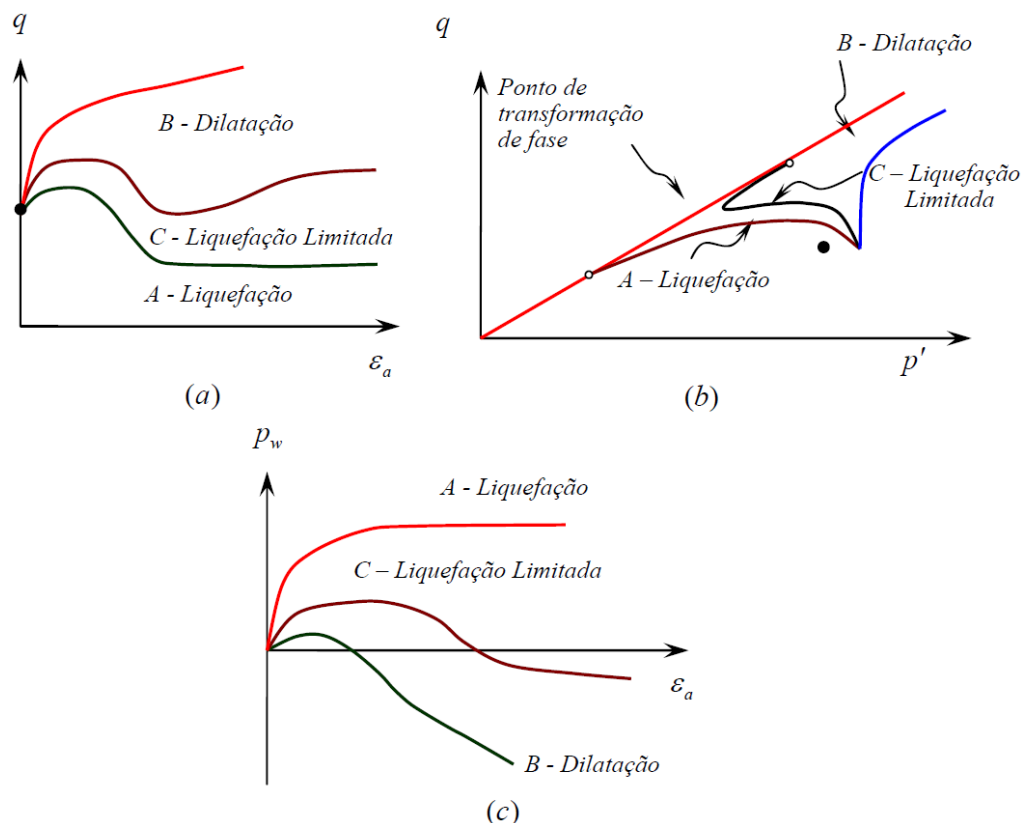


Figura 2.4 - Comportamento típico de ensaios triaxiais não drenados realizados por Castro (1969).

O programa de ensaios de Castro (1969) mostrou existir uma relação única entre índice de vazios e tensão confinante sob grandes deformações que, graficamente, é plotada paralelamente mais abaixo da linha de índice de vazios crítico de Casagrande (1936) obtida com ensaios triaxiais drenados de deformação controlada. O estado no qual o solo flui continuamente sob tensão cisalhante constante, volume constante e velocidade constante foi então definido como linha de estado permanente (Castro e Poulos, 1977; Poulos, 1981).

Mais recentemente, tem-se comprovado que a linha de estado permanente não é unicamente definida pela densidade relativa do solo, sendo diferente para trajetórias de tensão de compressão e de extensão, particularmente se a estrutura do material for marcadamente anisotrópica (Vaid et al., 1990; Riemer e Seed, 1992; Vaid e Thomas, 1995), recomendando-se, portanto, que o ambiente do depósito e a situação de carregamento sejam representados o mais próximo da realidade quanto

possível na investigação das condições de estado permanente em ensaios de laboratório.

De maneira geral, a linha de estado permanente (*SSL – steady state line*) pode ser visualizada como uma curva no espaço tridimensional  $e - \sigma' - \tau$  (ou  $e - p' - q$ ) ou projetada em planos de  $\tau$ ,  $\sigma'$  ou  $e$  constante (Figura 2.5). Adicionalmente, como a resistência não drenada  $S_u$  é proporcional à tensão efetiva de confinamento na condição permanente, uma linha *SSL* baseada em resistência não drenada do solo apresenta-se paralela à linha *SSL* baseada em tensão confinante efetiva, quando ambas são plotadas em escala logarítmica (Figura 2.6).

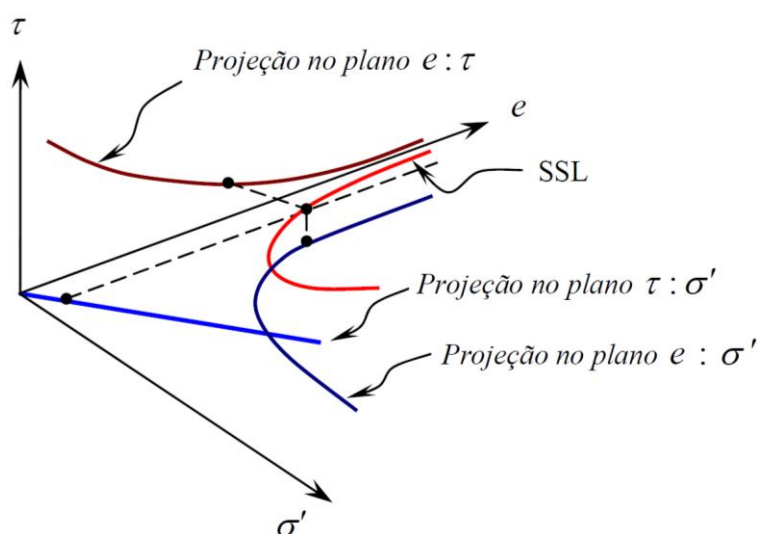


Figura 2.5 - Linha de estado permanente em representação tridimensional no espaço  $e - \tau - \sigma'$  e nos planos  $\tau - e$ ,  $\tau - \sigma'$  e  $e - \sigma'$  (Kramer, 1996)

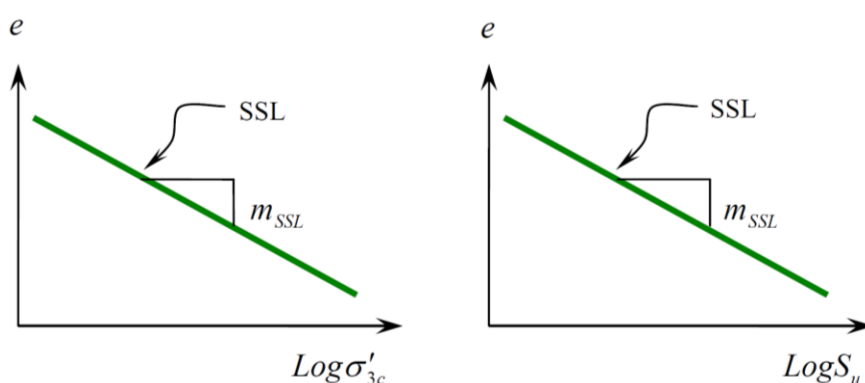


Figura 2.6 - Proporcionalidade entre a linha *SSL* baseada em resistência não-drenada  $S_u$  e a linha *SSL* baseada em tensão efetiva de confinamento (escala logarítmica) (Kramer, 1996).

A linha *SSL* é útil para identificação das condições sob as quais um solo pode ser suscetível ao fluxo por liquefação (Figura 2.7). Um solo cujo estado é plotado abaixo da linha *SSL* não é considerado suscetível à liquefação, enquanto que para

um solo representado acima de *SSL* a liquefação poderá ocorrer se as tensões cisalhantes necessárias para equilíbrio estático da massa de solo forem maiores do que a resistência ao cisalhamento residual (estado permanente). Como a linha *SSL* pode ser usada também para avaliar a resistência ao cisalhamento não drenado do solo liquefeito, então também seria possível empregá-la para uma estimativa dos potenciais efeitos do fenômeno da liquefação.

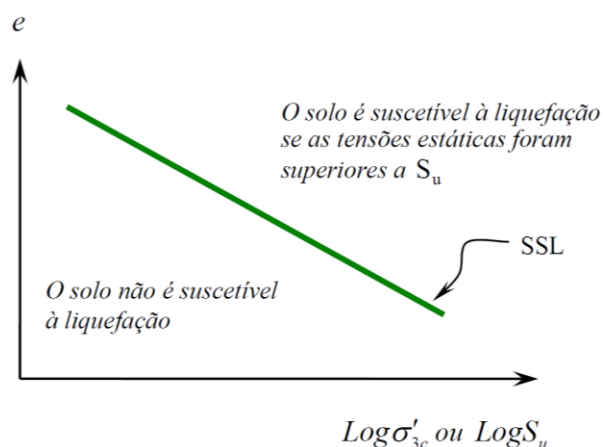


Figura 2.7 - Estimativa da suscetibilidade de liquefação pela linha de estado permanente (Kramer, 1996)

c) Parâmetro de estado – densidade relativa ou índice de vazios apenas tem aplicabilidade limitada quando se pretende estimar a suscetibilidade de liquefação de solos, como bem ilustra a linha *SSL*. Um elemento de solo com um particular índice de vazios (i.e. com determinada densidade relativa) pode ser suscetível à liquefação sob altas tensões confinantes mas não suscetível caso estas sejam baixas. Been e Jefferies (1985) introduziram o conceito de parâmetro de estado, definido por

$$\psi = e_0 - e_{ss} \quad (2.1)$$

onde  $e_{ss}$  é o índice de vazios na linha de estado permanente sob a tensão efetiva confinante de interesse (Figura 2.8). Quando  $\psi$  é positivo, o solo exibe comportamento contrativo e pode ser suscetível à liquefação, enquanto que para valores negativos de  $\psi$  a variação volumétrica é negativa (dilatação) e o solo não é considerado suscetível ao fluxo por liquefação. O parâmetro de estado foi relacionado com ângulo de atrito do solo, ângulo de dilatância, resultados de ensaios de campo (*CPT*, *DMT* – ensaio de dilatômetro) de acordo com Been et al. (1986, 1987), Sladen (1985), Ishihara (1993), entre outros.

A possibilidade de determinar o valor do parâmetro de estado  $\psi$  pela execução de ensaios *in situ* tem grande apelo prático, mas a precisão de sua determinação depende da precisão com que a posição da linha *SSL* pode ser obtida.

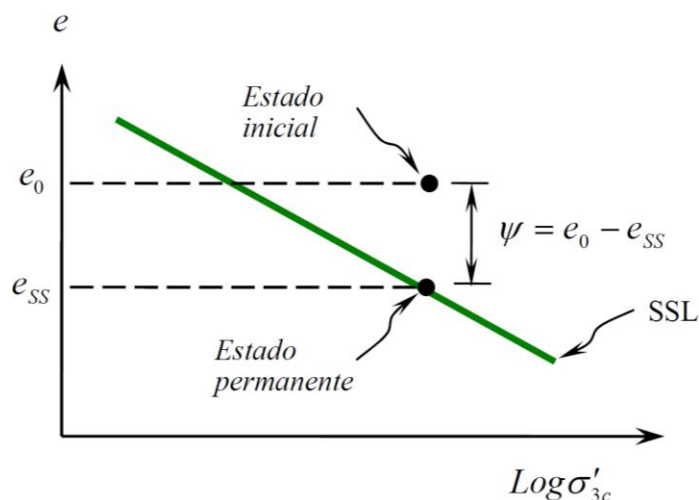


Figura 2.8 - Definição do parâmetro de estado  $\psi$  (Kramer, 1996).

## 2.2. Mecanismo de Início da Liquefação

O fato de que um depósito de solo seja suscetível à liquefação não significa necessariamente que esta ocorrerá, pois sua iniciação depende das características do carregamento, estático ou dinâmico, aplicado no maciço.

A liquefação de solos granulares pode ser iniciada sob várias circunstâncias. Sob carregamento estático (monotônico) foi observada em depósitos de solos naturais (Koppejan et al., 1948; Andersen e Bjerrum, 1968; Bjerrum, 1971; Kramer e Seed, 1988), aterros (Middlebrooks, 1942; Cornforth et al., 1975; Mitchell, 1984), depósitos de rejeitos de mineração (Kleiner, 1976; Jennings, 1979; Eckersley, 1985). Sob carregamento dinâmico, além de fontes sísmicas, foi também constatada como efeito de vibrações causadas pela cravação de estacas (Jakobsen, 1952; Broms e Bennermark, 1967), por tráfego de veículos (Fellenius, 1953), exploração geofísica (Hryciw et al., 1990), e explosões (Conlon, 1966; Carter e Seed, 1988).

**Superfície de fluxo por liquefação** - considere a resposta de uma série de amostras de areia saturadas submetidas a ensaios triaxiais não drenados (carregamento estático). Como todas as amostras foram consolidadas isotropicamente para o mesmo índice de vazios, sob diferentes valores de tensão confinante, devem então

atingir o mesmo estado de tensões efetivas na condição permanente, ao longo de várias trajetórias de tensão (Figura 2.9). O estado inicial das amostras A e B localizam-se abaixo da linha *SSL*, com comportamento dilatante sob cisalhamento, enquanto que as amostras C, D, E, situadas acima da linha de estado permanente, exibem comportamento contrativo, atingindo um pico de resistência não drenada e deformando-se rapidamente em seguida para atingir a linha *SSL*. Os picos de resistência das amostras C, D, E definem pontos de início de liquefação que, unidos, definem uma linha reta que se projeta passando pela origem do plano  $p':q$ , chamada de *superfície de fluxo por liquefação – FLS (flow liquefaction surface)* conforme Hanzawa et al. (1979), Vaid e Chern (1983). Como a liquefação não pode ocorrer abaixo da linha *SSL* então a superfície *FLS* deve ser interrompida no ponto de estado permanente (Figura 2.10).

A superfície *FLS* marca uma fronteira entre estados estáveis e instáveis. Se as condições de tensão em um elemento de solo atingir *FLS* sob condição não drenada, quer sob carregamento estático ou sísmico, o fenômeno de liquefação será iniciado. Portanto, o fluxo por liquefação ocorrerá em duas etapas: na primeira, que acontece sob baixos níveis de deformação, a geração de poropressão será suficiente para a superfície *FLS* ser atingida, tornando o solo instável. A segunda etapa, controlada pelas tensões de cisalhamento necessárias para garantir equilíbrio estático, envolve a ocorrência de amolecimento (*strain softening*) com geração adicional de poropressão e desenvolvimento de grandes deformações enquanto a trajetória de tensões efetivas move-se de *FLS* para a linha *SSL*. Se a primeira etapa levar o solo à superfície sob condições não drenadas, controladas por tensão, então a ocorrência da segunda etapa será inevitável.

O estado de ruptura em fluxo por liquefação é, portanto, identificado pela superfície *FLS* e sua iniciação é facilmente reconhecida em campo, enquanto que para a situação de mobilidade cíclica a definição de estado de ruptura é imprecisa – um certo nível de deformação decorrente da mobilidade cíclica pode ser aceitável em alguns maciços de solos mas excessivo em outros, sendo impossível caracterizar um ponto distinto no qual a “ruptura” por mobilidade cíclica inicia em campo. A ruptura por mobilidade cíclica é geralmente reconhecida quando as poropressões tornam-se suficientemente grandes para produzir oscilações do terreno,

escorregamento laterais em maciços pouco inclinados próximos a depósitos de água e evidências de danos na superfície do terreno como “sand boils” (Figura 2.11).

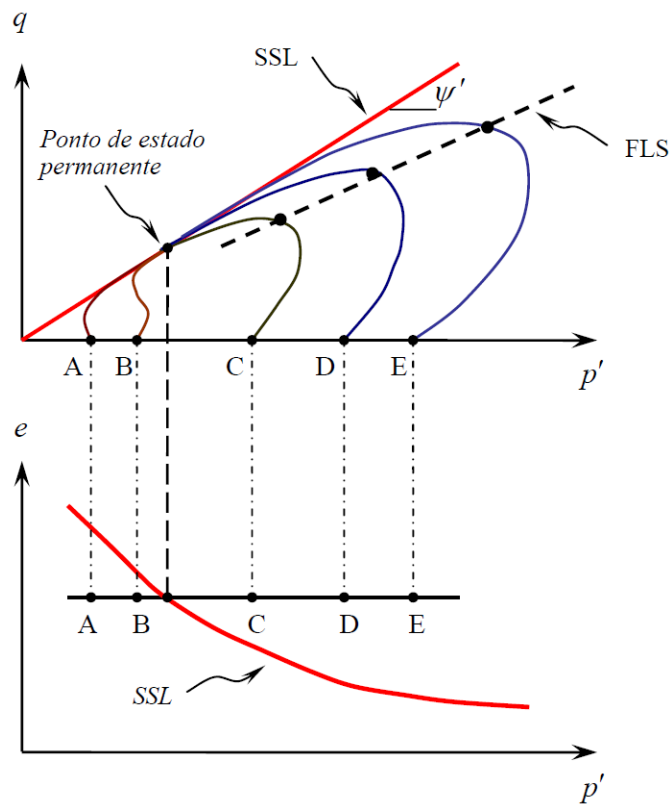


Figura 2.9 – Liquefação é iniciada nas amostras C, D, E nos pontos marcados que a superfície  $FSL$  (reta tracejada) (Kramer, 1996).

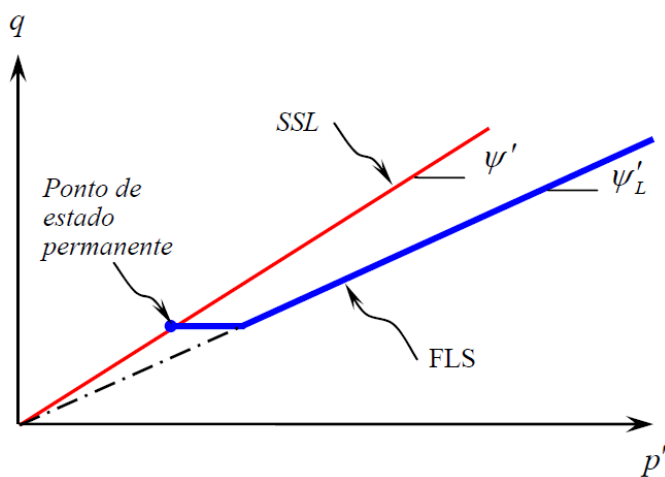


Figura 2.10 – Superfície de fluxo por liquefação no plano  $p':q$  (Kramer, 1996).

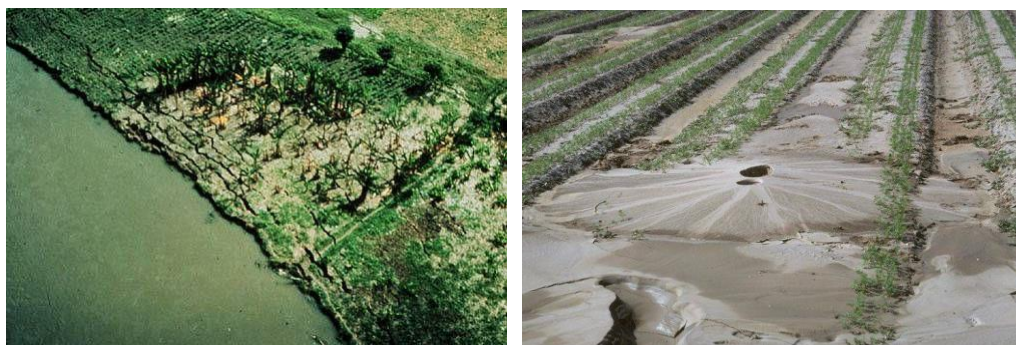


Figura 2.11 - Danos de liquefação por mobilidade cíclica: (a) sismo de Guatemala, 1976; (b) sismo El Centro, 1979 – Fonte: [www.ce.washington.edu](http://www.ce.washington.edu)

### 2.3.

#### Avaliação do potencial de liquefação com ensaios SPT

De acordo com Daftari (2015), o uso de ensaios de campo constitui-se na principal ferramenta da prática da engenharia para avaliação do potencial de início da liquefação. O procedimento envolve a determinação de duas variáveis normalizadas: a razão de resistência cíclica *CRR* (*cyclic resistance ratio*), associada à capacidade do solo em resistir à liquefação, e a razão de tensões cíclicas *CSR* (*cyclic stress ratio*), associada à demanda sísmica sobre a camada de solo.

A abordagem de tensões cisalhantes cíclicas se refere ao potencial de iniciação de liquefação. O fato de que a liquefação possa iniciar não significa, entretanto, que danos significativos aconteçam no maciço de solo, associados à ocorrência de deslocamentos permanentes e seus efeitos (recalques, instabilidades de taludes, etc.). A metodologia apenas indica o desenvolvimento de valores de poropressão suficientemente altos, cujas consequências devem ser mais profundamente investigadas por meio de uma análise abrangente da resposta sísmica do maciço de solo, geralmente executada em modelagem numérica (elementos finitos) considerando modelos constitutivos específicos para a representação do mecanismo de liquefação.

A abordagem de tensões cisalhantes é um método conservativo, podendo prever “positivos falsos” mais frequentemente do que “negativos falsos”, isto é, pode prever a ocorrência de liquefação em solos que na realidade não sofreriam liquefação sob o carregamento de projeto.



Na Tabela 2.1 é apresentada uma comparação entre as vantagens e desvantagens dos ensaios de campo SPT (ensaio de simples reconhecimento), CPT (ensaio de cone) e  $V_s$  (propagação de onda S) na estimativa da resistência cíclica à liquefação. Nesta dissertação as análises serão feitas com base em resultados de ensaios SPT, apresentando-se a seguir as correlações empíricas para determinação das variáveis CRR, CSR e do fator de segurança contra início da liquefação  $FS_{CL}$ .

Tabela 2.1 - Comparação das vantagens e desvantagens de ensaios de campo para estimativa da resistência à liquefação (Hurtado, 2009).

Característica	Tipo de ensaio		
	SPT	CPT	$V_s$
Medições determinadas em zonas de liquefação	Abundante	Abundante	Limitado
Comportamento tensão-deformação influenciando o ensaio	Parcialmente drenado, grandes deformações	Drenado, grandes deformações	Pequenas deformações
Controle da qualidade e repetibilidade	Pobre a boa	Muito boa	Boa
Detecção da variabilidade do depósito de solo	Boa para testes pouco espaçados	Muito boa	Aceitável
Tipo de solo na qual o teste é recomendado	Exceto pedregulho	Exceto pedregulho	Todos
Retirada de amostras	Sim	Não	Não
Medição de propriedades índice ou de engenharia	Índice	Índice	Engenharia

O ensaio de simples reconhecimento SPT é tradicionalmente um dos mais usados na engenharia geotécnica. A partir dos resultados do ensaio muitos pesquisadores estabeleceram correlações com outros parâmetros do solo como compressibilidade e resistência ao cisalhamento. No caso de liquefação, as primeiras correlações foram publicadas no Japão (Kishida, 1966), seguidas pelas sugeridas por Seed e Idriss (1971) nos Estados Unidos. Atualmente, as correlações mais conhecidas e utilizadas se devem a Youd et al. (2001) e Boulanger e Idriss (2014), ambas utilizadas neste trabalho para determinação do potencial de liquefação dinâmica.

### 2.3.1.

#### Caracterização da razão de resistência cíclica CRR

A resistência cíclica à liquefação é caracterizada por um indicador da resistência à penetração do solo no ensaio SPT (número de golpes N), corrigido para incorporar a influência dos seguintes fatores:

a) Correções devido ao equipamento e procedimentos de ensaio.

$$(N_1)_{60} = N \times C_N \times C_R \times C_B \times C_S \times C_E \quad (2.2)$$

$C_N$  - correção da tensão vertical efetiva (atm) - Kayen et al. (1992)

$$C_N = \frac{2.2}{1.2 + \frac{\sigma'_{v0}}{P_a}}$$

$C_R$  - correção do comprimento das hastes (Youd et al., 2001)

Comprimento da haste	$C_R$
< 3 m	0.75
3 m – 4 m	0.80
4 m – 6 m	0.85
6 m – 10 m	0.95
10 m – 30 m	1.00

$C_B$  - correção do diâmetro do furo (Youd et al., 2001)

Diâmetro do furo (mm)	$C_B$
65 - 115	1.00
150	1.05
200	1.15

$C_S$  - correção do amostrador (Kramer, 2008)

Amostrador padrão	1.00
Amostrador sem revestimento	1.10 - 1.30

$C_E$  - correção da eficiência da energia do martelo (Kramer, 2008)

Tipo de martelo	$C_E$
Safety	0.5 – 1,0
Donut	0,7 – 1,2
Elevação automática (safety ou donut)	0,8 – 1,4

Kramer (2008) sugere calcular  $C_E = E_R/60$ . Sendo  $E_R$  a fração de energia de impacto teórica expressa em porcentagem, no Brasil é considerado um valor de  $E_R = 60\%$ . No presente trabalho devido ao tipo de martelo *Safety* utilizado durante o ensaio de campo SPT foi considerado o valor de  $C_E = 1,0$ .

b) Correção devido à presença de finos FC (porcentagem de finos) em areias siltosas para número de golpes equivalentes em areia limpa ( $cs = \text{clean sand}$ ).

Youd et al. (2001)	Boulanger e Idriss (2014)
$(N_1)_{60cs} = \alpha - \beta \times (N_1)_{60}$	$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$
$\alpha = \begin{cases} 0 & FC \leq 5\% \\ e^{1.76 - \frac{190}{FC^2}} & 5\% < FC < 35\% \\ 1 & FC \geq 35\% \end{cases}$	$\Delta(N_1)_{60} = e^{1.63 + \frac{9.7}{FC} - \left(\frac{15.7}{FC}\right)^2}$
$\beta = \begin{cases} 1 & FC \leq 5\% \\ 0.99 + \frac{FC^{1.5}}{1000} & 5\% < FC < 35\% \\ 1.2 & FC \geq 35\% \end{cases}$	

c) Cálculo da razão de resistência cíclica (CRR) para tensão vertical efetiva de 1 atm considerando sismo de magnitude  $M_w = 7,5$ .

Youd et al. (2001)
$CRR_{\sigma'v=1atm} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{[10 \times (N_1)_{60cs} + 45]^2} - \frac{1}{200}$
Boulanger e Idriss (2014)
$CRR_{\sigma'v=1atm} = \exp \left[ \frac{(N_1)_{60cs}}{14,1} + \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{23,6} \right)^3 + \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{25,4} \right)^4 - 2,8 \right]$

Um aspecto importante das expressões anteriores é que se aplicam somente para  $(N_1)_{60} < 30$ , pois para valores superiores os solos granulares são bastante densos e classificados como não suscetíveis à liquefação.

d) Cálculo da razão de resistência cíclica para a tensão vertical efetiva *in situ* considerando sismo de magnitude  $M_w = 7,5$ .

$$CRR_{7,5} = K_\sigma \times CRR_{\sigma'v=1atm} \quad (2.3)$$

Youd et al. (2001)	Boulanger e Idriss (2014)
$K_\sigma = \min \begin{bmatrix} \left( \frac{\sigma'_{vo}}{P_a} \right)^{f-1} \\ 1 \end{bmatrix}$	$K_\sigma = \min \begin{bmatrix} 1 - C_\sigma \times \ln \left( \frac{\sigma'_{vo}}{P_a} \right) \\ 1.1 \end{bmatrix}$
$f = 0.7 - 0.8$ para $D_r = 40\% - 60\%$ $f = 0.6 - 0.7$ para $D_r = 60\% - 80\%$	$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55 \times \sqrt{(N_1)_{60}}} \leq 0.3$
$P_a = \text{pressão atmosférica (101.3 kPa)}$	$P_a = \text{pressão atmosférica (101.3 kPa)}$

### 2.3.2.

#### Caracterização da razão de tensão cíclica CSR

Seed e Idriss (1971) recomendaram a seguinte equação para o cálculo da razão de tensão cíclica na profundidade  $z$  do depósito de solo, expressa em termos de um valor uniforme equivalente igual a 65% da máxima razão de tensão cisalhante cíclica:

$$CSR = 0,65 \times \left( \frac{\tau_{\max}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (2.4)$$

onde  $\tau_{\max}$  é a máxima tensão cisalhante induzida pelo terremoto,  $\sigma'_{v0}$  a tensão vertical efetiva *in situ*. A escolha do nível de tensão de referência (fator 0,65) foi proposta por Seed e Idriss (1967) e vem sendo comumente adotada na prática da engenharia. A determinação do valor de  $\tau_{\max}$  atuante nas diversas profundidades  $z$  pode ser feita com base em análises dinâmicas da resposta do solo mediante auxílio do programa computacional SHAKE 2000 (Ordoñez, 2011), por exemplo, que utiliza o modelo linear equivalente<sup>1</sup> para simulação da resposta dos diversos solos que compõem o perfil geotécnico.

Alternativamente, a tensão cisalhante máxima pode ser estimada pelo método de liquefação simplificado de Seed – Idriss expresso por:

$$CSR = 0,65 \times \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) \times \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \times r_d \quad (2.5)$$

onde  $\sigma_{v0}$  é a tensão vertical total *in situ* na profundidade  $z$ ,  $a_{\max}/g$  a aceleração horizontal máxima na superfície do terreno (PHA – *peak horizontal acceleration*) como uma fração da aceleração da gravidade  $g$  e  $r_d$  um fator de redução da tensão cisalhante que considera a resposta dinâmica do perfil de solo.

---

<sup>1</sup> É o modelo utilizado na maioria das aplicações e implementado em grande parte dos programas computacionais elaborados para investigação da resposta dinâmica de maciços de solo. A relação tensão x deformação de solos sob carregamento cíclico exibe normalmente um laço de histerese entre as trajetórias de carregamento e de descarregamento, que pode ser mecanicamente modelado descrevendo-se as trajetórias ou considerando-se parâmetros do material que possam representar de maneira aproximada a forma geral do laço. Na segunda alternativa, adotada no modelo linear equivalente, a inclinação do laço de histerese, proporcional à rigidez do solo, é descrita pelo módulo de cisalhamento secante e a abertura do laço, com área proporcional à energia dissipada no ciclo, pela razão de amortecimento.

A variação do fator  $r_d$  com a profundidade do solo ( $z \leq 23$  m) foi estabelecida para diversos tipos de solo por Seed e Idriss (1971), com valores médios descritos pela seguinte equação, onde  $z$  é especificado em metros:

$$r_d = \frac{(1.000 - 0.4113 \times z^{0.5} + 0.04052 \times z + 0.001753 \times z^{1.5})}{(1.000 - 0.4177 \times z^{0.5} + 0.05729 \times z - 0.006205 \times z^{1.5} + 0.001210 \times z^2)} \quad (2.6)$$

Na Figura 2.12 são apresentados resultados de casos históricos de liquefação na qual se relaciona  $(N_1)_{60}$  com o valor de CSR.

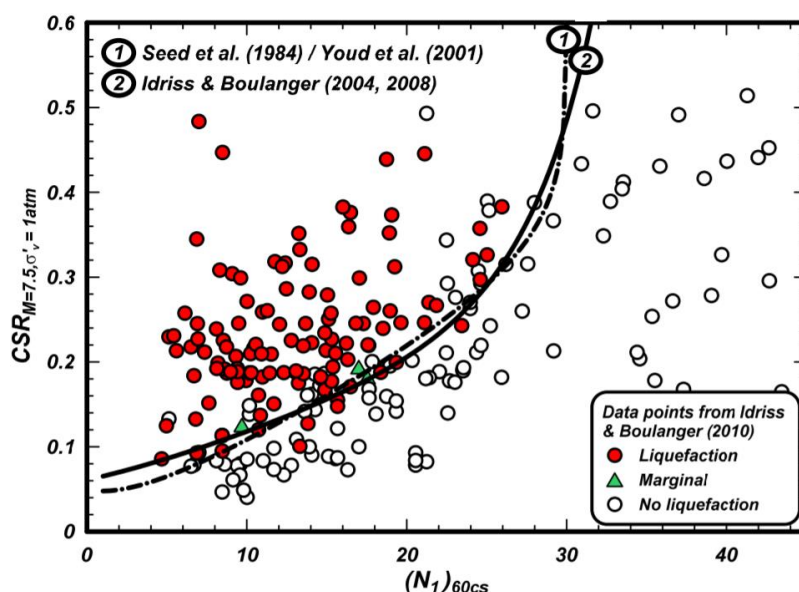


Figura 2.12 - Exemplos de curvas de início de liquefação baseadas em SPT, incluindo os resultados publicados por Youd et al. (2001) e Boulanger e Idriss (2014).

### 2.3.3.

#### Fator de segurança contra início da liquefação $FS_{CL}$

$$FS_L = \left[ \frac{CRR_{7,5}(z)}{CSR(z)} \right] \times MSF \quad (2.7)$$

onde MSF é o fator de escala de magnitude (*magnitude scale factor*) porque a formulação foi desenvolvida para um terremoto com  $M_w = 7,5$  necessitando de correções para eventos de outras magnitudes, conforme Tabela 2.2. Os valores de CSR aumentam com  $M_w$ , implicando maiores níveis de carregamento para terremotos de maior magnitude e duração.

De acordo com Kramer (2008) a abordagem de tensões cisalhantes é geralmente empregada para fatores de segurança contra início da liquefação no intervalo  $1,2 < FS_{CL} < 1,5$ .

Tabela 2.2 – Fator de escala da magnitude do terremoto MSF nos métodos de Youd et al. (2001) e Boulanger e Idriss (2014).

Youd et al. (2001)
$MSF = \frac{10^{2,24}}{M_w^{2,56}}$
Boulanger e Idriss (2014)
$MSF = 1 + (MSF_{\max} - 1) \times \left[ 8,64 \exp\left(\frac{-M_w}{4}\right) - 1,325 \right]$ $MSF_{\max} = 1.09 + \left[ \frac{(N_1)_{60cs}}{31.5} \right]^2 \leq 2.2$

$M_w$  = escala de magnitude de momento definida em termos da energia liberada pelo terremoto.

### 3

## Aspectos da Modelagem Numérica

A modelagem numérica foi implementada utilizando o programa computacional FLAC 2D v.8 (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*) baseado no método das diferenças finitas para solução de problemas não lineares sob condição estática ou dinâmica.

### 3.1.

#### Modelagem estática

#### 3.1.1.

##### Comportamento durante a construção

O mecanismo básico da distribuição de recalques em uma barragem de terra pode ser compreendido considerando o caso de um aterro de altura total  $H$  e de grande extensão (Law, 1975), como ilustrado na Figura 3.1, onde prevalece o estado unidimensional de deformação.

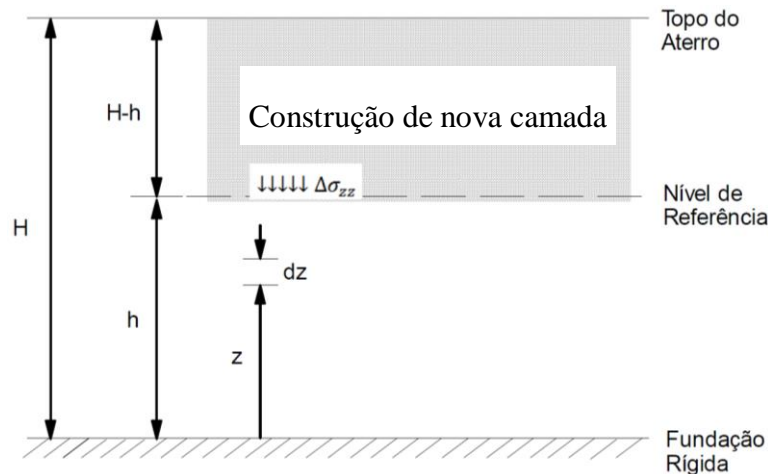


Figura 3.1 – Esquema de construção incremental de um aterro de grande extensão (Contreras, 2014).

O incremento da tensão vertical  $\Delta\sigma_{zz}$  em qualquer ponto situado na altura  $z \leq h$  devido à construção de uma camada de espessura  $H-h$  é dado por:

$$\Delta\sigma_{zz} = \gamma \times (H - h) \quad (3.1)$$

e o deslocamento vertical do topo da camada anteriormente construída ( $z = h$ ) pode ser calculado pela teoria da elasticidade linear como:

$$u = \int_0^h \Delta \varepsilon_{zz} dz = \int_0^h \frac{\gamma \times (H - h)}{D} dz \quad (3.2)$$

o qual, admitindo a homogeneidade do aterro (peso específico  $\gamma$  e módulo de compressão confinada  $D$  constantes) reduz-se a:

$$u = \frac{\gamma \times (H - h) \times h}{D} \quad (3.3)$$

Observe na eq. (3.3) que o recalque  $u$  é uma função tanto da espessura  $h$  da camada construída quanto da espessura  $(H-h)$  da camada recém-lançada. A distribuição do recalque com a profundidade durante a construção de um aterro ou barragem, de acordo com o modelo simplificado da Figura 3.1, tem então uma forma parabólica com valor máximo na sua altura média, como mostra a Figura 3.2.

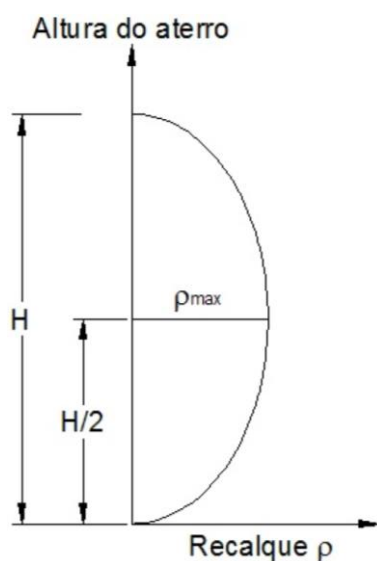


Figura 3.2 - Distribuição de recalque com a altura do aterro (Law, 1975).

Esta distribuição é semelhante àquela observada na construção de barragem de terra e muito diferente da prevista considerando-se apenas uma etapa de construção, onde o recalque máximo estaria localizado na crista da barragem. Resultados qualitativamente similares aos mostrados na Figura 3.2 também podem ser esperados considerando leis constitutivas não lineares.

O número necessário de camadas a considerar depende basicamente da informação procurada. Se o interesse é avaliar o comportamento do material da



fundação, só se necessitam poucas camadas na simulação, podendo mesmo assumir que todo o aterro é colocado em única camada. Se o interesse é o próprio aterro, no entanto, requer-se mais camadas, algumas poucas se o interesse principal é o cálculo de tensões mas um número maior se o objetivo é a determinação de deslocamentos. Potts e Zdravkovic (2001) indicaram para uma barragem de 40 m de altura um número mínimo de 8 camadas, Clough e Woodward (1967) sugeriram ao menos 7 para uma barragem de terra homogênea enquanto que Naylor et al. (1981) recomendaram aproximadamente 10 camadas para análises de deslocamentos em grandes barragens.

Com o objetivo de estudar a influência do número de camadas na modelagem do processo construtivo, Contreras (2014) simulou a construção da barragem zonada de Breapampa (Peru), com núcleo central de baixa permeabilidade e altura de 31,4 m, diretamente assente sobre fundação rochosa, utilizando sequencialmente 1, 2, 4, 8, 16 e 33 camadas na modelagem numérica.

Observa-se na Figura 3.3 que há diferenças significativas na distribuição dos deslocamentos verticais nas diversas análises pois somente com a consideração de 16 camadas a distribuição satisfaz a expectativa que os maiores valores aconteçam à meia altura da barragem. Quanto menor o número de camadas, os valores máximos dos deslocamentos verticais tendem progressivamente em direção à crista do aterro. As Figuras 3.4 e 3.5 apresentam a distribuição dos deslocamentos horizontal e vertical, respectivamente, ao longo do eixo central da seção transversal da barragem de Breapampa com o número de camadas para simulação da construção.

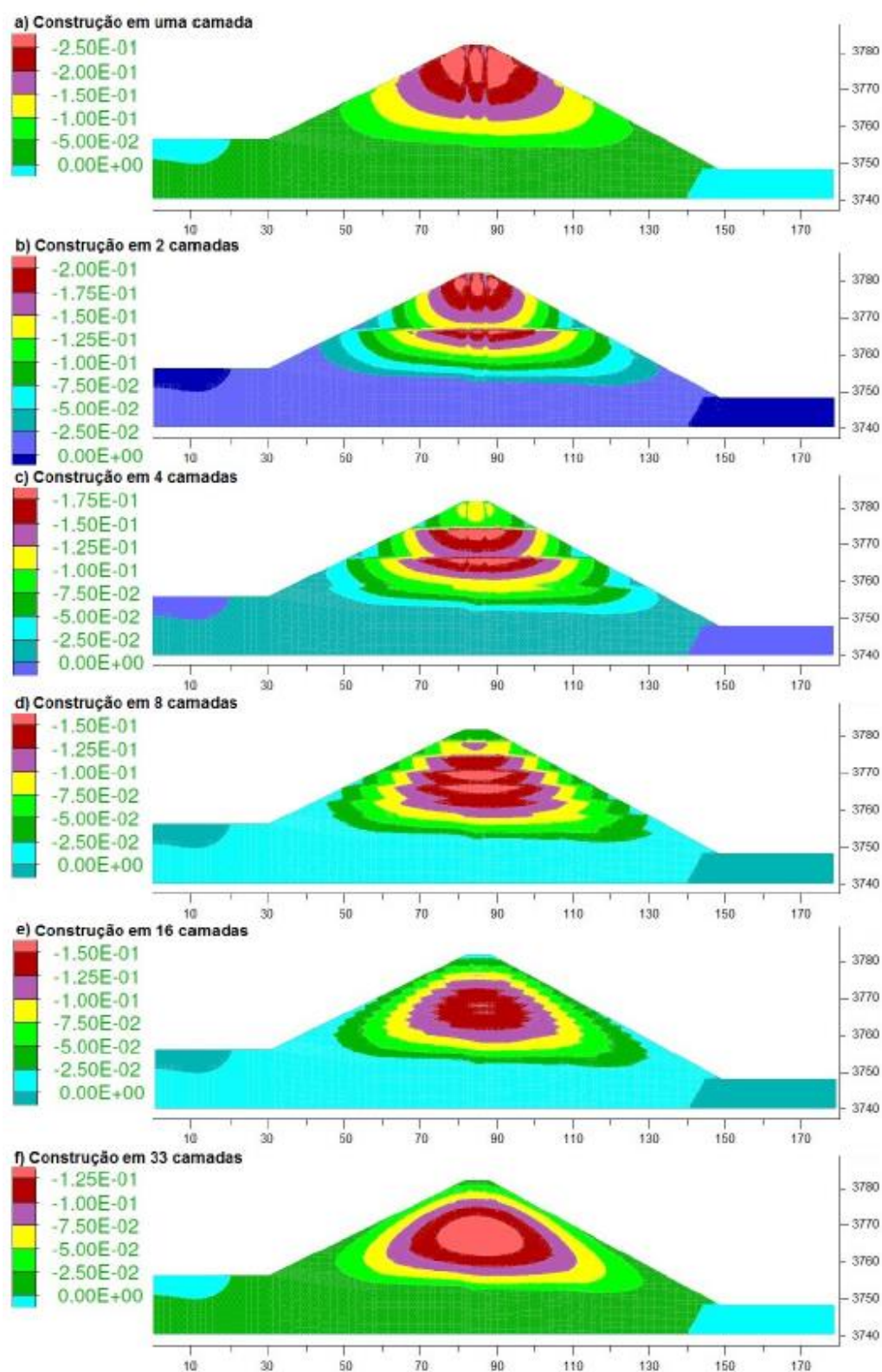


Figura 3.3 - Distribuição dos deslocamentos verticais com a construção da barragem em 1, 2, 4, 8, 16 e 33 camadas (Contreras, 2014).

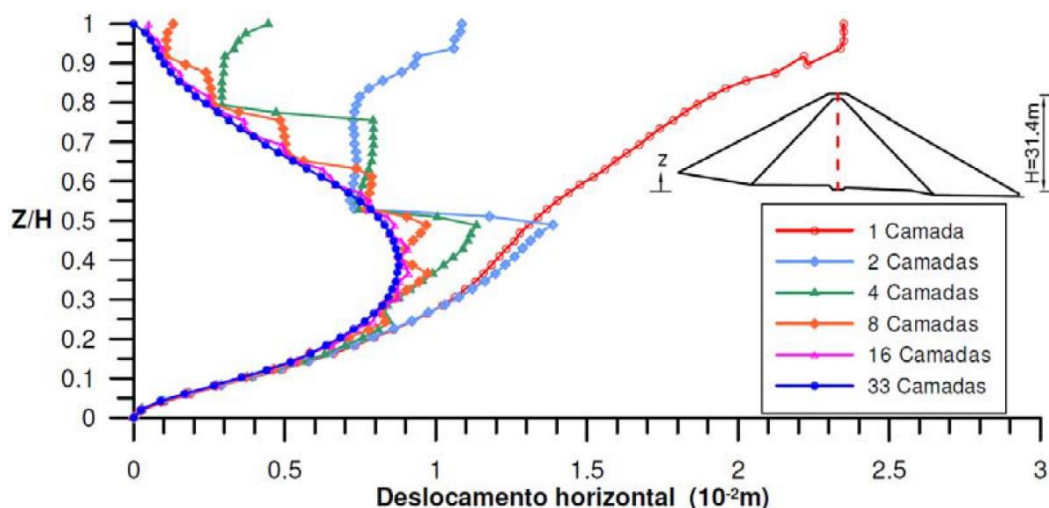


Figura 3.4 - Variação da distribuição dos deslocamentos horizontais no eixo central da barragem com o número de camadas de construção (Contreras, 2014).

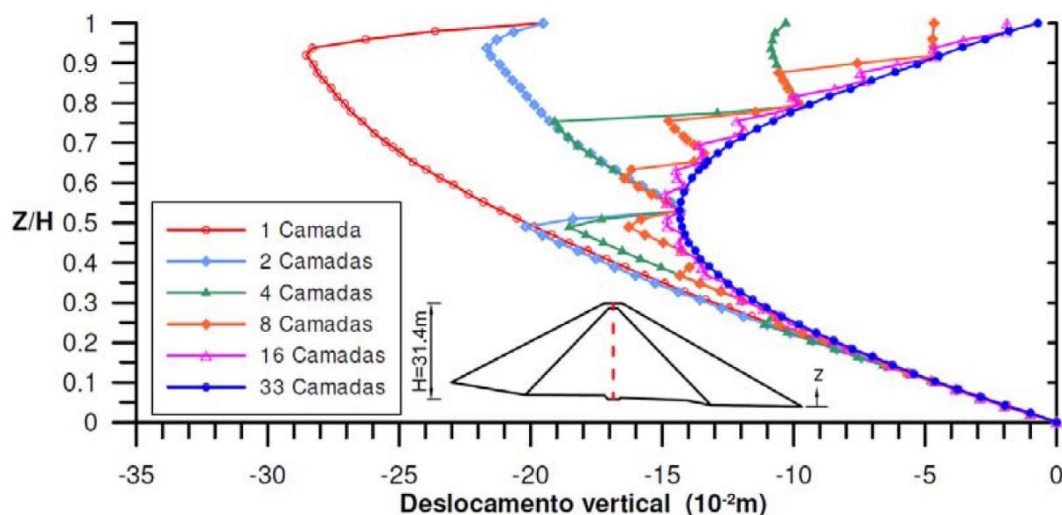


Figura 3.5 - Variação da distribuição dos deslocamentos verticais no eixo central da barragem com o número de camadas de construção (Contreras, 2014).

### 3.1.2.

#### Fator de segurança estático na estabilidade de taludes

O fator de segurança FS é definido localmente como a razão entre a resistência ao cisalhamento disponível  $s$  e a tensão atuante ao longo da superfície potencial de ruptura  $\tau$  necessária para manter uma inclinação estável.

$$FS = \frac{s}{\tau} \quad (3.4)$$

Nos problemas de estabilidade de taludes na condição estática é comum utilizar o método de equilíbrio limite (métodos das fatias), no qual a massa de solo é dividida em várias fatias verticais e as equações de equilíbrio são impostas em

cada fatia isoladamente. O problema contém um número excessivo de incógnitas (problema hiperestático) e os diferentes métodos propostos na literatura se diferenciam conforme as simplificações adotadas no processo de cálculo, geralmente em relação às forças entre fatias e no modo de determinar a força normal  $N$  atuante na base da fatia. O fator de segurança local (Eq. 3.4) é admitido constante em toda a superfície potencial de ruptura e considerado equivalente ao fator de segurança global calculado por equilíbrio de forças e/ou momentos de toda a massa de solo.

Objeções teóricas em relação ao método de equilíbrio limite levaram à utilização de métodos numéricos na investigação da estabilidade de taludes, que procuram incorporar as relações tensão-deformação dos diversos solos que formam o maciço. A Tabela 3.1 apresenta uma comparação das características dos métodos de análise de equilíbrio limite e numérico.

Tabela 3.1 – Características dos métodos para determinação do fator de segurança de taludes (modificado de Potts, 2003).

