

## 6

### A barragem de terra de Breapampa, Peru

#### 6.1.

##### Descrição geral da barragem

A barragem objeto do estudo no presente trabalho está localizada na cordilheira dos Andes na região de Ayacucho, Peru (Figura 6.1) a uma altitude de 3750m acima do nível do mar, na latitude 15°13' Sul e longitude 73°65' Oeste.

Trata-se de uma barragem zonada com núcleo central de baixa permeabilidade. As Figuras 6.2 e 6.3 ilustram a seção analisada, na condição de estado plano de deformação, apresentando: altura de 31,5m, largura na base de 120,5m, largura na crista de 6,15m, inclinação do talude de montante 1:2, inclinação do talude de jusante 1:1,8. Altitudes acima do nível do mar de 3781,7m na crista da barragem e 3780m no reservatório, este com capacidade de armazenamento de 232 mil metros cúbicos de água.

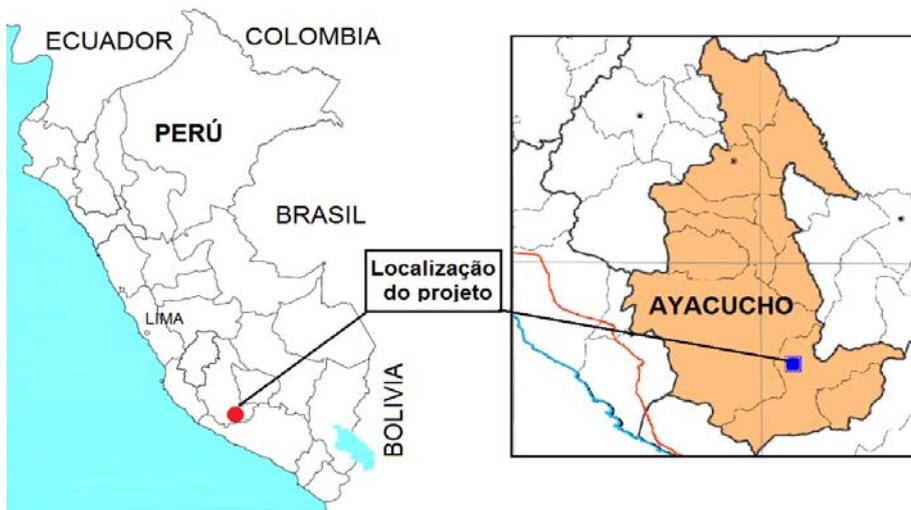


Figura 6.1 - Localização da barragem de Breapampa.

#### 6.2.

##### Propriedades do material

A estrutura modelada compreende três tipos de materiais: fundação rochosa, enrocamento (GW, GP, GM) com porcentagem de finos inferior a 10% nos espaldares de montante e jusante, solo impermeável (SM, SC-SM, GC-GM) com índice de plasticidade  $IP = 9\%$  no núcleo central da barragem. Na Tabela



A modelagem 2D é feita no estado plano de deformações utilizando o modelo constitutivo elástico linear para a rocha da fundação e o modelo elasto-plástico de Mohr Coulomb para o corpo da barragem.

Tabela 6.1- Propriedades de engenharia dos materiais da fundação e do corpo da barragem de Breapampa (Andes Associados – 2011).

	Fundação	Barragem	
	Rocha	Núcleo	Espaldares
Peso específico $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	25	20	24
Módulo de Young E (MPa)	5400	30,00	34,50
Coeficiente de Poisson $\nu$	0,22	0,30	0,30
Módulo de cisalhamento G (MPa)	2213,11	11,539	13,269
Módulo de deformação volumétrica, K (kPa)	3214,29	25,00	28,75
Coesão c (kPa)	--	0	0
Ângulo de atrito $\phi$ (°)	25	37	42
Porosidade n	0,19	0,38	0,34
Coeficiente de permeabilidade horizontal $k_h$ (m/s)	1,00E-08	1,00E-06	4,60E-04
Coeficiente de permeabilidade vertical $k_v$ (m/s)	1,00E-08	1,20E-08	4,60E-04

### 6.3.1. Processo construtivo

A simulação computacional da construção de aterros e barragens deve ser executada por incrementos de carregamento, devido à natureza não linear da análise e do próprio processo construtivo da obra. O programa FLAC 2D possui uma linguagem própria de programação (FISH) que permitiu, nesta etapa, a elaboração de rotinas para tornar o processo de modelagem mais sistemático, rápido e eficiente. As seguintes etapas foram realizadas:

- Geração da malha (fundação e barragem) com 33 camadas de 1m de espessura, com a criação de uma variável extra através do comando CONFIG EXTRA n.
- Definição de grupos de acordo com os tipos de material e o desenvolvimento da função FISH GRUPO.FIS (Ver Anexo 1) que atribui para a variável extra precedente os valores 0, para zonas não incluídas na etapa de cálculo atual, 1 para as zonas ativas dos espaldares e 2 para as zonas ativas do núcleo da barragem.