	Método de análise		Equilíbrio Limite	Métodos numéricos
Características da solução	Equações de equilíbrio		Satisfaz com hipóteses	Satisfaz
	Compatibilidade		Não satisfaz	Satisfaz
	Modelo constitutivo		Rígido perfeitamente plástico	Mohr-Coulomb
	Condições de contorno	Forças	Satisfaz	Satisfaz
		Deslocamentos	Não satisfaz	Satisfaz
Informações de projeto	Estabilidade		Sim	Sim
	Deslocamentos		Não	Sim
	Estruturas adjacentes		Não	Sim

A técnica utilizada em programas computacionais é a redução gradual dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, dividindo sucessivamente por uma variável  $N$  até a ocorrência do colapso do talude, numericamente identificado pela não convergência das equações de equilíbrio.

$$c^* = \frac{c}{N} \text{ e } \tan^*(\phi) = \frac{\tan(\phi)}{N} \quad (3.5)$$

Na ruptura, vem da Eq. 3.4 e 3.5:

$$FS = 1 \rightarrow \tau = s \rightarrow \tau = \frac{c}{N} + \frac{\sigma \times \tan(\phi)}{N} \quad (3.6)$$

concluindo-se portanto que  $FS = N$

A Figura 3.6, apresenta uma comparação entre os resultados de fator de segurança computados pelo método das fatias de Spencer e os programas computacionais FLAC e SLOPE/W, verificando-se uma boa concordância entre os resultados com a vantagem de que nos métodos numéricos não é necessário especificar o tipo e a posição da potencial superfície de ruptura previamente. Os fatores de segurança estáticos mínimos recomendados para estabilidade de taludes em barragens de mineração, no Brasil e no Peru, estão listados nas Tabelas 3.2 e 3.3, respectivamente.

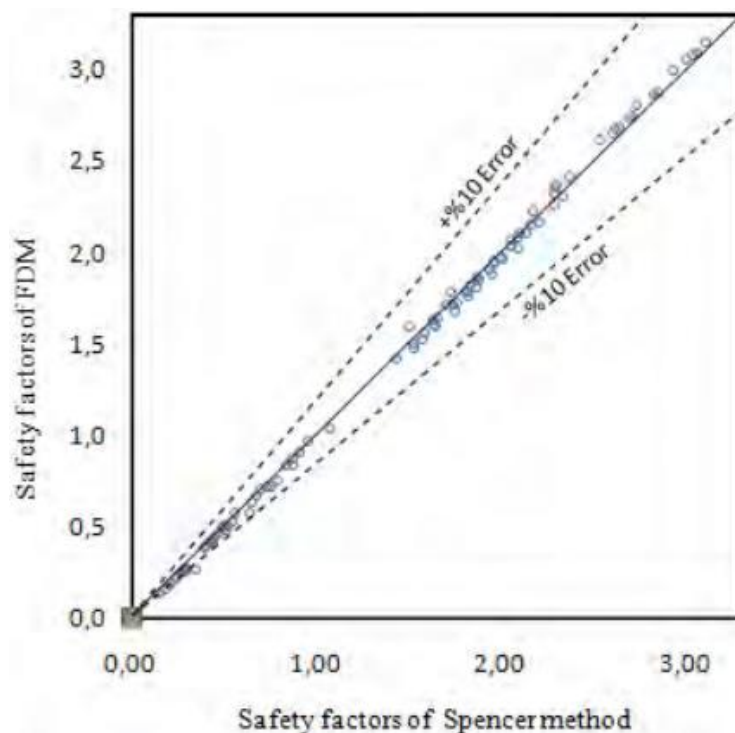


Figura 3.6 - Fatores de segurança pelo método de Spencer vs método de elementos finitos (Mansour e Kalantari, 2011).

Tabela 3.2 - Fatores de segurança estáticos mínimos para barragens de mineração (ABNT/NBR 13028, 2017).

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

Tabela 3.3 - Fatores de segurança estáticos mínimos para taludes a jusante (Ministerio de Energia y Minas, 1997).

Condição	I*	II*
Empregando parâmetros de resistência de pico	1,5	1,3
Empregando parâmetros de resistência residual	1,3	1,2
Considerando terremoto com Período de recorrência de 100 anos	1,2	1,2
Considerando deslizamento horizontal da base em depósitos de contenção de rejeitos em zonas sísmicas, assumindo que a resistência ao cisalhamento dos rejeitos seja reduzida a zero.	1,3	1,3

I\*: Se for previsto que danos graves podem ocorrer como consequência da ruptura do depósito.

II\*: Se for previsto que danos graves não ocorrem como consequência da ruptura do depósito.

## 3.2.

### Modelagem pseudo-estática

#### 3.2.1.

#### Fator de segurança pseudo-estático

Uma aproximação da análise sísmica para estabilidade de taludes é a abordagem pseudo-estática, usada na estimativa da estabilidade sísmica há décadas

(Kramer, 1996; Bray e Travararou, 2009; Bray et al., 2018), sendo a primeira aplicação atribuída a Terzaghi (1950).

As diversas soluções de equilíbrio limite para análise da estabilidade de taludes de solo sob carregamento estático são possíveis de serem estendidas para um contexto pseudo-estático adicionando-se forças aplicadas no centroide da massa instável, conservando o mesmo módulo e direção porém sentido oposto ao das forças inerciais geradas pela propagação da excitação sísmica (princípio de d'Alembert). Neste tipo de análise geralmente a componente vertical da força de inércia é desprezada em função da hipótese de que as ondas cisalhantes incidentes SV são verticais e a componente horizontal é determinada multiplicando o coeficiente sísmico  $k$  pelo peso da massa de solo instável. No método pseudo-estático as forças de inércia horizontais são consideradas permanentes, atuantes no mesmo sentido e com o mesmo módulo, quando na realidade sentido e módulo variam ao longo do tempo de duração do terremoto.

A escolha de  $k$  representa o aspecto mais importante, e o mais difícil, do emprego de métodos pseudo-estáticos. Várias sugestões foram feitas na literatura, comparando os resultados de análises pseudo-estáticas com a experiência de campo e valores obtidos com métodos baseados no cálculo de deformações. A maior dificuldade na aplicação do método pseudo-estático, isto é, na seleção de um coeficiente sísmico adequado, é que há muitos critérios e distintas recomendações sobre como selecionar este valor.

Dentre as principais recomendações da literatura, listadas a seguir, o valor mínimo aceitável do coeficiente de segurança pseudo-estático varia entre 1,0 a 1,15. Para aterros de resíduos sólidos as normas americanas exigem ao menos um valor 1,2 (Bray et al., 1995).

- a) Seed (1979) recomendou que para aterros compostos por materiais que não apresentam significativa perda de resistência em consequência de carregamentos sísmicos *“é necessário apenas executar uma análise pseudo-estática considerando um coeficiente sísmico igual a 0,1 para terremotos com magnitude  $M_w = 6,5$ , ou igual a 0,15 para terremotos com magnitude  $M_w = 8,25$ , e obter um fator de segurança da ordem de 1,15 para assegurar deslocamentos permanentes suficientemente pequenos”*.

- b) Marcuson (1981) sugeriu um valor do coeficiente sísmico para barragens entre  $1/3$  a  $1/2$  da aceleração horizontal máxima esperada no solo  $PHA_{solo}$  incluindo, portanto, os efeitos de amplificação (ou atenuação) do solo, o que requer uma estimativa da resposta sísmica do talude.
- c) Hynes–Griffin e Franklin (1984) recomendaram o valor  $0,5PHA^{rocha}/g$ , após aplicação do método de Newmark (1965) considerando 350 acelerogramas. Caso o coeficiente de segurança pseudo-estático resulte superior a 1, admite-se que o talude não seja susceptível ao desenvolvimento de grandes deformações permanentes. O critério foi desenvolvido para taludes de barragens, considerando materiais não passíveis de liquefação sob ação de sismos de magnitude 8 ou inferior.
- d) Bray et al. (1998) recomendaram para aterros o uso do valor  $0,75PHA^{rocha}/g$  considerando os parâmetros residuais de resistência.
- e) Kavazanjian et al. (1997) sugeriram o valor  $0,17PHA^{solo}$  quando uma análise da resposta dinâmica do talude for executada; caso contrário, adotar o valor do coeficiente sísmico igual a  $0,5PHA^{solo}$ .
- f) Bray et al. (2018) descreve um procedimento semi-empírico simplificado que pode ser usado na estimativa de deslocamento sísmico de um sistema de solo que sofrem deformação cisalhante durante um sismo de interface na zona de subducção. 1122 registros em 2 componentes foram analisados a partir de zonas de subducção de terremotos intraplaca, depois foram removidos terremotos de baixa magnitude, sendo utilizados de maneira efetiva 810 registros para estabelecer o método simplificado de cálculo de coeficiente sísmico. Para estimar o coeficiente sísmico ( $k$ ) é necessário estabelecer um deslocamento sísmico admissível, além disso ( $k$ ) depende do período fundamental da potencial massa deslizante.

Segundo Kramer (1996), ainda que julgamento de engenharia seja fundamental em todos os casos, o critério de Hynes-Griffin e Franklin (1984) pode ser apropriado para a maioria dos taludes.

Em áreas de intensa atividade sísmica, como no Peru, valores da aceleração máxima do substrato rochoso podem ser obtidos com base em análises de ameaça sísmica, empregando geralmente métodos probabilísticos (Cornell, 1968) para quantificar a probabilidade de que a aceleração exceda a certo valor durante um



prazo de tempo determinado, expressando os resultados em termos de probabilidades de excedência. Isto permite ao engenheiro a oportunidade de escolher uma alternativa de projeto que represente, a seu critério, a melhor combinação entre o custo e o risco. A precisão do método depende fundamentalmente da confiabilidade dos dados disponíveis.

Castillo e Alva (1993) publicaram o estudo de Ameaça Sísmica do Peru, considerando uma abordagem probabilística (McGuire, 1976) que integra informações sismotectônicas, parâmetros sismológicos e leis de atenuação regionais para diferentes mecanismos de ruptura. Os resultados foram expressos sob forma de curvas de ameaça sísmica, fornecendo valores de aceleração máxima na base rochosa para todo o país considerando vários tempos de recorrência, selecionados conforme o tipo de obra e sua importância.

Em outros países, como nos Estados Unidos, valores da aceleração máxima podem ser obtidos diretamente do U.S. Geological Survey Geohazards Internet Web (<http://eqhazmaps.usgs.gov>) informando as coordenadas de latitude e longitude ou código de endereçamento postal.

Porque terremotos são de curta duração, é razoável assumir, exceto para pedregulhos e enrocamentos, que a resistência ao cisalhamento não drenada deve ser usada nos métodos pseudo-estáticos para análise da estabilidade de taludes.

Makdisi e Seed (1977) recomendaram para solos argilosos, solos granulares secos ou parcialmente saturados e para solos granulares densos saturados, onde não se espera significativa perda de resistência devido ao fenômeno da liquefação, a utilização de 80% da resistência não drenada estática como valor da resistência dinâmica do solo. Observaram em ensaios de laboratório um comportamento pseudo elástico das amostras de solo quando submetidas a um grande número de ciclos (superior a 100 ciclos) de até 80% da resistência não drenada estática. Deformações permanentes substanciais foram produzidas para carregamentos cíclicos próximos do valor total da resistência não drenada estática. Outros pesquisadores (Hynes-Griffin e Franklin, 1984; Kavazanjian et al., 1997) também sugeriram uma redução de 20% do valor da resistência ao cisalhamento estática, não drenada, para utilização nos métodos de cálculo pseudo-estáticos.

Duncan e Wright (2005) consideram que esta redução pode ser ignorada para materiais não suscetíveis à liquefação devido aos efeitos da velocidade de aplicação do carregamento sísmico. A maioria dos solos sujeita a rápidos carregamentos cíclicos exibe uma resistência não drenada de 20% a 50% superior àquela determinada em ensaios estáticos convencionais de laboratório, onde o tempo para atingir a ruptura pode ser de vários ou muitos minutos. O aumento da resistência devido à velocidade de aplicação do carregamento dinâmico poderia contrabalançar a redução proposta por Makdisi e Seed (1977) para estimativa da resistência dinâmica de solos argilosos, solos granulares secos ou parcialmente saturados e para solos granulares densos saturados.

### **3.3. Modelagem dinâmica**

#### **3.3.1. Frequência de corte**

Em processos de avaliação sísmica, o registro de acelerações ou velocidades tem papel importante na geração da malha, pois o número de elementos dependerá da frequência de corte com que será filtrada a história do sismo.

A história das acelerações geralmente apresenta frequências elevadas, cujas amplitudes não precisam ser necessárias consideradas pois a maior parte da potência do registro sísmico corresponde às frequências mais baixas. Tal comportamento pode ser observado quando se plota a função densidade de espectro de potência (FDEP) *versus* frequência, com a frequência correspondente a uma perda de potência de um por cento ou menos denominada frequência de corte ( $f_c$ ).

Obtida a frequência de corte, procede-se a remoção das frequências superiores por meio da filtragem do registro sísmico (filtro de passa-baixa).

#### **3.3.2. Discretização da malha para transmissão de onda**

Kuhlemeyer e Lysmer (1973) concluíram que para uma adequada simulação da transmissão de onda através do modelo numérico, o tamanho do elemento  $\Delta l$  na direção da propagação deve ser menor que aproximadamente um décimo a um

oitavo do comprimento de onda  $\lambda$  gerada pelo carregamento dinâmico. Esta condição é expressa por:

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10} \text{ a } \frac{\lambda}{8} \quad (3.7)$$

A frequência de corte pode ser determinada com a seguinte relação:

$$f_c = \frac{v_s}{\lambda} \quad (3.8)$$

onde  $v_s$  é a velocidade da onda de cisalhamento:

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3.9)$$

sendo  $G$  o módulo de cisalhamento e  $\rho$  a massa específica.

Se forem conhecidos  $v_s$  e o valor mínimo de  $f_c$ , combinando a eq. (3.8) e eq. (3.9) pode-se calcular  $\lambda$  e conseqüentemente o comprimento  $\Delta l$  máximo do elemento na direção de propagação da onda S.

Como o tamanho do elemento é controlado pelo critério anterior, a minimização do número de elementos na discretização se converte em um problema de maximização dos tamanhos aceitáveis de elementos na malha.

### 3.3.3. Condições de contorno

Análises efetuadas por métodos numéricos (método dos elementos finitos em especial) devem lidar com dificuldades relacionadas com a representação de regiões de solo onde o substrato rochoso situa-se muito além da região de interesse do problema. Uma técnica bastante utilizada em análises estáticas é truncar a malha a alguma grande distância e empregar contornos elementares (rígidos) como “aproximação” da real geometria do problema. De fácil implementação, produz resultados desastrosos em análises dinâmicas devido às reflexões de onda ocorridas nos contornos rígidos artificialmente introduzidos. É essencial assegurar que a radiação de energia para o infinito (condição de Sommerfeld, 1949) seja satisfeita.

Várias técnicas de contornos especiais para problemas dinâmicos foram propostas na literatura, dentre as quais a utilização de elementos infinitos (Medina e Penzien, 1982; Medina e Taylor, 1983), contornos de transmissão imperfeita (amortecedores) propostos por Lysmer e Kuhlemeyer (1969), contornos de transmissão perfeita (Lysmer e Waas, 1972; Kausel e Roesset, 1977), técnicas híbridas associando o método dos elementos finitos com soluções analíticas (Gupta, 1980) ou com o método dos elementos de contorno (Mita e Takanashi, 1983), dentre outras. No programa FLAC 2D dois tipos de contorno para aplicações dinâmicas estão disponíveis: contornos silenciosos (amortecedores) e contornos de campo livre.

### **3.3.3.1. Contornos de transmissão imperfeita**

A técnica dos contornos de transmissão imperfeita foi apresentada por Lysmer e Kuhlemeyer (1969) como uma das primeiras tentativas para simular a condição de radiação. É baseada na consideração de que contornos silenciosos podem ser representados através de uma superfície convexa conectada a uma série de amortecedores viscosos cujas características são função das propriedades do solo local (Figura 3.7). Amortecedores viscosos são adequados para absorção de ondas de corpo P e SV mas funcionam de forma aproximada e imperfeita (são também denominados contornos de transmissão imperfeita) no caso de ondas de superfície (ondas R), situação em que as constantes de amortecimento variam com a frequência da excitação  $\omega$ . A grande vantagem deste esquema é que pode ser facilmente implementado em programas computacionais operando tanto no domínio do tempo quanto no domínio da frequência. Não funcionam para situações de carregamento estático pois os amortecedores não possuem rigidez. É necessário ainda ressaltar que no caso em que os contornos silenciosos são aplicados na base da malha, para simulação de uma base flexível, não se pode representar o sismo como histórias de aceleração ou de velocidade porque os amortecedores as anulariam.

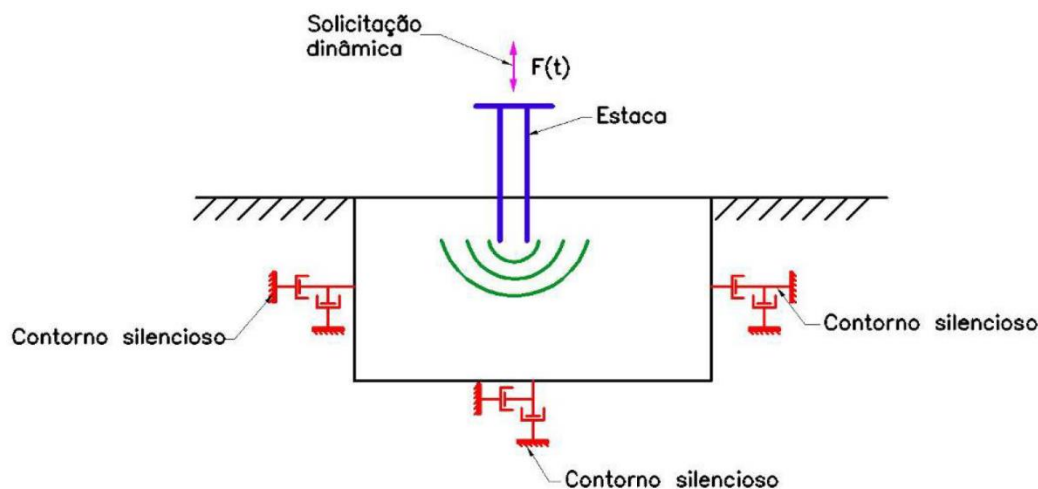


Figura 3.7 – Modelagem do contorno silencioso (modificado de Itasca, 2016).

Neste caso se aplica o movimento sísmico de entrada como uma condição de contorno em tensão. Uma onda de velocidade pode ser transformada em uma onda de tensão através da seguinte formulação:

$$\sigma_n = 2 \times (\rho \times v_p) \times v_n \quad (3.10)$$

$$\sigma_t = 2 \times (\rho \times v_s) \times v_t \quad (3.11)$$

onde  $\sigma_n$  e  $\sigma_t$  são as tensões normal e cisalhante, respectivamente,  $\rho$  é a massa específica,  $v_p$  é a velocidade da onda  $P$ ,  $v_s$  é a velocidade da onda  $S$  e  $v_n$  e  $v_t$  são as velocidades normal e tangencial da partícula, respectivamente.

O fator 2 que acompanha a eq. (3.10) e eq. (3.11) considera o fato de que as tensões aplicadas devem ser o dobro das observadas em um meio elástico semi-infinito, já que a metade da energia é absorvida pelo contorno silencioso. Em certos casos, se o modelo for superficial, a superfície livre pode originar um incremento na velocidade da base; assim, na execução de uma análise dinâmica, deve-se primeiramente avaliar-se a resposta na base da malha onde se aplica o carregamento. Se a aceleração ou a velocidade na base não foram similares às do sismo, então se deve efetuar um ajuste, reduzindo o fator 2 até que a resposta na base coincida com o registro do sismo de entrada.

Em geral, a simulação por contornos viscosos é mais eficiente quando a excitação dinâmica está situada no interior da malha (por exemplo: explosão subterrânea na abertura de um túnel).

A aplicação do carregamento sísmico na base do modelo pode ser feita mediante a história de acelerações, de velocidades, de tensões ou de forças. As duas primeiras são aplicadas nos casos de fundação sobre base rígida enquanto que as duas últimas para fundações sobre bases flexíveis (Figura 3.8). A hipótese de base rígida não é muito recomendável porque todas as ondas nela incidentes são refletidas novamente para o interior da malha, possivelmente causando superestimativa da resposta da estrutura.

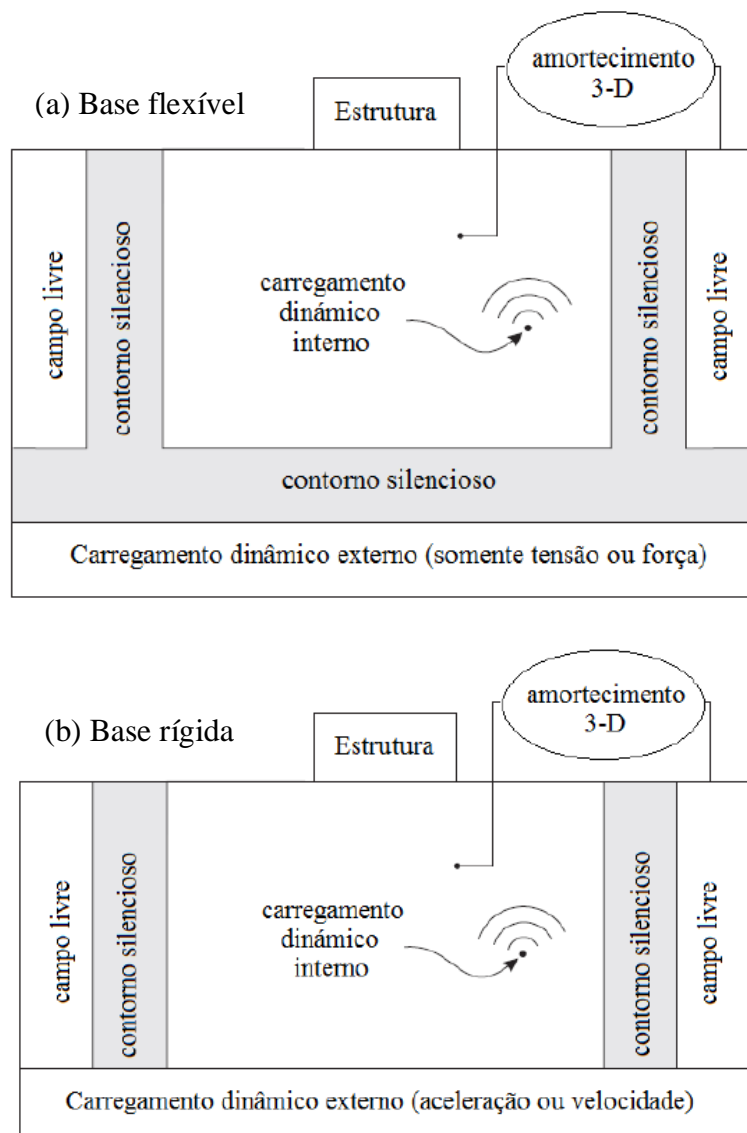


Figura 3.8 - Tipo de condições de contorno para carregamento sísmico disponível no FLAC 2D (Itasca, 2016).

### 3.3.3.2. Contornos de campo livre

Contornos de campo livre consistem de colunas unidimensionais de elementos justapostas em cada contorno lateral da malha principal (Figura 3.9) onde se considera a propagação 1D de ondas cisalhantes verticais. Caso estas colunas estejam suficientemente afastadas da barragem não haverá diferença, nos contornos comuns entre o movimento da malha principal e das colunas laterais e os amortecedores laterais não serão ativados. Caso o movimento da discretização principal se diferencie daquele das malhas de campo livre, devido à influência da estrutura, então os amortecedores passam a absorver energia de forma similar aos contornos silenciosos anteriormente descritos. Contornos de campo livre são particularmente eficientes quando a fonte excitante é externa à malha principal, como no caso de carregamentos de origem sísmica.

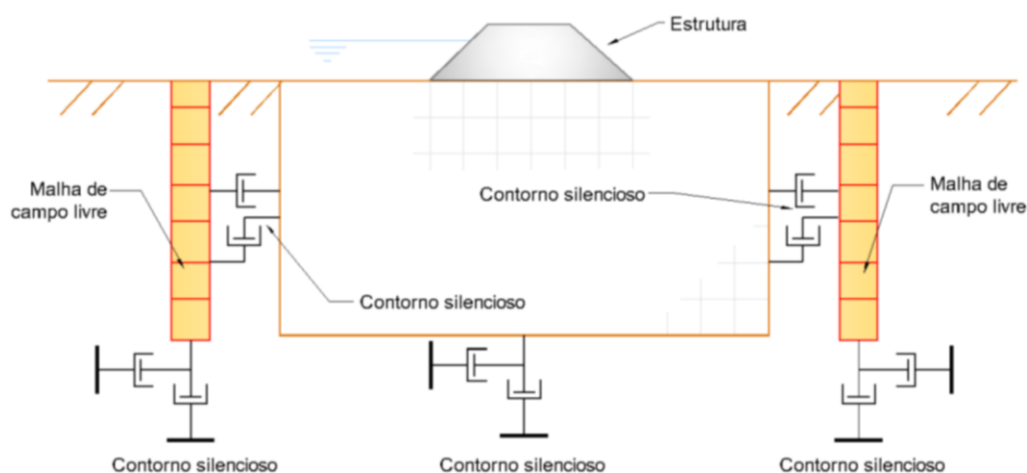


Figura 3.9 - Malha de campo livre (*free-field*) utilizada na avaliação dinâmica no FLAC (adaptado por Herrera, 2009).

### 3.3.4. Amortecimento do material

O amortecimento é uma característica dos materiais submetidos a carregamento dinâmico, originado pela perda da energia devido ao atrito interno no material ou por deformação irreversível (plasticidade ou viscosidade). A consideração de amortecimento interno do solo é importante nos problemas de interação solo-estrutura sob carregamento sísmico, porque a coincidência das frequências fundamentais características do fenômeno sísmico (1-10 Hz) e as frequências próprias do solo podem produzir grandes amplificações nas respostas.

### 3.3.4.1. Amortecimento de Rayleigh

O amortecimento de Rayleigh é o tipo de amortecimento mais conhecido, utilizado nas análises dinâmicas de estruturas e corpos elásticos para amortecer os modos de vibração natural de um sistema. Apresenta o grande inconveniente de reduzir drasticamente os passos de tempo no processo de integração numérica das equações devido a critérios de estabilidade da solução, podendo levar a tempos de simulação computacional excessivos.

Define-se uma matriz de amortecimento ( $[C]$ ) linearmente proporcional às matrizes de massa ( $[M]$ ) e de rigidez ( $[K]$ ), garantindo a ortogonalidade dos modos próprios de vibração do sistema, sem a introdução de nenhum modo adicional (Kramer, 1996).

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (3.12)$$

onde os coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  são constantes de amortecimento, que podem ser obtidas definindo a fração de amortecimento crítico ( $\xi_i$ ), para duas frequências predeterminadas ( $\omega_i$ ) que definem uma faixa de frequências:

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2 \times \omega_i} + \frac{\beta \times \omega_i}{2} \quad i = 1, 2 \quad (3.13)$$

A escolha de  $\xi_i$  assim como a faixa das frequências é algo arbitrário, sugerindo-se que esta faixa inclua as frequências de excitação e as frequências fundamentais do sistema. A Figura 3.10 mostra que para frequências de valores baixos,  $\alpha$  é a constante predominante, consequentemente a massa é o fator determinante, enquanto que para valores altos de frequência, prevalecem o coeficiente  $\beta$  e a rigidez do sistema.



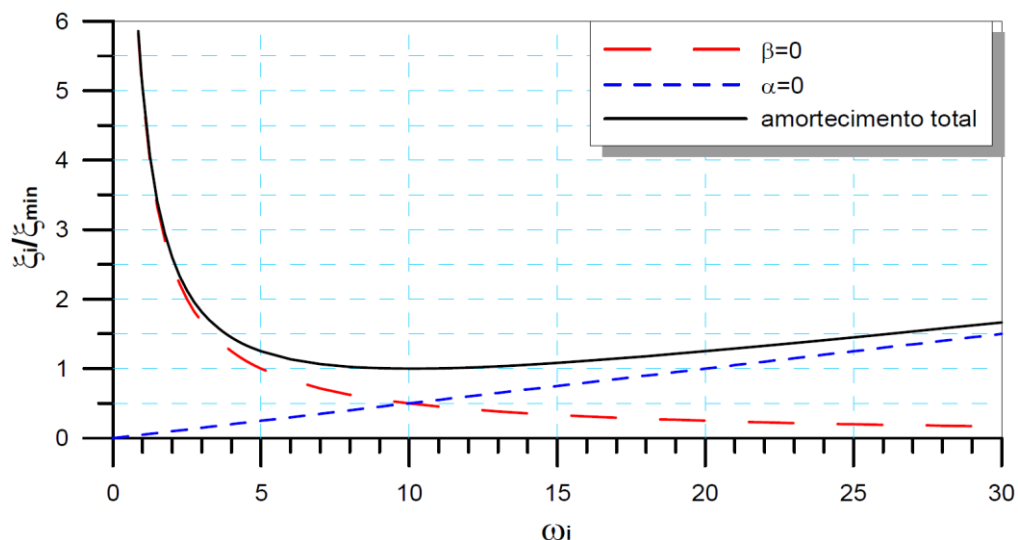


Figura 3.10 - Variação da razão de amortecimento crítico normalizado com a frequência angular (adaptado por Contreras, 2014).

### 3.3.4.2. Amortecimento histerético

Em solos constata-se por meio de ensaios de laboratório que o amortecimento é independente da frequência, mas função do nível de deformação cisalhante causado pelo carregamento dinâmico. No modelo linear equivalente, frequentemente usado para estimativa da resposta dinâmica de solos por meio de uma sequência de aproximações elásticas lineares, o módulo de cisalhamento  $G$  e o amortecimento histerético  $\xi$  são gradualmente reajustados em função de curvas de degradação do módulo (Figura 3.11) e do aumento do amortecimento com o nível de deformação cisalhante, determinadas em ensaios de laboratório.

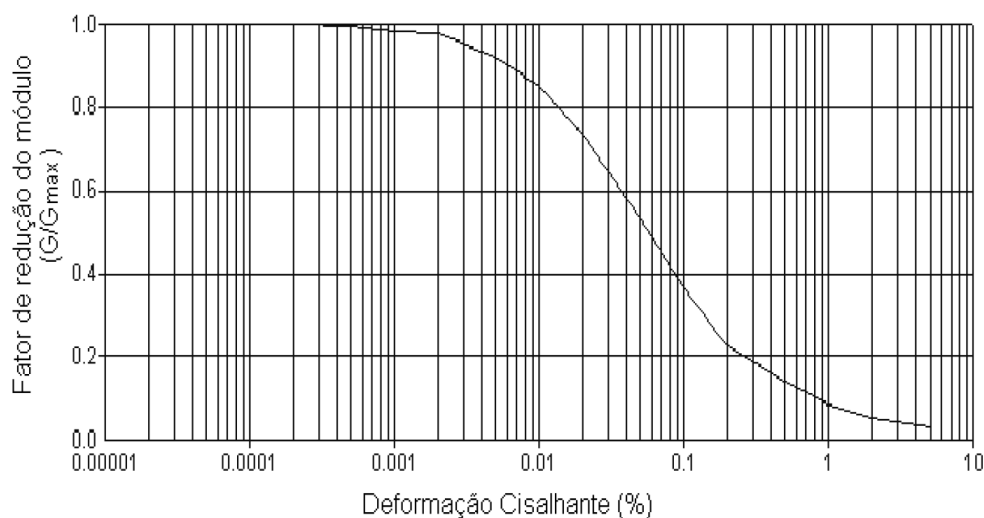


Figura 3.11 - Limite superior da curva de redução do módulo de cisalhamento para areias, proposta por Seed e Idriss (1970).

A dificuldade de utilização do amortecimento hysterético no programa FLAC 2D v.8 é que a curva de degradação do módulo cisalhante secante  $G_{sec}$  é utilizada para uma estimativa teórica do aumento da razão de amortecimento  $\xi$ , conforme a eq. (3.14).

$$\xi = \frac{W_d}{4 \times \pi \times W_s} = \frac{1}{2 \times \pi} \times \frac{A_{laço}}{G_{sec} \times \gamma_c^2} \quad (3.14)$$

onde  $W_d$  é a energia dissipada no ciclo,  $W_s$  é a energia de deformação máxima,  $A_{laço}$  é área do laço de histerese e  $G_{sec}$  o módulo de cisalhamento secante.

Em consequência, procura-se obter uma solução de compromisso em relação aos parâmetros que definem a curva de degradação do módulo de tal modo que a curva teórica de aumento do amortecimento hysterético, no intervalo de deformações requerido para a análise, apresente boa concordância com a curva experimental de aumento do amortecimento hysterético. Se o amortecimento hysterético teórico resultar inferior ao de laboratório, pode-se utilizar uma pequena quantidade de amortecimento de Rayleigh (0,2%) em conjunto com o amortecimento hysterético.

Deve-se também verificar o valor do módulo de cisalhamento no final da análise sísmica para verificar se o tamanho máximo do elemento, eq. (3.7), foi corretamente assumido.

### 3.3.5. Geração de registros sísmicos

Em uma análise sísmica a definição das características do terremoto de projeto é fundamental. Um registro sísmico criteriosamente selecionado permite obter uma resposta da estrutura mais condizente com a realidade, fornecendo elementos para um dimensionamento que seja tanto técnica quanto economicamente adequados.

A seleção do terremoto de projeto, i.e. a escolha de um carregamento que não se sabe quando atuará, nem qual sua duração ou magnitude, é portanto tarefa complexa. Engenheiros geotécnicos tendem a caracterizar uma análise sísmica como uma estimativa do valor da aceleração horizontal de pico no terreno (PGA), provavelmente porque necessitam deste único valor para cálculo da estabilidade de

taludes por métodos pseudo-estáticos, e tendem a esperar uma amplificação da aceleração máxima do terremoto pelas camadas do solo de fundação.

Amplificações ocorrem para frequências próximas à frequência de ressonância das camadas de solo. Caso a frequência predominante do terremoto estiver nesta faixa de valores, então a aceleração horizontal do terremoto será forçosamente amplificada. Caso contrário, as acelerações em outras frequências o serão, gerando eventualmente complicações se estas forem as frequências que concentram a maior energia do terremoto.

Os métodos para seleção do registro sísmico de projeto são basicamente os seguintes (Aguilar, 2001):

- Método da utilização do histórico de registros sísmicos.
- Método baseado no modelo de falha.
- Método do espectro padrão.

O primeiro método consiste de duas alternativas. Na primeira, dispõe-se de um registro sísmico histórico nas proximidades do local do projeto com níveis de aceleração compatíveis com aqueles determinados em estudos de ameaça sísmica regional. O registro sísmico é utilizado diretamente sem nenhuma modificação.

Na segunda alternativa, as acelerações do registro sísmico histórico são multiplicadas por uma constante tal que a aceleração máxima coincida com a aceleração máxima prevista no estudo de ameaça sísmica; esta técnica foi muito utilizada no passado (técnica de escalonamento do registro sísmico).

O segundo método baseado no modelo de falha é utilizado para calcular teoricamente as representações da ruptura da falha e a irradiação de ondas sísmicas provocada por esta ruptura. Diversas alternativas de análise podem ser empregadas, baseadas em modelos de fonte sísmicas ou por meio de funções de Green.

O terceiro método, baseado em um espectro padrão, permite gerar registros sísmicos sintéticos por meio da superposição de ondas harmônicas (senoidais) que se ajustam a um espectro de acelerações pré-definido. Uma análise de regressão é usualmente feita baseada no conjunto de registros sísmicos gerados; a

aplicabilidade deste método é dependente da quantidade e qualidade dos registros sintéticos assim obtidos.

No presente trabalho o terremoto de projeto a ser utilizado foi obtido com a segunda alternativa do primeiro método, ou seja, utilizando registros sísmicos históricos para definição do terremoto de projeto, porém com uma modificação importante. Em vez de apenas fazer a normalização do registro em termos de acelerações máximas, é também feita uma análise de ajuste espectral para que o espectro de resposta do terremoto original esteja tão próximo quanto possível do espectro de resposta uniformemente provável obtido na análise de ameaça sísmica.

De acordo com Acevedo (2003), uma diferença entre as designações acelerograma sintético e artificial é que acelerograma sintético é decorrente do modelo geológico de ruptura de falha e o acelerograma artificial se refere ao registro obtido pelo método de ajuste espectral. Portanto, os registros sísmicos considerados nesta investigação correspondem a acelerogramas artificiais.

#### **3.3.5.1. Método de ajuste espectral**

O método de ajuste espectral modifica o registro sísmico histórico no domínio do tempo procurando torná-lo compatível com o espectro de acelerações especificado pelo usuário. A metodologia é baseada nas pesquisas de Lihanand e Tseng (1987), dispondo-se de um código computacional originalmente escrito por Abrahamson (1993) e posteriormente atualizado por Hancock et al. (2006). A modificação do conteúdo de frequências é feita por meio da adição de pequenas parcelas de onda (chamadas *wavelets*) no domínio do tempo, preservando a maior parte das características do registro original. De acordo com Meneses (2009), podem acontecer dificuldades neste ajuste nos períodos longos do espectro. A Figura 3.12, mostra diferentes espectros de aceleração ajustados a um espectro padrão por meio desse método (López, 2015). A essência do método de ajuste espectral, relatado por Hancock et al. (2006), consiste em:

- Calcular a resposta de um espectro com 1 grau de liberdade sob a ação de um registro de aceleração, para cada período e nível de amortecimento desejado;

- Comparar o pico da resposta do espectro 1D com a amplitude do espectro objetivo para determinar o erro;
- Adicionar parcelas de ondas (*wavelets*) no registro da aceleração com amplitudes e fases apropriadas de modo que cada valor do espectro de resposta se ajuste à amplitude do espectro objetivo.

A estimativa dos espectros de resposta é feita para um período de recorrência definido por norma aplicável às condições do projeto. No caso de barragens, a regulamentação recomendada é aquela proposta pelo Comitê Internacional de Grandes Barragens – ICOLD (2016) que define critérios sísmicos e tipos de terremoto a serem considerados na análise do comportamento de barragens.

Esses terremotos de projeto segundo ICOLD (2016) podem ser classificados como:

**Sismo Base de Operação (*Operating Basis Earthquake, OBE*):** Pequenos danos, facilmente reparáveis, são aceitos e a barragem deve continuar operando. O período de retorno mínimo ( $T_r$ ) apropriado é de 145 anos (probabilidade de não ser excedido em 100 anos).

**Sismo de Avaliação de Segurança (*Safety Evaluation Earthquake, SEE*):** representa o nível máximo do movimento do solo para o projeto da barragem. Se a ruptura da barragem representar um grande risco social, a SEE é caracterizado por um nível de movimento igual ao esperado na ocorrência do Máximo Sismo Esperado (MCE), por abordagem determinística ou probabilística, com um longo período de retorno, por exemplo de 10000 anos. Na presente pesquisa, o período de retorno considerado foi de 4975 anos para as análises de comportamento dinâmico de barragem de mineração.

**Máximo Sismo Esperado (*Maximum Credible Earthquake, MCE*):** representa o sismo de maior magnitude razoavelmente concebível, que é possível ao longo de uma falha ou no interior da província tectônica. O período de retorno do sismo MCE não pode ser determinado, mas geralmente os movimentos do solo são tipicamente associados a um longo período de retorno (10000 anos). Os movimentos estimados com uma abordagem probabilística podem ser inferiores ou

superiores do que os movimentos MCE avaliados como uma abordagem determinística, dependendo das incertezas em cada abordagem.

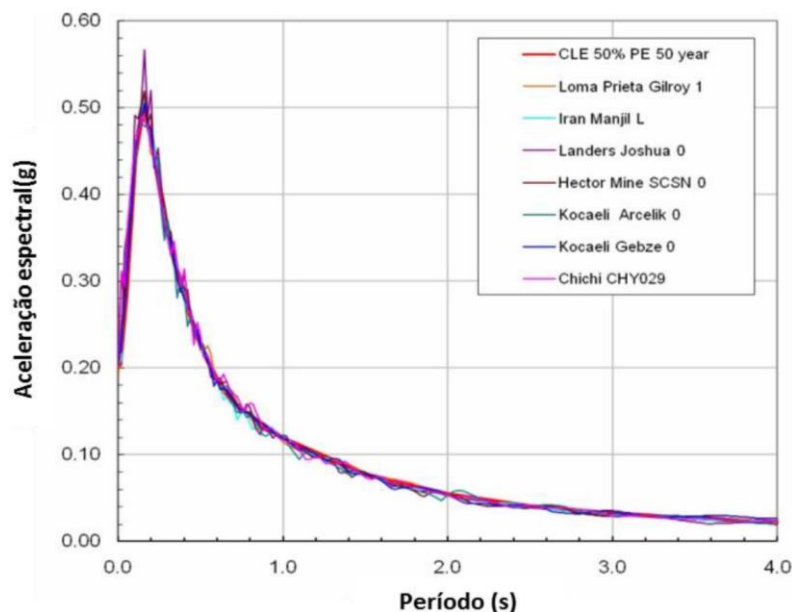


Figura 3.12 - Espectros obtidos por meio do método de ajuste espectral (adaptado por López, 2015).

### 3.3.6. Solução analítica aproximada para deslocamentos permanentes em taludes

#### 3.3.6.1. Método de Bray et al. (2018)

Bray e Travarasrou (2007) apresentaram um modelo simplificado, semi-empírico e acoplado para estimativa dos deslocamentos permanentes baseado na analogia do bloco rígido de Newmark (1965), como uma proposta de atualização do método simplificado de Makdisi e Seed (1978). Este modelo foi desenvolvido utilizando terremotos corticais superficiais ao longo das margens das placas ativas. Bray et al. (2018) utilizaram 810 registros de aceleração em dois componentes a partir de sismos de interfase na zona de subducção, para calcular deslocamentos em taludes induzidos por terremotos. O modelo de Bray et al. (2018) pode ser implementado rigorosamente sob abordagem probabilística ou determinística para avaliar o potencial de deslocamentos em consequência de terremotos. Este procedimento envolve um modelo não linear acoplado de bloco deslizante, que pode representar o comportamento dinâmico de estruturas geotécnicas como

barragens, encostas naturais, aterros compactados e aterros de resíduos sólidos urbanos. Bray et al. (2018) observaram que a maior fonte de incerteza para avaliação de uma estrutura de terra é o evento sísmico de Projeto.

O modelo proposto por Bray et al. (2018) calcula deslocamentos horizontais permanentes em função do coeficiente sísmico de fluência  $k_y$ , do período fundamental da estrutura  $T_s$ , da aceleração espectral  $S_a$  ( $T=1,5T_s$ ) e da magnitude do terremoto  $M_w$ .

a) Avaliação determinística dos deslocamentos horizontais permanentes.

O modelo separa a probabilidade de deslocamento “nulo” ( $\leq 0,50$  cm), de modo que os valores muito baixos não alteram os resultados finais da previsão. Como mencionado, o modelo consiste em duas etapas de cálculo: (1) a probabilidade de insignificância do movimento (deslocamento horizontal “nulo”); (2) estimativa do deslocamento horizontal permanente “não nulo” ou significativo.

O cálculo da probabilidade de deslocamento nulo é feito de acordo com as seguintes equações:

$$P(D = 0) = 1 - \Phi\{-2,64 - 3,20 \ln(k_y) - 0,17[\ln(k_y)]^2 - 0,49T_s \ln(k_y) + 2,09T_s + 2,91 \ln[S_a(1,5T_s)]\} \text{ para casos onde } T_s \leq 0,7 \text{ s} \quad (3.15)$$

$$P(D = 0) = 1 - \Phi\{-3,53 - 4,78 \ln(k_y) - 0,34[\ln(k_y)]^2 - 0,30T_s \ln(k_y) - 0,67T_s + 2,66 \ln[S_a(1,5T_s)]\} \text{ para casos onde } T_s > 0,7 \text{ s} \quad (3.16)$$

Onde:  $P(D=0)$  é a probabilidade de ocorrência de deslocamento “nulo”,  $D$  é o deslocamento horizontal permanente (cm),  $\Phi$  a função de distribuição normal de probabilidade acumulada,  $k_y$  o coeficiente sísmico de fluência,  $T_s$  o período fundamental inicial da massa deslizante (s),  $S_a(1,5T_s)$  a aceleração espectral com 5% de amortecimento para um período  $1,5T_s$ .

Se a probabilidade de ocorrência de deslocamento horizontal permanente não nulo for significativa, então este pode ser determinado com a seguinte equação:

$$\begin{aligned} \ln(D) = & -1,1 - 2,83 \times \ln(ky) - 0,333 \times [\ln(ky)]^2 + 0,566 \times \ln(ky) \\ & \times \ln[Sa(1,5Ts)] + 3,04 \times \ln[Sa(1,5Ts)] - 0,244 \\ & \times \{\ln[Sa(1,5Ts)]\}^2 + 1,5Ts + 0,278 \times (M_w - 7) \pm \varepsilon \end{aligned} \quad (3.17)$$

Onde:  $\varepsilon$  é a variável aleatória de distribuição normal e  $M_w$  é a magnitude do evento sísmico.

O coeficiente sísmico de fluência ( $ky$ ) é estimado em um processo iterativo de análise pseudo-estática de estabilidade de taludes até a obtenção de um fator de segurança igual a 1,0.



## 4

### Comportamento da barragem de rejeitos Porvenir

#### 4.1.

##### Descrição geral da barragem de rejeitos Porvenir

A barragem de rejeitos objeto de estudo no presente trabalho está localizada na cordilheira dos Andes na região de Pasco, Peru (Figura 4.1) a uma altitude de 3900 m acima do nível do mar, na latitude 10°37' Sul e longitude 76°12' Oeste.

Trata-se de uma barragem construída basicamente de enrocamento e atualmente passa por um alteamento pelo método construtivo de linha de centro. As Figuras 4.2 e 4.3 ilustram a seção de máxima inclinação analisada, na condição atual e final projetada, respectivamente. Na condição inicial apresenta uma altura de 97 m e inclinação do talude de jusante 1:2,1. Na condição final projetada, a altura é de 154 m e inclinação do talude 1:2,2. Na condição atual, altitudes acima do nível do mar de 4043 m na crista da barragem e 4041 m no reservatório e na condição final projetada, altitudes acima do nível do mar de 4100 m na crista da barragem e 4098 m no reservatório.



Figura 4.1 - Localização da barragem de rejeitos Porvenir. Fonte: Google Earth.

## 4.2. Classificação da barragem de rejeitos

### 4.2.1. Guia da Comissão Internacional de Grandes Barragens (ICOLD, 1989, 2010, 2016)

A Comissão Internacional de Grandes Barragens (ICOLD) denomina grande barragem como sendo a estrutura com altura mínima de 15 m, ou altura variável entre 10-15 m desde que tenha capacidade de armazenar ao menos 3 milhões de metros cúbicos de água em seu reservatório (ICOLD, 2016). Segundo este critério, a barragem de contenção de rejeitos, cujo depósito alcança 97 m de altura na configuração atual, pode ser considerada uma grande barragem. O ICOLD inclui categorias para a classificação do risco potencial da barragem como consequência de sua ruptura e são função da capacidade de armazenamento e altura da barragem, bem como dos requisitos de evacuação do pessoal e da possibilidade de danos a jusante da barragem. Os fatores de risco para cada categoria são apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Quantificação do Fator de Risco (ICOLD, 1989, 2010, 2016).

Fator de Risco	Extremo	Grande	Moderado	Baixo
Contribuição para Risco (Pontuação)				
Capacidade (M-m <sup>3</sup> )	> 120	120 a 1	1 a 0.1	< 0.1
	6	4	2	0
Altura (m)	> 45	45 a 30	30 a 15	< 15
	6	4	2	0
Requisitos de evacuação (Número de Pessoas)	> 1000	1000 a 100	100 a 1	Nenhum
	12	8	4	0
Potencial de danos a jusante	Alto	Moderado	Baixo	Nenhum
	12	8	4	0

O valor do fator do risco potencial total da barragem de mineração obtido na Tabela 4.1 será relacionado com a Tabela 4.2 para a determinação da classificação de risco da barragem. De acordo as características da barragem Porvenir a pontuação total considerada é de 26 e a pontuação por cada fator de risco está destacado na Tabela 4.1. A classificação do risco total da barragem de mineração, segundo a Tabela 4.2, seria de tipo III – risco alto.

Tabela 4.2 – Classificação de Risco (ICOLD, 1989, 2010, 2016).

Fator de Risco Total	Classificação de Risco	
(0 a 6)	I	Baixo
(7 a 18)	II	Moderado
(19 a 30)	III	Alto
(31 a 36)	IV	Extremo

De acordo como ICOLD (2016), para o caso de barragens classificadas como risco alto, os parâmetros do movimento sísmico SSE (sismo de avaliação de segurança) deveria ter um período de recorrência muito longo, por exemplo, 10000 anos quando é avaliado de forma probabilística.

#### 4.2.2.

#### **Diretrizes de Segurança da Barragem da Associação Canadense de Barragens (CDA, 2013, 2014)**

A Associação Canadense de Barragens (CDA, 2013) classifica barragens em função do risco ao meio ambiente, à infraestrutura e à população que pode ser afetada pelo colapso da estrutura. As consequências da ruptura podem ser as seguintes:

- a) perda de vidas – a consequência mais importante que pode afetar as pessoas situadas nos mapas das áreas de inundação de rejeitos;
- b) perdas econômicas – dano direto aos proprietários e à infraestrutura afetada;
- c) perdas ambientais – avaliado em termos de custos de restauração e do tempo necessário para recuperação.
- d) perdas culturais – impactos sociais e danos irreparáveis a bens históricos e culturais que não podem ser avaliados estritamente em termos econômicos;
- e) perdas totais e incrementais – as perdas incrementais são definidas como o dano total de um evento com a ocorrência da ruptura da barragem excluído o dano produzido pelo mesmo evento caso a barragem não tivesse entrado em colapso.

Para classificar a barragem é necessário levar em conta inicialmente a Tabela 4.3, listando as perdas incrementais como de nível baixo, significativo, alto, muito alto e extremo. Depois desta etapa, de acordo com a Tabela 4.4, é preciso estabelecer as probabilidades de risco como, por exemplo, a probabilidade de excedência anual de terremotos.

Tabela 4.3 – Classificação CDA de Barragens (adaptado de *Canadian Dam Association*, 2013).

Classificação da Barragem	População em risco [Nota 1]	Perdas incrementais		
		Perda de vidas [Nota 2]	Valores ambientais e culturais	Infraestrutura e economia
Baixo	Nenhum	0	Perda mínima a curto prazo. Nenhuma perda a longo prazo.	Baixas perdas econômicas; área contém infraestrutura ou serviços limitados.
Significativo	Temporária unicamente	Não especificado	Nenhuma perda significativa ou deterioração do habitat da vida selvagem. Restauração ou compensação possível.	Perdas em instalações recreativas, locais de trabalho sazonais e rotas de transporte usadas com pouca frequência.
Alto	Permanente	10 ou menos	Perda significativa ou deterioração importante do habitat de vida selvagem. Restauração ou compensação possível.	Altas perdas econômicas que afetam infraestrutura, transporte público e instalações comerciais.
Muito alto	Permanente	100 ou menos	Perda ou deterioração significativa do habitat de vida selvagem. Restauração ou compensação impraticável.	Perdas econômicas muito altas que afetam infraestruturas ou serviços importantes (por exemplo, rodovias, instalações industriais, instalações de armazenamento de substâncias perigosas).
Extremo	Permanente	mais de 100	Grande perda do habitat de vida selvagem. Restauração ou compensação impossível.	Perdas extremas que afetam infraestrutura ou serviços críticos (por exemplo, hospital, complexo industrial principal, grandes instalações de armazenamento de substâncias perigosas).

**Nota 1.** Definições para população em risco:

**Nenhum** – Não há população identificável em risco, então não há possibilidade de perda de vida a não ser devido ao acaso imprevisível.

**Temporário** – As pessoas estão temporariamente na zona de inundação da ruptura da barragem (por exemplo, uso sazonal de cabanas, passando por rotas de transporte, participação em atividades recreativas).

**Permanente** – A população em risco está normalmente localizada na zona de inundação da ruptura da barragem (residentes permanentes); três classes de consequências (alta, muito alta, extrema) são propostas para estimativas mais detalhadas da perda potencial de vidas (para auxiliar na tomada de decisões se uma análise apropriada for realizada).

**Nota 2.** Implicações para perda de vidas:

**Não especificado** – O nível apropriado de segurança em uma barragem onde as pessoas estão temporariamente em risco depende do número de pessoas, do tempo de exposição, da natureza de suas atividades e de outras condições.

Tabela 4.4 - Padrão de riscos de inundação e terremoto  
(Adaptado da *Canadian Dam Association*, 2013)

Classe da Barragem [nota 1]	Probabilidade de excedência anual - inundações [nota 2]	Probabilidade de excedência anual - terremotos [nota 3]
Baixo	1/100	1/100
Significativo	entre 1/100 e 1/1000 [nota 4]	Entre 1/100 e 1/1000
Alto	1/3 entre 1/1000 e PMF [nota 5]	1/2475 [nota 6]
Muito alto	2/3 entre 1/1000 e PMF [nota 5]	1/2 entre 1/2475 [nota 6] e 1/10000 ou MCE [nota 5]
Extremo	PMF [nota 5]	1/10000 ou MCE [nota 5]
Esta tabela aborda apenas dois grandes riscos naturais e não considera outros tipos que devem ser considerados nas avaliações de segurança de barragens.		

PMF, inundação provável máxima; AEP, probabilidade de excedência anual; MCE, máximo sismo esperado.

**Nota 1.** Conforme definido na Tabela 2.6

**Nota 2.** A extrapolação simples das estatísticas para além de AEP  $10^{-3}$  não é aceitável.

**Nota 3.** Utilizar os valores médios do intervalo estimado nos níveis de AEP para sismos.

**Nota 4.** Selecionado com base na análise incremental de inundação, exposição e consequências de falha.

**Nota 5.** PMF e MCE não têm AEP associado.

**Nota 6.** Este nível foi selecionado para consistência com os níveis sísmicos fornecidos no *National Building Code* de Canada.

De acordo com os critérios das Tabelas 4.3 e 4.4, as perdas incrementais da barragem de rejeitos Porvenir estudada neste capítulo podem ser classificadas como de risco muito alto, pois a população em risco é entre 10 e 100 pessoas e poderia gerar altas perdas econômicas que afetariam infraestrutura, transporte público e instalações comerciais. Em consequência, segundo a Tabela 4.4 uma barragem classificada como de risco muito alto corresponde um período de recorrência anual médio entre 2475 e 10000. Segundo a ABNT/NBR 13028 (2017), recomenda-se utilizar o critério sugerido pela CDA para classificação de barragem de rejeitos, sugestão que será adotada na presente pesquisa para a barragem de rejeitos Porvenir na condição da etapa final projetada. Sendo o período de recorrência anual escolhido de 4975.

#### 4.3.

#### Geometria da barragem e propriedades dos materiais

A Figura 4.2 representa a geometria da seção transversal da barragem de contenção de rejeitos atualmente existente enquanto a Figura 4.3 mostra a geometria projetada na configuração final. As propriedades dos materiais foram

avaliadas mediante investigações de campo (SPT, furos de sondagem, penetrômetro dinâmico leve, ensaios Lugeon ou Parker, ensaios Lefranc, ensaios de resistividade elétrica e refração sísmica) além de ensaios de laboratório (ensaios de granulometria, limites de Atterberg, ensaios a compressão triaxial sob condição não drenada, ensaios de compressão pontual, ensaios de permeabilidade com parede flexível e rígida). A Tabela 4.5 lista os valores das propriedades físicas e parâmetros de resistência das diversas camadas de solo, identificadas pelas letras A até O nessas figuras, obtidas por ensaios de campo, ensaios de laboratório e valores da literatura técnica. Sendo E e F materiais de empréstimo (pedregulhos).

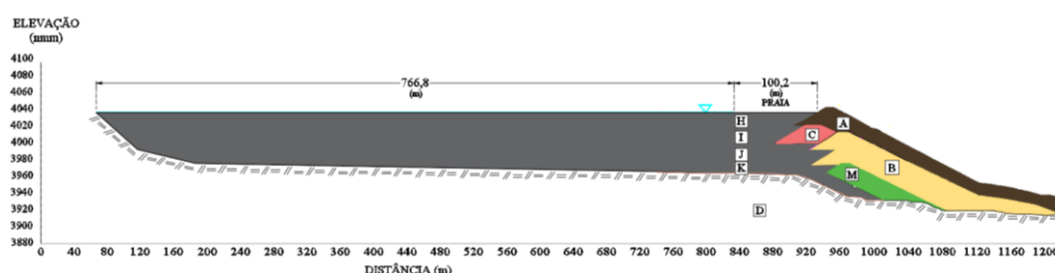


Figura 4.2 - Seção transversal da barragem de contenção de rejeitos na condição atual (Pinedo et al., 2018).

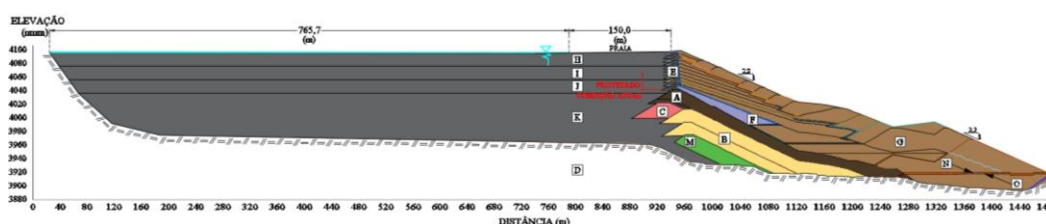


Figura 4.3 - Seção transversal da barragem de contenção de rejeitos na condição prevista final.

Tabela 4.5 - Propriedades e parâmetros do modelo Mohr-Coulomb para os materiais da barragem de mineração.

Material	Descrição	$\nu$	$E_{\text{estático}}$ (MPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$n$	$k$ (m/s)
A	Enrocamento existente	0,33	5,3E+02	22,0	0,0	40,0	0,25	1,0E-04
B	Aterro granular	0,30	8,0E+02	20,5	0,0	35,0	0,35	2,0E-05
C	Resíduo antigo	0,30	6,0E+02	21,0	0,0	36,0	0,40	1,0E-05
D	Rocha	0,15	1,8E+04	22,5	-	-	0,20	1,0E-09
E	Aterro 1	0,30	6,5E+02	20,0	5,0	35,0	0,40	1,0E-05
F	Aterro 2	0,30	4,4E+02	21,0	0,0	35,0	0,40	5,0E-04
G	Enrocamento novo	0,33	1,0E+03	22,0	0,0	40,0	0,25	9,0E-04
H	Rejeito fino 0-20m	0,25	1,9E+02	16,0	0,0	22,0	0,35	1,7E-07
I	Rejeito fino 20-40m	0,25	2,5E+02	17,0	0,0	26,0	0,35	1,7E-07
J	Rejeito fino 40-60m	0,25	3,0E+02	18,0	0,0	28,0	0,35	1,7E-07
K	Rejeito fino >60m	0,25	3,8E+02	19,5	0,0	30,0	0,35	1,7E-07
M	Rejeito antigo grosso	0,20	3,2E+02	19,5	0,0	33,0	0,30	1,1E-07
N	Filtro	0,33	4,4E+02	19,5	0,0	35,0	0,50	5,0E-04

O	Geomembrana	0,28	3,4E+02	18,0	0,0	25,0	0,10	1,0E-11
---	-------------	------	---------	------	-----	------	------	---------

Na Tabela 4.6 são apresentados os parâmetros do modelo constitutivo para carregamento cíclico UBCSand para os rejeitos contidos no reservatório (identificados por H, I, J e K) e no corpo da barragem (M). De modo similar, a Tabela 4.7 mostra as constantes  $C_1$  e  $C_2$  do modelo constitutivo de Byrne para todos os rejeitos. A obtenção dos parâmetros desses modelos é baseada no número de golpes do ensaio SPT  $(N_1)_{60}$ . Testes de laboratório não foram realizados para calibrar os parâmetros dos modelos de UBCSand e de Byrne, mas a correlação com os valores de  $(N_1)_{60}$  (Byrne et al., 2004) foi utilizada para as suas estimativas. Uma descrição detalhada de ambos os modelos constitutivos encontra-se no apêndice B.

Tabela 4.6 - Parâmetros do modelo constitutivo UBCSand para os materiais de rejeitos.

Parâmetro	H	I	J	K	M
$(N_1)_{60}$	7,0	9,0	11,0	15,0	13,0
$K_G^e$	829,7	902,1	964,4	1069,4	1019,6
$K_B^e$	1078,6	1172,7	1253,8	1390,2	1325,5
$K_G^p$	222,0	319,2	450,1	821,8	616,9
ne	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
me	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
np	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
$\phi_{cv}(^\circ)$	21,3	25,1	26,9	28,5	31,7
$\phi_p(^\circ)$	22,0	26,0	28,0	30,0	33,0
$R_f$	0,93	0,91	0,89	0,85	0,87

Tabela 4.7 - Parâmetros do modelo constitutivo de Byrne para os materiais de rejeito.

Parâmetro	H	I	J	K	M
$(N_1)_{60}$	7,0	9,0	11,0	15,0	13,0
$C_1$	0,76	0,56	0,43	0,29	0,35
$C_2$	0,52	0,72	0,92	1,36	1,13

A Figura 4.4 apresenta a malha da seção transversal de máxima inclinação do depósito de rejeitos na condição final, considerada a seção crítica.

#### 4.4. Simulação do processo construtivo

Para uma representação mais adequada do comportamento real da geoestrutura, a etapa de construção da barragem foi simulada por meio da técnica de construção incremental, considerando 3 etapas de alteamento a partir da condição atual até chegar à configuração final projetada.

Das análises hidromecânicas com o programa computacional FLAC2D v.8 foram estimadas as posições da linha freática em fluxo permanente na condição inicial e nos alteamentos posteriores da barragem de mineração. As propriedades necessárias para as análises foram a porosidade ( $n$ ) e o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) listadas na Tabela 4.5. A condição de baixa permeabilidade da rocha foi inserida no modelo por meio da consideração de um valor do coeficiente de permeabilidade da ordem de  $10^{-13}$  m/s. O tempo de processamento para atingir condições de regime permanente foi bastante longo para a malha com milhares de elementos da Figura 4.4 (20500 elementos quadriláterais).



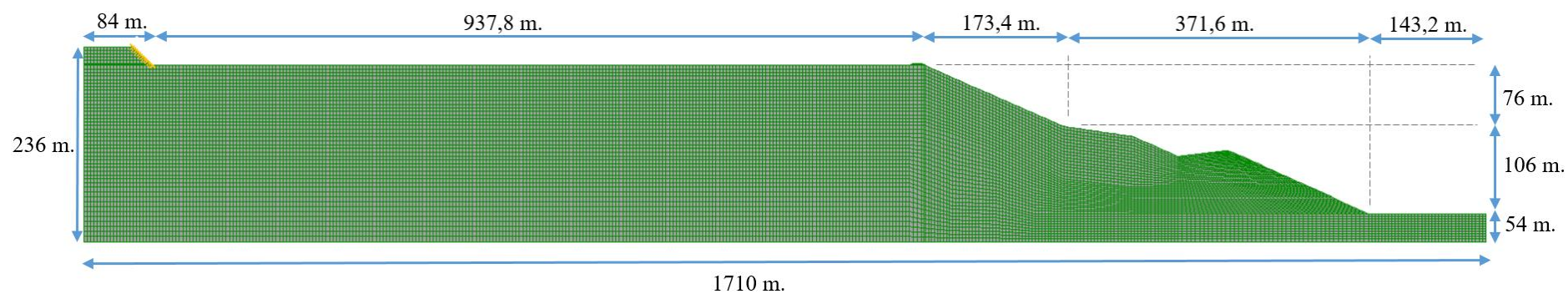


Figura 4.4 - Discretização e dimensões da malha considerada na modelagem do depósito de rejeitos na condição final.

#### 4.4.1. Condição Atual da Barragem

##### 4.4.1.1. Distribuição de Tensões

A Figura 4.5 mostra a distribuição das tensões horizontais (Pa), na condição atual do depósito de rejeitos, atingindo maiores valores no contato dos rejeitos finos com a rocha, enquanto que a Figura 4.6 se refere ao campo de tensões verticais (Pa), que aumentam com a profundidade.

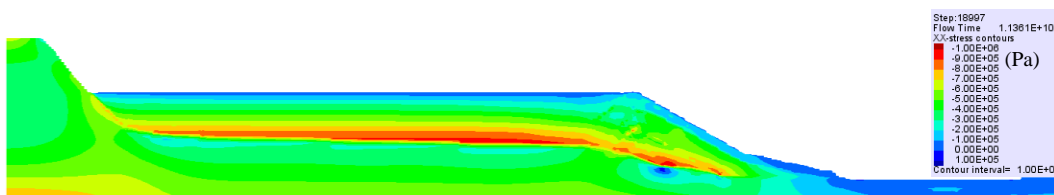


Figura 4.5 - Distribuição das tensões horizontais (Pa) na condição atual do depósito de rejeitos.

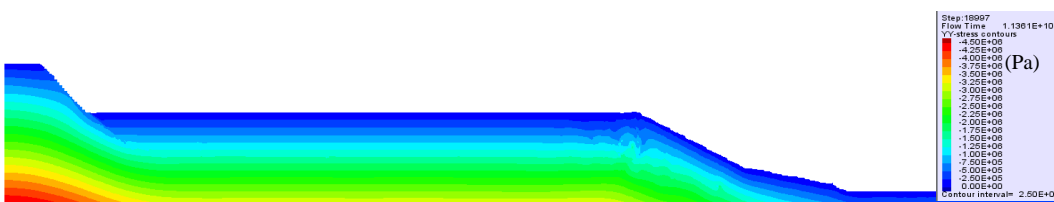


Figura 4.6 - Distribuição das tensões verticais (Pa) na condição atual do depósito de rejeitos.

##### 4.4.1.2. Distribuição das Poropressões

As distribuições das poropressões (Pa) na condição inicial encontra-se ilustrada na Figura 4.7 enquanto que a região da geoestrutura (depósito de rejeitos e corpo da barragem) totalmente saturada pode ser vista na Figura 4.8.

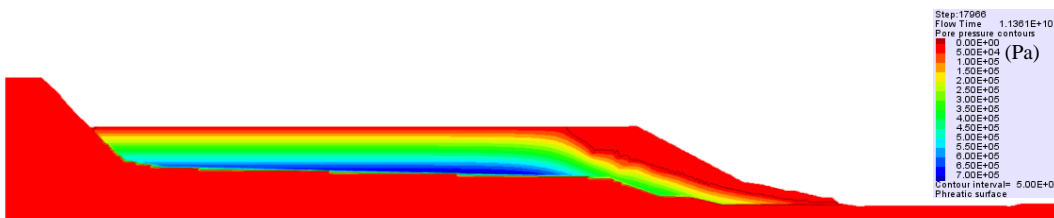


Figura 4.7 - Distribuição de poropressões (Pa) na condição atual do depósito de rejeitos.

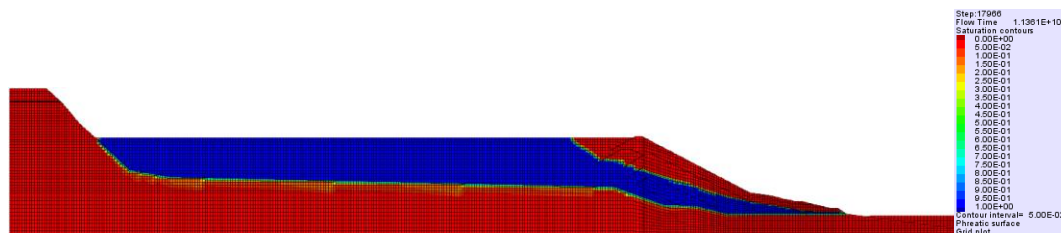


Figura 4.8 - Linha freática em fluxo permanente delimitando região de material saturado nos rejeitos e no corpo da barragem (Pinedo et al., 2018).

#### 4.4.2.

#### Alteamentos e Condição Final da Barragem de Mineração

##### 4.4.2.1.

##### Distribuição de Tensões

O alteamento da barragem de mineração para a condição final é feita pelo método da linha de centro. A Figura 4.9 mostra a distribuição das tensões horizontais (Pa) na condição final do depósito de rejeitos, verificando-se a ocorrência de valores máximos no contato dos rejeitos finos com a rocha. A Figura 4.10 se refere ao campo de tensões verticais (Pa), enquanto que as distribuições dos deslocamentos horizontais e verticais (m), nesta etapa de análise, encontram-se ilustrados nas Figuras 4.11 e 4.12, respectivamente. Os maiores deslocamentos horizontais, com o valor máximo de 0,055 m, ocorreram no material designado como enrocamento novo (G na Tabela 4.5) durante as etapas do primeiro e segundo alteamento da barragem. Na região do reservatório situada à esquerda, os rejeitos finos também apresentaram deslocamentos horizontais máximo de 0,030 m, provavelmente devido à inclinação da rocha de fundação. O máximo deslocamento vertical atingiu o valor de 0,15 m, observado a 60 m de profundidade da superfície dos rejeitos na condição final e afastado aproximadamente de 60 m da barragem de mineração. Na Figura 4.13 é apresentada a distribuição dos deslocamentos horizontais (mm) ao final da construção ao longo da coluna 0 (Figura 4.11). Os maiores valores de deslocamento horizontal localizam-se nas primeiras camadas do enrocamento novo, alcançando o máximo de 55 mm, diminuindo gradualmente em direção ao topo para o valor 30 mm.

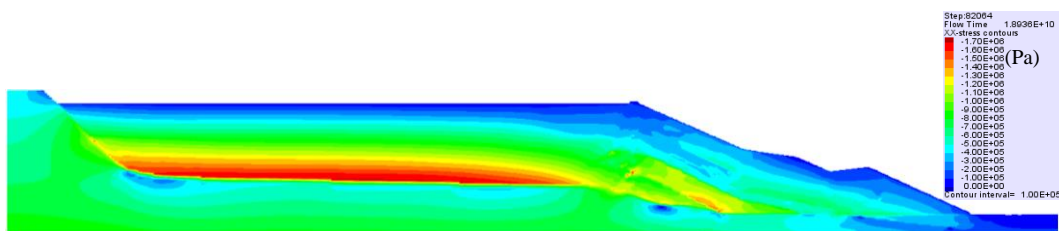


Figura 4.9 - Distribuição das tensões horizontais (Pa) na condição final do depósito de rejeitos.

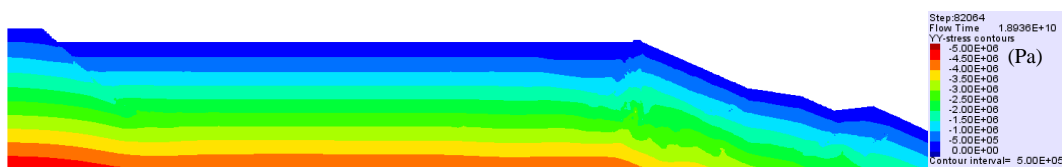


Figura 4.10 - Distribuição das tensões verticais (Pa) na condição final do depósito de rejeitos.

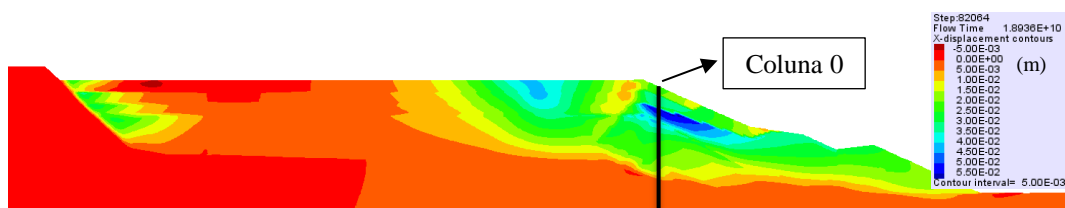


Figura 4.11 - Distribuição dos deslocamentos horizontais (m) na condição final do depósito de rejeitos.

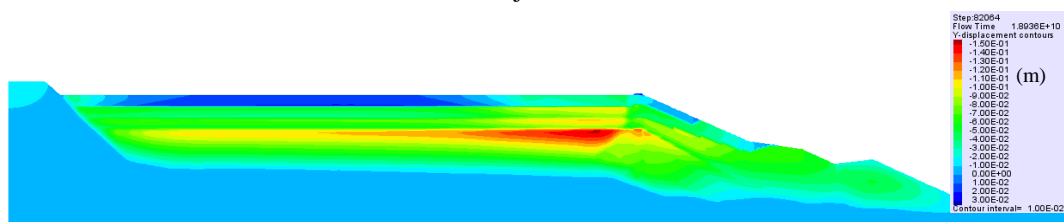


Figura 4.12 - Distribuição dos deslocamentos verticais (m) na condição final do depósito de rejeitos.

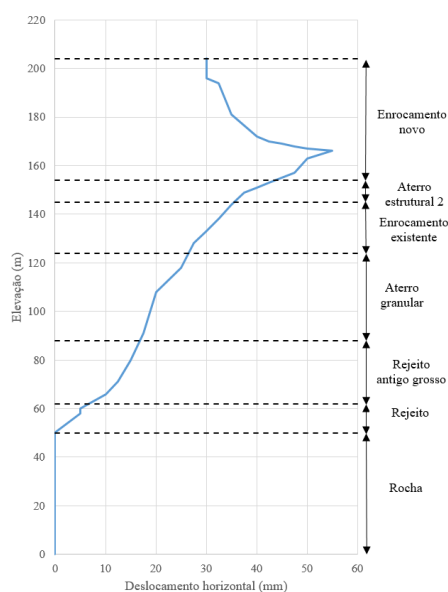


Figura 4.13 - Deslocamentos horizontais (mm) na condição final de construção do depósito de rejeitos (Coluna 0 na Figura 4.11).

#### 4.4.2.2. Distribuição das poropressões

As distribuições das poropressões (Pa) no primeiro, segundo e terceiro alteamento são mostradas nas Figuras 4.14, 4.15 e 4.16, respectivamente, observando-se que os maiores valores se desenvolvem nos rejeitos finos. As posições da linha freática, na condição de fluxo permanente, encontram-se ilustradas nas Figuras 4.17 a 4.19, respectivamente.

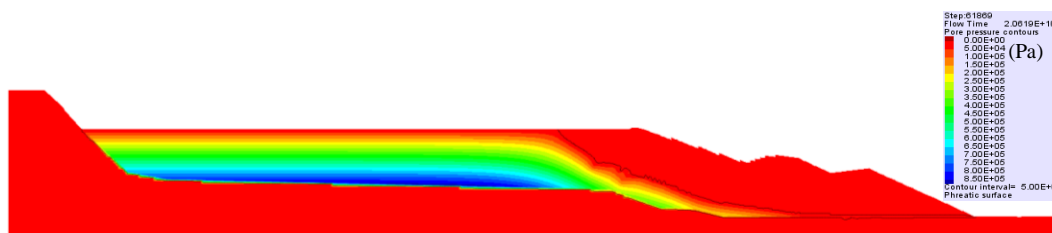


Figura 4.14 - Distribuição de poropressões (Pa) no primeiro alteamento do depósito de rejeitos.

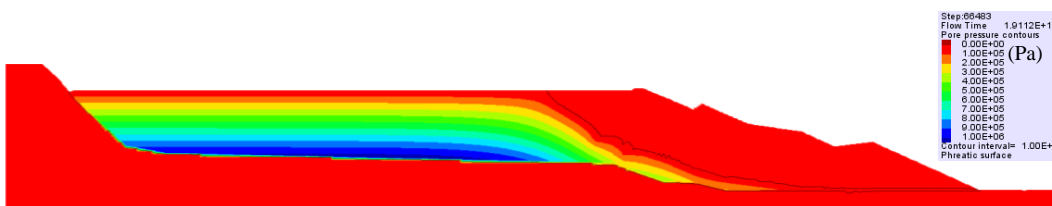


Figura 4.15 - Distribuição de poropressões (Pa) no segundo alteamento do depósito de rejeitos.

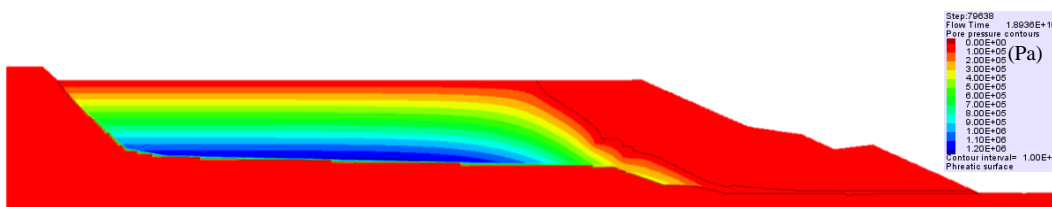


Figura 4.16 - Distribuição de poropressões (Pa) no terceiro alteamento (condição final) do depósito de rejeitos.

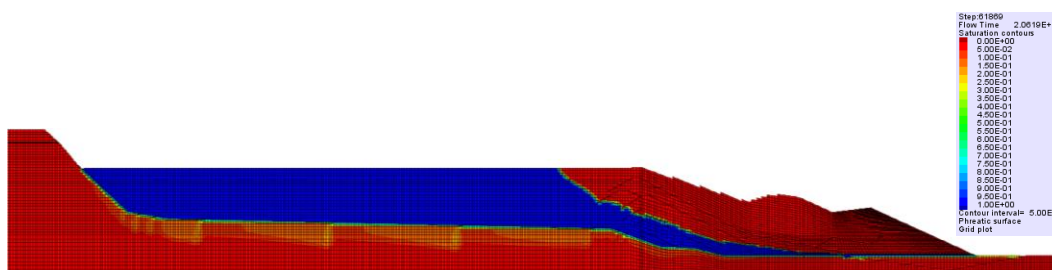


Figura 4.17 - Linha freática no corpo da barragem e nos rejeitos, no primeiro alteamento.

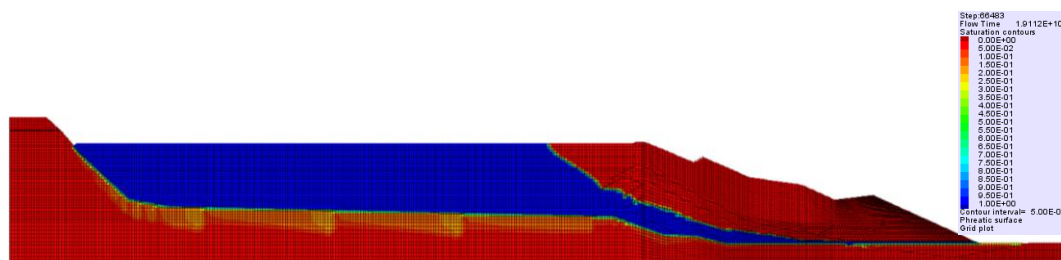


Figura 4.18 - Linha freática no corpo da barragem e os rejeitos, no segundo alteamento.

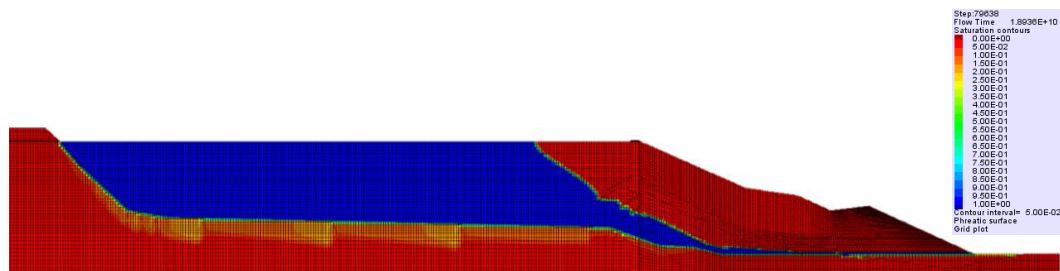


Figura 4.19 - Linha freática no corpo da barragem e os rejeitos na condição final.

#### 4.5. Fator de segurança estático

Valores dos fatores de segurança na análise estática, determinados com a técnica de redução da resistência no programa FLAC 2D v.8, foram calculados na condição inicial e final do processo construtivo de alteamento do depósito de rejeitos e comparados com os correspondentes valores determinados com o programa SLIDE v.2018 (Rocscience, 2018) pelo método das fatias de Spencer (1967) e Morgenstern-Price (1965).

Na condição inicial, os resultados (Figuras 4.20 a 4.22) apresentaram boa concordância entre os fatores de segurança obtidos numericamente ( $FS=1,46$ ) e por método de equilíbrio limite: método de Spencer ( $FS=1,52$ ) e método de Morgenstern-Price ( $FS=1,51$ ). As posições da potencial superfície de ruptura são semelhantes para os 3 casos.

Na condição final, os fatores de segurança correspondentes estão indicados nas Figuras 4.23 a 4.25. Os valores são superiores a 1,5 indicando a estabilidade do talude de jusante da barragem de mineração. Na Tabela 4.8 é apresentado um resumo dos resultados dos fatores de segurança estáticos calculados pelos métodos de equilíbrio limite e de redução da resistência.

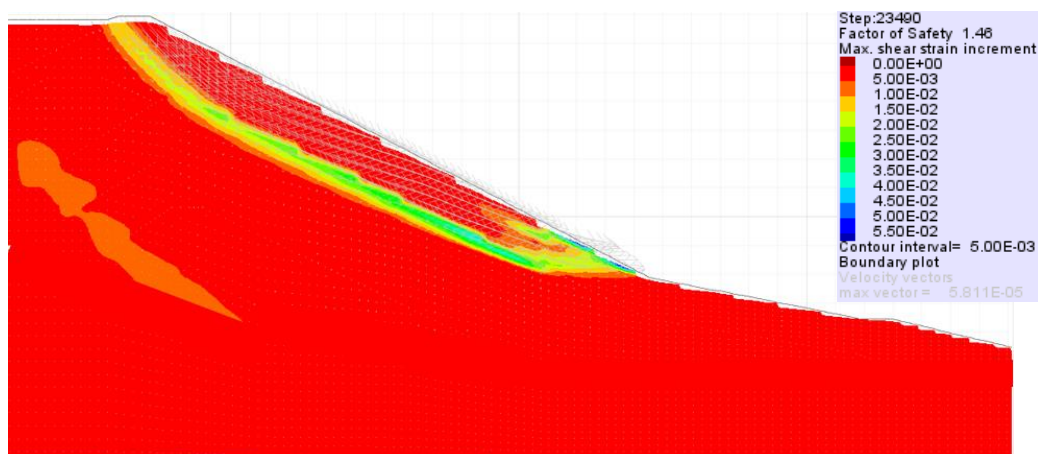


Figura 4.20 - Fator de segurança estático (FS=1,46) na condição atual do depósito de rejeitos determinado pelo método de redução da resistência.

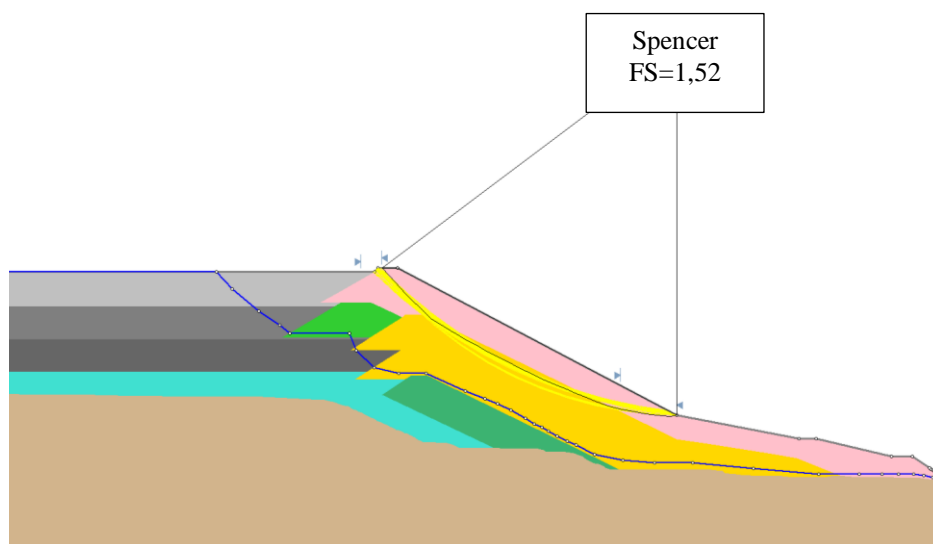


Figura 4.21 - Fator de segurança estático (FS=1,52) na condição atual do depósito de rejeitos determinado pelo método das fatias de Spencer (Pinedo et al., 2018).

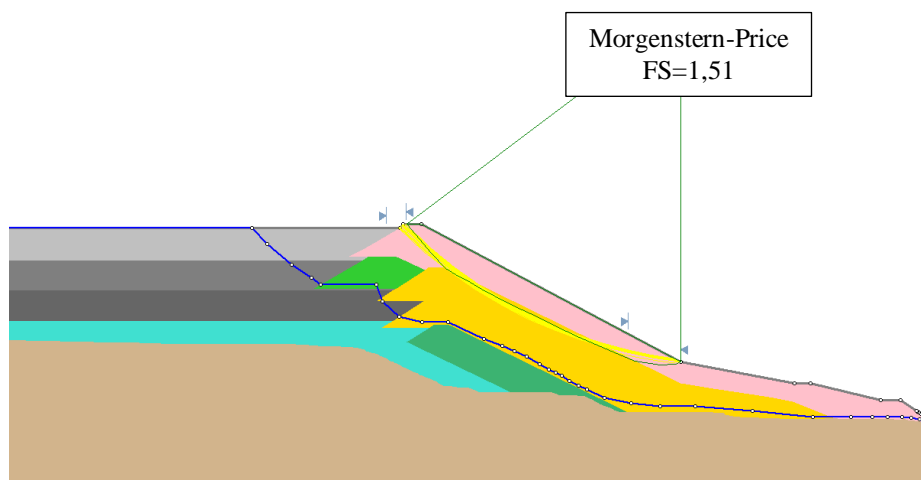


Figura 4.22 - Fator de segurança estático (FS=1,51) na condição atual do depósito de rejeitos determinado pelo método das fatias de Morgenstern-Price.



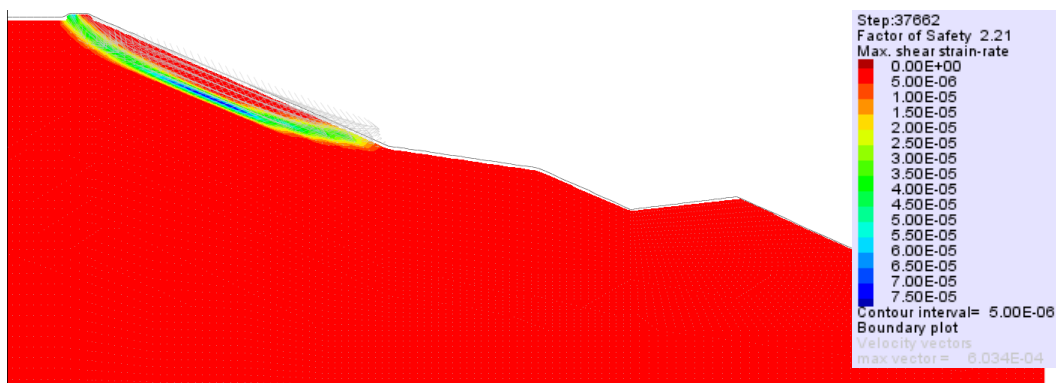


Figura 4.23 - Fator de segurança estático (FS=2,21) na condição final do depósito de rejeitos determinado com o método da redução da resistência.

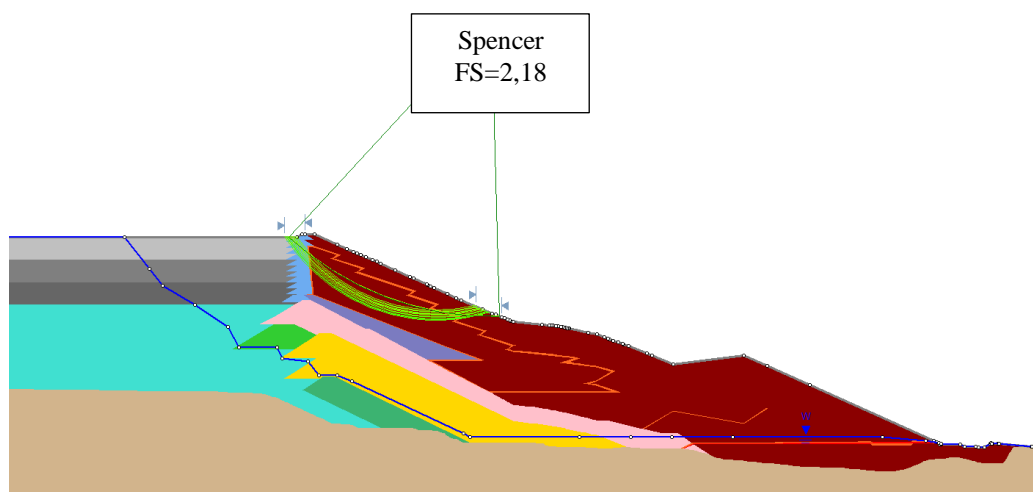


Figura 4.24 - Fator de segurança estático (FS=2,18) na condição final do depósito de rejeitos determinado pelo método das fatias de Spencer.

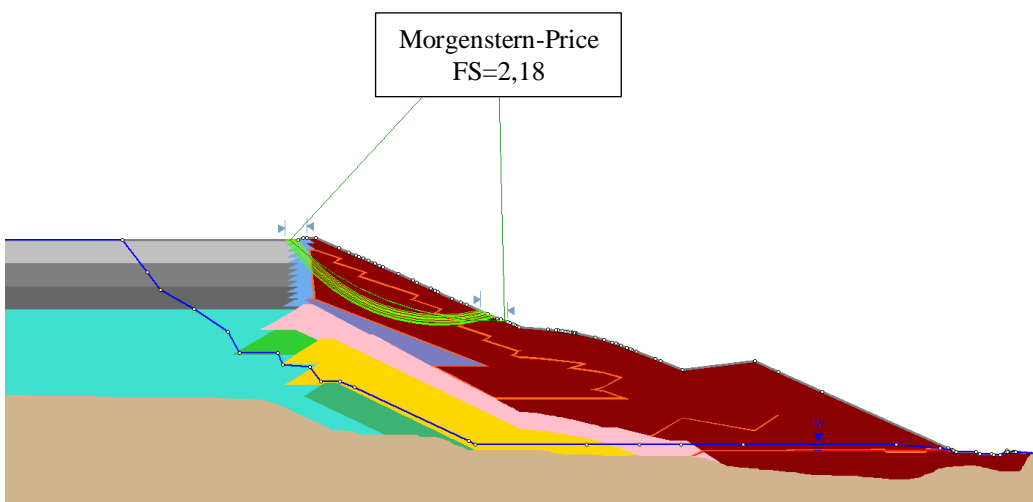


Figura 4.25 - Fator de segurança estático (FS=2,18) na condição final do depósito de rejeitos determinado com o método das fatias de Morgenstern-Price.



Tabela 4.8 - Fatores de segurança estáticos calculados por equilíbrio limite e numericamente pelo método da redução da resistência.

Método	Condição Atual	Condição Final
SSR (MDF).	1,46	2,21
MEL - método de Spencer.	1,52	2,18
MEL - método de Morgenstern-Price.	1,51	2,18

SSR : redução dos parâmetros de resistência (*shear strength reduction*).

MDF: método das diferenças finitas.

MEL: método de equilíbrio limite.

#### 4.6.

#### Fator de segurança pseudo-estático

Nesta etapa de análise, foi considerado um valor do coeficiente sísmico pseudoestático,  $k$ , de acordo com o procedimento de Bray et al. (2018). Para o cálculo do coeficiente sísmico foi analisado com o sismo de Arequipa. Os parâmetros de ingresso deste procedimento, são mostrados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Parâmetros de ingresso para o cálculo de  $k$  seguindo o procedimento de Bray et al. (2018).

Parâmetros de Ingresso	
$D_a$ (cm)	50
$T_s$ (s)	0,66
$S_a(1,5T_s)$ (g)	1,24
$M_w$	8,2

Onde,  $D_a$  (cm): limite de deslocamento sísmico permitido,  $T_s$  (s): período fundamental inicial da massa de escorregamento,  $S_a(1,5T_s)$  (g): aceleração espectral a  $1,5T_s$  na base da massa deslizante, assumindo que não há material acima dela e  $M_w$ : magnitude momento do sismo de Arequipa. Sendo obtido o valor de  $k = 0,22$ . O valor do coeficiente sísmico pseudo-estático,  $k = 0,22$ , obtido com o procedimento de Bray et al. (2018) é menor que o valor obtido pelo procedimento de Hynes-Griffin e Franklin (1984), que é igual ao  $0,5PHA^{rocha}/g=0,25$  do sismo de Arequipa. O valor de  $k$  obtido de acordo com Bray et al. (2018) é melhor estimado devido a que considera a velocidade cisalhante de onda do talude, resistência ao cisalhamento dinâmico do solo e altura representativa do plano potencial de deslizamento do talude.

As Figuras 4.26 e 4.27 indicam os fatores de segurança pseudo-estáticos determinados na etapa final do depósito de rejeitos pelo método das fatias de

Spencer e Morgenstern-Price, utilizando o programa computacional SLIDE. Os baixos valores computados indicam que uma análise dinâmica é conveniente para melhor verificar o comportamento da barragem sob carregamento sísmico.

A Tabela 4.10 resume os valores de fator de segurança pseudo-estático determinados com métodos de equilíbrio limite.

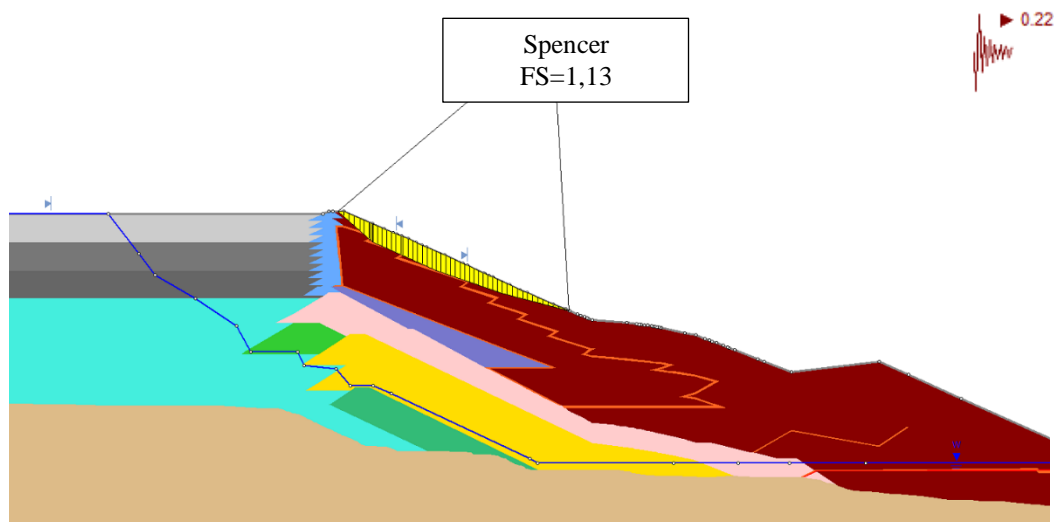


Figura 4.26 - Fator de segurança pseudo-estático (FS=1,13) na condição final do depósito de rejeitos determinado pelo método de Spencer.

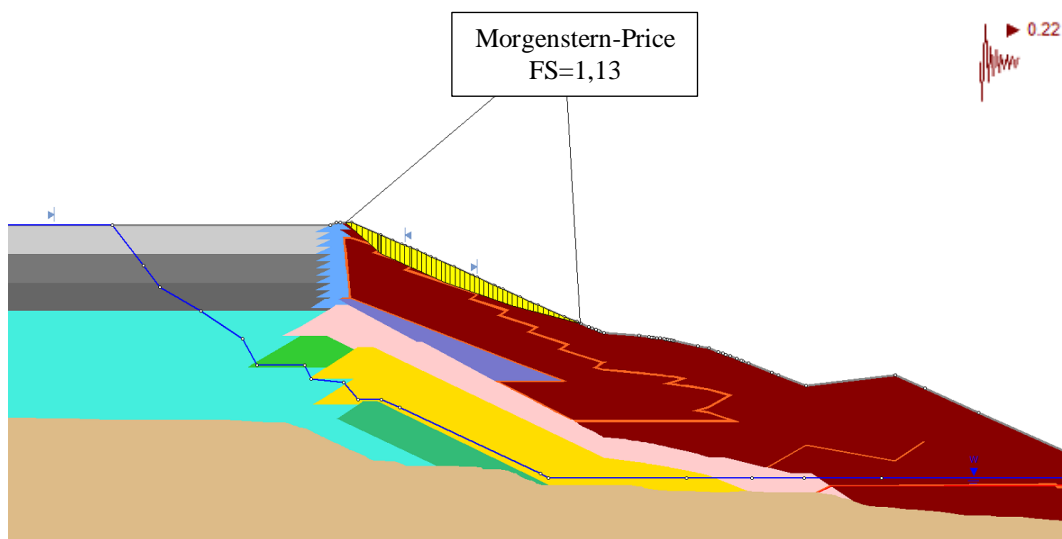


Figura 4.27 - Fator de segurança pseudo-estático (FS=1,13) na condição final do depósito de rejeitos determinado pelo método de Morgenstern-Price.

Tabela 4.10 - Fatores de segurança pseudo-estáticos calculados por equilíbrio limite (método das fatias) na condição final.

Método	Condição Final
MEL - método de Spencer.	1,13
MEL - método de Morgenstern-Price.	1,13

MEL: método de equilíbrio limite

## 4.7.

### Análise dinâmica

#### 4.7.1.

##### Registro sísmico

Os acelerogramas utilizados na modelagem numérica devem incorporar as características da sismicidade local. Para obter os registros sísmicos foi utilizado o método de ajuste espectral (Abrahamson, 1993; Hancock et al., 2006), descrito na seção 3.3.5.1 para geração de acelerogramas, ajustando os espectros de resposta de sismos reais previamente selecionados com os espectros uniformemente prováveis determinados em um estudo de ameaça sísmica para um período de recorrência  $T_r = 4975$  anos (condição final projetada).