- Para a simulação da construção incremental da barragem foi elaborada a função FISH CONSTRU.FIS que gradualmente ativa as zonas pertencentes à camada em construção, identificando os materiais que a formam por meio da função anterior FISH GRUPO.FIS (Ver Anexo 1).
- O lançamento de nova camada só é executado após o equilíbrio das forças introduzidas pela camada anterior.

### **6.3.2. Deslocamentos ao final da construção**

Os principais resultados a serem comentados dizem respeito aos deslocamentos horizontais e verticais ao final da construção. Com o objetivo de estudar a influência do número de camadas na modelagem do processo construtivo, as análises numéricas foram sequencialmente repetidas considerando-se 1, 2, 4, 8, 16 e 33 camadas.

Barragens são construídas em camadas de pequena espessura em relação à altura final do mesma. Teoricamente o número de camadas consideradas na simulação numérica deveria coincidir com o número real de camadas, mas na prática esta consideração, além de desnecessária, é inviável devido ao esforço computacional requerido.

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, como ocorre com frequência, 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 (Clough e Woodward, 1967).

As Figuras. 6.4 e 6.5 apresentam os valores dos deslocamentos computados, mostrando a variação da distribuição das componentes horizontal e vertical do deslocamento. Observa-se 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. 6.6 e 6.7 apresentam a distribuição dos deslocamentos ao longo do eixo central da seção transversal da barragem enquanto que a Figura 6.8 plota a variação do deslocamento médio ao longo do eixo, como indicador qualitativo da influência do número de camadas no resultado da simulação numérica. Desta figura percebe-se que o número mínimo adequado no presente estudo seria de 10 camadas. Potts e Zdravkovic (2001) indicaram para uma barragem de 40m 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, tipicamente.

### **6.3.3. Primeiro enchimento do reservatório**

Veiga Pinto (1983) realizou um estudo referente à influência do aumento gradual dos níveis d'água nos resultados obtidos durante a fase do primeiro enchimento do reservatório. O estudo foi baseado no fato de que as análises feitas até aquela data não tinham conduzido a resultados em concordância com os observados em campo nas barragens e, portanto, um modo de dirimir dúvidas e eliminar possíveis fontes de erros na simulação numérica seria a execução de uma análise incremental considerando o enchimento do reservatório em sucessivos incrementos dos níveis d'água.

A Figura 6.9 ilustra os deslocamentos verticais devidos ao enchimento, obtidos em diversas análises incrementais realizadas por Veiga Pinto (1983). Dos resultados desta Figura pode-se observar que ao se aumentar o número de incrementos de níveis d'água (NA) ou incrementos de carga (INC) então diminuem consideravelmente os deslocamentos negativos, normalmente não observados nas estruturas reais, no espaldar de montante e na crista da barragem. Esta diminuição é mais acentuada no caso de empregar mais níveis d'água do que incrementos de carga. Assim, aquele autor recomenda simular o enchimento do reservatório com um número de níveis d'água pelo menos igual ao das camadas da fase de construção da barragem. Na presente pesquisa a simulação do primeiro enchimento do reservatório foram feitas em 8 e 16 estágios de igual incremento de elevação do nível d'água, dentro da recomendação de Potts e Zdravkovic (2001) mencionada anteriormente.