O primeiro registro de aceleração do sismo real ajustado (sismo de Arequipa) corresponde à componente Este-Oeste do terremoto de subducção ocorrido no dia 23 de junho de 2001 (epicentro nas coordenadas de latitude 16,26° S e longitude 73,64° O) que afetou os departamentos peruanos de Arequipa, Moquegua e Tacna. O segundo registro de aceleração do sismo real ajustado (Sismo de Valparaíso) corresponde à componente Norte-Sur do terremoto de subducção ocorrido no dia 3 de março de 1985 (epicentro nas coordenadas de latitude 33,14° S e longitude 72,2° O) que afetou as regiões da zona central do Chile. O terceiro registro de aceleração do sismo real ajustado (Sismo de Tokachi) corresponde à componente Este-Oeste do terremoto de subducção ocorrido no dia 26 de setembro de 2003 (epicentro nas coordenadas de latitude 41,78° N e longitude 144,86° O) que afetou as regiões de Hokkaido e Tohoku ao norte do Japão.

A Figura 4.28 apresenta os espectros de resposta ajustados do sismo de Arequipa, Valparaíso e Tokachi para  $T_r = 4975$  anos (para o Sismo de Avaliação de Segurança – SEE na condição final da geoestrutura). O espectro de resposta para  $T_r$

= 4975 anos alcança valor de aceleração espectral de quase 1,4 g. Os correspondentes sismos artificiais de Arequipa, Valparaíso e Tokachi gerados pelo método de ajuste espectral estão ilustrados nas Figuras 4.29a, 4.29b e 4.29c, respectivamente. Com o objetivo de otimizar o tempo de rodada dinâmica foi curtado a duração total do sismo de Arequipa de 198 s, considerando uma duração significativa que contenha o 99% da Intensidade de Arias, sendo obtido uma duração significativa de 95,35 s (Figura 4.29a). Os sismos de Valparaíso e Tokachi não foram curtos na duração.

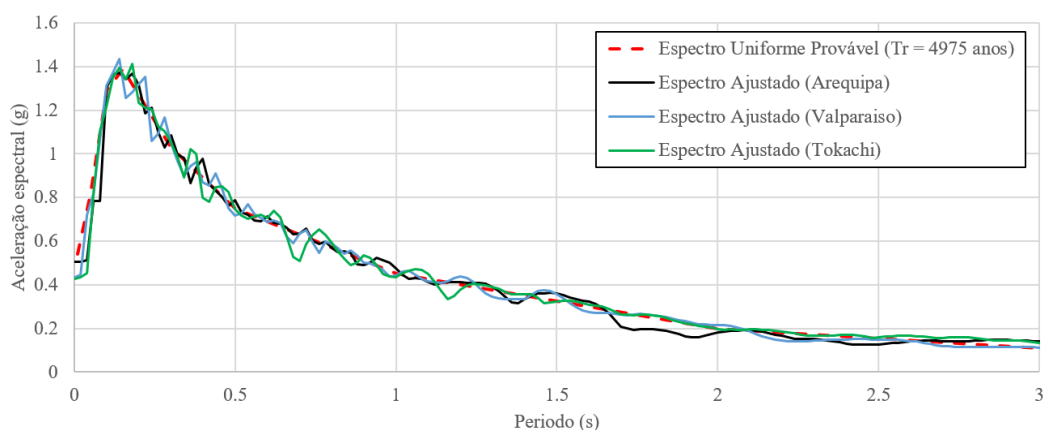
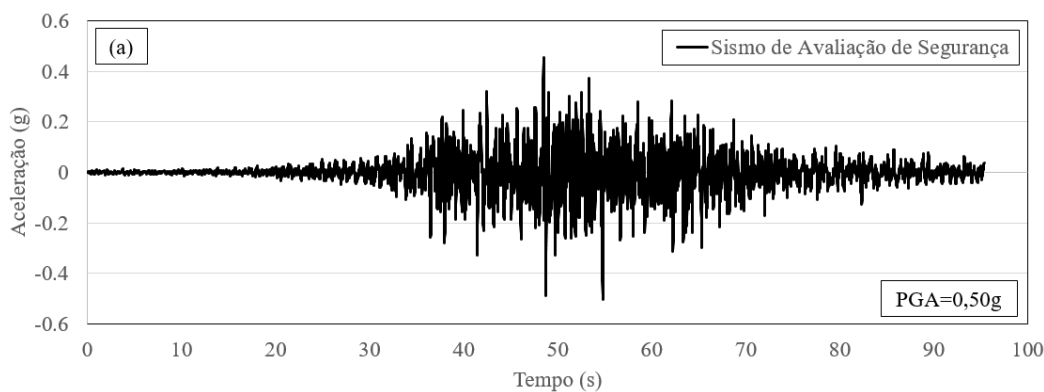


Figura 4.28 – Ajuste espectral no domínio do tempo dos registros de aceleração dos sismos de Arequipa, Valparaíso e Tokachi.



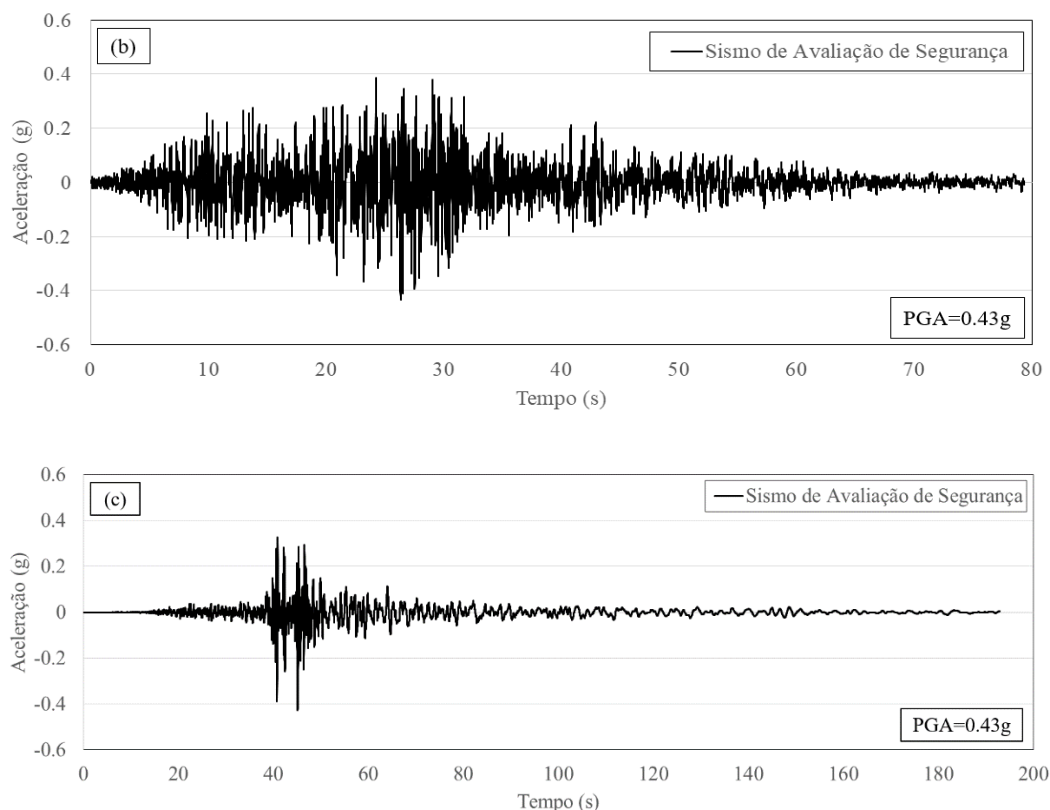


Figura 4.29 - Acelerogramas artificiais dos sismos de Projeto obtidos pelo método de ajuste espectral: (a) Arequipa, (b) Valparaíso e (c) Tokachi.

A Figura 4.30 apresenta a variação do fluxo de energia ( $\text{m}^2/\text{s}$ ) no decorrer do tempo para os 3 sismos. Para os sismos originais, o sismo de Arequipa alcança o valor máximo de  $0,207 \text{ m}^2/\text{s}$  e a trajetória do gráfico mostra um rápido aumento entre 40 s e 80 s. Para o sismo de Valparaíso alcança o valor máximo de  $0,065 \text{ m}^2/\text{s}$  e a trajetória do gráfico mostra um rápido aumento entre 20 s e 35 s. Para o sismo de Tokachi alcança o valor máximo de  $0,221 \text{ m}^2/\text{s}$  e a trajetória do gráfico mostra um aumento entre 40 s e 120 s. Para os registros sísmicos após o ajuste espectral, o sismo de Tokachi alcança o valor máximo de  $0,775 \text{ m}^2/\text{s}$ , Arequipa o valor de  $0,422 \text{ m}^2/\text{s}$  e Valparaíso o valor de  $0,390 \text{ m}^2/\text{s}$ .

A Figura 4.31 apresenta a Intensidade de Arias ( $\text{m/s}$ ) no domínio do tempo para os 3 sismos. Para os sismos originais, o sismo de Arequipa alcança o valor máximo de  $2,85 \text{ m/s}$  e a trajetória do gráfico mostra um rápido aumento entre 40 s e 70 s. Para o sismo de Valparaíso alcança o valor máximo de  $1,11 \text{ m/s}$  e a trajetória do gráfico mostra um rápido aumento entre 10 s e 30 s. Para o sismo de Tokachi alcança o valor máximo de  $0,34 \text{ m/s}$  e a trajetória do gráfico mostra um aumento entre 40 s e 80 s. Para os registros sísmicos após o ajuste espectral, o sismo de

Arequipa alcança o valor máximo de 7,16 m/s, Valparaíso o valor de 6,98 m/s e Tokachi o valor de 2,68 m/s.

A Tabela 4.11 apresenta o resumo do fluxo de energia ( $\text{m}^2/\text{s}$ ) e Intensidade de Arias (m/s) para os sismos de Arequipa, Valparaíso e Tokachi.

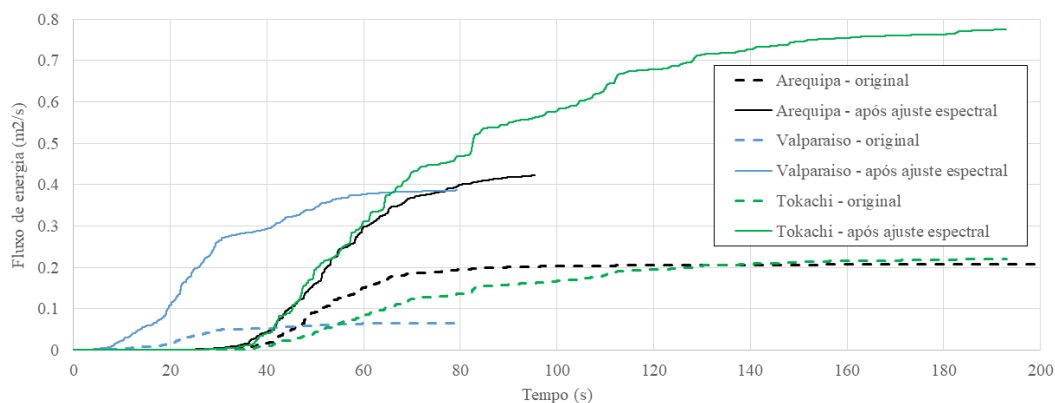


Figura 4.30 – Fluxo de energia no domínio do tempo dos sismos de Arequipa, Valparaíso e Tokachi.

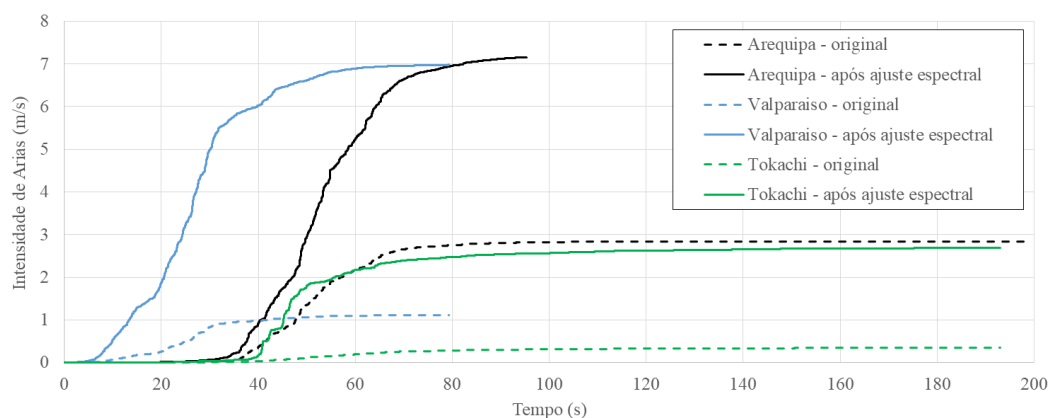


Figura 4.31 – Intensidade de Arias no domínio do tempo dos sismos de Arequipa, Valparaíso e Tokachi.

Tabela 4.11 - Valores de fluxo de energia e Intensidade de Arias dos sismos de Arequipa, Valparaíso e Tokachi.

Descrição	Fluxo de Energia ( $\text{m}^2/\text{s}$ )			Intensidade de Arias (m/s)		
	Arequipa	Valparaíso	Tokachi	Arequipa	Valparaíso	Tokachi
Original	0,207	0,065	0,221	2,85	1,11	0,34
Após ajuste espectral	0,422	0,390	0,775	7,16	6,98	2,68

#### 4.7.2. Tamanho máximo de elemento

Antes da execução das modelagens estática e dinâmica é importante definir os tamanhos dos elementos para os diferentes materiais presentes na discretização.

Conforme discutido na seção 3.3.2, o tamanho do elemento na direção de propagação da onda não deve ultrapassar 1/8 a 1/10 do comprimento de onda S, a qual depende da velocidade de propagação e da frequência de corte.

A frequência de corte é aquele valor que permitiria truncar o espectro de potência do registro sísmico sem mudar significativamente a energia contida no mesmo. A Figura 4.32 mostra o espectro de potência do registro de velocidades do sismo ajustado de Arequipa com a frequência de corte podendo ser estabelecida em  $f_c = 5$  Hz para uma perda de potência de 1%.

Para obtenção das velocidades de propagação de onda S é necessário estimar os valores dos módulos de cisalhamento máximos. Da curva de Alpan (1970), apud Benz (2007), mostrada na figura 4.33, foi admitida uma razão entre os módulos dinâmicos e estáticos igual a 3, determinando-se então os valores de  $G_{max}$  apresentados na Tabela 4.12.

Os tamanhos máximos dos elementos estão listados na Tabela 4.12. Nesta pesquisa foram considerados elementos com comprimento vertical de 5 m para todos os materiais, gerando as malhas apresentadas nas Figuras 4.34a e 4.34b para as seções transversais da condição inicial e final (20500 elementos quadrilaterais), respectivamente.

Tabela 4.12 – Tamanho máximo dos elementos nas camadas de diferentes materiais para o sismo de projeto Arequipa  $T_r=4975$  anos.

Material	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	$G_{max}$ (Mpa)	$V_s$ (m/s)	Freq corte, $f_c$ (Hz)	Comprimento de Onda (m)	Comprimento Zona $\lambda/10$
Enrocamento existente	22.0	1000.0	668.2	5.0	133.6	13.4
Aterro granular	20.5	1080.0	718.9	5.0	143.8	14.4
Resíduo antigo	21.0	832.0	623.5	5.0	124.7	12.5
Rocha	22.5	23500.0	3199.9	5.0	640.0	64.0
Aterro 1	20.0	940.0	679.1	5.0	135.8	13.6
Aterro 2	21.0	850.0	630.2	5.0	126.0	12.6
Enrocamento novo	22.0	1167.1	721.5	5.0	144.3	14.4
Rejeito fino 0-20 m	16.0	150.0	303.4	5.0	60.7	6.1
Rejeito fino 20-40 m	17.0	200.0	340.0	5.0	68.0	6.8
Rejeito fino 40-60 m	18.0	240.0	361.6	5.0	72.3	7.2
Rejeito fino >60 m	19.5	450.0	475.5	5.0	95.1	9.5
Rejeito antigo grosso	19.5	600.0	549.1	5.0	109.8	11.0

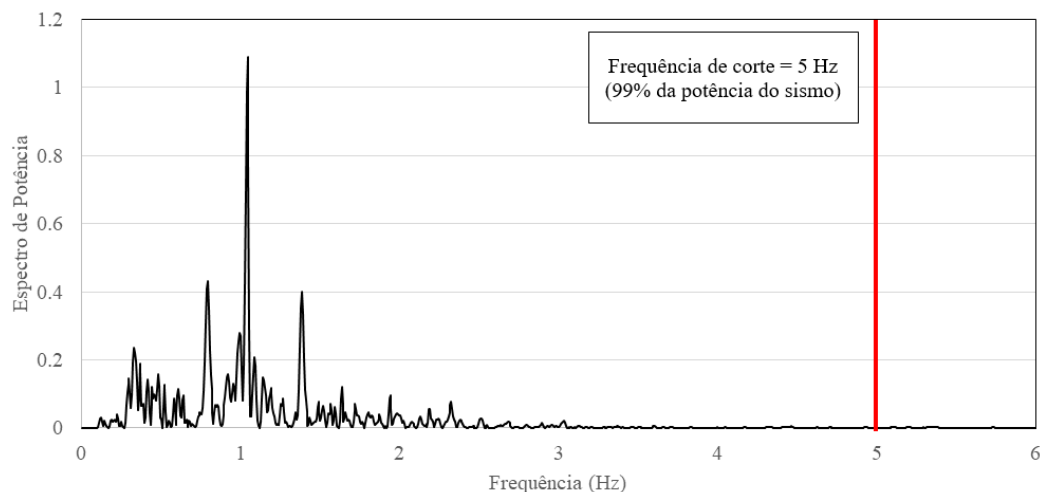


Figura 4.32 - Espectro de potência das velocidades do registro sísmico ajustado de Arequipa e frequência de corte em 5 Hz.

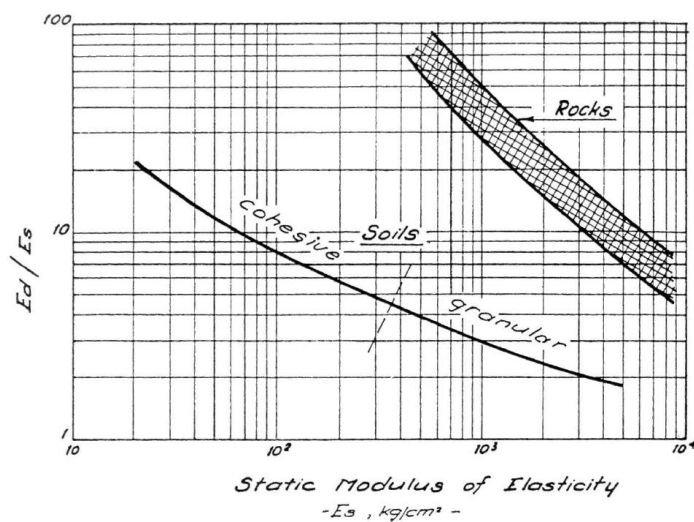


Figura 4.33 – Correlação entre a rigidez dinâmica e rigidez estática (Alpan, 1970).

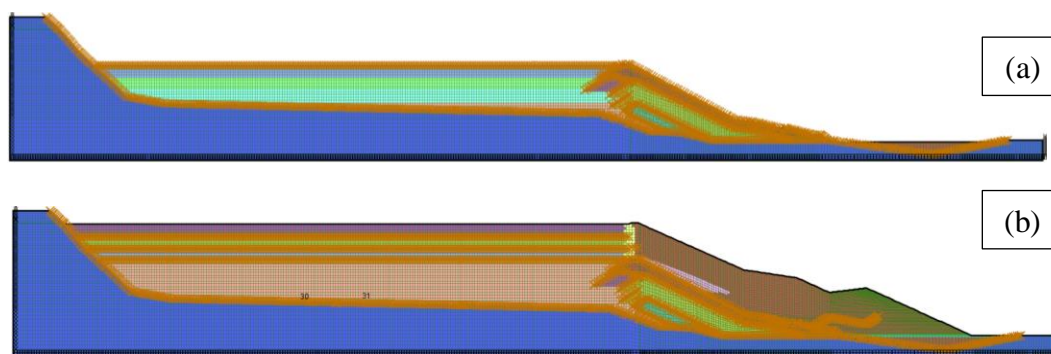


Figura 4.34 - Discretização da malha da seção transversal da barragem de mineração: (a) condição inicial; (b) condição final.

Os contornos laterais das malhas foram considerados de campo livre e o contorno inferior foi simulado como uma base flexível (conjunto de amortecedores) onde o carregamento sísmico será aplicado sob forma de tensões cisalhantes

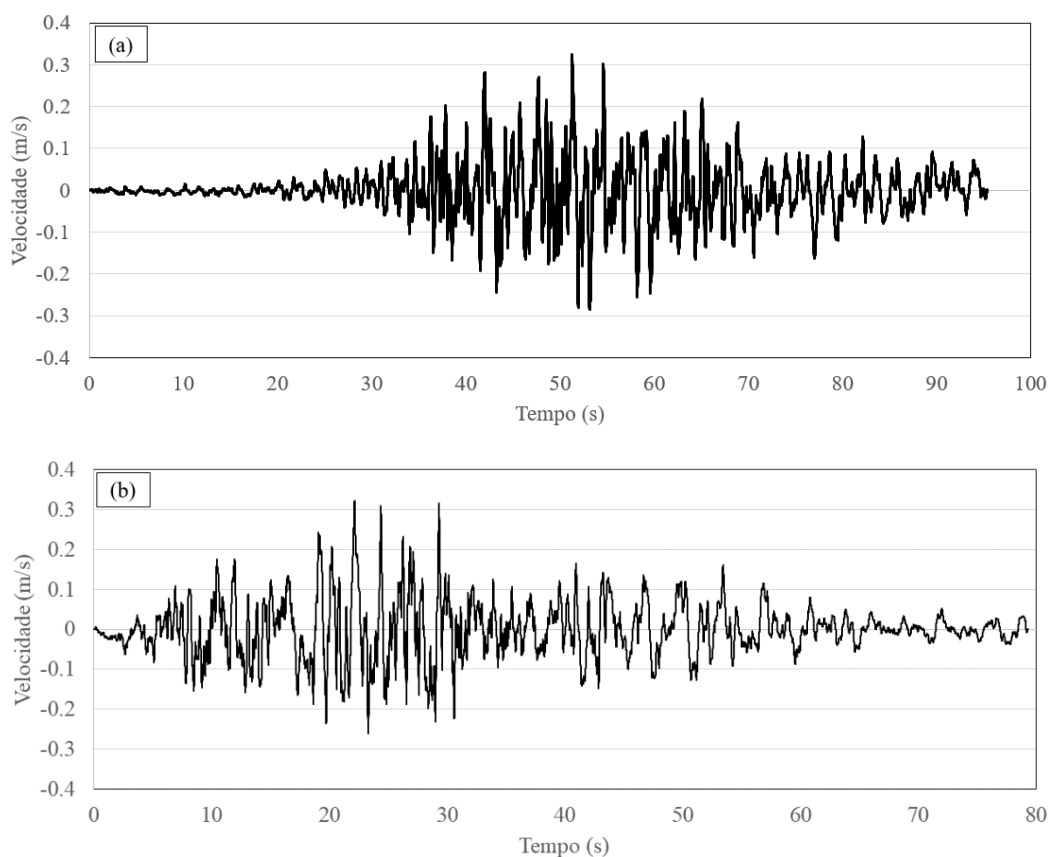


cíclicas.

### 4.7.3. Simulação elástica não amortecida

Uma simulação elástica não amortecida permite fazer uma estimativa das frequências naturais das camadas de materiais constituintes da barragem, que são necessárias para utilização do amortecimento de Rayleigh.

Dos registros de aceleração dos sismos de Arequipa, Valparaíso e Tokachi foram obtidos os registros de velocidades (Figura 4.35a, 4.35b e 4.35c), respectivamente, com auxílio do programa computacional SeismoSignal (Seismosoft, 2018).



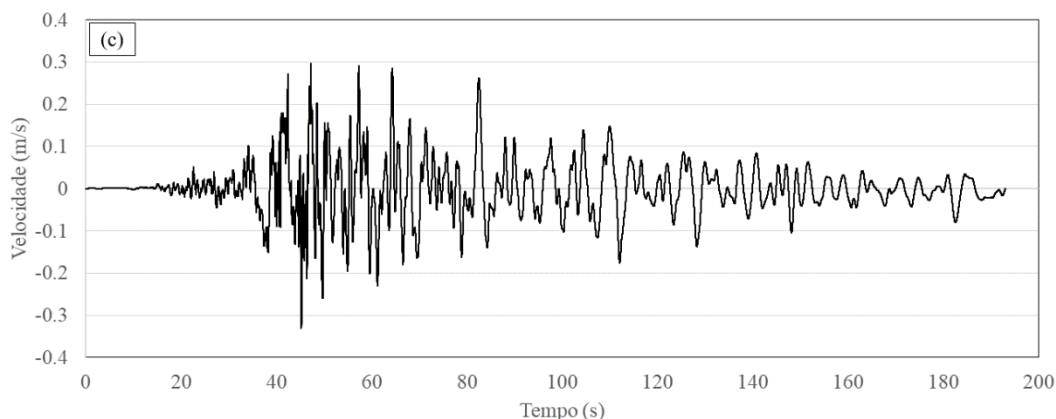
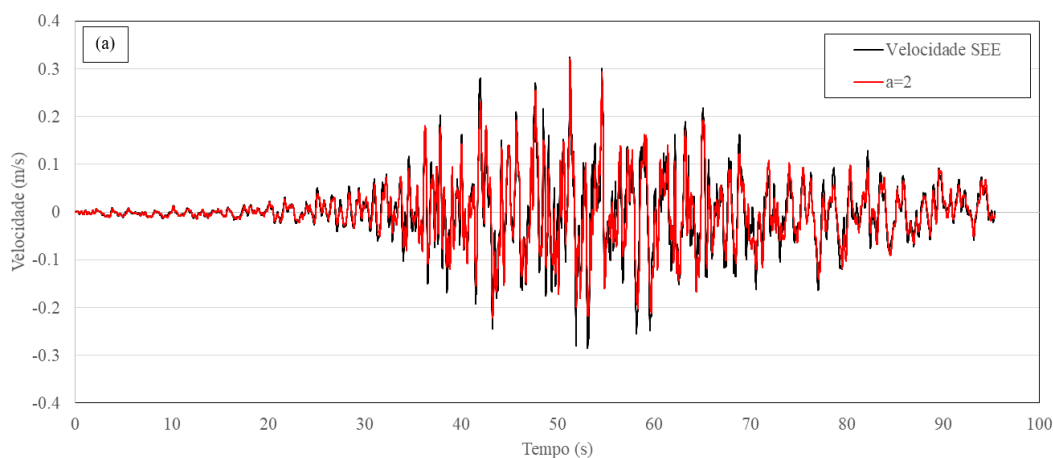


Figura 4.35 - História de velocidade dos sismos de Projeto SEE: (a) Arequipa, (b) Valparaiso e (c) Tokachi.

Com auxílio da eq. (3.11) as tensões cisalhantes cíclicas na base do modelo foram determinadas. Caso a resposta de velocidades computada na base não concorde satisfatoriamente com os registros de velocidades dos sismos de projeto, então a constante 2 da eq. (3.11) é, por tentativa e erro, alterada gradualmente. Por meio desse procedimento, foi obtido um fator de calibração  $a = 2$  para o sismo de Arequipa (Figura 4.36a) e Tokachi (Figura 4.36c), e um fator de calibração  $a = 1,9$  para o sismo de Valparaiso (Figura 4.36b).

Em alguns pontos da barragem de mineração foram também computadas as velocidades, com a posterior geração dos espectros de Fourier no registro de cada ponto, com o objetivo de estimar as frequências naturais em várias camadas. Os espectros de velocidade de Fourier para os sismos de Arequipa, Valparaiso e Tokachi estão ilustrados na Figura 4.37, Figura 4.38 e Figura 4.39, respectivamente.



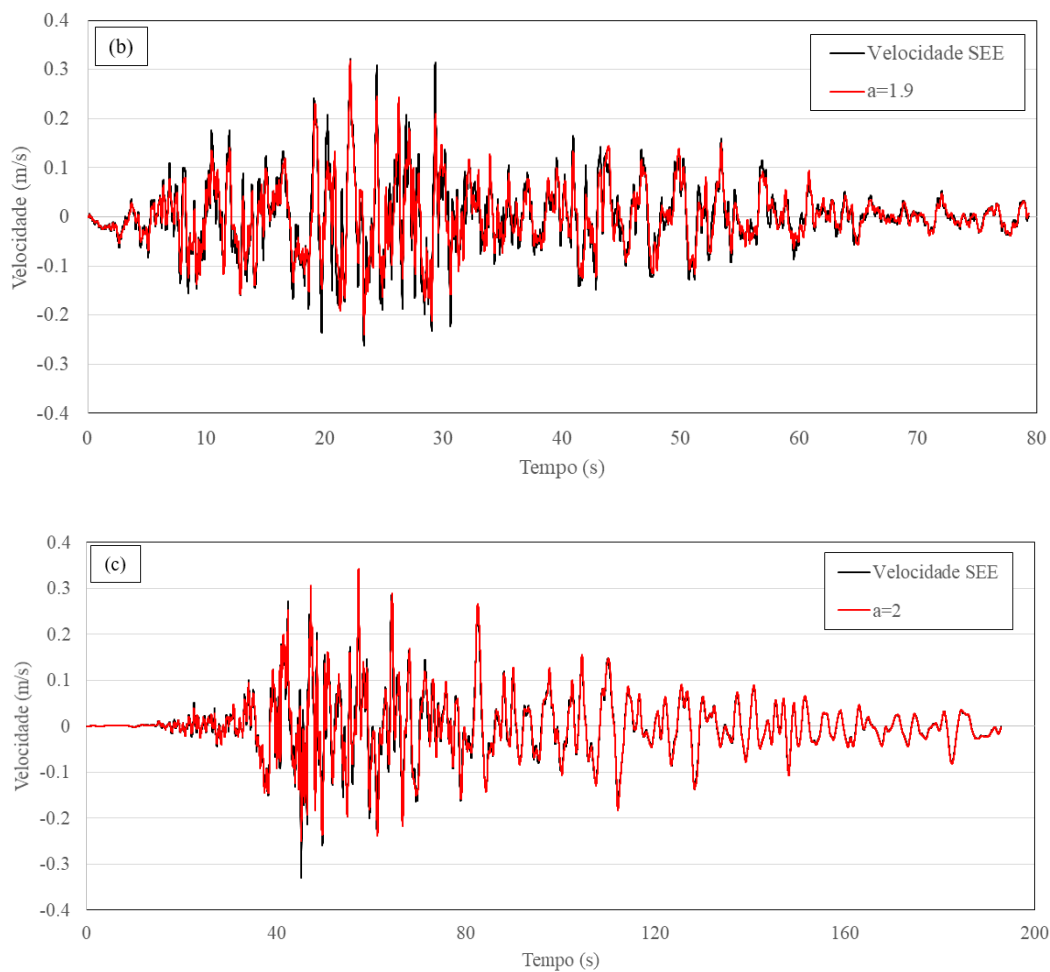


Figura 4.36 - Ajuste da constante  $a$  para concordância do registro de velocidade prescrito e computado na base do modelo na condição final, para os sismos: (a) Arequipa, (b) Valparaíso e (c) Tokachi.

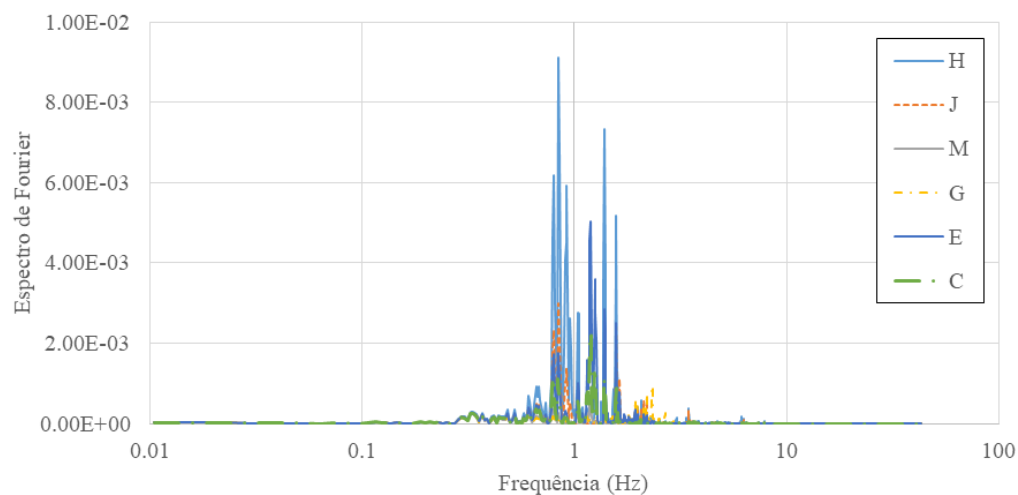


Figura 4.37 - Espectros de Fourier da história de velocidades determinados na análise elástica não amortecida para diferentes camadas da geoestrutura para o sismo de Arequipa na condição final.

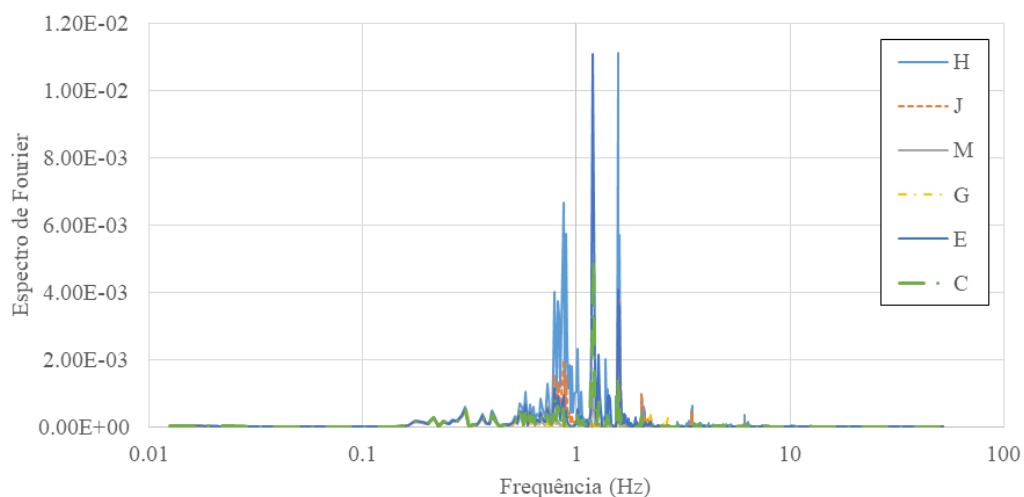


Figura 4.38 - Espectros de Fourier da história de velocidades determinados na análise elástica não amortecida para diferentes camadas da geoestrutura para o sismo de Valparaíso na condição final.

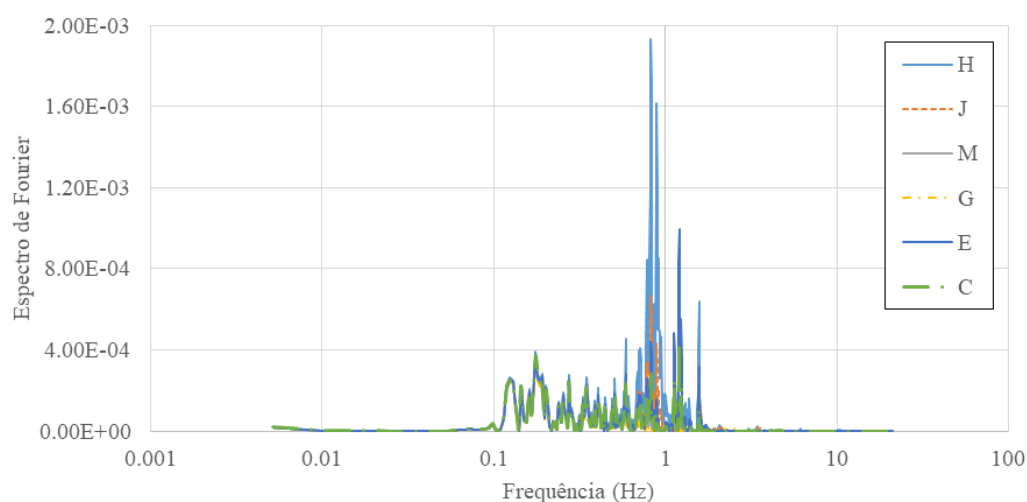


Figura 4.39 - Espectros de Fourier da história de velocidades determinados na análise elástica não amortecida para diferentes camadas da geoestrutura para o sismo de Tokachi na condição final.

A Tabela 4.13 apresenta os resultados de frequências predominantes para diferentes materiais da geoestrutura, valores determinados para a condição final (terceiro alteamento) para os sismos de Arequipa, Valparaíso e Tokachi. Para os materiais no corpo da barragem as frequências predominantes obtidas com o sismo de Arequipa é 1,20 Hz, com o sismo de Valparaíso é 1,20 Hz e com o sismo de Tokachi é 1,21 Hz. Para os rejeitos finos contidos no reservatório da barragem as frequências predominantes obtidas com o sismo de Arequipa é 0,84 Hz, com o sismo de Valparaíso é 0,87 Hz e com o sismo de Tokachi é 0,82 Hz.

Tabela 4.13 - Frequências predominantes obtidas em diferentes materiais da geoestrutura para o sismo de Arequipa, Valparaíso e Tokachi, na condição final.

Material	Frequência predominante (Hz)		
	Arequipa	Valparaíso	Tokachi
Enrocamento existente	1,19	1,20	1,21
Aterro granular	1,20	1,20	0,59
Resíduo antigo	1,20	1,20	1,21
Aterro 1	1,20	1,20	1,21
Aterro 2	1,57	1,56	1,21
Enrocamento novo	1,38	1,56	1,12
Rejeito Fino (prof. 0-20 m)	0,84	0,87	0,82
Rejeito Fino (prof. 20-40 m)	0,84	0,87	0,82
Rejeito Fino (prof. 40-60 m)	0,84	1,56	0,82
Rejeito Fino (prof. >60 m)	0,84	1,56	0,82
Rejeito antigo grosso	1,38	1,56	0,59

#### 4.7.4. Amortecimento histerético

No programa computacional FLAC 2D v.8 a curva de degradação do módulo cisalhante é representada matematicamente por uma função sigmoïdal (Sig3) definida por três constantes (a, b, c) que devem ser determinadas em função das curvas experimentais publicadas na literatura para diversos tipos de solo. Nesta pesquisa foram consideradas as curvas de redução do módulo cisalhante dinâmico e do aumento do amortecimento histerético com a deformação cisalhante cíclica, para diferentes tensões de confinamento. Para o caso de pedregulhos e rejeito antigo grosso foram utilizadas as curvas de Menq (2003), conforme Figuras 4.40 - 4.45 e Figuras 4.46 e 4.47, respectivamente; e para rejeitos finos (Winckler, 2014), conforme Figuras 4.48 - 4.51. A deformação cisalhante efetiva corresponde a 65% da deformação cisalhante máxima computada ao longo da duração do terremoto ou, alternativamente, à porcentagem determinada por  $(M_w-1)/10$  onde  $M_w$  se refere à magnitude do sismo.

Pode-se observar nessas figuras que as curvas experimental e numérica (função sigmoïdal) da degradação do  $G_{max}$  apresentam boa concordância, mas para as curvas de aumento do amortecimento histerético a comparação é apenas razoável. Tal se deve ao fato do programa computacional calcular teoricamente o amortecimento por meio da Eq. 3.14, conforme discutido anteriormente.

Os valores estimados das constantes a, b, c estão listados na Tabela 4.14.

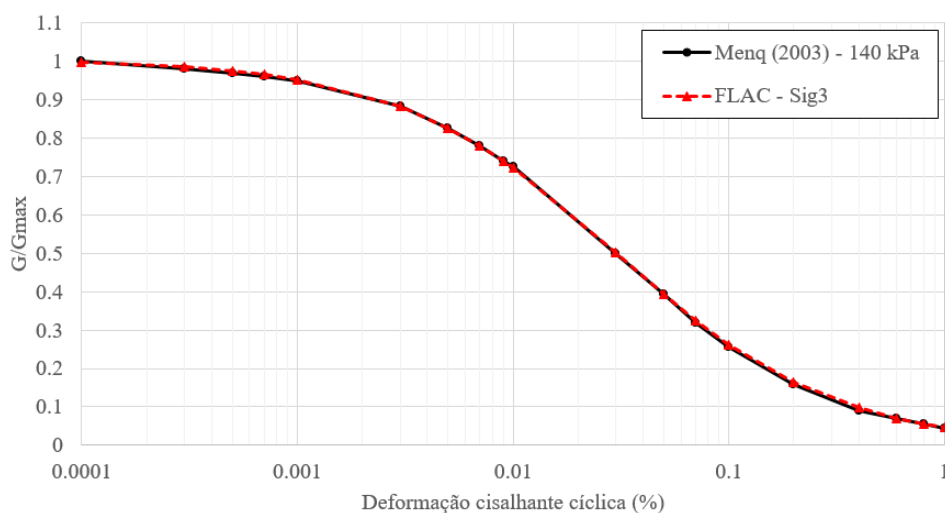


Figura 4.40 - Comparação entre a curva de degradação do módulo de cisalhamento obtida em laboratório e ajustada no FLAC 2D v.8 para pedregulhos e tensão de confinamento 140 kPa.

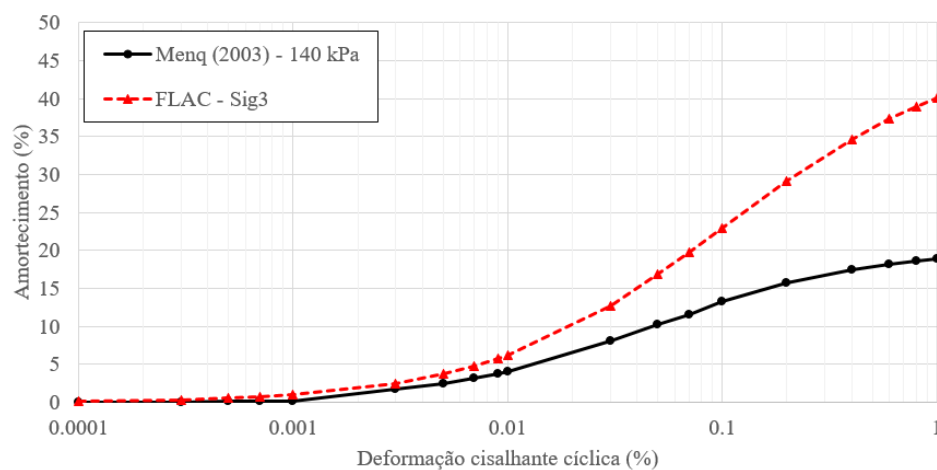


Figura 4.41 - Comparação entre a curva do aumento da razão de amortecimento obtida em laboratório e ajustada no FLAC 2D v.8 para pedregulhos e tensão de confinamento 140 kPa.

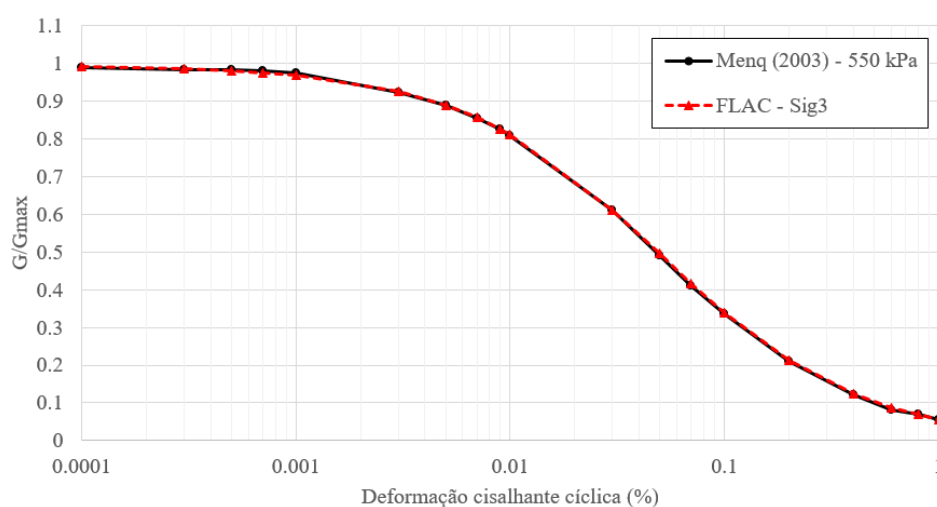


Figura 4.42 - Comparação entre a curva de degradação do módulo de cisalhamento obtida em laboratório e ajustada no FLAC 2D v.8 para pedregulhos e tensão de confinamento 550 kPa.

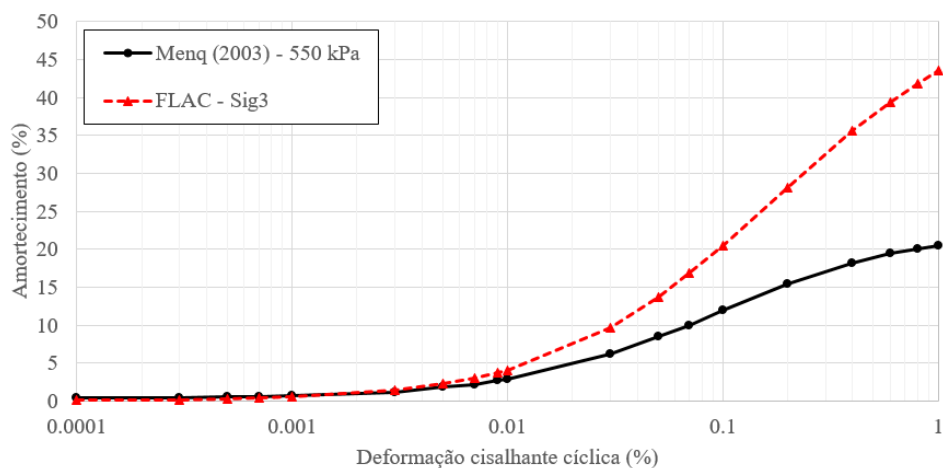


Figura 4.43 - Comparação entre a curva do aumento da razão de amortecimento obtida em laboratório e ajustada no FLAC 2D v.8 para pedregulhos e tensão de confinamento 550 kPa.

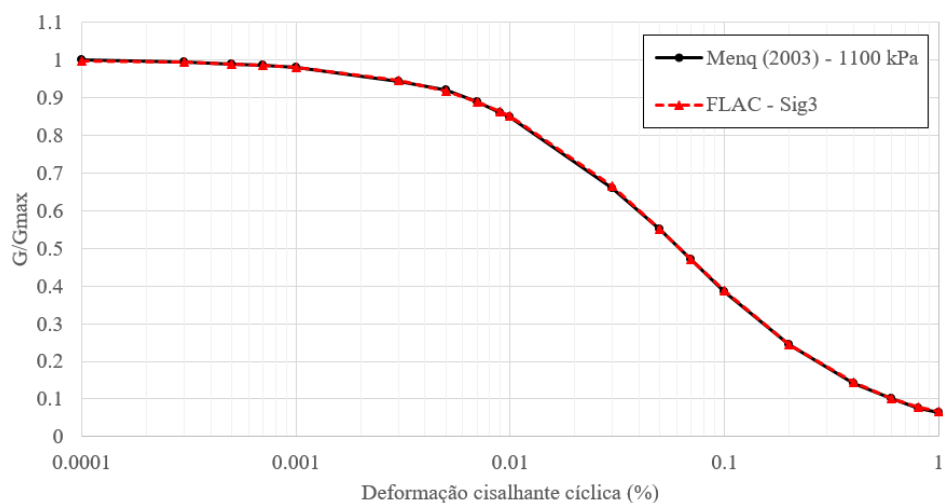


Figura 4.44 - Comparação entre a curva de degradação do módulo de cisalhamento obtida em laboratório e ajustada no FLAC 2D v.8 para pedregulhos e tensão de confinamento 1100 kPa.

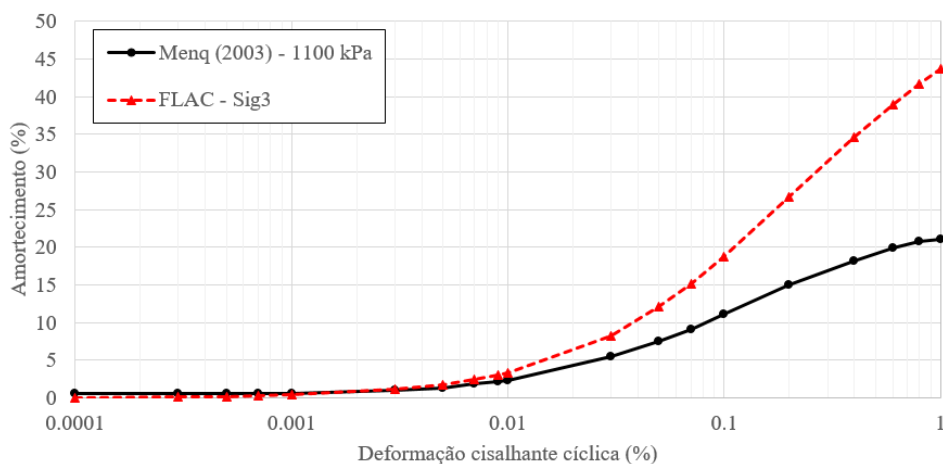


Figura 4.45 - Comparação entre a curva do aumento da razão de amortecimento obtida em laboratório e ajustada no FLAC 2D v.8 para pedregulhos e tensão de confinamento 1100 kPa.