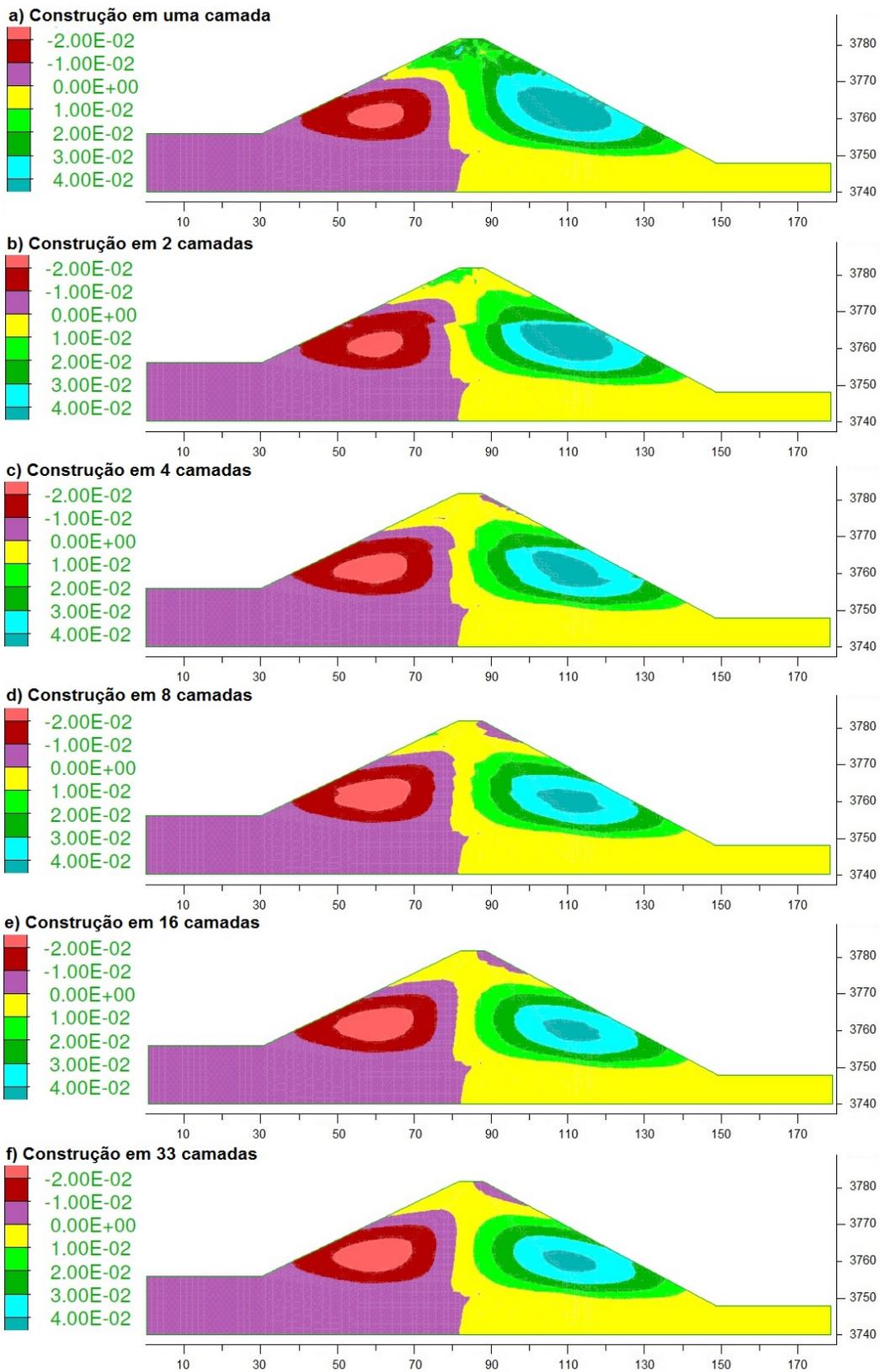


Figura 6.4 – Distribuição dos deslocamentos horizontais com a construção de 1, 2, 4, 8, 16 e 33 camadas, respectivamente.