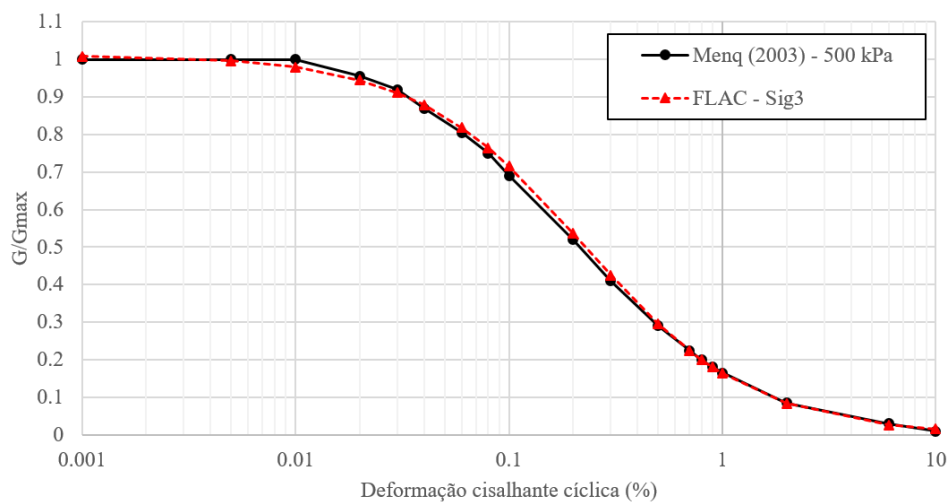


Figura 4.46 - Comparação entre a curva de degradação do módulo de cisalhamento obtida em laboratório e ajustada no FLAC 2D v.8 para rejeitos grossos e tensão de confinamento 500 kPa.

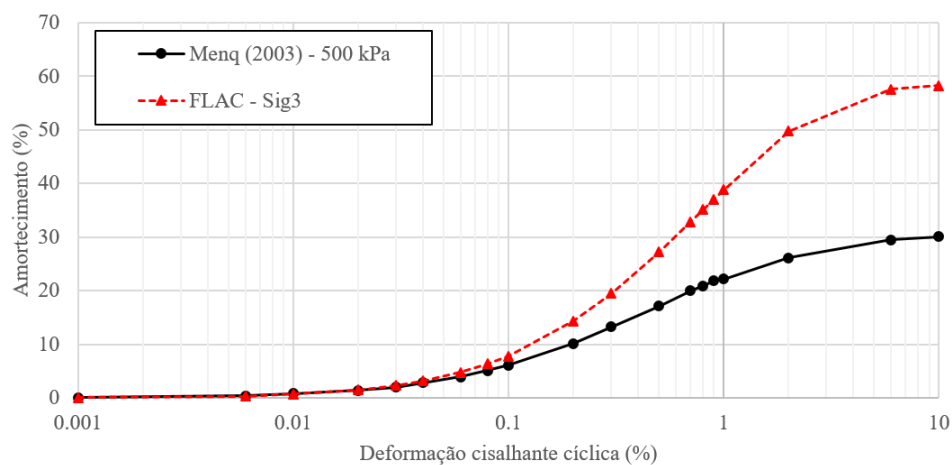


Figura 4.47 - Comparação entre a curva do aumento da razão de amortecimento obtida em laboratório e ajustada no FLAC 2D v.8 para rejeitos grossos e tensão de confinamento 500 kPa.

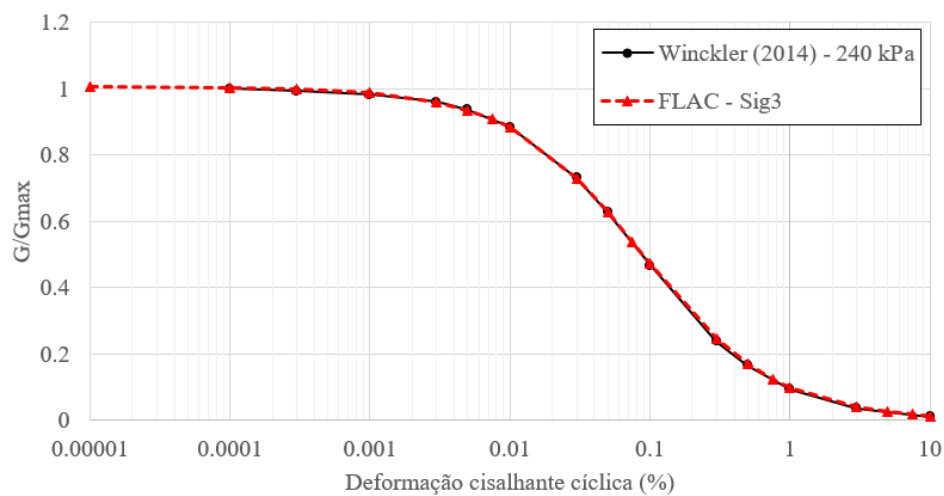


Figura 4.48 - Comparação entre a curva de degradação do módulo de cisalhamento obtida em laboratório e ajustada no FLAC 2D v.8 para rejeitos finos e tensão de confinamento 240 kPa.



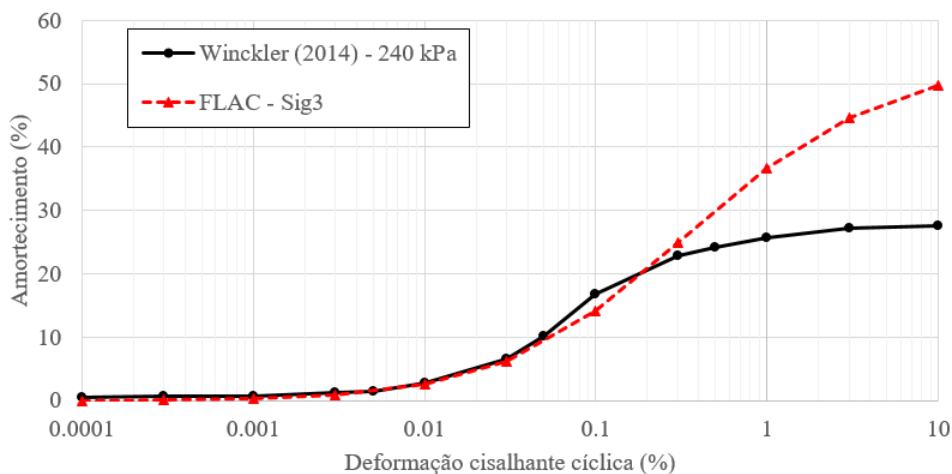


Figura 4.49 - Comparação entre a curva do aumento da razão de amortecimento obtida em laboratório e ajustada no FLAC 2D v.8 para rejeitos finos e tensão de confinamento 240 kPa.

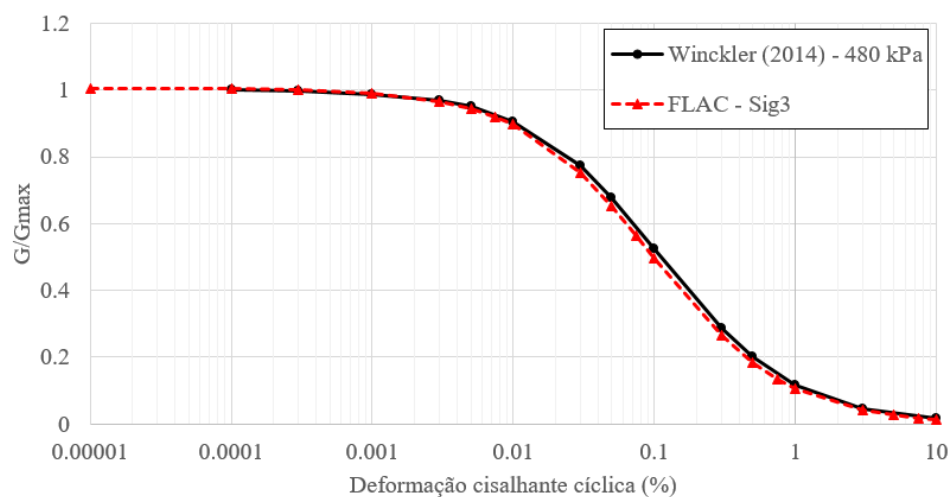


Figura 4.50 - Comparação entre a curva de degradação do módulo de cisalhamento obtida em laboratório e ajustada no FLAC 2D v.8 para rejeitos finos e tensão de confinamento 480 kPa.

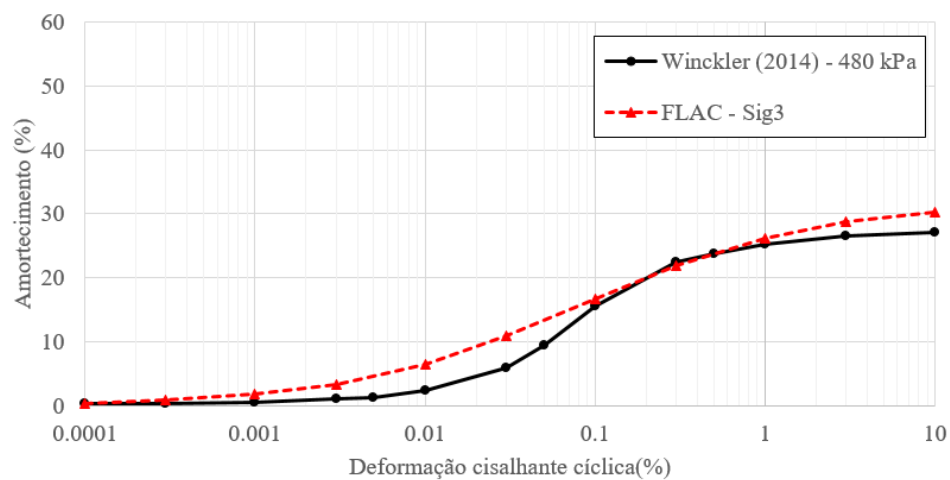


Figura 4.51 - Comparação entre a curva do aumento da razão de amortecimento obtida em laboratório e ajustada no FLAC 2D v.8 para rejeitos finos e tensão de confinamento 480 kPa.

Tabela 4.14 – Constantes da função sigmoidal Sig3 ajustada.

Curva	a	b	c
Pedregulho (Menq, 2003) – 140 kPa	1,005	-0,505	-1,525
Pedregulho (Menq, 2003) – 550 kPa	0,995	-0,465	-1,305
Pedregulho (Menq, 2003) – 1100 kPa	1,001	-0,455	-1,210
Rejeito antigo grosso (Menq, 2003) – 500 kPa	1,011	-0,395	-0,650
Rejeito Fino (Winckler, 2014) – 240 kPa	1,005	-0,478	-1,058
Rejeito Fino (Winckler 2014) – 480 kPa	1,005	-0,470	-1,008

#### 4.7.5.

#### Modelagem numérica para obtenção da resposta sísmica

Nesta seção são apresentados os resultados do comportamento sísmico da barragem, seguindo o procedimento geral ilustrado na Figura 4.52. A Tabela 4.15 lista as análises dinâmicas realizadas nesta pesquisa em função do tipo de amortecimento e do modelo constitutivo para a simulação do comportamento hidromecânico dos materiais sob carregamento sísmico (Arequipa, Valparaíso e Tokachi).

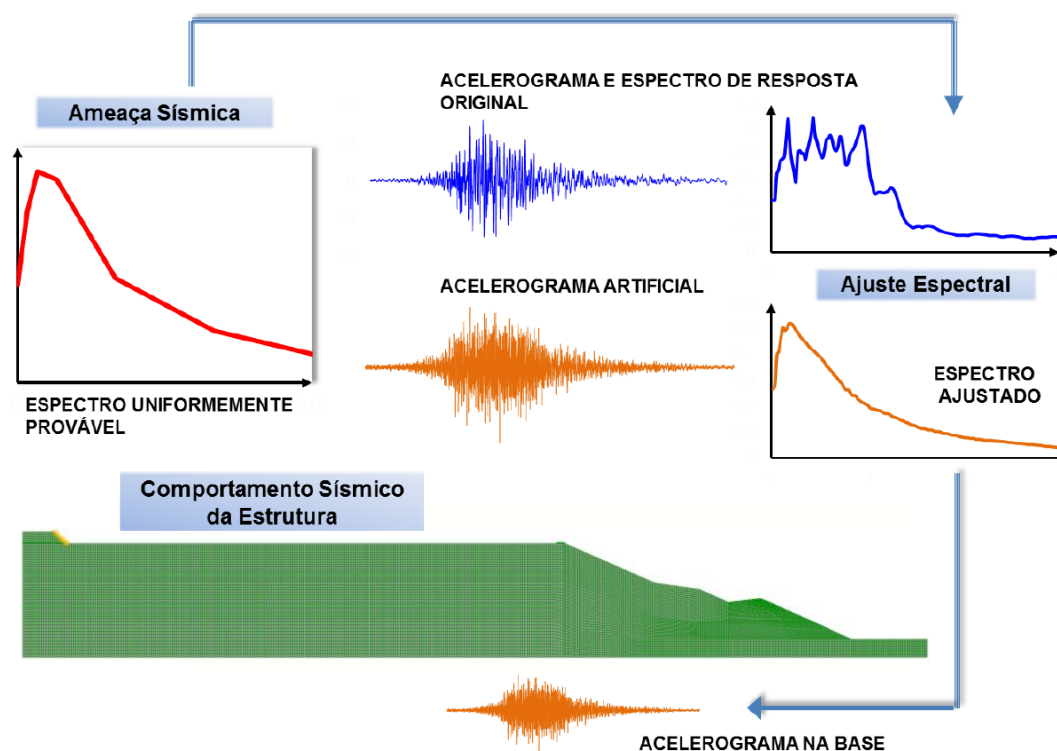


Figura 4.52 - Procedimento geral de análise sísmica de barragens (adaptado de López, 2015).

Tabela 4.15 - Análises sísmicas realizadas com o programa computacional FLAC 2D v.8.

Condição	Sismo	Caso	Tipo de amortecimento	Modelo constitutivo
Final	Arequipa	I	histerético + 0,2% Rayleigh	Mohr-Coulomb
		II	0,2% Rayleigh	UBCSand
		III	histerético + 0,2% Rayleigh	Byrne
	Valparaiso	IV	0,2% Rayleigh	UBCSand
	Tokachi	V	0,2% Rayleigh	UBCSand

No caso I todos os materiais foram representados pelo modelo constitutivo elasto-plástico de Mohr-Coulomb, exceto para a rocha representada como material elástico linear. No caso II todos os materiais foram simulados pelo modelo constitutivo Mohr-Coulomb, exceto os rejeitos finos saturados e o rejeito antigo grosso representados pelo modelo constitutivo UBCSand bem como a rocha como material elástico linear. No caso III todos os materiais foram novamente representados pelo modelo constitutivo Mohr-Coulomb, exceto os rejeitos finos saturados e o rejeito antigo grosso, pelo modelo constitutivo de Byrne, e a rocha, pelo modelo elástico linear. Nos casos I, II e III foram analisados com o sismo de Arequipa.

Para o caso IV, analisado com o sismo de Valparaiso, todos os materiais foram simulados pelo modelo constitutivo Mohr-Coulomb, exceto os rejeitos finos saturados e o rejeito antigo grosso representados pelo modelo constitutivo UBCSand bem como a rocha como material elástico linear. Para o caso V, analisado com o sismo de Tokachi, todos os materiais foram simulados pelo modelo constitutivo Mohr-Coulomb, exceto os rejeitos finos saturados e o rejeito antigo grosso representados pelo modelo constitutivo UBCSand, e a rocha, pelo modelo elástico linear.

Para as análises sísmicas, os rejeitos não deveriam ser representados pelo modelo constitutivo Mohr-Coulomb devido a que não representa o real comportamento do material. Porém, na presente dissertação foi considerado apenas o caso I, com fins de verificação. O apêndice B descreve os modelos UBCSand e o modelo de Byrne para carregamentos cíclicos.

Um acréscimo de 0,2% de amortecimento de Rayleigh foi também aplicado na frequência predominante de cada camada de material com o objetivo de minimizar a presença de possíveis ruídos em altas frequências.

Na execução das diversas análises foi também computado o valor final do módulo de cisalhamento com o objetivo de verificar se o critério de tamanho máximo de elemento foi satisfeito, já que o valor considerado (5 m) foi estabelecido em função do valor inicial máximo  $G_{\max}$ . Em todas as análises, o critério foi atendido.

Os pontos de controle considerados na resposta sísmica da barragem de mineração estão representados para a condição final na Figura 4.53.

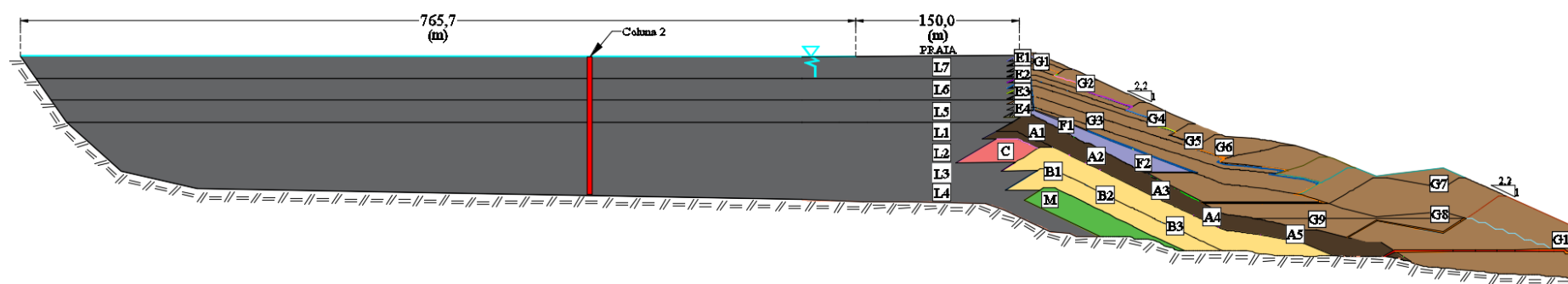


Figura 4.53 - Pontos de controle para resposta sísmica da barragem de mineração e posição da coluna 2 através dos rejeitos na condição final.

#### 4.7.5.1. Deslocamentos permanentes

Na condição final, com o sismo de projeto de Arequipa SEE (Caso I) os deslocamentos horizontais permanentes atingiram valores máximos de -1,50 m, na superfície dos rejeitos, 2,00 m no talude de jusante da barragem e 0,25 m na crista da barragem de mineração (Figura 4.54). Quanto aos deslocamentos verticais, o valor máximo nos rejeitos foi -1,00 m (recalque), a uma distância aproximada da crista da barragem de 145 m, e na barragem foi de -0,60 m, na crista (Figura 4.55). A Tabela 4.16 apresenta um resumo dos deslocamentos permanentes, horizontais e verticais, nos pontos de controle para o sismo de Arequipa indicados na Figura 4.53.

Como a estabilidade global da barragem de mineração é controlada pelos diques de alteamento, então foi feito o monitoramento dos deslocamentos horizontais ao longo do tempo de carregamento sísmico de Arequipa nos pontos de controle G1 e F1 (Figura 4.56), nas quais se observa que os deslocamentos variam rapidamente entre os tempos 40 s e 70 s, intervalo correspondente à fase mais intensa do sismo de Arequipa (Figura 4.36a).

Na condição final para o caso I, a evolução com o tempo dos deslocamentos horizontais e verticais está mostrada nas Figuras 4.56 e 4.57, respectivamente.

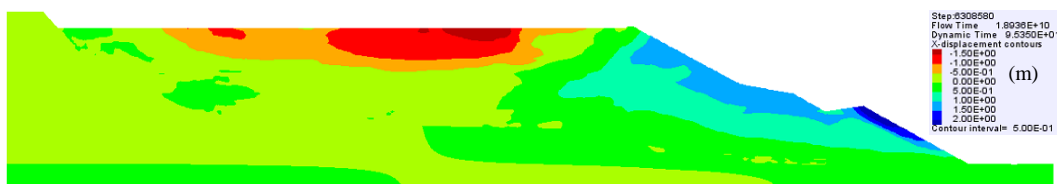


Figura 4.54 - Distribuição dos deslocamentos permanentes horizontais (m) para o caso I, provocados pelo sismo de Arequipa  $T_r=4975$  anos (condição final).

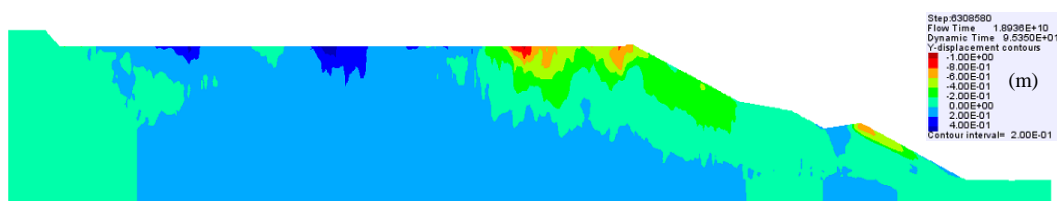


Figura 4.55 - Distribuição dos deslocamentos permanentes verticais (m) para o caso I, provocados pelo sismo de Arequipa  $T_r=4975$  anos (condição final).

Tabela 4.16 - Deslocamentos permanentes horizontais e verticais (m) máximos gerados pelo terremoto de Arequipa na condição final.

Ponto	Caso I		Caso II		Caso III	
	Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
A1	0,79	-0,10	1,94	-0,44	0,33	-0,26
A2	0,67	-0,15	1,55	-0,45	0,47	-0,17
A3	0,57	-0,12	1,12	-0,16	0,49	-0,08
A4	0,37	-0,04	0,72	-0,10	0,35	-0,03
A5	0,18	-0,01	0,39	-0,02	0,23	-0,02
B1	0,59	-0,05	1,17	-0,30	0,40	-0,07
B2	0,22	-0,05	0,61	-0,16	0,32	-0,08
B3	0,01	0,00	0,02	0,00	0,03	0,00
C	0,59	-0,12	1,49	-0,29	0,20	-0,26
M	0,09	-0,02	0,15	-0,07	0,25	-0,05
L1	0,39	-0,32	3,44	-0,24	0,10	-0,16
L2	0,58	-0,19	0,15	-0,06	0,14	-0,07
L3	0,18	-0,12	0,05	-0,01	0,08	-0,04
L4	0,03	-0,04	0,03	0,00	-0,05	-0,03
E1	0,16	-0,80	2,46	-0,82	-0,28	-0,91
E2	0,46	-0,49	2,69	-0,58	0,22	-0,49
E3	0,93	-0,23	2,60	-0,49	0,40	-0,34
E4	0,90	-0,13	2,28	-0,36	0,36	-0,35
F1	0,86	-0,20	2,15	-0,60	0,46	-0,31
F2	0,76	-0,17	1,66	-0,48	0,67	-0,29
G1	0,25	-0,64	2,62	-0,66	-0,17	-0,55
G2	1,29	-0,63	2,74	-0,61	0,51	-0,32
G3	1,07	-0,30	2,53	-0,63	0,51	-0,29
G4	1,16	-0,36	2,27	-0,28	0,86	-0,33
G5	1,15	-0,14	1,76	-0,09	1,00	-0,22
G6	1,12	-0,15	1,68	-0,11	0,96	-0,10
G7	2,02	-0,60	1,79	-0,27	1,98	-0,83
G8	0,71	-0,04	1,17	-0,04	0,72	-0,04
G9	0,54	-0,03	0,97	-0,09	0,61	-0,04
G10	0,67	-0,05	0,93	-0,04	0,70	-0,06
L5	0,29	-0,34	2,34	0,86	-0,25	-0,28
L6	-0,28	-0,50	3,44	1,37	-0,70	-0,45
L7	-0,62	-0,57	4,16	2,90	-0,92	-0,47

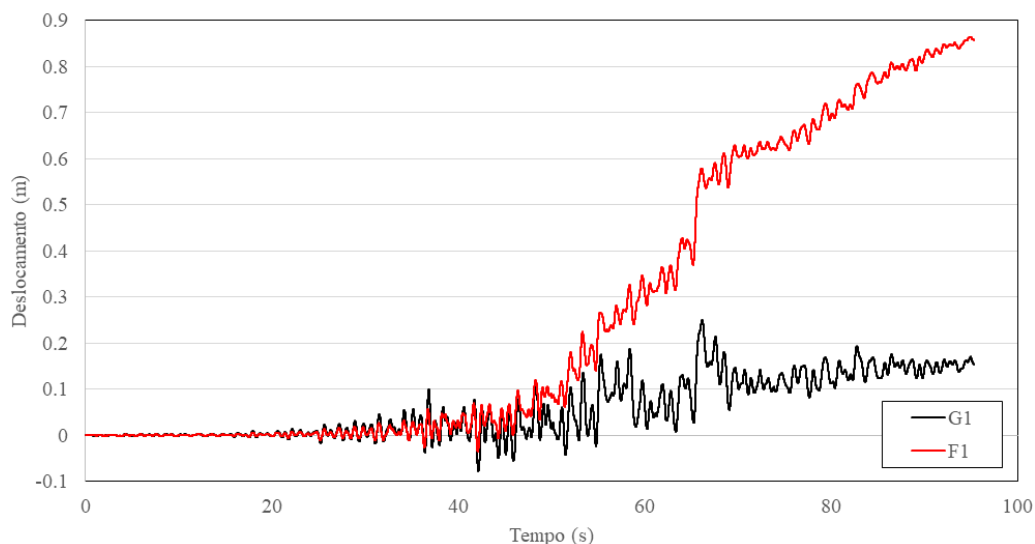


Figura 4.56 - Variação no tempo dos deslocamentos horizontais (m) causados pelo sismo de Arequipa  $T_r=4975$  anos, na condição final, nos pontos de controle G1 e F1 (Caso I).

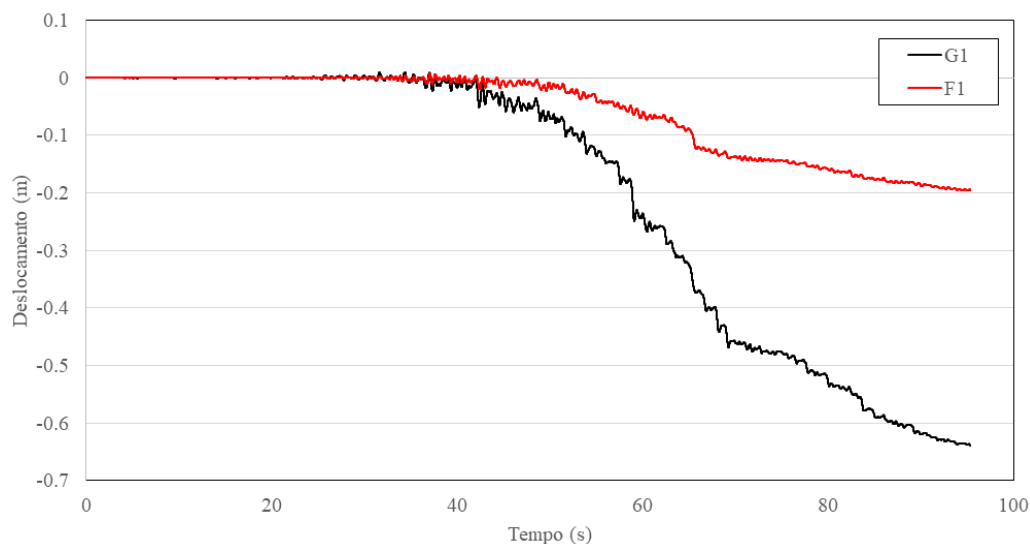


Figura 4.57 - Variação no tempo dos deslocamentos verticais (m) causados pelo sismo de Arequipa  $T_r=4975$  anos, na condição final, nos pontos de controle G1 e F1 (Caso I).

Segundo recomendações da California Geological Survey (2008), taludes estáveis apresentam deslocamentos permanentes inferiores a 10 cm enquanto que taludes com deslocamentos superiores a 100 cm devem ser classificados como instáveis. No intervalo entre 15 cm a 100 cm, a deformação do talude pode ser suficiente para causar fissuras e perda de resistência que levem ao colapso pós-sismo, devendo o julgamento do engenheiro, baseado na geometria do talude e nas propriedades dos solos, decidir sobre o nível de segurança do talude nesta situação.

Os deslocamentos permanentes no talude de jusante na condição final (caso I) se situam no intervalo de julgamento de engenharia, entre 15 a 100 cm, devendo



ser procedida uma análise mais criteriosa dos riscos associados à eventual instabilidade dos taludes provocada pelos carregamentos sísmicos. Mas, em pequenas regiões os deslocamentos horizontais permanentes do talude a jusante superam 100 cm, provavelmente devido que a seção transversal analisada é da máxima inclinação da barragem de mineração.

Para taludes naturais, de acordo com recomendação do Alaska's Geotechnical Evaluation Criteria Committe (Idriss, 1985), cinco classes de danos em função dos deslocamentos permanentes podem ser estabelecidas: dano baixo ( $< 3$  cm), dano moderado ( $< 15$  cm), dano muito alto ( $< 30$  cm), dano extenso ( $< 80$  cm) e dano catastrófico ( $< 300$  cm).

#### 4.7.5.2.

#### Acelerações horizontais máximas

Na condição final (terceiro alteamento), os valores das acelerações horizontais máximas determinadas nos pontos de controle indicados na Figura 4.3 estão listados na Tabela 4.17. Para a coluna 2, indicada na Figura 4.53, ao longo dos rejeitos, foi feita uma comparação com as acelerações horizontais máximas computadas pelos programas FLAC 2D, Shake2000 (Ordoñez, 2011) e DEEPSOIL (Hashash et al., 2017), os dois últimos considerando apenas propagação 1D de ondas S. Os resultados da comparação são mostrados na Figura 4.58, e ilustra a comparação das acelerações horizontais máximas computadas no rejeito, ao longo da coluna 2 (Figura 4.53), com os três programas computacionais.

Tabela 4.17 - Acelerações horizontais máximas geradas pelo terremoto de Arequipa na barragem de mineração na condição final.

Pontos de Controle	PGA (g)		
	Caso I	Caso II	Caso III
A	0.35	0.47	0.34
B	0.29	0.50	0.27
C	0.41	0.66	0.37
M	0.43	0.50	0.52
I	0.42	0.42	1.09
H	0.33	0.14	1.32
J	0.56	0.80	1.81
K	0.35	0.69	0.72
E	0.39	0.35	0.56
F	0.49	0.48	0.38
G	0.39	0.85	0.38

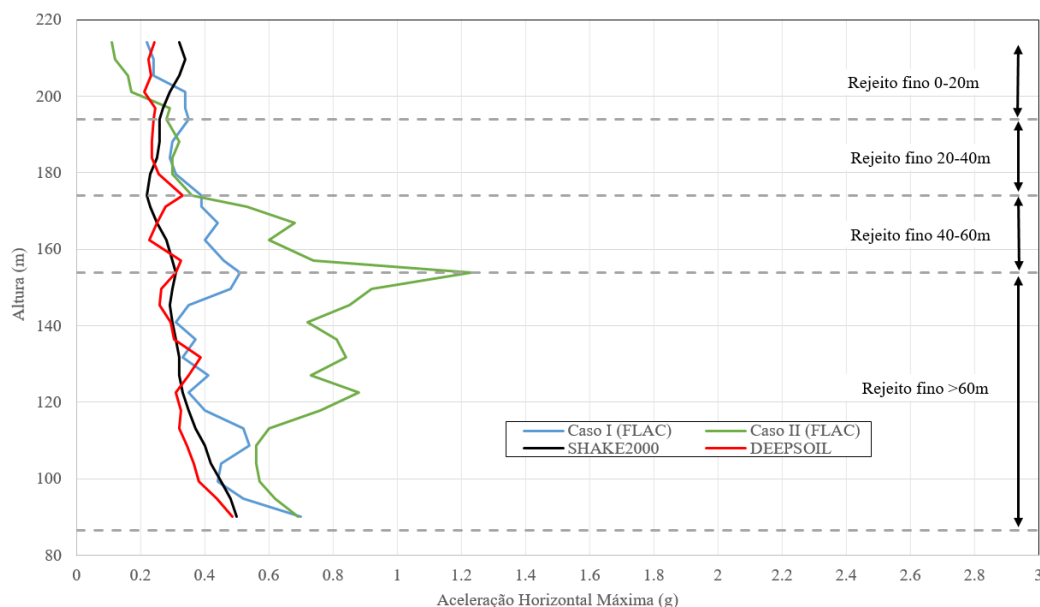


Figura 4.58 - Acelerações horizontais máximas computadas na coluna 2 considerando o sismo de Arequipa  $T_r=4975$  anos na condição final.

#### 4.7.5.3.

#### Espectros de resposta da aceleração horizontal

Os espectros de resposta são obtidos a partir dos registros de aceleração horizontal calculados previamente. Na condição final, a Figura 4.59 mostra a distribuição dos espectros de resposta da aceleração horizontal em pontos de controle da Figura 4.53, pertencentes ao corpo da barragem e constituídos por pedregulho em sua maioria. Estes espectros foram determinados para o caso I (sismo Arequipa) incluindo amortecimento histerético e 0,2% de amortecimento de Rayleigh. O espectro de resposta da crista (G1) atinge os maiores valores de aceleração espectral, como pode ser observado.

Para o depósito de rejeitos, a Figura 4.60 mostra os espectros de resposta da aceleração horizontal para pontos de controle da Figura 4.56, classificados como areias siltosas. Pode-se observar que nos rejeitos não são atingidos altos valores de aceleração espectral para períodos a partir de 0,6 s, com valores máximos determinados na metade da camada de rejeitos finos para períodos baixos (ponto de controle L5).

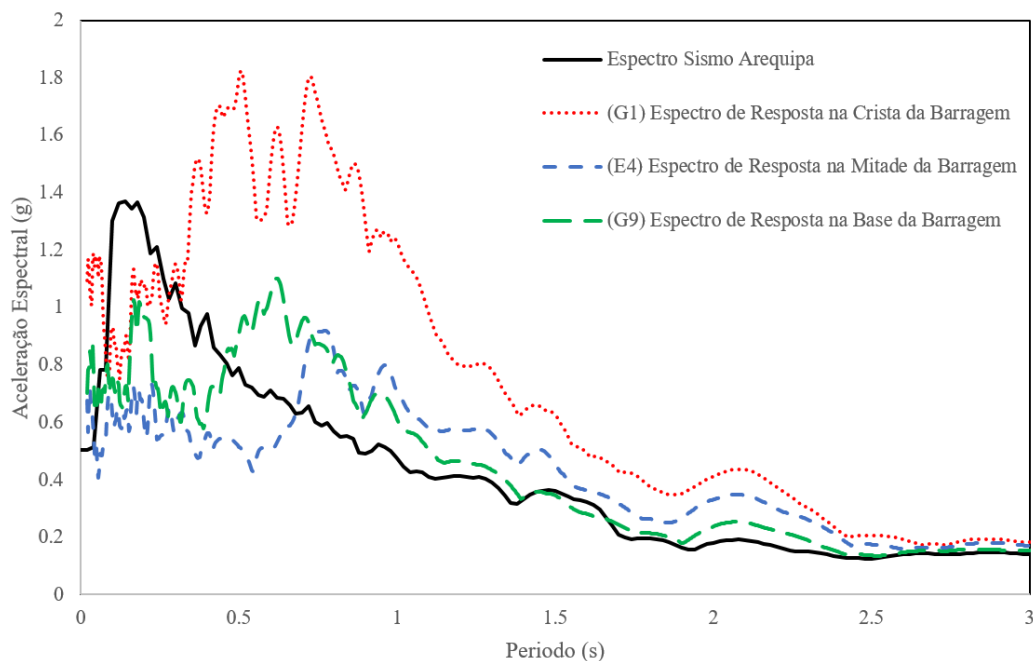


Figura 4.59 - Espectros de resposta de aceleração para o sismo de Arequipa  $T_r=4975$  anos em alguns pontos de controle no corpo da barragem (Caso I).

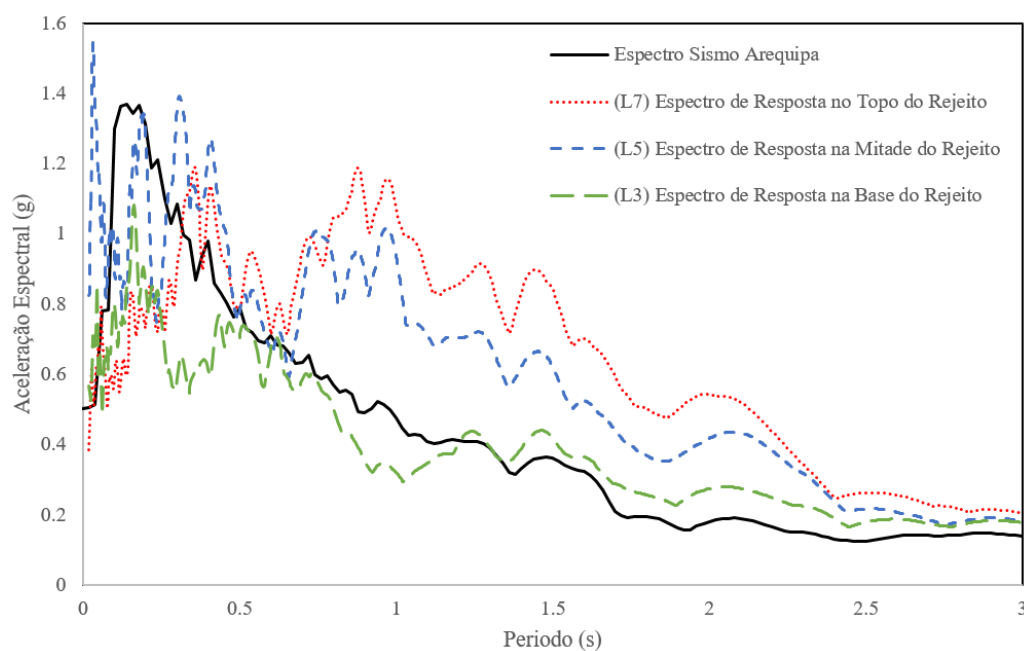


Figura 4.60 - Espectros de resposta de aceleração para o sismo de Arequipa  $T_r=4975$  anos em alguns pontos de controle no rejeito (Caso I).

A Figura 4.61 mostra a distribuição dos espectros de resposta da aceleração horizontal para os pontos de controle (G1), (E4) e (G9) localizados no corpo da barragem na Figura 4.53, onde os rejeitos são representados pelo modelo constitutivo UBCSand (Caso II - Sismo Arequipa) incluindo 0,2% de amortecimento de Rayleigh. Os resultados mostram que o espectro de resposta da

crista (G1) atinge maiores valores, sendo atingido o valor de 1,89 g de aceleração espectral para um período de 0,46 s.

A Figura 4.62 mostra a distribuição dos espectros de resposta da aceleração horizontal para os pontos de controle (L7), (L5) e (L3) localizados no depósito de rejeitos na Figura 4.53, onde os rejeitos são representados pelo modelo constitutivo UBCSand (Caso II) incluindo 0,2% de amortecimento de Rayleigh. Os resultados mostram que o espectro de resposta no topo dos rejeitos (L7) atinge maiores valores, sendo atingido o valor de 2,13 g de aceleração espectral para um período de 0,40 s.

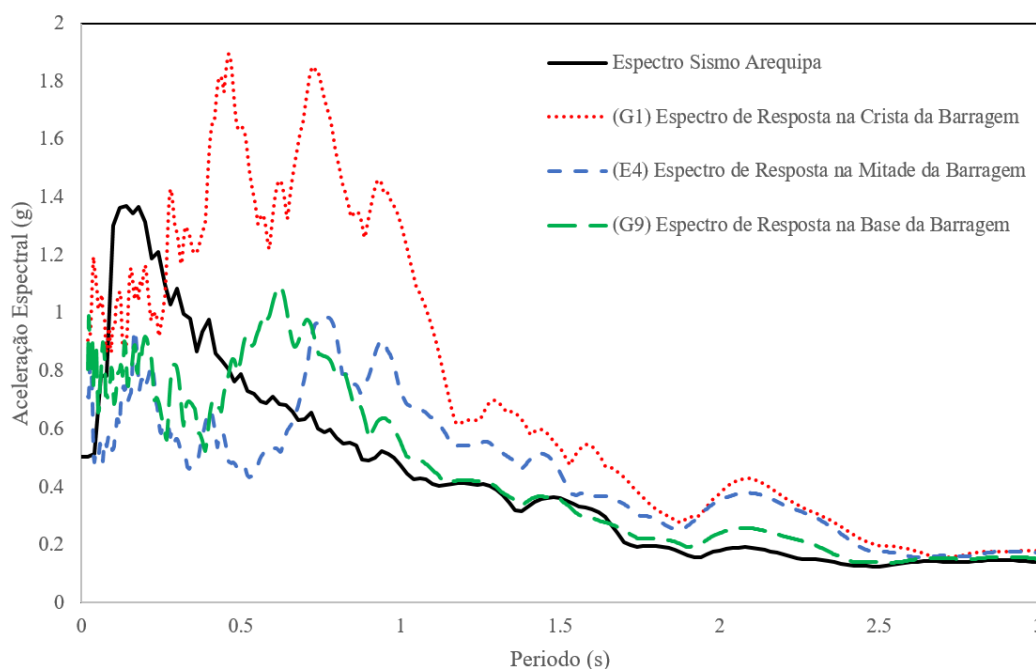


Figura 4.61 - Espectros de resposta de aceleração para o sismo de Arequipa  $T_r=4975$  anos em alguns pontos de controle no corpo da barragem (Caso II).

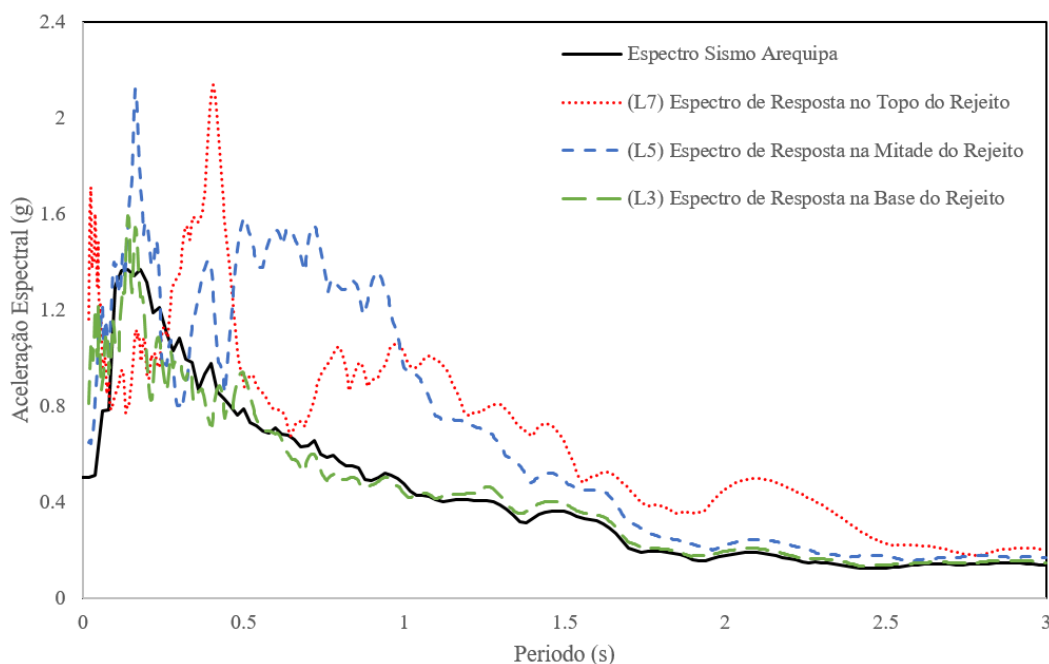


Figura 4.62 - Espectros de resposta de aceleração para o sismo de Arequipa  $T_r=4975$  anos em alguns pontos de controle no rejeito (Caso II).

A Figura 4.63 mostra a distribuição dos espectros de resposta da aceleração horizontal para os pontos de controle (G1), (E4) e (G9) localizados no corpo da barragem na Figura 4.53, onde os rejeitos são representados pelo modelo constitutivo UBCSand (Caso IV - Sismo Valparaíso) incluindo 0,2% de amortecimento de Rayleigh. Os resultados mostram que o espectro de resposta da crista (G1) atinge maiores valores, sendo atingido o valor de 1,95 g de aceleração espectral para um período de 0,54 s.

A Figura 4.64 mostra a distribuição dos espectros de resposta da aceleração horizontal para os pontos de controle (L7), (L5) e (L3) localizados no depósito de rejeitos na Figura 4.53, onde os rejeitos são representados pelo modelo constitutivo UBCSand (Caso IV) incluindo 0,2% de amortecimento de Rayleigh. Os resultados mostram que o espectro de resposta no topo dos rejeitos (L7) atinge maiores valores, sendo atingido o valor de 2,32 g de aceleração espectral para um período de 0,04 s.

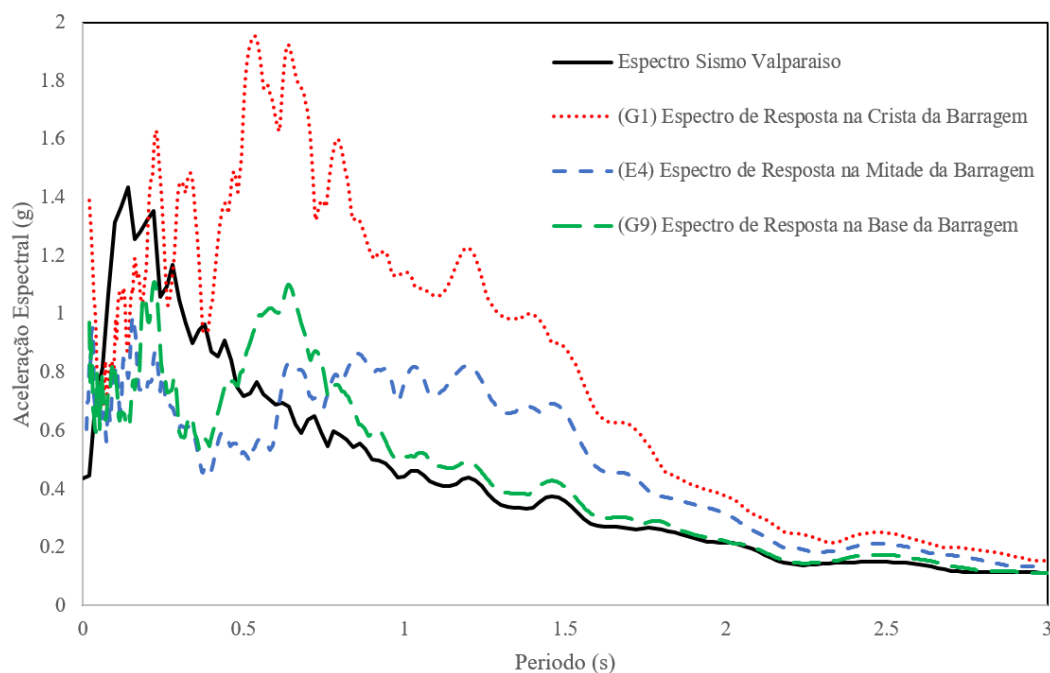


Figura 4.63 - Espectros de resposta de aceleração para o sismo de Valparaíso  $T_r=4975$  anos em alguns pontos de controle no corpo da barragem (Caso IV).

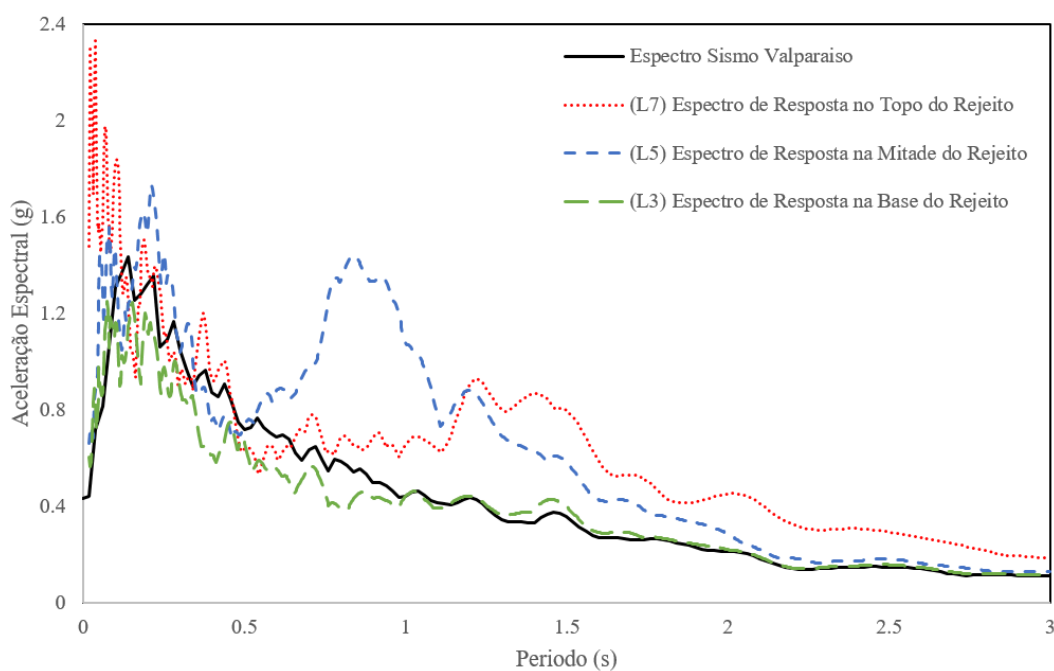


Figura 4.64 - Espectros de resposta de aceleração para o sismo de Valparaíso  $T_r=4975$  anos em alguns pontos de controle no rejeito (Caso IV).

A Figura 4.65 mostra a distribuição dos espectros de resposta da aceleração horizontal para os pontos de controle (G1), (E4) e (G9) localizados no corpo da barragem na Figura 4.53, onde os rejeitos são representados pelo modelo constitutivo UBCSand (Caso V - Sismo Tokachi) incluindo 0,2% de amortecimento

de Rayleigh. Os resultados mostram que o espectro de resposta da crista (G1) atinge maiores valores, sendo atingido o valor de 2,11 g de aceleração espectral para um período de 0,64 s.

A Figura 4.66 mostra a distribuição dos espectros de resposta da aceleração horizontal para os pontos de controle (L7), (L5) e (L3) localizados no depósito de rejeitos na Figura 4.53, onde os rejeitos são representados pelo modelo constitutivo UBCSand (Caso V) incluindo 0,2% de amortecimento de Rayleigh. Os resultados mostram que o espectro de resposta no topo dos rejeitos (L7) atinge maiores valores, sendo atingido o valor de 2,01 g de aceleração espectral para um período de 0,17 s.

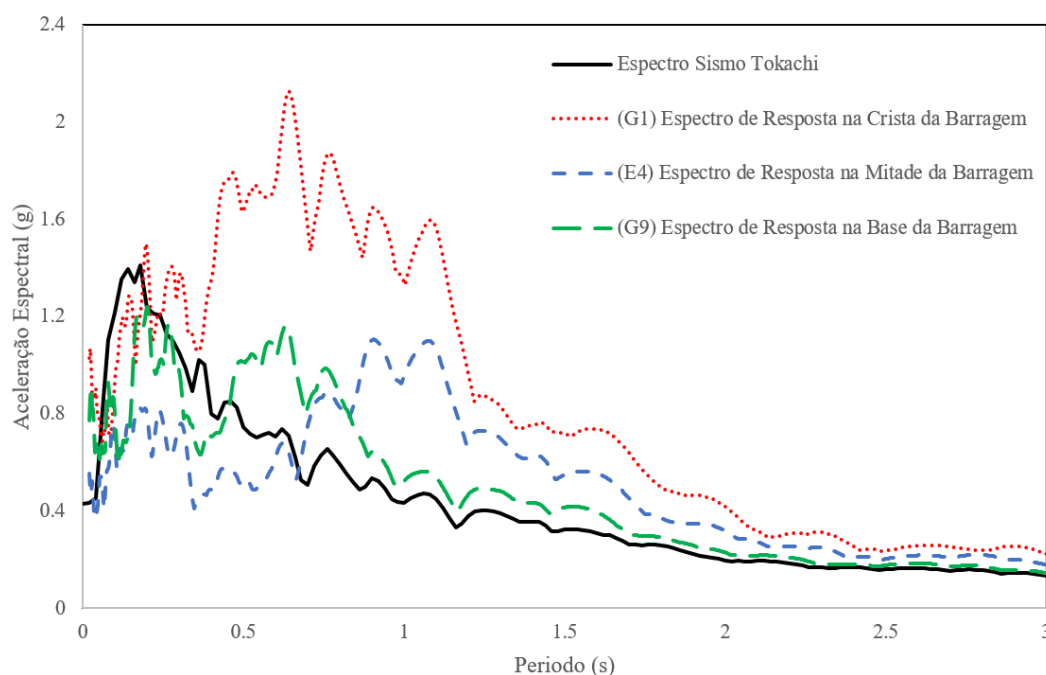


Figura 4.65 - Espectros de resposta de aceleração para o sismo de Tokachi  $T_r=4975$  anos em alguns pontos de controle no corpo da barragem (Caso V).

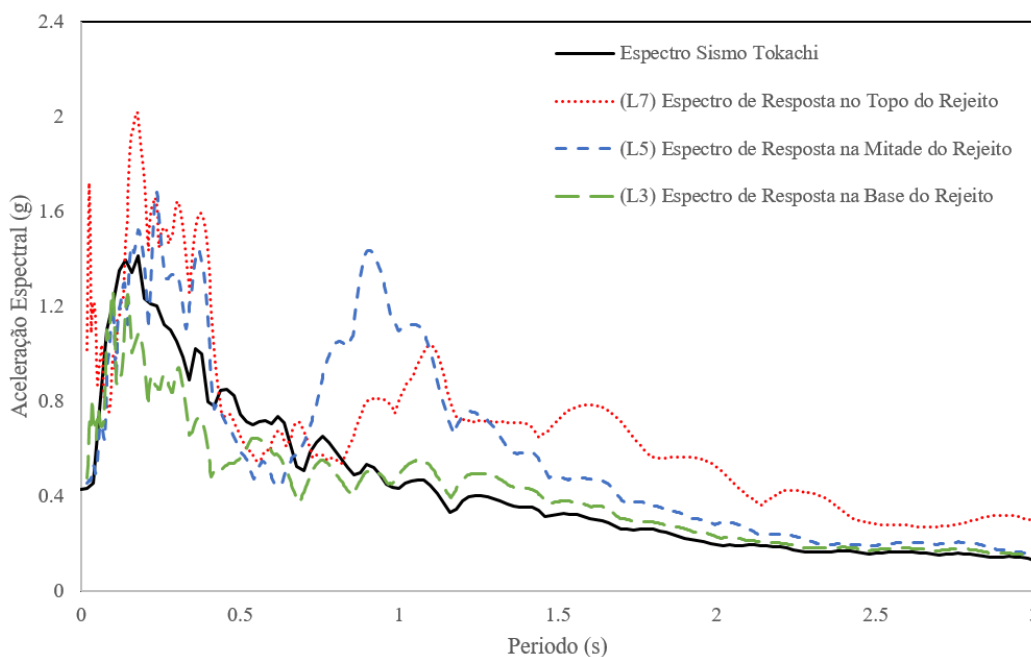


Figura 4.66 - Espectros de resposta de aceleração para o sismo de Tokachi  $T_r=4975$  anos em alguns pontos de controle no rejeito (Caso V).

Para os espectros de resposta de aceleração horizontal em pontos de controle, (G1), (E4) e (G9), localizados no corpo da barragem é observado que para o caso II (Figura 4.61), caso IV (Figura 4.63) e caso V (Figura 4.65), os valores de acelerações espectrais para o ponto de controle (G1) é maior que (E4) e (G9) para períodos desde 0,2 s até 3 s; mas para o caso I (Figura 4.59) para períodos desde 0,5 s até 3 s.

Para os espectros de resposta de aceleração horizontal em pontos de controle, (L7), (L5) e (L3), localizados no depósito de rejeitos é observado que para o caso II (Figura 4.62), caso IV (Figura 4.64) e caso V (Figura 4.66), os valores de acelerações espectrais para o ponto de controle (L7) é maior que (L5) e (L3) para períodos desde 1,2 s até 3 s; mas para o caso I (Figura 4.60) para períodos desde 0,5 s até 3 s.

#### 4.7.5.4.

#### Método analítico para obtenção da resposta sísmica

A partir do método analítico apresentado na seção 3.3.6.1, os deslocamentos horizontais permanentes induzidos por eventos sísmicos foram estimados com o método de Bray et al. (2018). A Tabela 4.18 apresenta os parâmetros de ingresso para o cálculo de deslocamentos horizontais mediante o método de Bray et al.



(2018). A Figura 4.67 apresenta os deslocamentos horizontais calculados numericamente com o programa FLAC 2D para o sismo de Arequipa (caso II), Valparaíso (caso IV) e Tokachi (caso V), para os 3 casos na crista do corpo da barragem. A Tabela 4.19 apresenta uma comparação dos resultados de deslocamentos horizontais mediante métodos analíticos e numéricos, sendo obtidos maiores valores mediante métodos numéricos.

Tabela 4.18 – Parâmetros de ingresso para o cálculo analítico de deslocamentos permanentes na crista da barragem de mineração na condição final.

Parâmetros de Ingresso	Caso II (Arequipa)	Caso IV (Valparaíso)	Caso V (Tokachi)
Coeficiente de fluência ( $k_y$ )	0,27	0,27	0,27
Período fundamental inicial ( $T_s$ )	0,84	0,84	0,82
Magnitude momento ( $M_w$ )	8,2	7,8	8,1
Aceleração espectral ( $S_a(1.5T_s)$ )	1,40	1,04	0,87

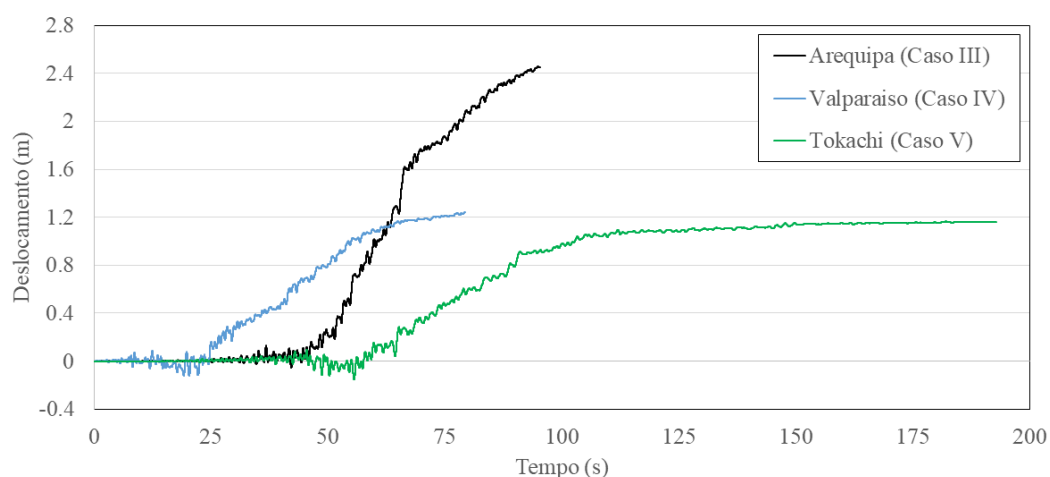


Figura 4.67 - Deslocamentos horizontais na crista da barragem (E1) no decorrer do tempo para os sismos de Arequipa (caso II), Valparaíso (caso IV) e Tokachi (caso V).

Tabela 4.19 - Deslocamentos horizontais gerados pelos sismos das análises na crista da barragem de mineração na condição final.

Sismo	Análise	Deslocamento horizontal Crista (m)
Arequipa (Caso III)	Numérica	2,46
	Bray et al. (2018)	0,30 - 1,28
Valparaíso (Caso IV)	Numérica	1,24
	Bray et al. (2018)	0,12 - 0,52
Tokachi (Caso V)	Numérica	1,16
	Bray et al. (2018)	0,08 - 0,38

## **4.8. Potencial de liquefação dinâmica**

### **4.8.1. Estimativa por métodos simplificados**

Para a condição final, a figura 4.68 mostra os fatores de segurança contra liquefação dinâmica  $FS_{CL}$  ao longo da profundidade da coluna 2 (Figura 4.69), determinados pelos métodos simplificados de Youd et al. (2001) e Boulanger e Idriss (2014) com base em resultados de ensaios de simples reconhecimento SPT. O programa Shake2000 foi utilizado para cálculo da tensão cisalhante cíclica máxima, nas diversas profundidades, necessária para determinação do valor CSR pela eq. (2.4). Detalhes do procedimento de cálculo se encontram nas planilhas dos apêndices A.1 (método de Youd et al.) e A.2 (método de Boulanger e Idriss).

Os resultados indicam que até 35 m de profundidade, os rejeitos finos apresentam fatores de segurança contra a ruptura por liquefação inferiores a 1, ou seja, há possibilidade de início de liquefação no depósito de rejeitos. Entretanto, como se trata de valores computados ao longo de apenas uma coluna, é necessária uma análise global do problema para verificar os riscos de colapso do depósito por liquefação dinâmica.

### **4.8.2. Estimativa por métodos numéricos**

#### **4.8.2.1. Variação no tempo da razão de poropressão $r_u$**

O parâmetro de poropressão  $r_u$  é normalmente definido como:

$$r_u = \frac{u}{\sigma_{v0}} \quad (4.1)$$

onde  $u$  é a poropressão e  $\sigma_{v0}$  a tensão vertical total inicial no ponto considerado.

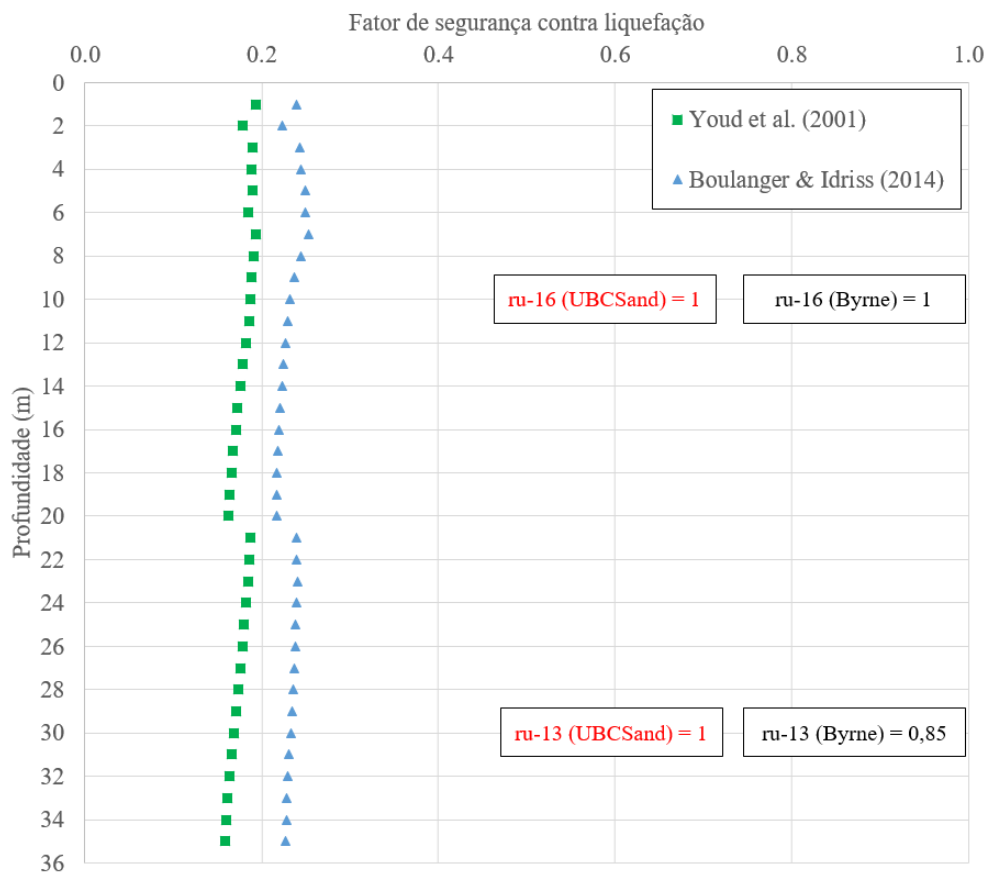


Figura 4.68 - Distribuição dos fatores de segurança contra liquefação ao longo da coluna 2 na condição final.

Em termos de variação de tensão  $\Delta\sigma_v$  um parâmetro relacionado com o excesso de poropressão  $\Delta u$  vem do parâmetro  $\bar{B}$  (Skempton, 1954) assumindo que  $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_v$ .

$$\bar{B} = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_1} = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_v} \quad (4.2)$$

Nesta pesquisa, foi utilizada a definição do parâmetro  $r_u$  sugerida no modelo constitutivo UBCSand, expressa por (Beaty e Byrne, 2011):

$$r_u = 1 - \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \quad (4.3)$$

onde  $\sigma'_v$  é a tensão vertical efetiva atual e  $\sigma'_{v0}$  a tensão vertical efetiva inicial. Quando  $r_u = 1$ ,  $\sigma'_v = 0$  e o solo encontra-se no estado liquefeito mas Beaty e Byrne (2011) sugerem que valores de  $r_u$  iguais ou superiores a 0,7 já indicariam a ocorrência de liquefação dinâmica. Os pontos de controle na avaliação do potencial de liquefação estão identificados para a condição final na Figura 4.69.

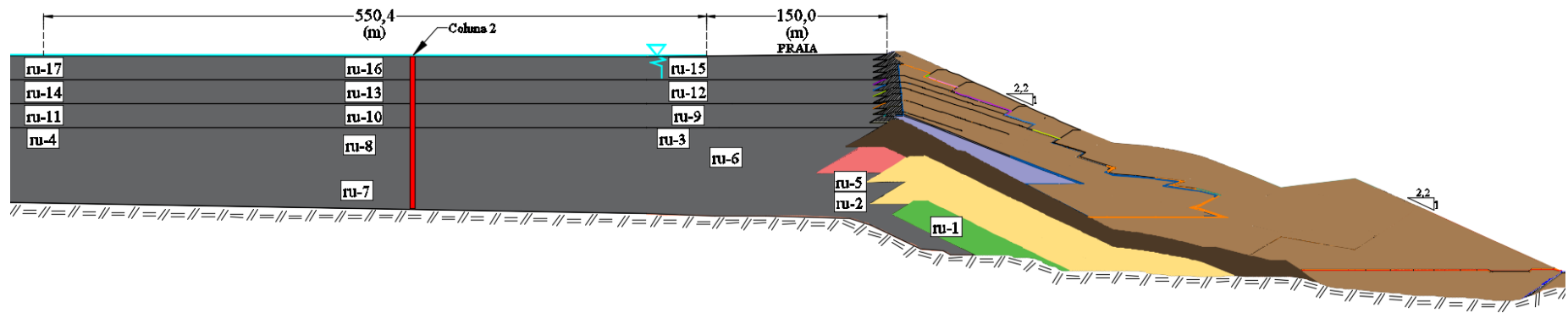


Figura 4.69 - Pontos de controle para avaliação do potencial de liquefação da barragem de mineração e coluna 2 através dos rejeitos na condição final.

Para os pontos de controle  $r_u$ -1 a  $r_u$ -17 (Figura 4.69) na condição final, as histórias do parâmetro  $r_u$  computadas com os modelos constitutivos UBCSand e de Byrne estão mostradas nas Figuras 4.70 a 4.86, todas as histórias do parâmetro  $r_u$  foram computados para o sismo de Arequipa. Pode-se observar que para os casos II (modelo UBCSand) e III (modelo de Byrne) o parâmetro  $r_u$  atinge valores superiores a 0,7 como critério de liquefação.

No decorrer do sismo, o modelo constitutivo UBCSand (caso II) indica liquefação nos pontos  $r_u$ -3,  $r_u$ -4,  $r_u$ -6,  $r_u$ -8,  $r_u$ -9,  $r_u$ -10,  $r_u$ -11,  $r_u$ -12,  $r_u$ -13,  $r_u$ -14,  $r_u$ -15,  $r_u$ -16 e  $r_u$ -17 em tempos inferiores a 60 s, mas também ausência de liquefação no rejeito antigo grosso (ponto  $r_u$ -1) e rejeitos finos em profundidade (pontos  $r_u$ -2,  $r_u$ -5 e  $r_u$ -7). O corpo da barragem formado por materiais granulares, também não apresenta potencial de liquefação dinâmica.

Para o Caso III (modelo de Byrne), há indicação de liquefação nos pontos de controle  $r_u$ -4,  $r_u$ -10,  $r_u$ -11,  $r_u$ -12,  $r_u$ -13,  $r_u$ -14,  $r_u$ -15,  $r_u$ -16 e  $r_u$ -17 mas, diferentemente do modelo UBCSand, ausência de liquefação nos pontos  $r_u$ -1,  $r_u$ -2,  $r_u$ -3,  $r_u$ -5,  $r_u$ -6,  $r_u$ -7,  $r_u$ -8 e  $r_u$ -9. A discrepância dos resultados pode ser na maior parte explicada pelas diferenças de formulação matemática de ambos os modelos constitutivos, mais abrangente e realista no modelo UBCSand do que no modelo de Byrne. A Tabela 4.20 apresenta um resumo da estimativa do potencial de liquefação, nos pontos de controle, com base nos máximos valores do parâmetro de poropressão  $r_u$ .

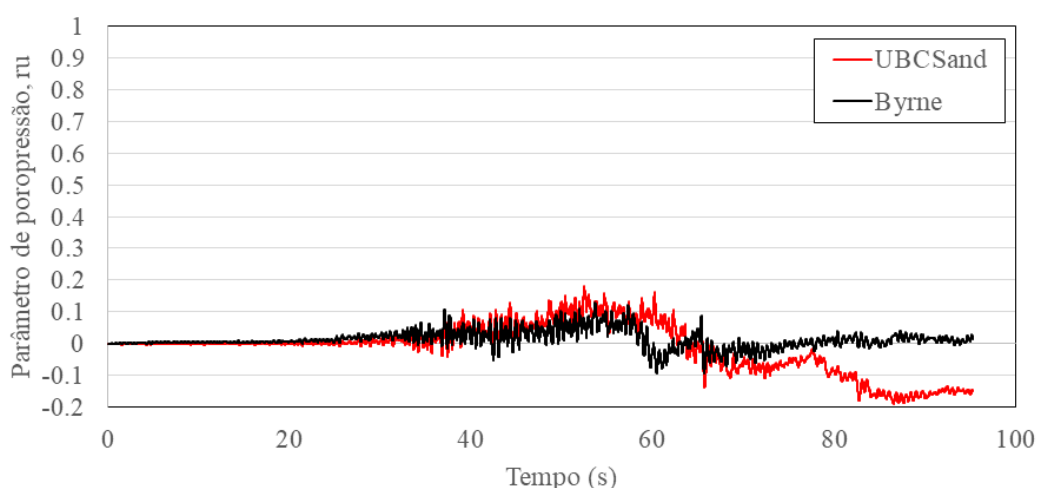


Figura 4.70 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão  $r_u$  no ponto de controle  $r_u$ -1, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.

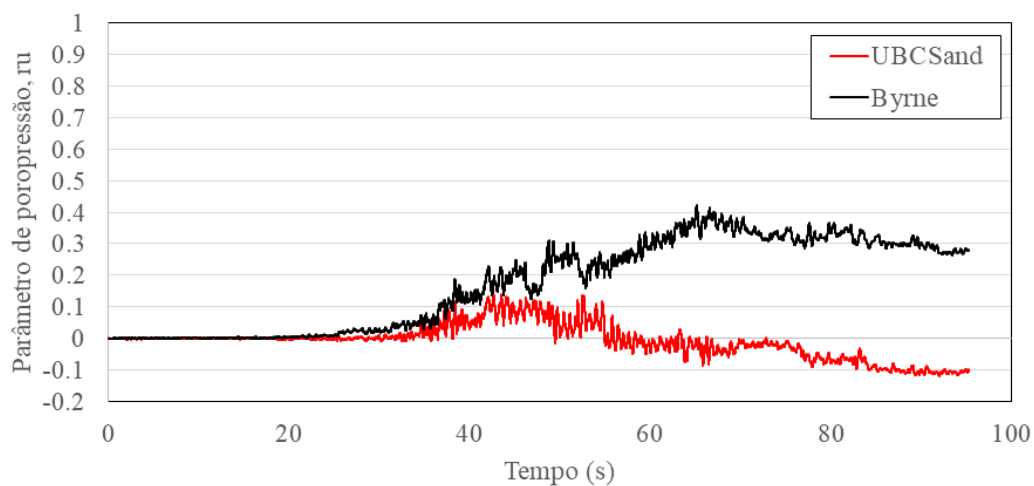


Figura 4.71 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão  $r_u$  no ponto de controle ru-2, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.

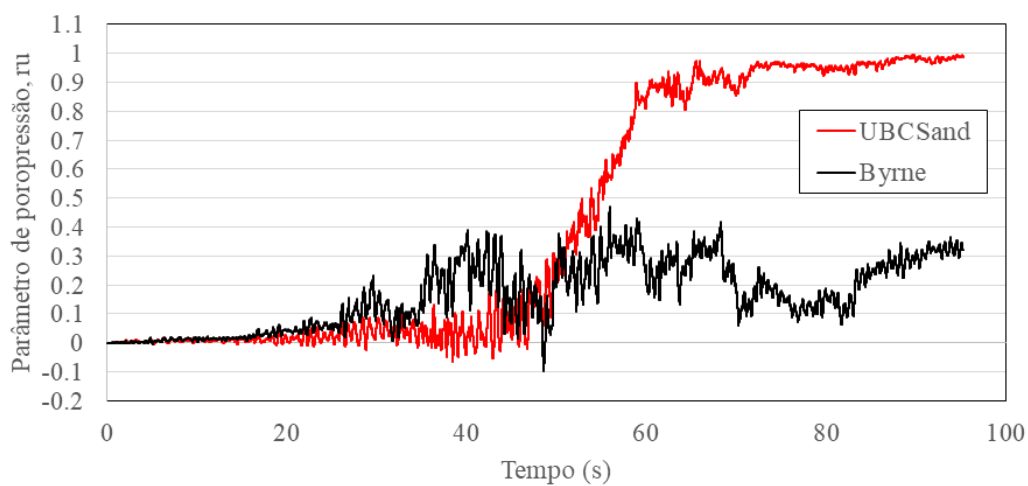


Figura 4.72 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão  $r_u$  no ponto de controle ru-3, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.

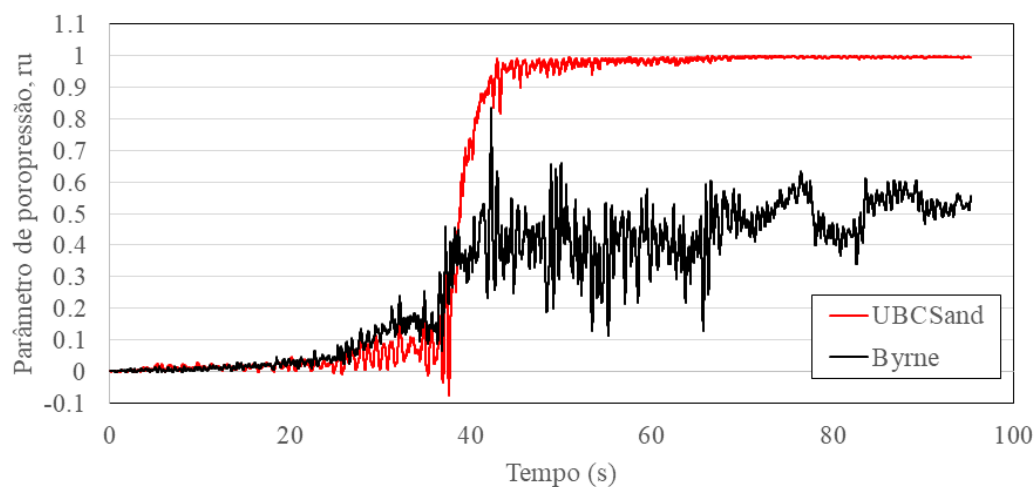


Figura 4.73 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão  $r_u$  no ponto de controle ru-4, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.

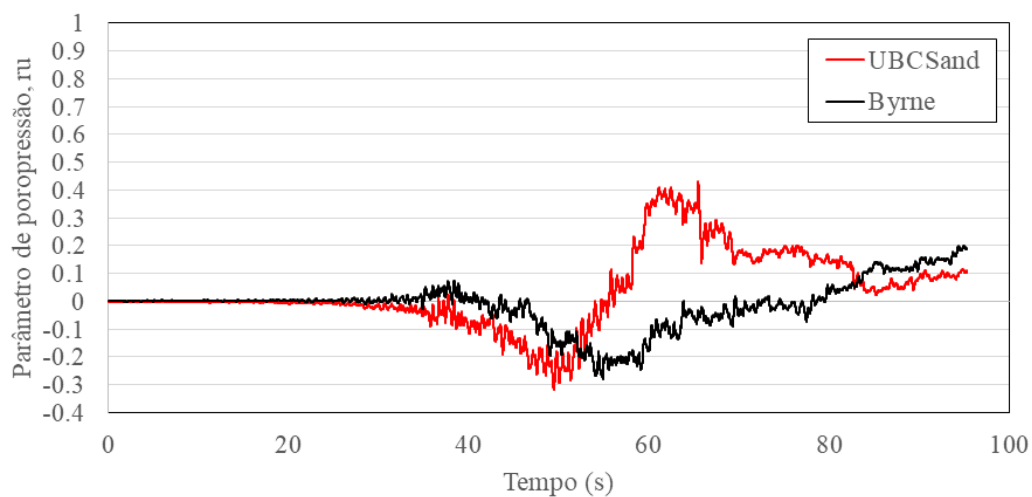


Figura 4.74 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão  $r_u$  no ponto de controle ru-5, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.

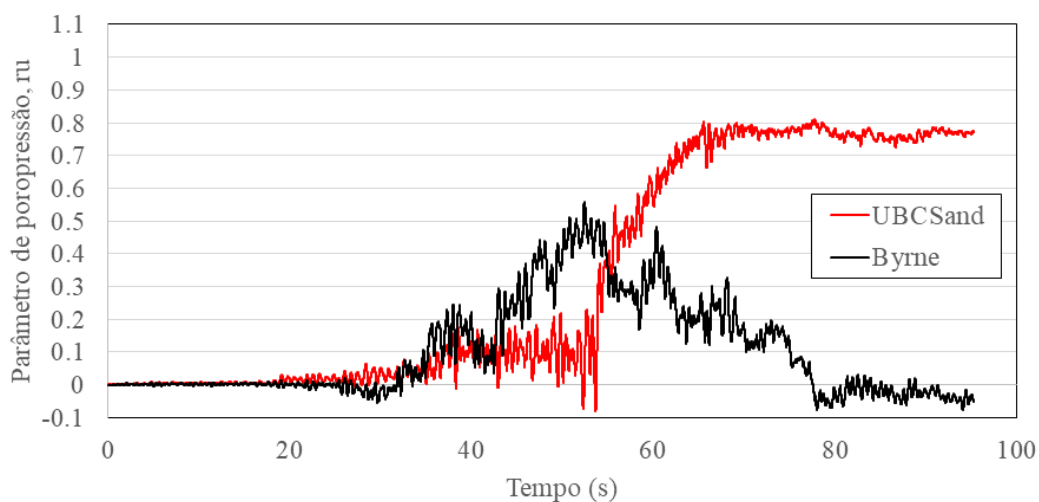


Figura 4.75 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão  $r_u$  no ponto de controle ru-6, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.

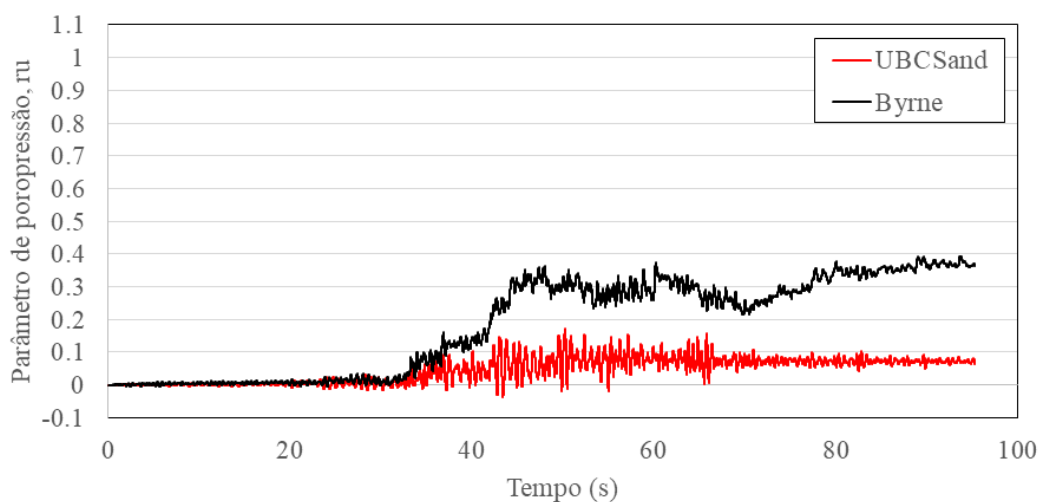


Figura 4.76 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão  $r_u$  no ponto de controle ru-7, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.

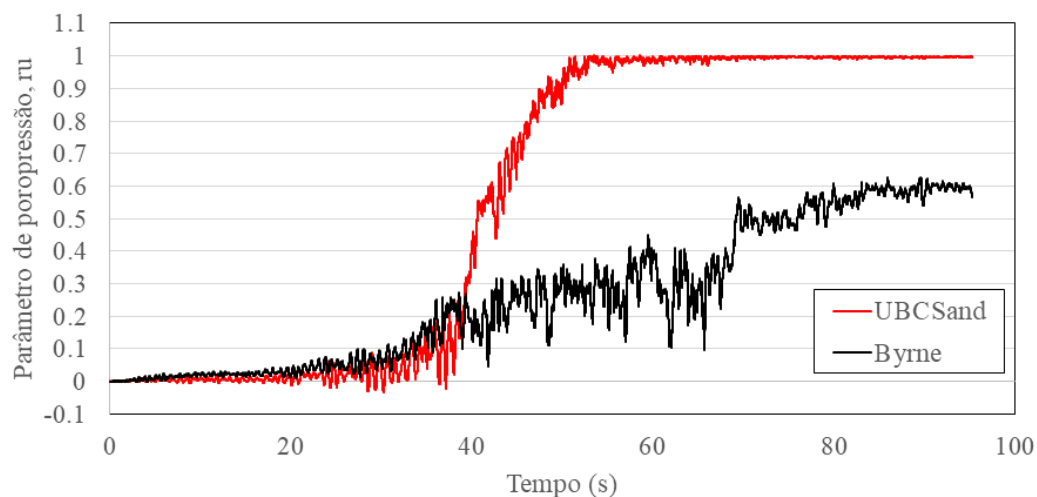


Figura 4.77 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão  $r_u$  no ponto de controle ru-8, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.

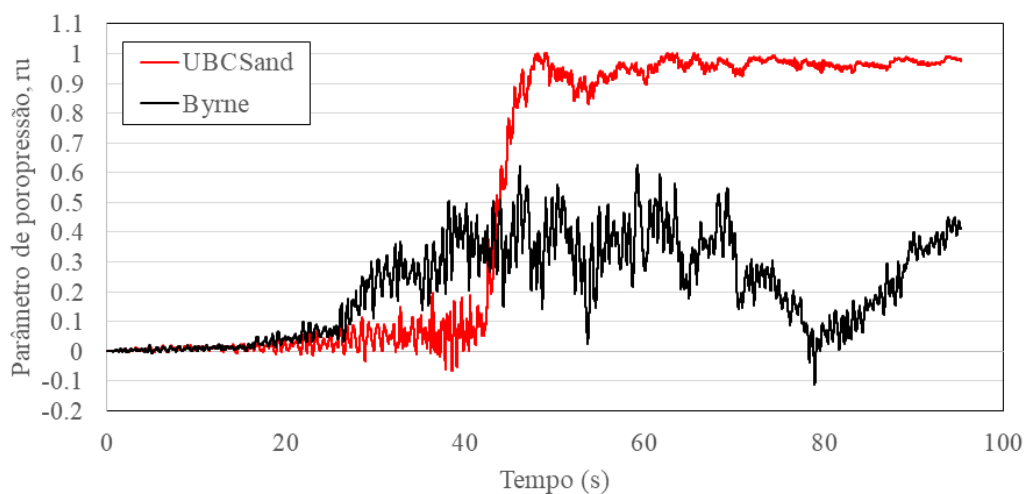


Figura 4.78 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão  $r_u$  no ponto de controle ru-9, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.

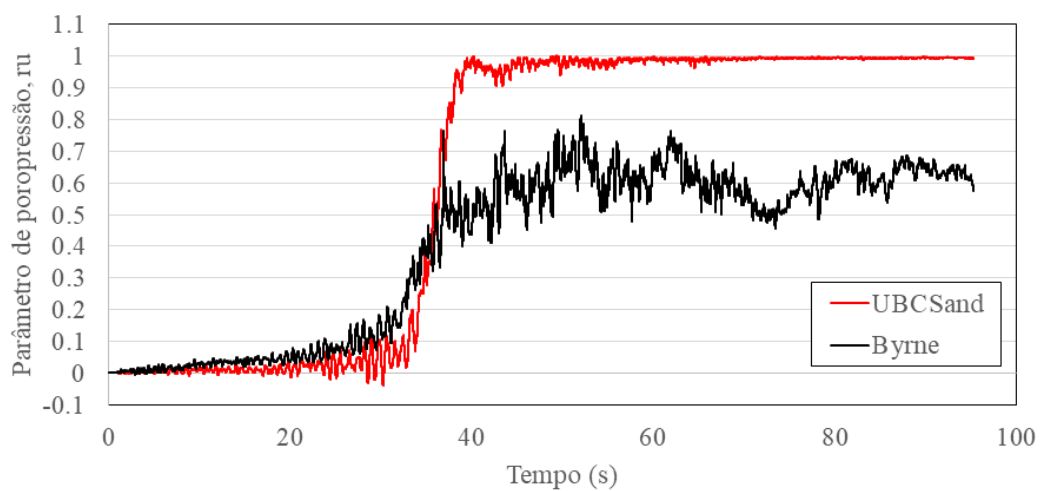


Figura 4.79 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão  $r_u$  no ponto de controle ru-10, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.



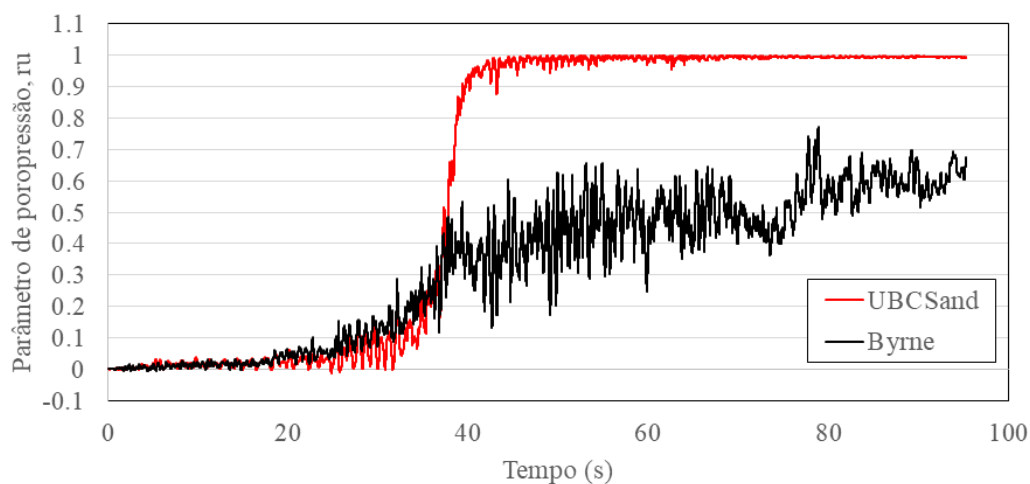


Figura 4.80 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão  $r_u$  no ponto de controle ru-11, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.

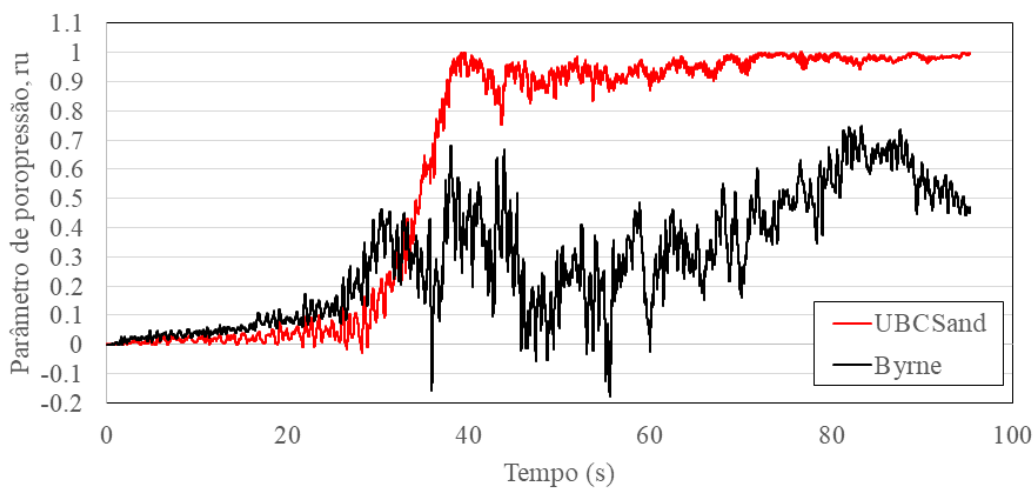


Figura 4.81 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão  $r_u$  no ponto de controle ru-12, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.

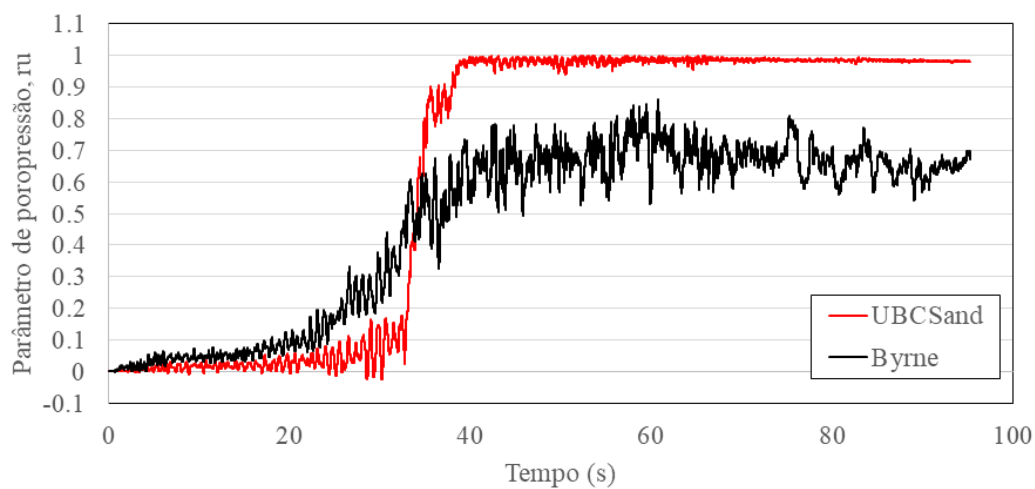


Figura 4.82 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão  $r_u$  no ponto de controle ru-13, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.

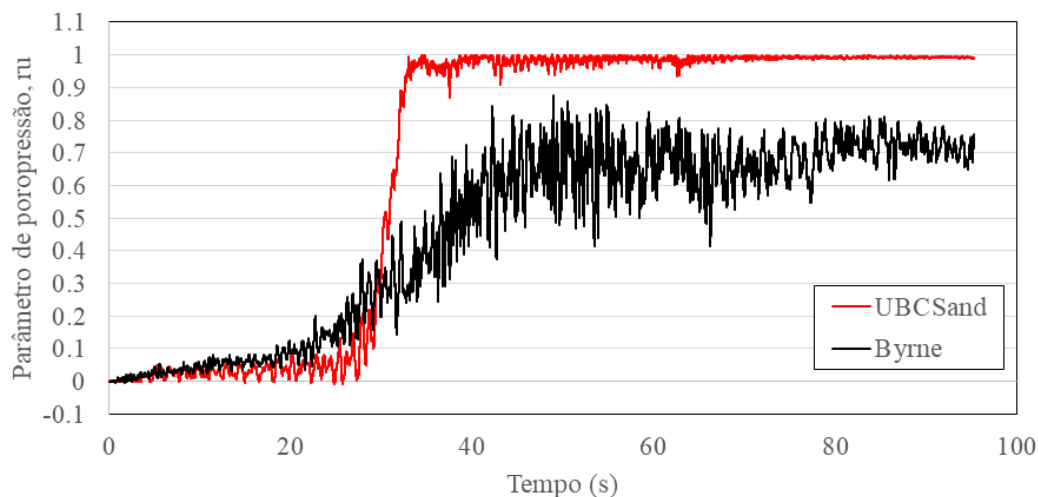


Figura 4.83 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão  $r_u$  no ponto de controle ru-14, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.

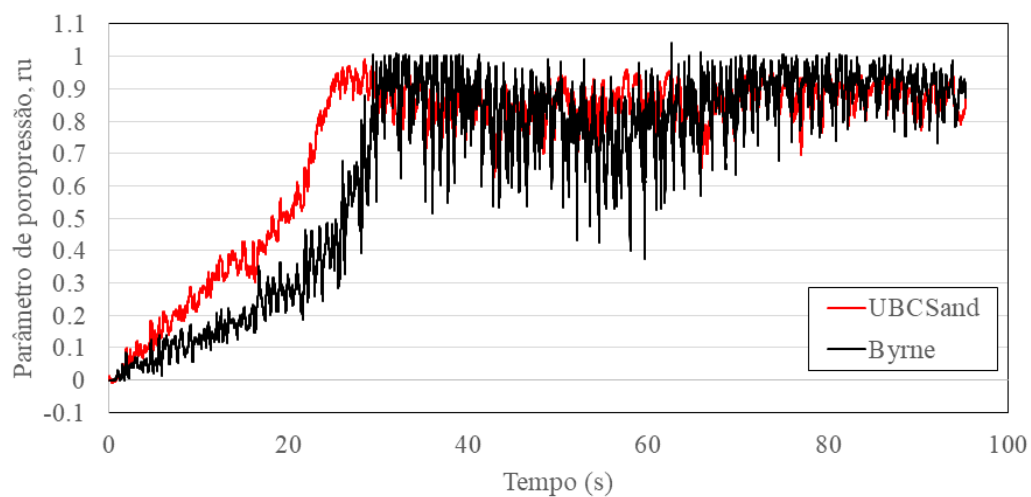


Figura 4.84 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão  $r_u$  no ponto de controle ru-15, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.

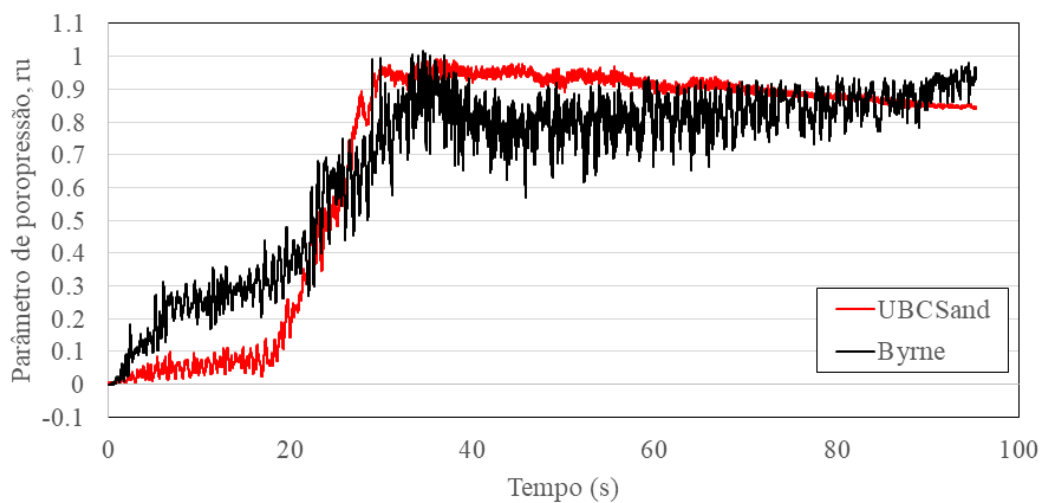


Figura 4.85 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão  $r_u$  no ponto de controle ru-16, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.

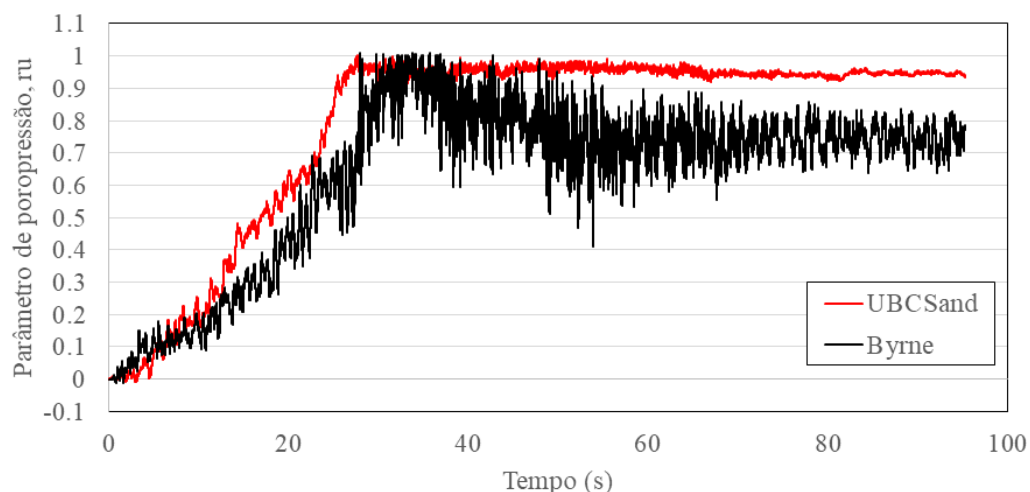


Figura 4.86 - Comparação das histórias do parâmetro de poropressão  $r_u$  no ponto de controle ru-17, durante a ocorrência do sismo Arequipa na condição final.