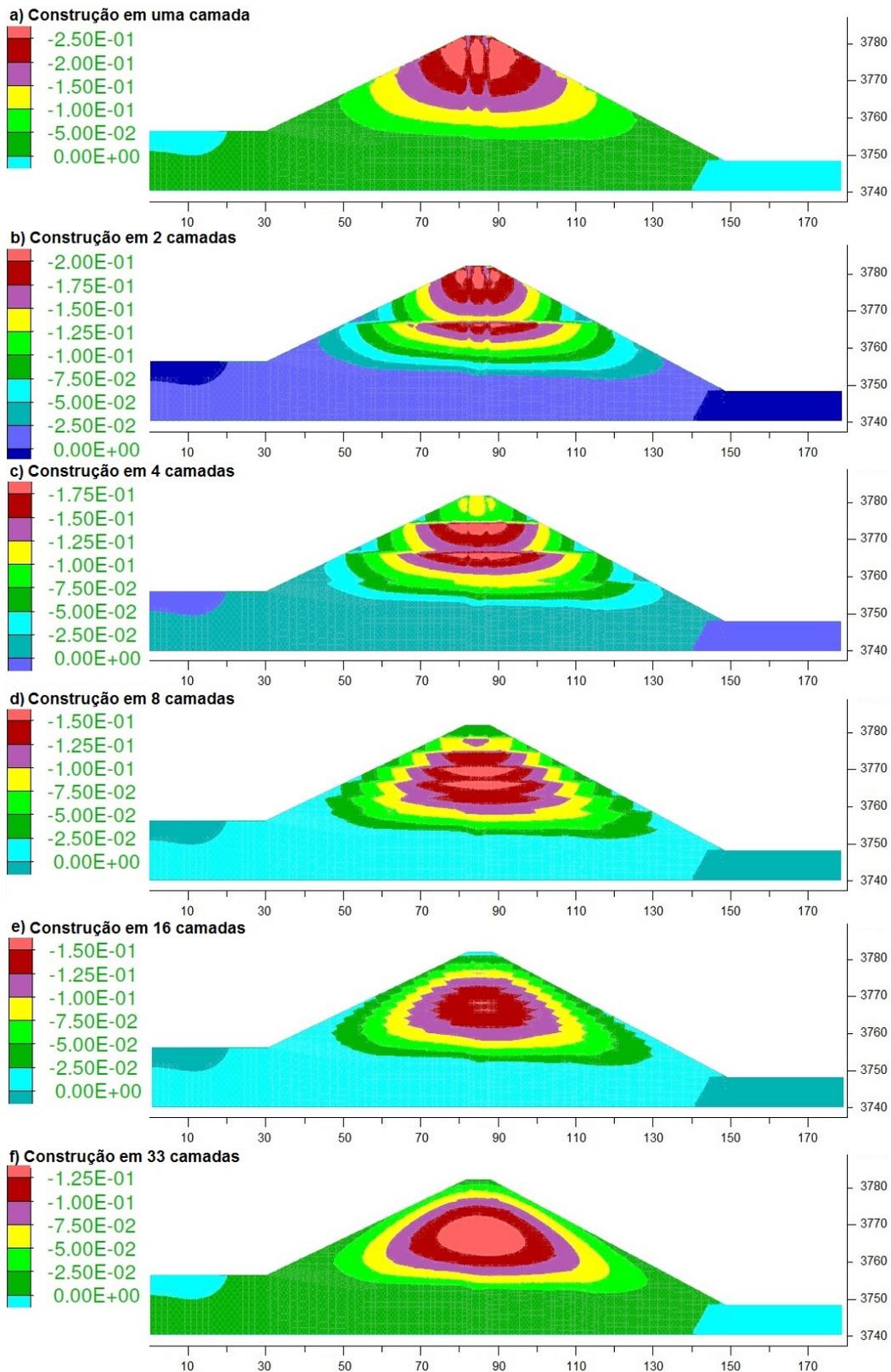


Figura 6.5 – Distribuição dos deslocamentos verticais com a construção de 1, 2, 4, 8, 16 e 33 camadas, respectivamente.

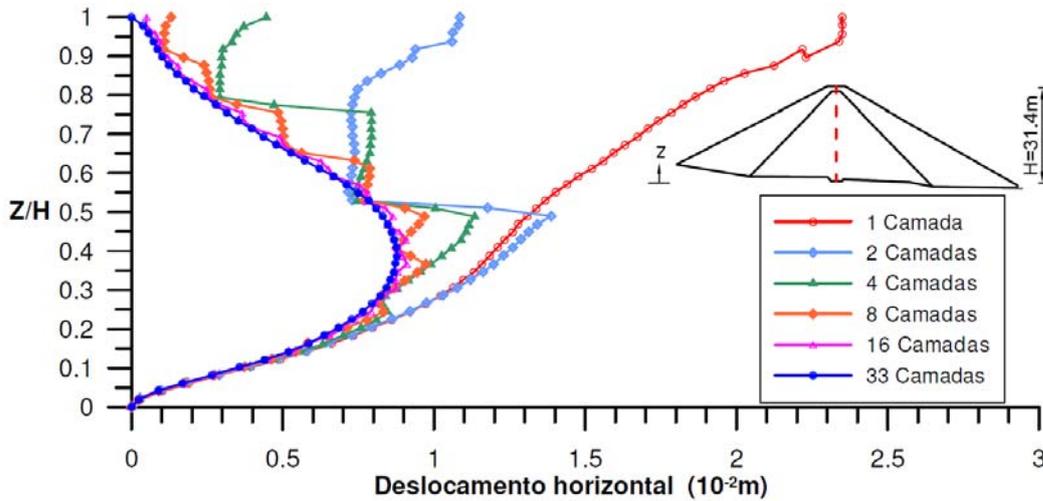


Figura 6.6 – Variação da distribuição dos deslocamentos horizontais com o número de camadas ao longo do eixo central da barragem de terra.