Tabela 4.20 - Estimativa do potencial de liquefação com base nos valores máximos do parâmetro  $r_u$  nos pontos de controle para a condição final.

Ponto de controle	Caso II (UBCSand)	Caso III (Byrne)
$r_u - 1$	Não liquefaz	Não liquefaz
$r_u - 2$	Não liquefaz	Não liquefaz
$r_u - 3$	Liquefaz	Não liquefaz
$r_u - 4$	Liquefaz	Liquefaz
$r_u - 5$	Não liquefaz	Não liquefaz
$r_u - 6$	Liquefaz	Não liquefaz
$r_u - 7$	Não liquefaz	Não liquefaz
$r_u - 8$	Liquefaz	Não liquefaz
$r_u - 9$	Liquefaz	Não liquefaz
$r_u - 10$	Liquefaz	Liquefaz
$r_u - 11$	Liquefaz	Liquefaz
$r_u - 12$	Liquefaz	Liquefaz
$r_u - 13$	Liquefaz	Liquefaz
$r_u - 14$	Liquefaz	Liquefaz
$r_u - 15$	Liquefaz	Liquefaz
$r_u - 16$	Liquefaz	Liquefaz
$r_u - 17$	Liquefaz	Liquefaz

Na Figura 4.68 é apresentado os fatores de segurança contra liquefação dinâmica  $FS_{CL}$  obtidos pelos métodos simplificados (Youd et al., 2001; Boulanger e Idriss, 2014), além disso, resultados de  $r_u-13$  e  $r_u-16$  na profundidade 30 m e 10 m, respectivamente; estes valores numéricos foram obtidos pelos modelos constitutivos UBCSand e de Byrne. As duas metodologias fornecem informação sobre o potencial de liquefação dinâmica. A principal diferença é devido a que os métodos simplificados foram calculados para os rejeitos finos em camadas de 1 m de profundidade, enquanto que para a modelagem numérica os rejeitos foram

divididos em camadas de 20 m de profundidade, sendo obtido os parâmetros de cada modelo constitutivo de acordo com as Tabelas 4.6 e 4.7.

#### 4.8.2.2.

##### **Variação espacial da razão de poropressão $r_u$**

As Figuras 4.87a a 4.87d apresentam para a condição final a distribuição espacial dos parâmetros de poropressão  $r_u$  nos tempos  $t = 30$  s, 50 s, 70 s e 95,35 s de duração do terremoto de projeto Arequipa, considerando o modelo constitutivo UBCSand (caso II) e critério de liquefação  $r_u \geq 0,7$ . As regiões que apresentam potencial de liquefação dinâmica estão mostradas na cor azul. No tempo  $t = 30$  s apenas as zonas de rejeitos finos até 20 m de profundidade indicam potencial de liquefação dinâmica, mas no tempo  $t = 50$  s a profundidade atingida chega a 60 m na zona esquerda do depósito de rejeitos. Para o tempo  $t = 95,35$  s atinge a profundidade de 60 m ao longe de todo o depósito de rejeitos saturados.

As Figuras 4.88a a 4.88d mostram resultados similares, porém considerando como critério de liquefação o valor do parâmetro de poropressão  $r_u = 1$ . Como o critério  $r_u \geq 0,7$  é mais conservativo, as regiões com potencial de liquefação na Figura 4.87 se apresentam mais extensas do que as ilustradas na Figura 4.88.

As Figuras 4.89 e 4.90 ilustram os resultados obtidos para a condição final, considerando o modelo constitutivo de Byrne e critério de liquefação  $r_u \geq 0,7$  (Figura 4.89) e  $r_u = 1$  (Figura 4.90). No tempo  $t = 30$  s, a liquefação dinâmica atingiria a profundidade de 20 m considerando  $r_u \geq 0,7$  (Figura 4.89a) e a profundidade de 15 m admitindo  $r_u = 1$  (Figura 4.90a). No tempo  $t = 50$  s, liquefação ocorreria, em ambos casos, para profundidades de até 60 m. No tempo  $t = 95,35$  s é observado potencial de liquefação, em ambos casos, para profundidades de até 55 m, porém capturando maior quantidade de áreas ao longe do depósito de rejeitos. Mas como o critério  $r_u \geq 0,7$  é mais conservativo, as regiões com potencial de liquefação na Figura 4.89 se apresentam maiores áreas do que as ilustradas na Figura 4.90.

As Figuras 4.91a a 4.91d apresentam para a condição final a distribuição espacial dos parâmetros de poropressão  $r_u$  nos tempos  $t = 10$  s, 30 s, 50 s e 79,36 s de duração do terremoto de projeto Valparaíso, considerando o modelo constitutivo

UBCSand (caso IV) e critério de liquefação  $r_u \geq 0,7$ . As regiões que apresentam potencial de liquefação dinâmica estão mostradas na cor azul. No tempo  $t = 10$  s apenas as zonas de rejeitos finos até 25 m de profundidade indicam potencial de liquefação dinâmica, mas no tempo  $t = 30$  s a profundidade atingida chega a 60 m no depósito de rejeitos. Para o tempo  $t = 79,36$  s atinge a profundidade de 65 m ao longe de todo o depósito de rejeitos saturados.

As Figuras 4.92a a 4.92d mostram resultados similares, porém considerando como critério de liquefação o valor do parâmetro de poropressão  $r_u = 1$ . Como o critério  $r_u \geq 0,7$  é mais conservativo, as regiões com potencial de liquefação na Figura 4.91 se apresentam mais extensas do que as ilustradas na Figura 4.92.

As Figuras 4.93a a 4.93d apresentam para a condição final a distribuição espacial dos parâmetros de poropressão  $r_u$  nos tempos  $t = 30$  s, 50 s, 90 s e 192,98 s de duração do terremoto de projeto Tokachi, considerando o modelo constitutivo UBCSand (caso V) e critério de liquefação  $r_u \geq 0,7$ . As regiões que apresentam potencial de liquefação dinâmica estão mostradas na cor azul. No tempo  $t = 30$  s apenas as zonas de rejeitos finos até 20 m de profundidade indicam potencial de liquefação dinâmica, mas no tempo  $t = 50$  s a profundidade atingida chega a 50 m na zona esquerda do depósito de rejeitos. Para o tempo  $t = 192,98$  s atinge a profundidade de 60 m ao longe de todo o depósito de rejeitos saturados.

As Figuras 4.94a a 4.94d mostram resultados similares, porém considerando como critério de liquefação o valor do parâmetro de poropressão  $r_u = 1$ . Como o critério  $r_u \geq 0,7$  é mais conservativo, as regiões com potencial de liquefação na Figura 4.93 se apresentam mais extensas do que as ilustradas na Figura 4.94.

A partir dos resultados obtidos da variação espacial do potencial de liquefação dinâmica com o modelo constitutivo de Byrne (caso III), e acorde com a literatura técnica (Itasca, 2016), as principais vantagens do modelo são: que o modelo reproduz os principais mecanismos de liquefação, apresenta uma abordagem robusta que funciona na análise bidimensional e poderia fornecer uma comparação com outros modelos constitutivos, por exemplo UBCSand. Entre as principais desvantagens são: a geração de excesso de poropressão não é regular porque a atualização da geração de poropressões ocorre quando um meio ciclo é completado.

Além disso, a resposta pode ser muito conservadora devido a que a dilatação é assumida constante.

Os resultados obtidos com o modelo constitutivo UBCSand (caso II, IV e V) da variação espacial do potencial de liquefação dinâmica, e acorde com (Itasca, 2016), as principais vantagens do modelo são: a física correta do fenômeno de liquefação é desenvolvida, o modelo funciona para carregamentos cíclicos, é flexível de usar porque está relacionada com a contagem de número de golpes do ensaio SPT normalizado, a evolução das variáveis físicas é contínua e a dilatação é atualizada para estados de tensão acima do ângulo de atrito de volume constante. Entre as principais desvantagens são: a rotação de tensões é baseada unicamente na tensão de cisalhamento horizontal e a formulação do modelo é aplicado apenas à análise bidimensional.

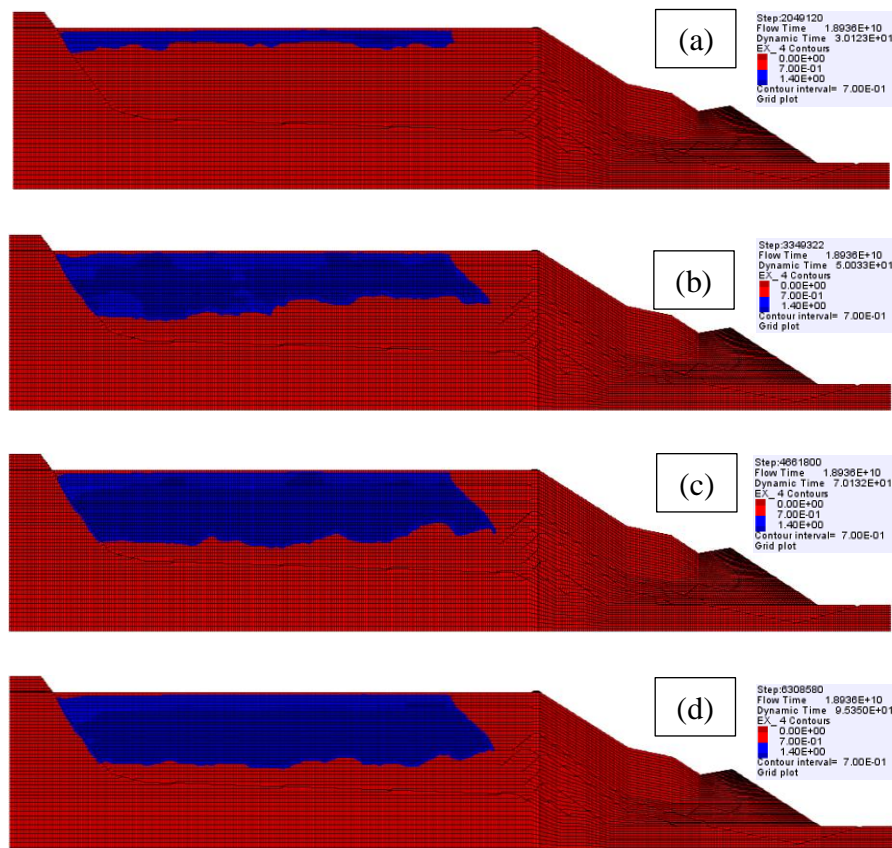


Figura 4.87 - Distribuição espacial do parâmetro de poropressão  $r_u \geq 0,7$  nos tempos: (a)  $t=30$  s, (b)  $t=50$  s, (c)  $t=70$  s e (d)  $t=95,35$  s. Caso II, condição final.

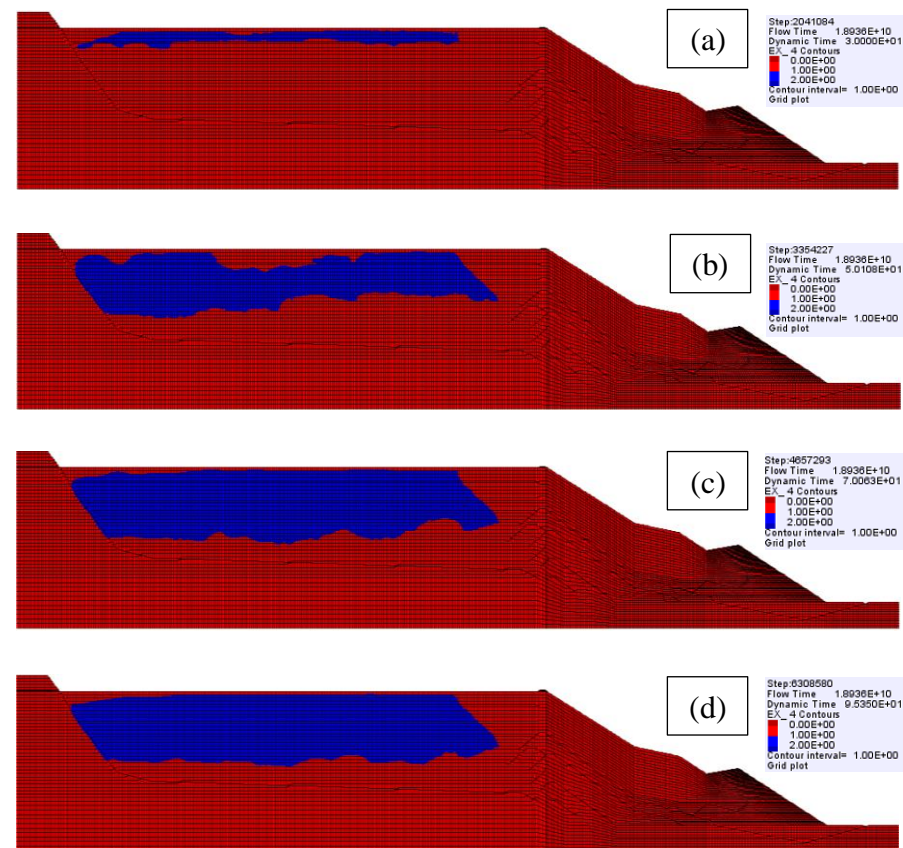


Figura 4.88 - Distribuição espacial do parâmetro de poropressão,  $r_u = 1$  nos tempos: (a)  $t=30$  s, (b)  $t=50$  s, (c)  $t=70$  s e (d)  $t=95,35$  s. Caso II, condição final.



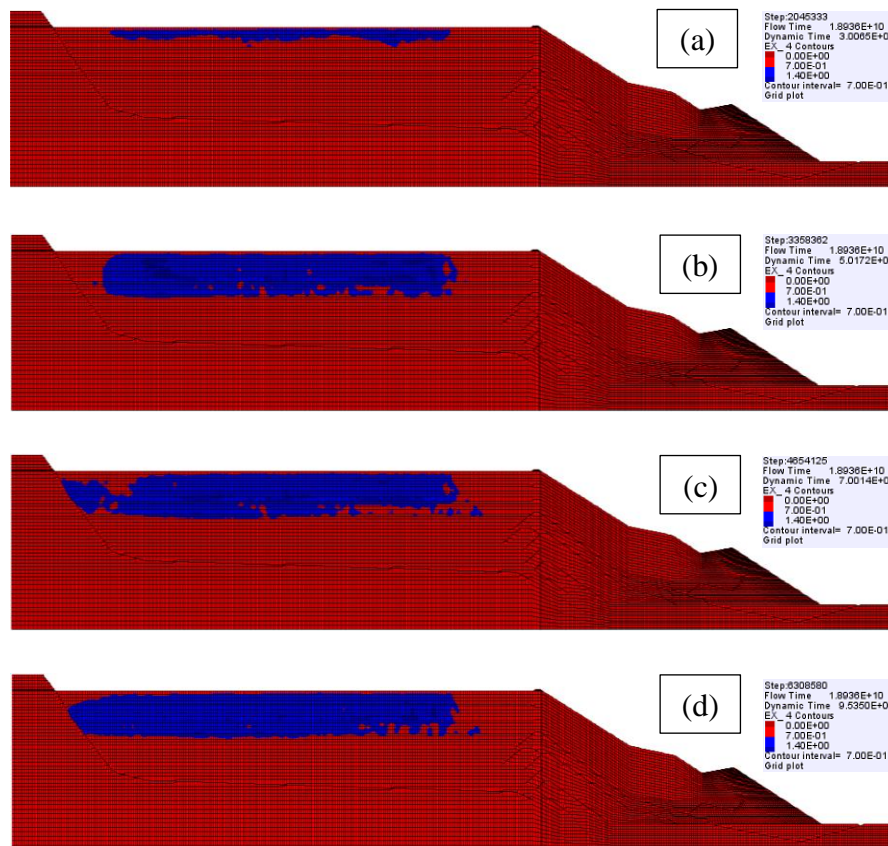


Figura 4.89 - Distribuição espacial do parâmetro de poropressão  $r_u \geq 0,7$  nos tempos: (a)  $t=30$  s, (b)  $t=50$  s, (c)  $t=70$  s e (d)  $t=95,35$  s. Caso III, condição final.

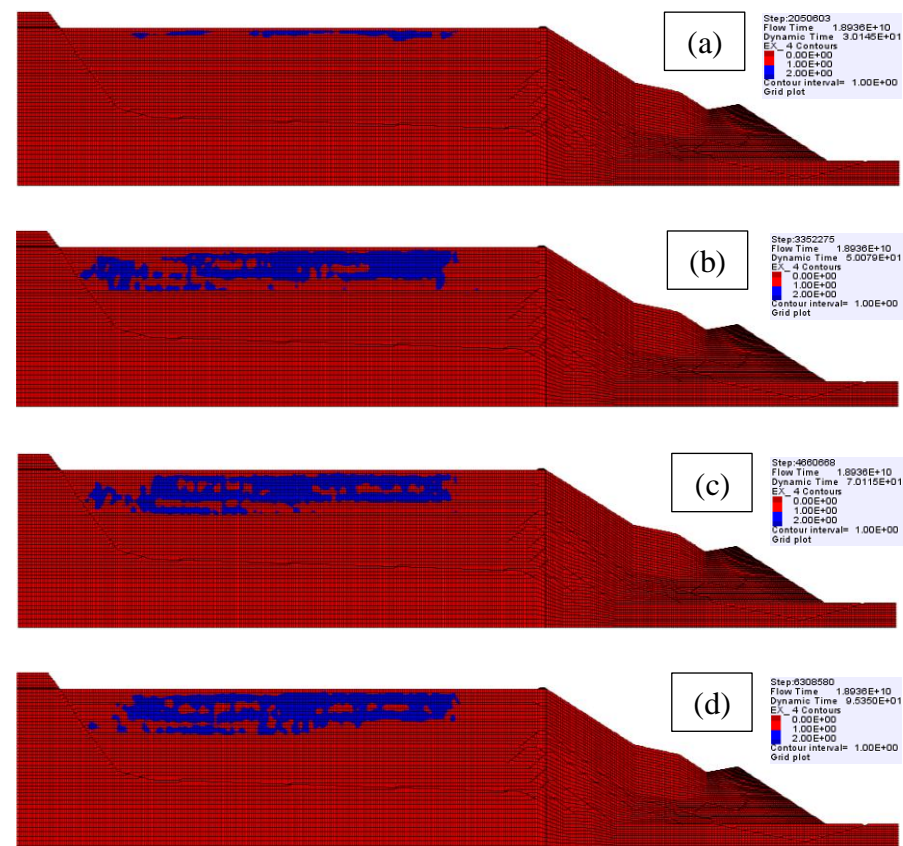


Figura 4.90 - Distribuição espacial do parâmetro de poropressão  $r_u = 1$  nos tempos: (a)  $t=30$  s, (b)  $t=50$  s, (c)  $t=70$  s e (d)  $t=95,35$  s. Caso III, condição final.



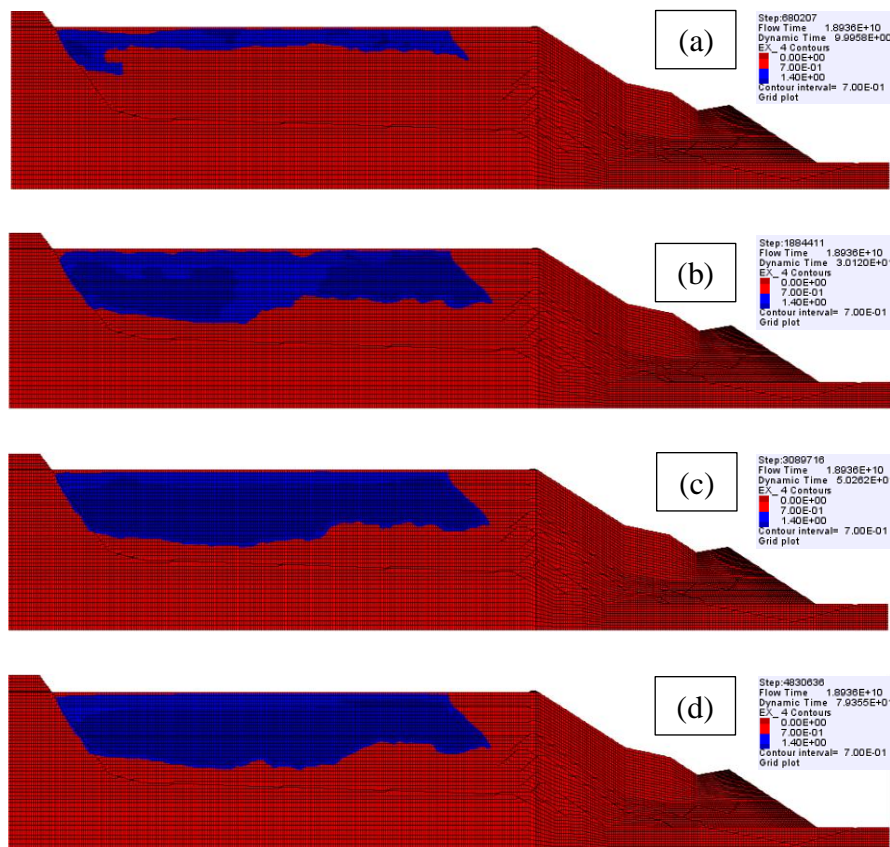


Figura 4.91 - Distribuição espacial do parâmetro de poropressão  $r_u \geq 0,7$  nos tempos: (a)  $t=10$  s, (b)  $t=30$  s, (c)  $t=50$  s e (d)  $t=79,36$  s. Caso IV, condição final.

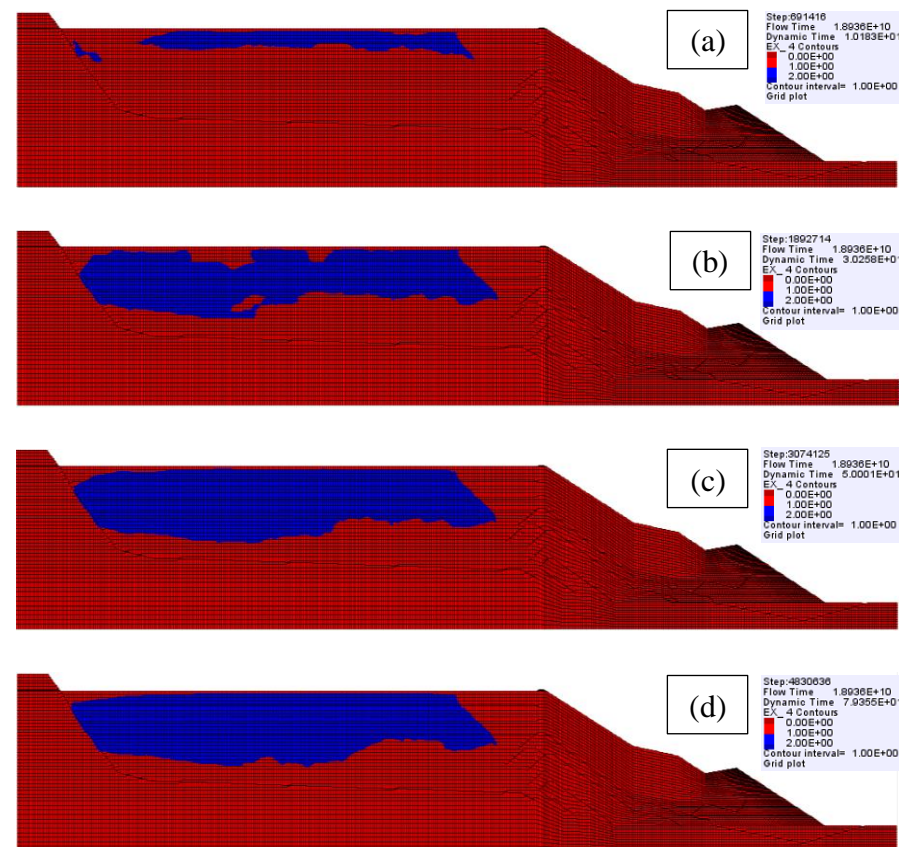


Figura 4.92 - Distribuição espacial do parâmetro de poropressão,  $r_u = 1$  nos tempos: (a)  $t=10$  s, (b)  $t=30$  s, (c)  $t=50$  s e (d)  $t=79,36$  s. Caso IV, condição final.

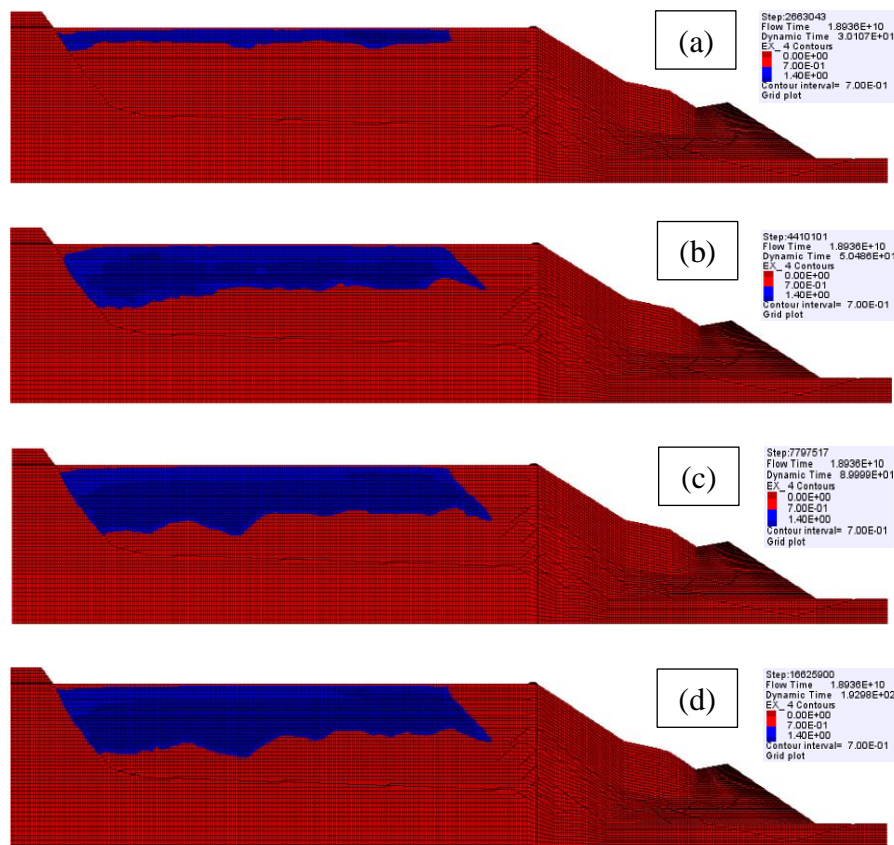


Figura 4.93 - Distribuição espacial do parâmetro de poropressão  $r_u \geq 0,7$  nos tempos: (a)  $t=30$  s, (b)  $t=50$  s, (c)  $t=90$  s e (d)  $t=192,98$  s. Caso V, condição final.

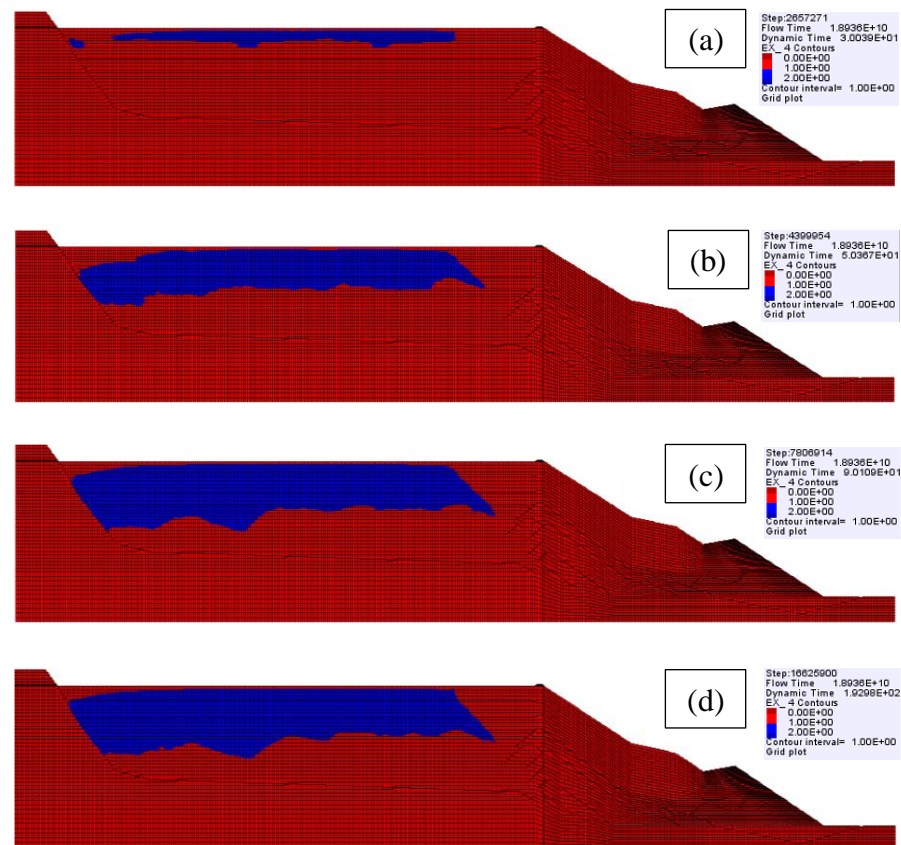


Figura 4.94 - Distribuição espacial do parâmetro de poropressão,  $r_u = 1$  nos tempos: (a)  $t=30$  s, (b)  $t=50$  s, (c)  $t=90$  s e (d)  $t=192,98$  s. Caso V, condição final.

#### 4.8.2.3.

#### Distribuição espacial dos excessos de poropressão

As Figuras 4.95 a 4.96 ilustram a distribuição espacial das poropressões geradas pelo sismo de projeto Arequipa na condição final, em quatro instantes de tempo  $t = 30$  s, 50 s, 70 s e 95,35 s indicados nas respectivas figuras, determinadas com os modelos constitutivos UBCSand (caso II) e de Byrne (caso III), respectivamente. Das figuras se observa que os resultados computados com o modelo constitutivo de Byrne são mais conservativos do que aqueles determinados com o modelo UBCSand, atingindo regiões mais profundas para iguais níveis de excessos de poropressão.

A Figura 4.97 ilustra a distribuição espacial das poropressões geradas pelo sismo de projeto Valparaíso na condição final, em quatro instantes de tempo  $t = 10$  s, 30 s, 50 s e 79,36 s indicados nas respectivas figuras, determinadas com o modelo constitutivo UBCSand (caso IV). Das figuras se observa que os resultados computados indicam que entre o tempo  $t = 10$  s e  $t = 30$  s aumenta rapidamente os níveis de excessos de poropressão, sendo praticamente mantido os excessos de poropressão até  $t = 79,36$  s.

A Figura 4.98 ilustra a distribuição espacial das poropressões geradas pelo sismo de projeto Tokachi na condição final, em quatro instantes de tempo  $t = 30$  s, 50 s, 90 s e 192,98 s indicados nas respectivas figuras, determinadas com o modelo constitutivo UBCSand (caso V). Das figuras se observa que os resultados computados indicam que entre o tempo  $t = 30$  s e  $t = 50$  s aumenta rapidamente os níveis de excessos de poropressão, sendo praticamente mantido os excessos de poropressão até  $t = 192,98$  s.

Finalmente, para a condição final, as Figuras 4.99a até 4.99e mostram as distribuições espaciais dos excessos de poropressão computadas nos tempos  $t = 30$  s, 40 s, 60 s, 70 s e 95,35 s utilizando o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb (caso I) com o objetivo de verificar a diferença de comportamento obtida com o tradicional modelo geotécnico e modelos específicos para carregamentos cíclicos (Byrne e UBCSand). Os resultados mostram que o modelo Mohr-Coulomb captura

valores menores de excessos de poropressão nos mesmos tempos que os modelos cíclicos (UBCSand e de Byrne).



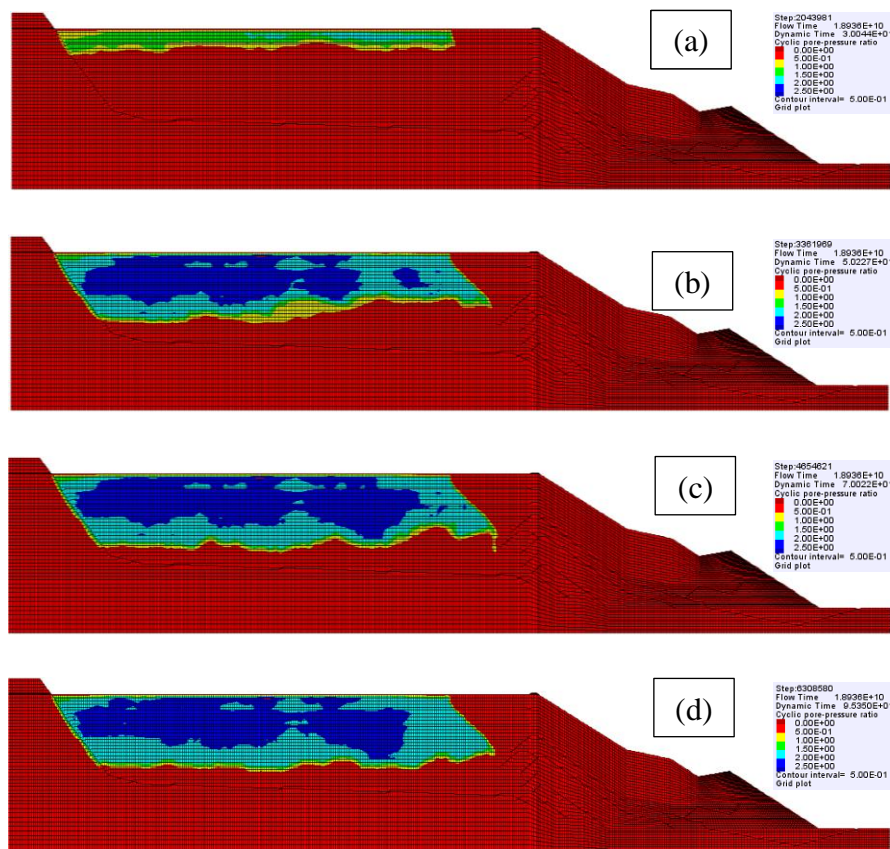


Figura 4.95 - Distribuição espacial dos excessos de poropressão nos tempos: (a)  $t=30$  s, (b)  $t=50$  s, (c)  $t=70$  s e (d)  $t=93,35$  s. Caso II, na condição final.

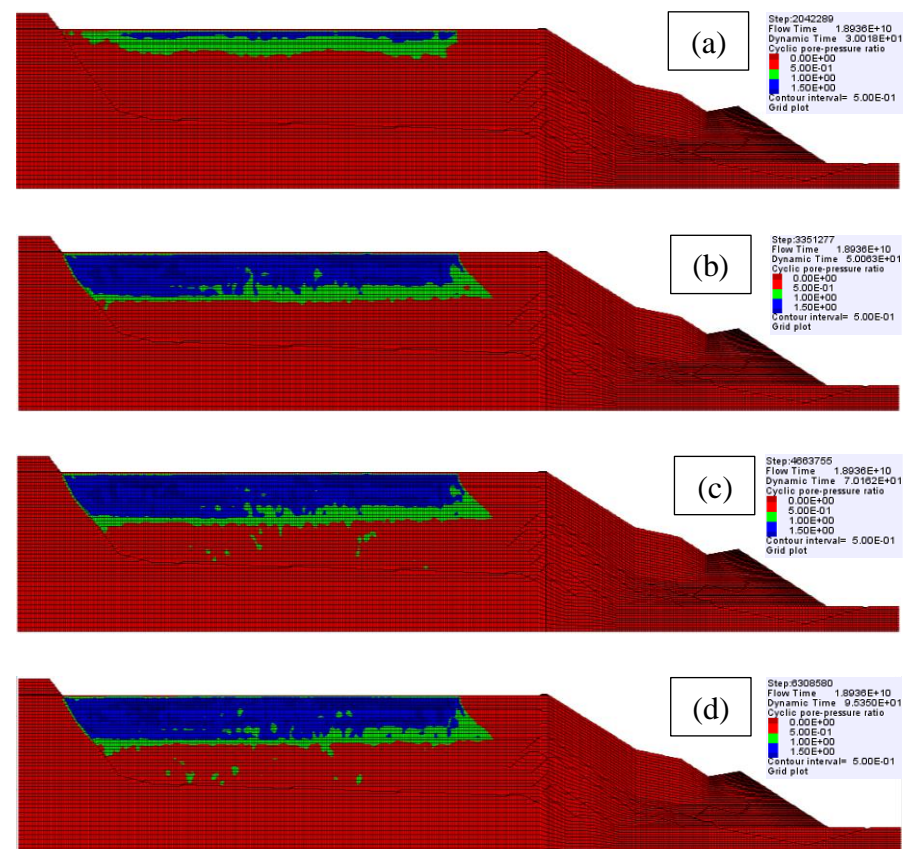


Figura 4.96 - Distribuição espacial dos excessos de poropressão nos tempos: (a)  $t=30$  s, (b)  $t=50$  s, (c)  $t=70$  s e (d)  $t=95,35$  s. Caso III, na condição final.

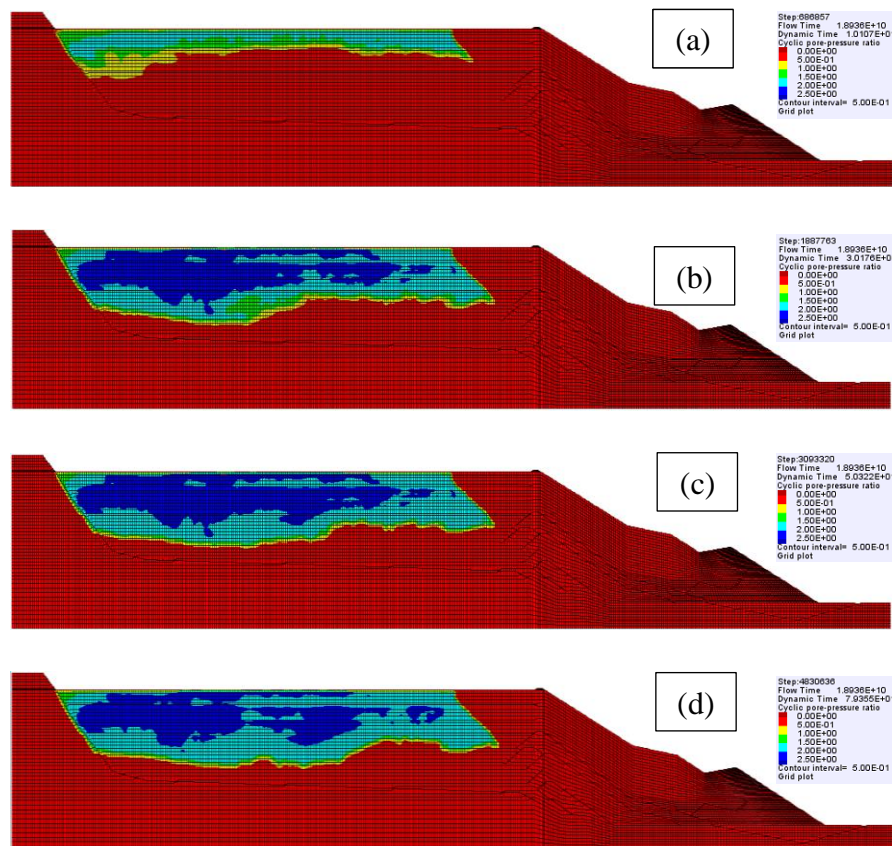


Figura 4.97 - Distribuição espacial dos excessos de poropressão nos tempos: (a)  $t=10$  s, (b)  $t=30$  s, (c)  $t=50$  s e (d)  $t=79,36$  s. Caso IV, na condição final.

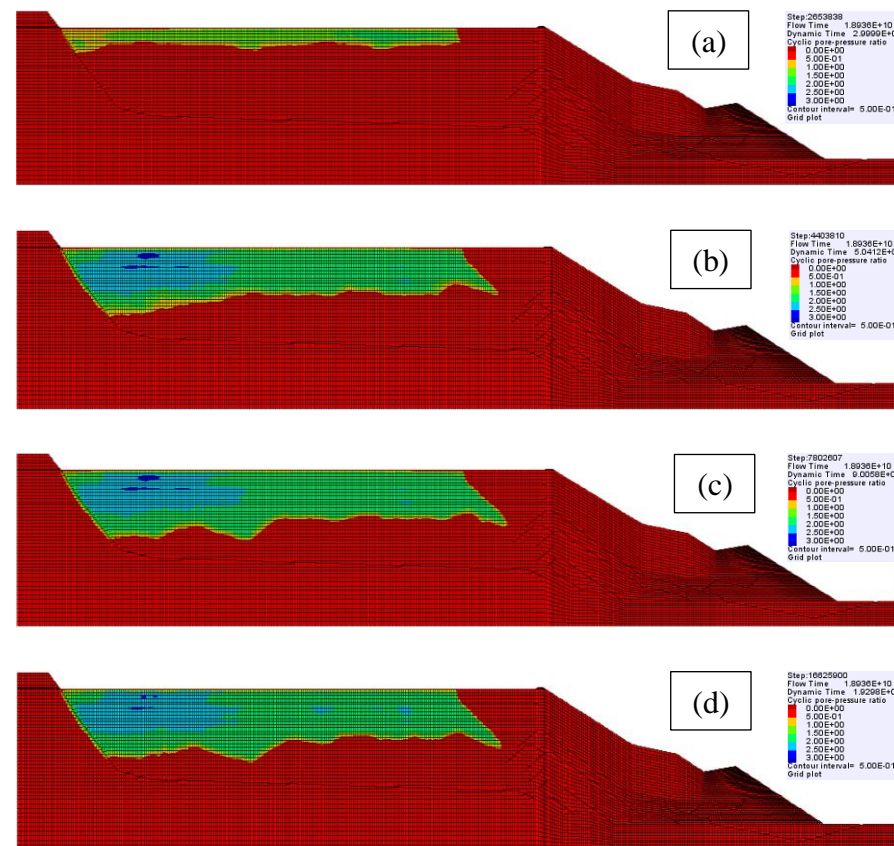


Figura 4.98 - Distribuição espacial dos excessos de poropressão nos tempos: (a)  $t=30$  s, (b)  $t=50$  s, (c)  $t=90$  s e (d)  $t=192,98$  s. Caso V, na condição final.



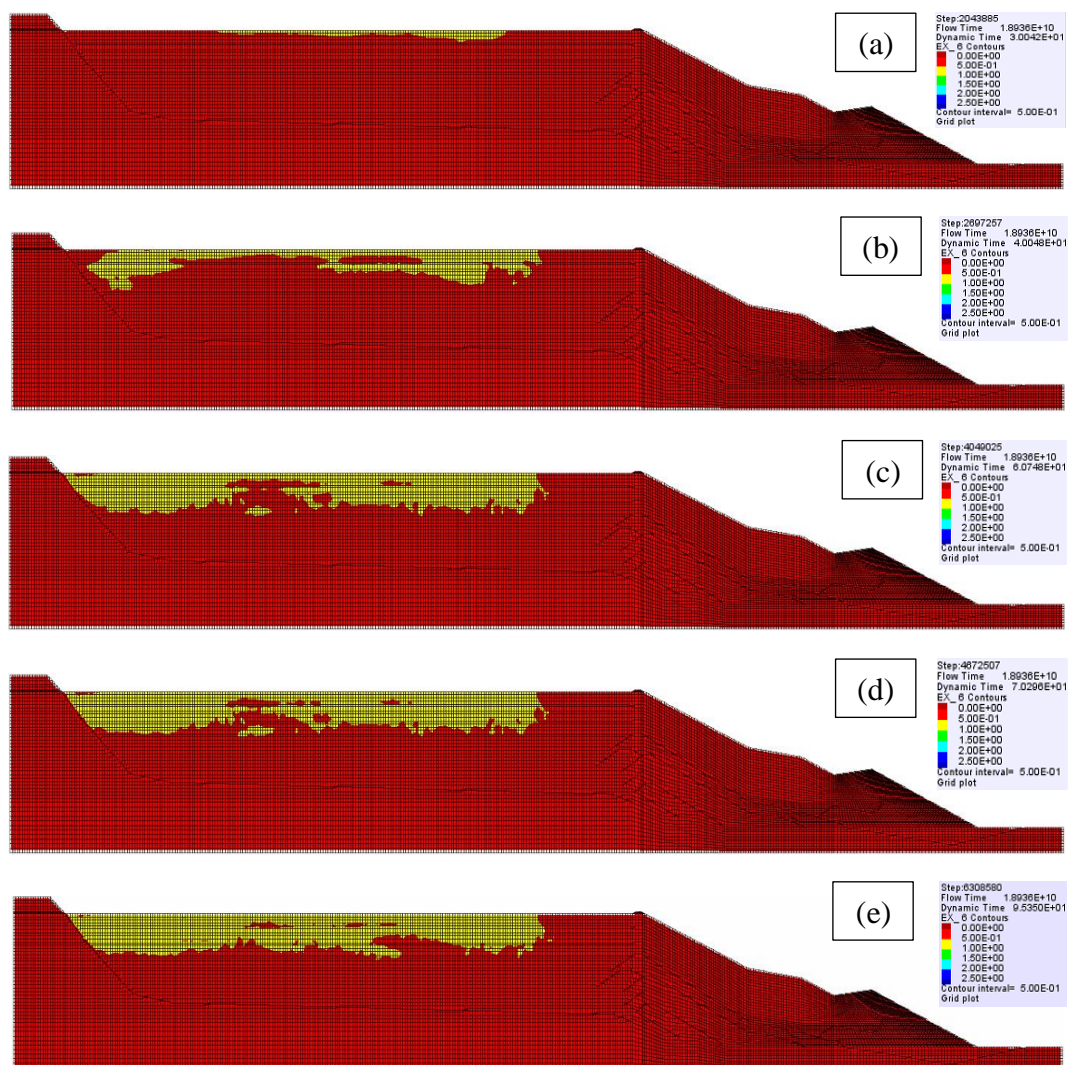


Figura 4.99 - Distribuição espacial dos excessos de poropressão nos tempos: (a)  $t=30$  s, (b)  $t=40$  s, (c)  $t=60$  s, (d)  $t=70$  s e (e)  $t=95,35$  s. Caso I, na condição final.

## 5

### Conclusões e sugestões

A presente pesquisa teve como foco fundamental avaliar o comportamento dinâmico de um depósito de contenção de rejeitos no Peru, na condição final (pós alteamento), considerando duas abordagens de análise. Na primeira, foram empregados os métodos simplificados de Youd et al. (2001) e Boulanger e Idriss (2014) para determinação do fator de segurança contra liquefação dinâmica, e na segunda abordagem foi utilizado um modelo numérico com auxílio do programa computacional FLAC 2D v.8 para uma análise global dos efeitos do carregamento sísmico em termos de deslocamentos permanentes, acelerações horizontais máximas e potencial de liquefação dinâmica do material do depósito, considerando os modelos constitutivos de Byrne e UBCSand. De acordo com o (CDA 2013, 2014), a barragem de mineração foi classificada como de risco muito alto, em função do risco ao meio ambiente, à infraestrutura e à população que poderia ser afetada em consequência de um possível colapso da geoestrutura. Os sismos de projetos foram obtidos dos estudos prévios de ameaça sísmica, com ajuste espectral dos terremotos de Arequipa, Valparaíso e Tokachi.

#### 5.1.

##### Resposta sísmica

As principais conclusões desta primeira etapa da pesquisa foram as seguintes:

- a) Os deslocamentos permanentes na crista do talude de jusante na condição final se situaram no intervalo entre 15 a 100 cm, mas pequenas regiões os deslocamentos horizontais são maiores a 100 cm, devendo ser procedida uma análise mais criteriosa, com base em julgamentos de engenharia, dos riscos associados à eventual instabilidade dos taludes provocada pelos carregamentos sísmicos, de acordo com recomendações do *California Geological Survey* (2008).



- b) Os deslocamentos permanentes no depósito de rejeitos atingiram valor horizontal máximo de 1,50 m e vertical máximo de 1,00 m (recalque), sendo provocados pelo sismo de Arequipa. Apesar de apresentar altos valores de deslocamentos permanentes no depósito de rejeitos, estes não afetariam a estabilidade da geoestrutura devido a que a estabilidade é controlada pelo corpo da barragem de mineração.
- c) As acelerações horizontais máximas, computadas na condição final com os programas Shake2000, DEEPSOIL e FLAC 2D v.8 na região dos rejeitos apresentaram maior concordância de valores no caso em que se empregou o modelo de Mohr-Coulomb com a introdução de pequena parcela de amortecimento de Rayleigh (0,2%) para eliminação dos possíveis ruídos de alta frequência. Todavia, os valores computados com um modelo elasto-plástico específico para carregamentos cíclicos (modelo UBCSand) foram julgados mais representativos do comportamento real da geoestrutura.

## **5.2.**

### **Potencial de liquefação dinâmica**

As principais conclusões quanto ao potencial de liquefação dinâmica do depósito de rejeitos foram as seguintes:

- a) Os métodos simplificados Youd et al. (2001) e Boulanger e Idriss (2014) permitiram avaliar, de modo prático e rápido, o potencial de início de liquefação nos rejeitos finos presentes no reservatório do depósito de contenção de rejeitos. Deve-se mencionar que esses métodos simplificados não consideram a variação da poropressão gerada pelo carregamento sísmico.
- b) A modelagem numérica da geoestrutura com o programa computacional FLAC 2D v.8 permitiu avaliar de forma mais ampla o desenvolvimento do fenômeno da liquefação dinâmica e suas consequências (deslocamentos permanentes, acréscimos de poropressão, instabilidades locais ou generalizadas).

- c) A partir dos resultados obtidos pelos métodos simplificados e de modelagem numérica da geoestrutura, concluiu-se que os rejeitos finos contidos no reservatório da barragem apresentam potencial de liquefação dinâmica, em consequência do carregamento provocado pelos sismos de Arequipa, Valparaíso e Tokachi ( $T_r = 4975$  anos na condição final). Porém, a possível ocorrência de liquefação dinâmica nos rejeitos finos contidos no reservatório não implica o colapso da barragem de mineração Porvenir.

### 5.3.

#### **Sugestões para pesquisas futuras**

Com o objetivo de continuar as investigações nesta linha de pesquisa envolvendo a avaliação do potencial de liquefação dinâmica em barragens de mineração, o seguinte tópico é sugerido:

- a) realizar análises crítico-comparativas dos resultados da modelagem numérica bidimensional de liquefação dinâmica em barragens de mineração utilizando os modelos constitutivos UBCSAND e PM4Sand (Boulanger e Ziotopoulou, 2013), ambos disponíveis para o programa computacional FLAC 2D.

## Referências bibliográficas

ABRAHAMSON, N. A. **Spatial variation of multiple support inputs**, Proceedings, 1<sup>st</sup> U. S. Seminar on Seismic Evaluation and Retrofit of Steel Bridges, Department of Civil Engineering and California Department of Transportation, University of California, Berkeley, San Francisco, California, 1993.

ACEVEDO, A. B. **Seismological criteria for selecting and scaling real accelerograms for use in engineering analysis and design**. Master dissertation, European School of Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk, Rose School, Università degli Studi di Pavia, Pavia, 182 p., 2003.

AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO. **Cadastro Nacional de Barragens 2016**, Disponível em: < [http://www.anm.gov.br/assuntos/barragens/cadastro-nacional-de-barragens\\_2016-\\_atualizacao\\_campanha/view](http://www.anm.gov.br/assuntos/barragens/cadastro-nacional-de-barragens_2016-_atualizacao_campanha/view)>. Acesso em: 02 dec. 2018.

AGUILAR, Z. **Análisis de Peligro Sísmico y estimado del Movimiento Sísmico de Diseño**. Centro de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres, CISMID, 2001.

ALARCON-GUZMAN, A.; LEONARDS, G. A.; CHAMEAU, J. L. Undrained monotonic and cyclic strength of sand, **Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE**, n. 114(10), p. 1089-1108, 1988.

ALPAN, I. **The Geotechnical Properties of Soils**, Earth Science Reviews, n. 6, p. 5-49, 1970.

ALVA, J. E. **Fallas Inducidas por Sismos en Depósitos de Relaves**. Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Disponível em: <<http://www.jorgealvahurtado.com/files/FallasInducidasporSismosenRelaves.pdf>>. Acesso em: 01 out. 2018.

ANDERSEN, A.; BJERRUM, L. Slides in Subaqueous slopes in loose sand and silty. **Publication 81**, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, p. 1-9, 1968.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13028:** Mineração - Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água - Requisitos, Rio de Janeiro, 2017.

BEATY, M.H.; BYRNE, P.M. An effective stress model for predicting liquefaction behavior, **Proceedings of a Specialty Conference, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III**, ASCE Geotechnical Special Publication, n. 1, p. 766-777, 1998.

BEATY, M.H.; BYRNE, P.M. **UBCSand Constitutive Model Version 904aR**, Report UBCSand Constitutive Model on Itasca UDM Website, disponível em [www.itascacg.com/udms/ubcsand](http://www.itascacg.com/udms/ubcsand), 2011.

BEEN, K.; JEFFERIES, M. G. A state parameter for sands. **Géotechnique**, n. 35(2), p. 99-112, 1985.

BEEN, K. et al. The cone penetration test in sands, Part I: State parameter interpretation. **Géotechnique**, n. 36(2), p. 239-249, 1986.

BEEN, K. et al. The cone penetration test in sands, Part II: General inference of state. **Géotechnique**, n. 37(3), p. 285-300, 1987.

BEEN, K.; JEFFERIES, M. G.; HACHEY, J. The critical state of sands. **Géotechnique**, n. 41(3), p. 365-381, 1991.

BENZ, T. **Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences**. Ph.D. Thesis, Institution für Geotechnik, University of Stuttgart, Germany, 187 p., 2007.

BJERRUM, L. Subaqueous Slope Failures in Norwegian fjords. **Publication 88**, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, 1971.

BOULANGER, R. W.; IDRIS, I. M. CPT and SPT based Liquefaction Triggering Procedures. **Report No. UCD/CGM-14/01**, Center for Geotechnical Modeling, University of California, Davis, 2014.

BOULANGER, R. W.; ZIOTOPOULOU, K. Formulation of a sand plasticity plane-strain model for earthquake engineering applications, **Journal of Soil**

**Dynamics and Earthquake Engineering**, Elsevier, n. 53, p. 254-267, 2013.

BRAY, J. D. et al. Seismic Stability Procedures for Solid-Waste Landfills, **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, n. 121(2), p. 139-151, 1995.

BRAY, J. D. et al. Simplified seismic design procedure for geosynthetic-lined, solid-waste landfills, **Geosynthetics International**, n. 5(1-2), p. 203-235, 1998.

BRAY, J. D.; MACEDO, J.; TRAVASAROU, T. Simplified Procedure for Estimating Seismic Slope Displacements for Subduction Zone Earthquakes, **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, n. 144(3), p. 1-13, 2018.

BRAY, J. D.; TRAVASAROU, T. Simplified procedure for estimating earthquake-induced desviatoric slope displacements, **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, n. 133(4), p. 381-392, 2007.

BRAY, J. D.; TRAVASAROU, T. Pseudostatic Coefficient for Use in Simplified Seismic Slope Stability Evaluation, **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, n. 135(9), p. 1336-1340, 2009.

BROMS, B.; BENNERMARK, H. **Free discussion**, Proceedings, Geotechnical Conference, Oslo, Norway, n. 2, p. 118-120, 1967.

BYRNE, P. M. **A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore Pressure Model for Sand**, Proceedings, Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri, St. Louis, n. 10, p. 47-55, 1991.

BYRNE, P. M. et al. **Predicting Liquefaction Response of granular Soils from Self-Boring Pressurimeter Tests**, ASCE National Convention, San Diego, ASCE, n. 56, p. 122-135, 1995.

BYRNE, P. M. et al. Numerical modeling of liquefaction and comparison with centrifuge tests, **Canadian Geotechnical Journal**, n. 41(2), p. 193-211, 2004.

CABRERA, J. **Previsão numérica do comportamento sísmico da barragem de rejeitos de Alpamarca no Peru**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro,

Rio de Janeiro, 172 p., 2018.

CALIFORNIA GEOLOGICAL SURVEY. Guidelines for evaluating and mitigating seismic hazards in California: **California Geological Survey Special Publication 117A**, 98p., 2008.

CANADIAN DAM ASSOCIATION. **Edition 2013**. Dam Safety Guidelines 2007, Canada, 2013.

CANADIAN DAM ASSOCIATION. **Edition 2014**. Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams, Canada, 2014.

CARTER, D. P.; SEED, H. B. Liquefaction potential of sand deposits under low levels of excitation, **Report UCB/EERC-88/11**, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 309 p., 1988.

CASAGRANDE, A. Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills, **Journal of the Boston Society of Civil Engineering**, p. 257-276, 1936.

CASAGRANDE, A. On Liquefaction Phenomena, **Géotechnique**, volume XXI, n. 3, p. 197-202, 1971.

CASAGRANDE, A. **Liquefaction and Cyclic deformation of Sands - A critical review**, Proceedings, 5<sup>th</sup> Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, 1975.

CASTAÑEDA, J. R. **Procedimentos de análise não-linear para previsão de resposta sísmica em geoestruturas**. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 352 p., 2012.

CASTILLO, J.; ALVA, J. **Peligro Sísmico en el Perú**, 7<sup>mo</sup> Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Lima, Perú, p. 409-431, 1993.

CASTRO, G. Liquefaction of sand, **Harvard Soil Mechanic Series 87**, Harvard University, Cambridge, Massachusetts, 1969.

CASTRO, G.; POULOS, S. J. Factors affecting Liquefaction and Cyclic Mobility. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, n. 103, p. 501-516,

1977.

CHANG, K. T. An Analysis of Damage of Slope Sliding by Earthquake on the Paiho Main Dam and its Earthquake Strengthening. Tseng-Hua Design Section, **Dept. of Earthquake Resistant design and Flood Control Command of Miyna Reservoir**, Peoples Republic of China, 1978.

CLOUGH, G. W.; WOODWARD, R. J. Analysis of embankment stresses and deformations, **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE, n. 93(SM4), p. 529-549, 1967.

CONLON, R. Landslides at Toulmoustou River, Quebec, **Canadian Geotechnical Journal**, n. 3(3), p. 113-144, 1966.

CONTRERAS, R. I. **Previsão numérica do comportamento dinâmico da barragem de Breapampa no Peru**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 152 p., 2014.

CORNELL, A. Engineering Seismic Risk Analysis, **Bulletin of the Seismological Society of America**, n. 58(5), p. 1538-1606, 1968.

CORNFORTH, D. H.; WORTH, E. G.; WRIGTH, W. L. **Observation and analysis of a flow slide in sand fill**, In British Geotechnical Society, Field Instrumentation in Geotechnical Engineering, Wiley, New York, p. 136-151, 1975.

COULTER, M.; MIGLIACCIO, R. R. Effects of the Earthquake of March 27, 1964 at Valdez, Alaska. Professional paper 542-C, **U.S. Geological Survey**, Department of the interior, Washington, D. C., 1966.

DAFTARI, A. **New Approach in Prediction of Soil Liquefaction**. PhD thesis, Faculty of Geosciences, Geo-Engineering and Mining, Technische Universität Bergakademie Freiberg, Sajonia, 155 p., 2015.

DOBRY, R. Efectos del Sismo de Marzo de 1965 en los Tranques de Relaves de El Cobre, **REVISTA IDIEM**, n. 4(2), Concepción, Chile, 1965.

DUNCAN, J. M.; CHANG, C. Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils, **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, n. 96(5), p.

1629-1653, 1970.

DUNCAN, J. M.; WRIGHT, S. G. **Soil Strength and Slope Stability**, John Wiley & Sons, p. 312, 2005.

ECKERSLEY, J. D. Flowslides in stockpiled coal, **Engineering Geology**, Elsevier Science Publishers B. V., Amsterdam, n. 22(1), p. 13-22, 1985.

EVANS, M. D.; SEED, H. B. Undrained Cyclic Triaxial testing of gravels: the effect of membrane compliance. **Report UBS/EERC-87/08**, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1987.

FELLENIUS, B. The landslide at Guntorp, **Géotechnique**, n. 5(1), p. 120-125, 1953.

FINN, W. D. L.; LEDBETTER, R. H.; WU, G. Liquefaction in silty soils: design and analysis, ground failures under seismic conditions, **Geotechnical Special Publication**, n. 44, ASCE, New York, p. 51-76, 1994.

GUPTA, P. K. **Graph Theoretic Field Modeling: A new dimension to geophysical Modeling**, Present at the 6<sup>th</sup> Annual Convention of AEG held at Bangalore, 1980.

HANCOCK, J. et al. An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion, **Journal of Earthquake Engineering**, n. 10(1), p. 67-89, 2006.

HANZAWA, H.; ITOH, Y.; SUZUKI, K. Shear characteristics of a quick sand in the Arabian Gulf, **Soils and Foundations**, n. 19(4), p. 2071-2095, 1979.

HASHASH, Y. M. A. et al. **DEEPSOIL 7.0: User Manual**, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois, 2017.

HATAYAMA, K. Lessons from the 2003 Tokachi-oki, Japan, earthquake for prediction of long-period strong ground motions and sloshing damage to oil storage tanks, **Journal of Seismology**, n. 12(2), p. 255-263, 2007.

HAZEN, A. Hydraulic Fill Dams, **Transactions**, ASCE, n. 83, p. 1713-1745, 1920.

HERRERA, F. **Modelagem do Comportamento Pós-Sismo de uma Barragem**



**de Rejeito.** Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 220 p., 2009.

HRYCIW, R. D.; VITTON, S.; THOMANN, T. G. Liquefaction and flow failure during seismic exploration, **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, n. 116(12), p. 1881-1889, 1990.

HURTADO, G. C. **Aspectos de Liquefação na Estabilidade de Pilha de Lixiviação de Minério de Cobre sob Carregamento Sísmico.** Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 170 p., 2009.

HYNES-GRIFFIN, M.; FRANKLIN, A. **Razionalizing the seismic coefficient method.** U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Miscellaneous Paper GL-84-13, Vicksburg, MS, 1984.

ICOLD. **Selecting seismic parameters for large dams.** Bulletin 72, 1989.

ICOLD. **Selecting seismic parameters for large dams.** Bulletin 72, 2010.

ICOLD. **Selecting seismic parameters for large dams.** Bulletin 148, 2016.

IDRISS, I. M. **Evaluating of seismic risk in engineering practice,** Proceedings, 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, n. 1, p. 255-320, 1985.

ISHIHARA, K. Liquefaction and flow failure during earthquake, **Géotechnique**, n. 43(3), p. 351-415, 1993.

ISHIHARA, K. **Post-earthquake failure of a tailings dam due to liquefaction of the pond deposit,** Proceedings, International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, University of Missouri, St. Louis, n. 3, p. 1129-1143, 1984.

ISHIHARA, K. **Stability of natural deposits during earthquakes,** Proceedings, 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, n. 1, p. 321-376, 1985.

ISHIHARA, K.; TATSUOKA, F.; YASUDA, S. Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses reversing direction, **Soils and**

**Foundations**, n. 15(1), p. 29-44, 1975.

**Itasca Consulting Group, Inc.** FLAC - Fast Lagrangian analysis of continua, version 8.0 Manual. Minneapolis, 2016.

JAKOBSEN, B. **The landslide at Surte on the Gota River**, Proceedings, 5<sup>th</sup> Royal Swedish Geotechnical Institute, Stockholm, 1952.

JENNINGS, P. C. The failure of a slimes dam at Bafokeng. **Civil Engineering in South Africa**, n. 6, p. 135-140, 1979.

KAUSEL, E.; ROESSET, J. M. Semi-Analytical Hyperelement for Layered Strata. **Journal of Engineering Mechanics**, ASCE, n. 103(4), p. 569-588, 1977.

KAVAZANJIAN, E. et al. Geotechnical engineering circular N° 3; Design Guidance: Geotechnical Earthquake Engineering for Highways, **Rpt. N° FHWA-SA-97-076**, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, 1997.

KAYEN et al. **Evaluation of SPT-, CPT-, and shear wave-based methods for liquefaction potential assessment using Loma Prieta data**, Proceedings, 4<sup>th</sup> Japan-U.S. Workshop on Earthquake-Resistant Des. of Lifeline Fac. and Countermeasures for Soil Liquefaction, n. 1, p. 177-204, 1992.

KISHIDA, H. Damage to reinforced concrete buildings in Niigata City with Special reference to foundation engineering. **Soils and Foundations**, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, n. 6(1), p. 71-86, 1966.

KLEINER, D. E. **Design and construction of an embankment dam to impound gypsum wasted**, Proceedings, 12<sup>th</sup> International Congress on Large Dams, International Commission on Large Dams, Mexico City, p. 235-249, 1976.

KOPPEJAN, A. W.; WAMELAN, B. M.; WEINBERG, L. J. **Coastal flowslides in the Dutch Province of Zeeland**, Proceedings, 2<sup>nd</sup> International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering, n. 5, p. 89-96, 1948.

KRAMER, S. L. **Geotechnical Earthquake Engineering**, Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, p. 653, 1996.

KRAMER, S. L. Evaluation of liquefaction hazards in Washington State. **Report**

**No. WA-RD 668.1**, Department of Transportation, Washington, p. 329, 2008.

KRAMER, S. L.; SEED, H. B. Initiation of soil liquefaction under static loading condition, **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, n. 114(4), p. 412-430, 1988.

KUHLEMEYER, R. L.; LYSMER, J. Finite Element Accuracy for Wave Propagation Problems, **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, n. 99(5), p. 421-427, 1973.

LAW, T. -CH. **Deformations of earth dams during construction**. PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, 385 p., 1975.

LIHANAND, K.; TSENG, W. S. Generation of synthetic time histories compatible with multiple damping design response spectra. **SMiRT-9**, Lausanne, Switzerland, K2/10, p. 105-110, 1987.

LÓPEZ, J. L. **Aplicação da ameaça sísmica na previsão da resposta dinâmica de uma barragem de terra**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 204 p., 2015.

LYSMER, J.; KUHLEMEYER, R. L. Finite Dynamics Model for Infinite Media, **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, n. 95(4), p. 859-877, 1969.

LYSMER, J.; WAAS, G. Shear Waves in Plane Infinite Structures, **Journal of Engineering Mechanics Division**, ASCE, n. 98(1), p. 85-105, 1972.

MAKDISI, F. I.; SEED, H. B. A Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deformations in Dams and Embankments. **Report No. UCB/EERC-77/19**, University of California, Berkeley, p. 66, 1977.

MAKDISI, F. I.; SEED, H. B. Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations, **Journal of Geotechnical Engineering Division**, ASCE, n. 104(7), p. 849-867, 1978.

MANSOUR, Z. S.; KALANTARI, B. Difference Method for Computing Safety Factors of Slope Stability, **Electronic Journal of Geotechnical Engineering**, n.

16, p. 1119-1130, 2011.

MANTEGH, A. **Evaluation of liquefaction potential of mine tailings using elastic wave velocity**. PhD Thesis, Departament of Mining, Metals and Materials Engineering, McGill University, Montreal, 158 p., 2006.

MARCUSON, W. F. **Earth dams and stability of slopes under dynamic loads**, Proceedings, International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, n. 3, p. 1175, 1981.

MARTIN, G. R. et al. Fundamentals of Liquefaction Under Cyclic Loading. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, n. 101(GT5), 1975.

MCGUIRE, K. K. Fortran computer program for seismic risk analysis. **Open-file Report No. 67-76**, Department of the Interiors, Geological Survey, United States, p. 102, 1976.

MEDINA, F.; PENZIEN, J. Infinite Elements for Elastodynamics. **Earthquake Engineering Structural Dynamics**, n. 10, p. 699-709, 1982.

MEDINA, F.; TAYLOR, R. L. Finite Element Techniques domains. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, n. 19, p. 1209-1226, 1983.

MENESES, J. **Evaluación de peligro sísmico y determinación de acelerogramas de diseño**, Colegio de Ingenieros del Perú, Julio 2009.

MENQ, F. Y. **Dynamic Properties of Sandy and Gravelly Soils**. PhD dissertation, Departament of Civil, Architectural and Environmental Engineering, University of Texas Austin, Austin, 390 p., 2003.

MIDDLEBROOKS, T. A. Fort Peck Slide, **Transactions**, ASCE, n. 107, p. 723-742, 1942.

MINISTERIO DE ENERGÍA Y MINAS. **Dirección General de Asuntos Ambientales: Guía Ambiental para la Estabilidad de Taludes de Depósitos de Desechos Sólidos de Mina**. Lima, 1997.

MITA, A.; TAKANASHI, W. **Dynamic Soil-Structure Interaction Analysis by Hybrid Method, in Boundary Elements**, Proceedings, 5<sup>th</sup> International

Conference on Boundary Elements, 785-794, 1983.

MITCHELL, D. E. **Liquefaction slides in hydraulically placed sands**, Proceedings, 4<sup>th</sup> International Symposium on Landslides, Toronto, Canadá, 1984.

MORGENSTERN, N. R.; PRICE, V. E. The analysis of the stability of general slip surfaces, **Géotechnique**, n. 15(1), p. 79-93, 1965.

NAYLOR, D. J. et al. **Finite element in geotechnical engineering**, Pineridge Press Rub., Swansea, 1981.

NEWMARK, N. Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, **Géotechnique**, n. 115(2), p. 139-160, 1965.

OFICINA NACIONAL DE EMERGENCIA DEL MINISTERIO DEL INTERIOR Y SEGURIDAD PÚBLICA (ONEMI). **División de Protección Civil: Sismo destructivo del 03 Marzo 1985**. Chile, 2009.

ORDOÑEZ, G. **Shake2000: a computer program for the 1D analysis of geotechnical earthquake problems**, 2011.

PARK, S. -S. **A two mobilized-plane model and its application for soil liquefaction analysis**. PhD Thesis, Departament of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, 236 p., 2005.

PINEDO, P. J.; CASTAÑEDA, J. R.; ROMANEL, C. **Potencial de Liquefação Dinâmica em Barragem de Rejeitos**, Proceedings, 9<sup>th</sup> Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia, Salvador, Bahia, 2018.

POTTS, D. M. Numerical analysis: a virtual dream or practical reality?, **Géotechnique**, n. 53, p. 535-573, 2003.

POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIC, L. **Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Application**, Thomas Telford Publishing, 427p., 2001.

POULOS, S. J. The Steady State of Deformation. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, n. 107, p. 553-562, 1981.

PUEBLA, H.; BYRNE, P. M.; PHILLIPS, R. Analysis CANLEX Liquefaction Embankments: Prototype and Centrifuge Models. **Canadian Geotechnical**

**Journal**, n. 34(5), p. 641-657, 1997.

RAMIREZ, N. A. Guía técnica de operación y control de depósitos de relaves. **Reporte técnico**, Servicio Nacional de Geología y Minería, Departamento de Seguridad Minera, Chile, p. 42, 2007.

RIEMER, M. F.; SEED, R. B. **Observed effects of testing conditions on the residual strengths of loose, saturated sands at large strains**. Proceedings, 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline. Facilities and countermeasures for soil liquefaction, In M. Hamada and T. D. O'Rourke (Eds.), Technical Report NCEER-92-0019, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York, n. 1, p. 223-238, 1992.

ROWE, P. W. **The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact**, Proceedings, Royal Society, London, p. 500-527, 1962.

SCHOFIELD, A. N.; WROTH, C. P. Critical State soil Mechanics. **McGraw-Hill**, London, 1968.

SEED, H. B. Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes, **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, n. 105(GT2), p. 201-255, 1979.

SEED, H. B.; IDRIS, I. M. **Analysis of liquefaction: Niigata earthquake**, Proceedings, ASCE, n. 93(SM3), p. 83-108, 1967.

SEED, H. B.; IDRIS, I. M. Soil Moduli and damping factors for dynamic response analysis, **Report No. EERC 70-10**, University of California, Berkeley, 1970.

SEED, H. B.; IDRIS, I. M. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divisions**, n. 97(SM9), p. 1249-1273, 1971.

SEED, H. B.; LEE, K. L. Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divisions**, n. 92(6), p. 105-134, 1966.

SEED, H. B. et al. Moduli and damping factors for dynamic analysis of

cohesionless soils, **Report No. EERC 84-14**, University of California, Berkeley, 1984.

SEED, H. B. et al. Moduli and Damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils, **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, n. 112(11), p. 1016-1032, 1986.

SEID-KARBASI, M. **Effects of void redistribution on liquefaction-induced ground deformations in earthquakes: a numerical investigation**. PhD Thesis, Departament of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, 449 p., 2009.

SEISMOSOFT. **SeismoSignal 2018** - A computer program for signal processing of strong - motion data, 2018.

SKEMPTON, A. W. The pore-pressure coefficients A and B, **Géotechnique**, n. 4(4), p. 143-147, 1954.

SLADEN, J. A. Problems with interpretation of sand state from cone penetration test. **Géotechnique**, n. 39(2), p. 323-332, 1985.

SLADEN, J. A.; D'HOLLANDER, R. D.; KRAHN, J. The liquefaction of sands, a collapse surface approach. **Canadian Geotechnical Journal**, n. 22(1), p. 11-27, 1985.

SLIDE v.2018. **2D Limit Equilibrium Slope Stability Analysis**, Rocscience Inc., 2018.

SOMMERFELD, A. **Partial differential equations in physics**, Ch. VI (Academic Press, Inc. New York, N. Y., 1949.

SPENCER, E. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces, **Géotechnique**, n. 17(1), p. 11-26, 1967.

STEWART, J. P. et al. Preliminary report on the principal geotechnical aspects of the January 17, 1994 Northridge Earthquake. **Report No. UCB/EERC-94/08**, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1994.

TAVERA, H. Proceso de Ruptura del Terremoto de Arequipa de 23 de Junio de 2001 y de tres de sus Réplicas de Magnitud Mayor (Resultados Preliminares).

**Reporte: El Terremoto de la Región Sur de Perú del 23 de junio de 2001**, Centro Nacional de Datos Geofísicos, p. 75-76, 2002.

TERZAGHI, K. **Mechanics of Landslides**, Geotechnical Society of America, Berkeley, p. 83-125, 1950.

VAID, Y. P.; CHERN, J. C. Effect of static shear on resistance of liquefaction, **Soils and Foundations**, n. 23(1), p. 47-60, 1983.

VAID, Y. P.; CHUNG, E. K. F.; KUERBIS, R. H. Stress Path and Steady, **Canadian Geotechnical Journal**, n. 27(1), p. 1-7, 1990.

VAID, Y. P.; THOMAS, J. Liquefaction and post liquefaction behavior of sand, **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, n. 121(2), p. 163-173, 1995.

VERDUGO, R.; GONZÁLEZ, J. Liquefaction - induced ground damages during the 2010 Chile earthquake. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, Elsevier, n. 79, p. 280-295, 2015.

VILLAVICENCIO, G. et al. Failures of sand tailings dam in a highly seismic country. **Canadian Journal Geotechnical**, n. 51(4), p. 449-464, 2014.

WANG, W. **Some Finding in Soil Liquefaction**, Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute, Beijing, China, 1979.

WINCKLER, C. **CPTu-Based State Characterization of Tailings Liquefaction Susceptibility-Reducing Risk of Aging Infrastructure under extreme loading conditions**, 34<sup>th</sup> Annual USSD Conference, Dams and Extreme Events, San Francisco, California, 2014.

WONG, R. T.; SEED, H. B.; CHAN, C. K. Liquefaction of gravely soil under cyclic loading condition. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, n. 101(GT6), p. 571-583, 1975.

WONG, W. **Earthquake damage to earth dams and levees in relation to soil liquefaction and weakness in soft clays**, Proceedings, 1<sup>st</sup> International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, vol. 1, p. 511-521, 1984.

WOOD, S. L.; WIGHT, J. K.; MOEHLE, J. P. The 1985 Chile Earthquake:



Observations on Earthquake-Resistant Construction in Viña del Mar, **Rpt. N° UILU-ENG-87-2002**, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana Champaign, Illinois, 1987.

[www.ce.washington.edu](http://www.ce.washington.edu)

YAGI, Y. Source rupture process of the 2003 Tokachi-oki earthquake determined by joint inversion of teleseismic body wave and strong ground motion data, **Earth Planets Space**, n. 56, p. 311-316, 2004.

YEGIAN, M. K.; GHARAMAN, V. G.; HARUTIUNYAN, R. N. Liquefaction and Embankment Failure Case Histories, 1988 Armenai Earthquake. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, n. 120(3), p. 581-596, 1994.

YOUD, T. L. et al. The Borah Peak, Idaho earthquake of October 28, 1983 - Liquefaction. **Earthquake Spectra**, vol. 2, n. 11, p. 1374-1392, 1985.

YOUD 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**, n. 127(10), p. 817-833, 2001.

ZIOTOPOULOU, A. **Evaluating model uncertainty against strong motion records at liquefiable sites**. MSc Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California Davis, California, 294 p., 2010.

## **ANEXO A**

### **A.1.**

**Cálculo do fator de segurança contra a ruptura por liquefação ao longo da Coluna 2 (Youd et al., 2001)**

Tabela A.1 – Cálculo do fator de segurança contra a ruptura por liquefação, coluna 2 (Youd et al., 2001).

[illegible]

### Cálculo do fator de segurança contra a ruptura por liquefação ao longo da Coluna 2 (Boulanger e Idriss, 2014)

Tabela A.2 – Cálculo do fator de segurança contra a ruptura por liquefação, coluna 2 (Boulanger e Idriss, 2014).

[illegible]

## ANEXO B

### B.1.

#### Modelo Constitutivo UBCSand

O modelo constitutivo UBCSand foi desenvolvido pelo Prof. Peter Byrne e seus colegas na Universidade de British Columbia, Canadá (Byrne et al., 1995; Puebla et al., 1997; Beaty e Byrne, 1998; Byrne et al., 2004), este modelo constitutivo consegue simular o comportamento tensão-deformação de areias sob carregamento estático ou cíclico sob condições drenadas ou não drenadas. Este modelo foi desenvolvido a partir do critério de Mohr-Coulomb, além de capturar deformações plásticas que ocorrem em todas as etapas do carregamento.

De acordo com Ziotopoulou (2010), o modelo UBCSand é um modelo de plasticidade de tensão efetiva totalmente acoplado usado em análises avançadas de tensão-deformação de estruturas geotécnicas. Além, pode ser usado na previsão da liquefação dos solos sem coesão em problemas plano-deformação. O modelo prevê o comportamento tensão-deformação baseado em uma relação hiperbólica (Figura B.1) e a resposta volumétrica do esqueleto do solo é estimada usando uma regra de fluxo que é função da razão de tensões atuais. Em consequência, o modelo UBCSand pode ser usado para análises totalmente acopladas em que o fluxo de água subterrânea é modelado simultaneamente com a deformação do material. O modelo foi utilizado com sucesso na análise de aterros de liquefação CANLEX (Puebla et al., 1997). A validação foi feita com dados do ensaio de centrífuga dinâmica (Byrne et al., 2004).

De acordo com Castañeda (2012), a característica fundamental do UBCSand é a simplicidade e a robustez para propósitos práticos. No entanto, não considera o descarregamento como plástico nem o efeito da rotação das tensões principais associadas com cisalhamento simples com diferentes coeficientes de repouso  $K_0$ .

De acordo com Seid-Karbasi (2009), os principais aspectos do modelo são:

- O lócus de fluência são linhas de razão de tensões constante ( $\eta = \tau/\sigma'$ ), mostrado na Figura B.2.
- A regra de fluxo que relaciona as direções do incremento de deformações plásticas é não associada (Figura B.1a) e leva um potencial plástico definido em termos de ângulo de dilatação.
- A propriedade da dilatação da areia é contabilizada com base na teoria da dilatação de Rowe (1962).
- Regra de endurecimento é de tipo cinemático.
- O parâmetro de endurecimento é a tensão de cisalhamento plástico.
- O modelo é um modelo constitutivo co-axial, ou seja, coincide as direções das tensões principais com incrementos de deformação plástica. Esta é uma suposição amplamente utilizada em modelos de plasticidade.
- O modelo é desenvolvido para condições 2D e captura o comportamento da areia sob carregamento de um ensaio de cisalhamento simple que imita melhor a resposta do solo à excitação sísmica.
- As deformações de cisalhamento elásticas e plásticas ocorrem simultaneamente (nenhum limite de deformação é assumido no modelo).

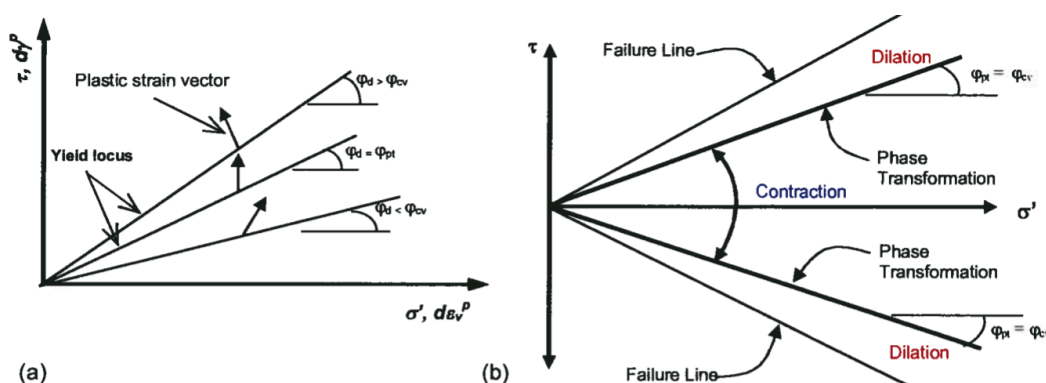


Figura B.1 - Princípios do modelo UBCSand (a) Movimento de lócus de fluência e vetores incremento de deformação plástica, (b) regiões de contração e dilatação (Seid-Karbasi, 2009).

### B.1.1. Resposta elástica

De acordo com Byrne et al. (2004), a componente elástica é assumida isotrópica e determinada com base no número do módulo cisalhante elástico ( $K_G^e$ ), determinado pela eq. (B1.4).

O módulo cisalhante elástico  $G^e$  pode ser expressado pela eq. (B1.1).

$$G^e = K_G^e \times p_a \times \left( \frac{\sigma'_m}{p_a} \right)^{n_e} \quad (B1.1)$$

onde:

$K_G^e$  = número de módulo de cisalhamento dependente da densidade relativa da areia e varia entre 500 (areias fofas) a 2000 (areias densas).

$P_a$  = pressão atmosférica nas unidades escolhidas.

$$\sigma'_m = \frac{(\sigma'_x + \sigma'_y)}{2} = \text{tensão média efetiva no plano de carregamento.}$$

$n_e$  = expoente elástico que varia entre 0,4 e 0,6.

Então o valor de  $K_G^e$  pode ser obtido a partir da velocidade de onda cisalhante, ensaios de coluna ressonante ou correlações empíricas na literatura. De acordo com Seed e Idriss (1970),  $K_G^e$  está relacionado com o parâmetro  $K_{2\max}$  segundo a eq. (B1.2) para areias, onde  $K_{2\max}$  segundo Seed (1986) é função no número de golpes do ensaio SPT, mostrado na eq. (B1.3) que finalmente origina a eq. (B1.4).

$$K_G^e = 21,7 \times (K_{2\max}) \quad (B1.2)$$

$$K_{2\max} = 20 \times (N_1)_{60}^{1/3} \quad (B1.3)$$

$$K_G^e = 21,7 \times 20 \times (N_1)_{60}^{1/3} \quad (B1.4)$$

A medida do módulo de deformação volumétrica elástico ( $B^e$ ) é usando medidas de alta qualidade da resposta volumétrica durante o descarregamento. Porém, se um modo mais prático pode ser obtido a partir do módulo de cisalhamento elástico  $G$  em função do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), que varia entre 0

- 0,2. As eq(s). (B1.5) a (B1.8) permitem calcular o módulo de deformação volumétrica B.

$$B^e = K_B^e \times p_a \times \left( \frac{\sigma'_m}{p_a} \right)^{m_e} \quad (B1.5)$$

$$B^e = \alpha \times G^e \quad (B1.6)$$

onde:

$m_e$  = expoente que pode ser igual a 0,5.

$K_B^e$  = número do módulo de deformação volumétrica elástico.

$$\alpha = \frac{2 \times (1 + \nu)}{3 \times (1 - 2 \times \nu)} \quad (B1.7)$$

$$K_B^e = \alpha \times (K_G^e) \quad (B1.8)$$

Os valores de  $\alpha$  variam entre 2/3 a 3/4, dependendo do valor do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), sendo considerado este último no rango de 0 - 0,2. Geralmente ( $\alpha$ ) em cálculos práticos é considerado 0,7.

### B.1.2. Resposta plástica

O incremento de deformação cisalhante plástica ( $d\gamma^p$ ) é relacionado com a razão de tensões ( $d\eta$ ), onde  $\eta = \tau/\sigma'$ , como é apresentado na Figura B.2, além pode ser calculado pela eq. (B1.9).

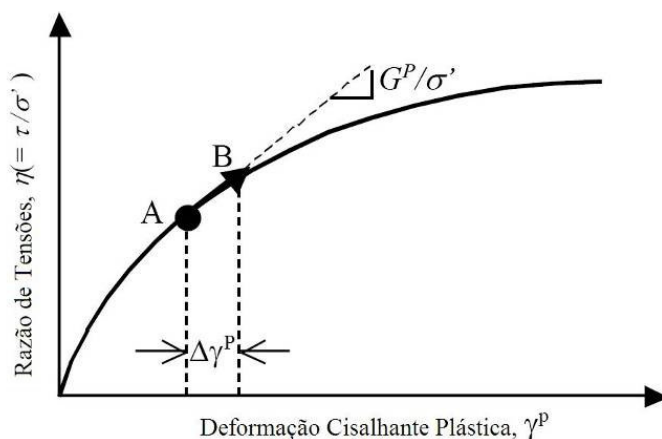


Figura B.2 - Relação hiperbólica tensão-deformação (Hurtado, 2009).



$$d\gamma^p = \frac{d\eta}{\frac{G^p}{\sigma'}} \quad (B1.9)$$

Onde  $G^p$  é o módulo cisalhante plástico, fornecido a partir de uma função hiperbólica a partir de uma curva tensão-deformação para materiais granulares. (Duncan e Chang, 1970), expressado pelas eq(s). (B1.10) a (B1.14).

$$G^p = G_{\max}^p \times \left(1 - R_f \times \frac{\eta}{\eta_f}\right)^2 \quad (B1.10)$$

$$R_f = 1 - \frac{(N_1)_{60}}{100} \quad (B1.11)$$

$$G_{\max}^p = K_G^p \times p_a \times \left(\frac{\sigma'_m}{p_a}\right)^{0,4} \quad (B1.12)$$

$$K_G^p = 4,2 \times (D_r)^4 \times K_G^e \times +100 \quad (B1.13)$$

$$D_r = 15 \times \sqrt{(N_1)_{60}} \text{ (\%)} \quad (B1.14)$$

onde:

$G_{\max}^p$  : módulo de cisalhamento plástico máximo, quando  $\eta=0$ .

$K_G^p$  : número de módulo cisalhante plástico.

$\eta_f$  : razão de tensões na falha e igual a  $\eta_f = \sin(\phi')$  e  $\phi'$  é o ângulo de atrito pico.

$R_f$  : razão da falha ( $\eta_f / \eta_{ult}$ ) e pode ser determinada com base na hipérbole de melhor ajuste, normalmente varia entre 0,5 - 1,0. Além, pode ser determinada com base o número de golpes  $(N_1)_{60}$  do ensaio SPT.

$D_r$  : densidade relativa do solo, calculado segundo Seed et al. (1986) com a eq. (B1.14).

De acordo com Byrne et al. (2004), o incremento associado de deformação volumétrica plástica,  $d\varepsilon_v^p$ , está relacionado ao incremento da deformação cisalhante plástica,  $d\gamma^p$ , através da regra de fluxo como segue:

$$d\varepsilon_v^p = \left[\sin(\phi_{cv}) - \frac{\tau}{\sigma'}\right] \times d\gamma^p \quad (B1.15)$$

$$\text{sen}(\psi) = \text{sen}(\phi_{cv}) - \frac{\tau}{\sigma'} \quad (\text{B1.16})$$

onde:

$\phi_{cv}$  : ângulo de atrito de volume constante ou ângulo de transformação de fase.

$\psi$  : ângulo de dilatancia.

De acordo com Park (2005), o ângulo de atrito pico  $\phi_f$  depende da densidade relativa,  $D_r$ , este foi calibrado para areia da Nevada e areia Fraser, eq. (B1.17). Porém, é importante mencionar que  $\phi_f$  depende do nível de tensões e sempre que fosse possível avaliar com ensaios de laboratório.

$$\phi_f = \phi_{cv} + 11,4 \times (D_r)^2 \quad (\text{B1.17})$$

## B.2.

### Modelo Constitutivo de Byrne

O modelo constitutivo desenvolvido pelo Prof. Peter Byrne em 1991 é baseado na teoria proposta por Martin et al. (1975), na qual sob condições de cisalhamento simples, apresenta uma equação de acoplamento cisalhamento-volume incremental, e é expressada da seguinte forma:

$$\Delta\epsilon_v = C_1 \times (\gamma - C_2 \times \epsilon_v) + \frac{C_3 \times (\epsilon_v)^2}{\gamma + C_4 \times \epsilon_v} \quad (\text{B2.1})$$

onde:

$\Delta\epsilon_v$  : incremento de deformação volumétrica em porcentagem por ciclo de deformação por cisalhamento.

$\epsilon_v$  : deformação volumétrica acumulada em porcentagem de ciclos anteriores.

$\gamma$  : amplitude da deformação cisalhante em porcentagem por ciclo em questão.

$C_1, C_2, C_3, C_4$  : constantes da areia em questão na densidade relativa em consideração.

Na Figura B.3 é apresentado os resultados obtidos por Martin et al. (1975) a partir da eq. (B2.1) para três níveis de deformação cisalhante, densidade relativa

45% e areias de sílica. A partir da Figura B.4 pode-se concluir que a deformação volumétrica acumulada aumenta com o nível de deformação aplicado.

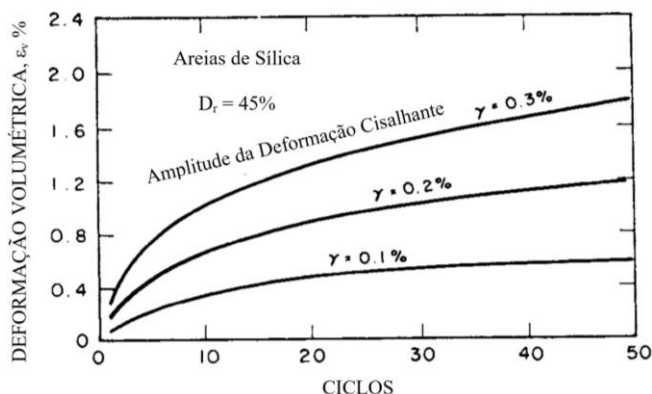


Figura B.3 - Deformações volumétricas de amplitude constante para ensaios de cisalhamento cíclico (adaptado de Martin et al., 1975).

Como alternativa da Figura B.3, Byrne (1991) apresenta à Figura B.4 na qual a deformação volumétrica por ciclo,  $\Delta\epsilon_v$ , é plotada versus a deformação volumétrica acumulada,  $\epsilon_v$ , para três níveis de deformação. Além disso, se os eixos da Figura B.4 são divididos pela deformação cisalhante, os pontos colapsam numa única curva, como é mostrada na Figura B.5, e que pode ser representada pela eq. (B2.2).

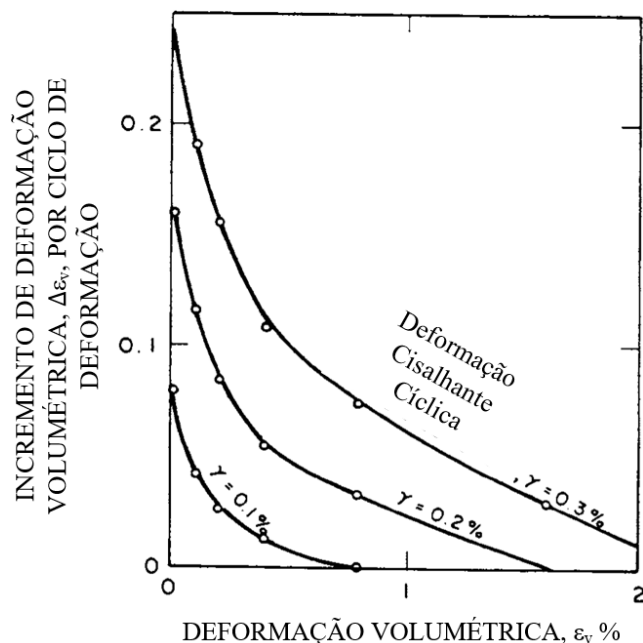


Figura B.4 - Curva alternativa da deformação volumétrica de ensaios de laboratório (adaptado de Martin et al., 1975).

$$\frac{\Delta\epsilon_v}{\gamma} = C_1 \exp \left[ -C_2 \times \left( \frac{\epsilon_v}{\gamma} \right) \right] \quad (B2.2)$$

onde:

$\Delta\epsilon_v$  : incremento de deformação volumétrica que acontece no ciclo atual.

$\epsilon_v$  : deformação volumétrica acumulada para ciclos anteriores.

$\gamma$  : amplitude da deformação cisalhante em porcentagem por ciclo em questão.

$C_1$  e  $C_2$  : constantes dependentes do comportamento da deformação volumétrica da areia.

O modelo constitutivo proposto por Byrne (1991), precisa só de 2 constantes a diferença das 4 constantes propostas por Martin et al. (1975). De acordo com Byrne (1991), o parâmetro  $C_1$  que controla a quantidade de cambio de volume e o parâmetro  $C_2$  que controla a forma do cambio de volume acumulado com o número de ciclos. Estes 2 constantes se relacionam segundo a eq. (B2.3).

$$C_2 = \frac{0,4}{C_1} \quad (B2.3)$$

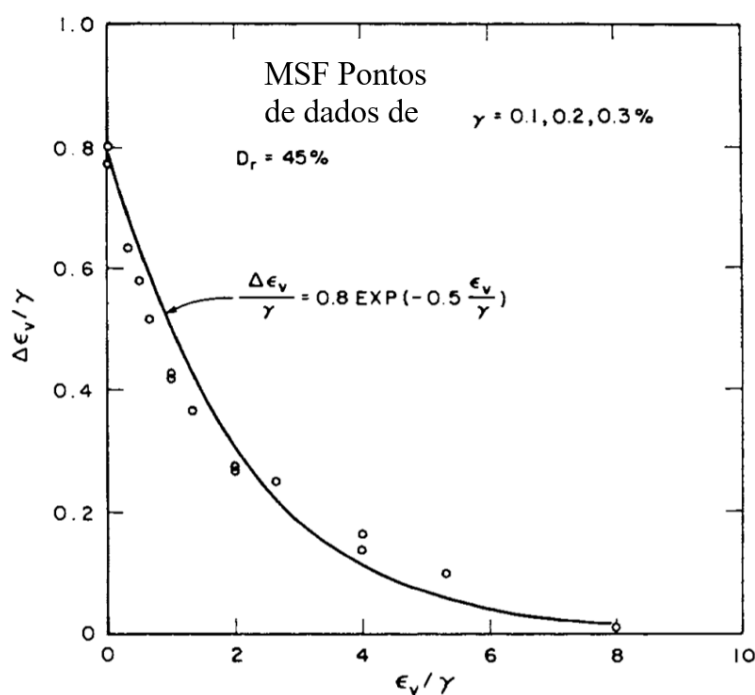


Figura B.5 - Deformação volumétrica incremental normalizada (adaptado de Martin et al., 1975).

As duas constantes podem ser estimadas a partir de dados de deformação volumétrica obtidas de ensaios de cisalhamentos simples cíclicos na areia em questão. Porém, Byrne (1991) apresenta as seguintes correlações para poder estimar as constantes.

$$C_1 = 7600 \times (D_r)^{-2,5} \quad (B2.4)$$

$$C_1 = 8,7 \times [(N_1)_{60}]^{-1,25} \quad (B2.5)$$

Onde:

$D_r$  : densidade relativa dos solos em porcentagem.

$(N_1)_{60}$  : contagem do número de golpes do ensaio SPT normalizado.

As duas constantes podem ser estimadas a partir de dados de deformação volumétrica obtidas de ensaios de cisalhamentos simples cíclicos na areia em questão. Porém, Byrne (1991) apresenta as seguintes correlações para poder estimar as constantes.

Byrne (1991), afirma que as relações são não lineares entre a tensão e deformação mas são expressadas usando o módulo secante compatível com a deformação que usualmente é especificada em termos do módulo cisalhante máximo,  $G_{max}$ , e que este depende do nível de tensões cisalhantes ou deformações. Baseado nas pesquisas feitas por Seed e Idriss (1970), o módulo cisalhante máximo é calculado segundo a eq. (B2.6).

$$G_{max} = 21,7 \times (K_{2,max}) \times P_a \times \left( \frac{\sigma'_m}{P_a} \right)^{0,5} \quad (B2.6)$$

Onde o coeficiente  $K_{2,max}$  se situa no intervalo 30 a 70 para areias e  $P_a$  é a pressão atmosférica.  $\sigma'_m$  é tensão normal média. De acordo com Seed et al. (1984) o valor de  $K_{2,max}$  para pedregulhos está no intervalo entre 80 a 180.