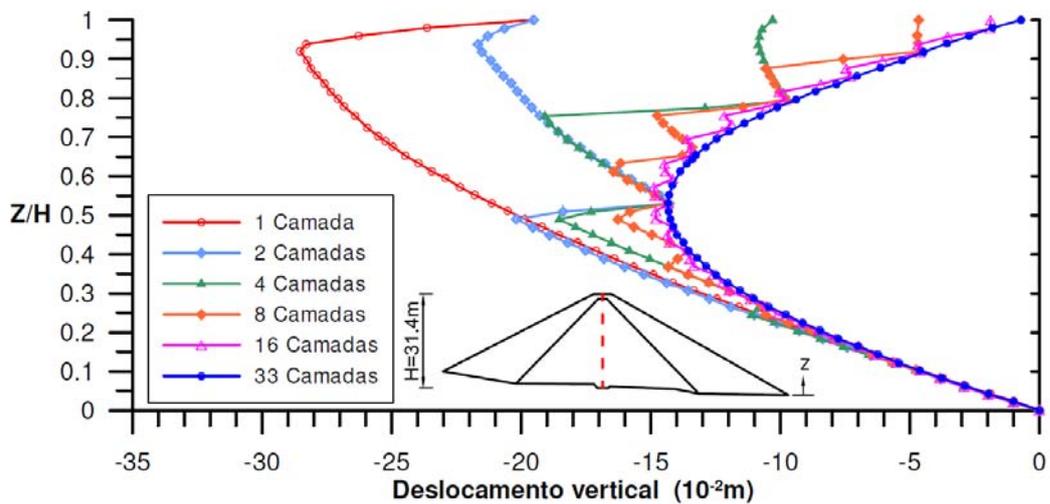


Figura 6.7 – Variação da distribuição dos deslocamentos verticais com o número de camadas ao longo do eixo central da barragem de terra.

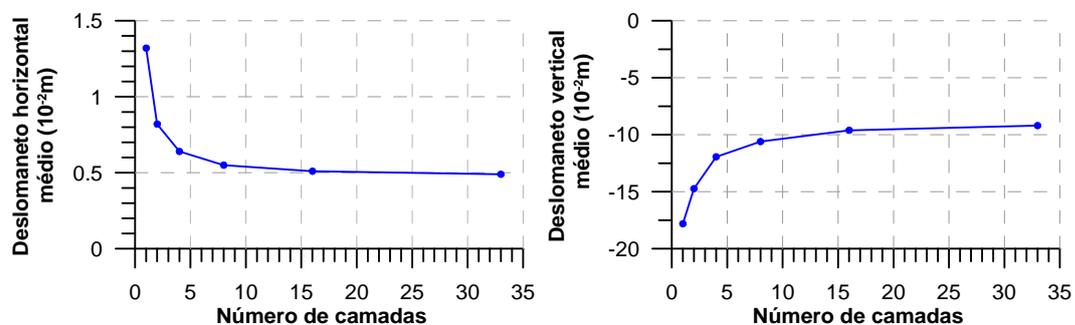


Figura 6.8 – Variação com o número de camadas dos deslocamentos médios horizontal (esquerda) e vertical (direita) ao longo do eixo central da barragem segundo o número de camadas de construção.

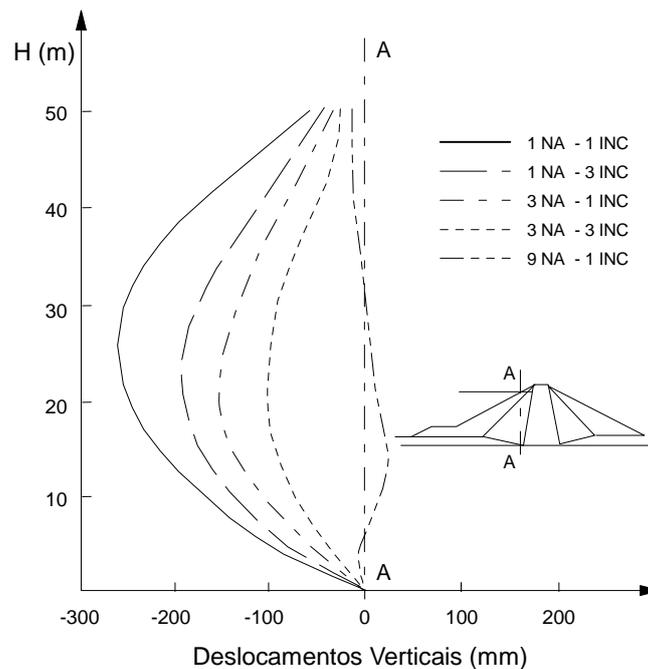


Figura 6.9 – Influência do número de níveis d'água e incrementos de carga nos deslocamentos verticais durante o primeiro enchimento do reservatório (adaptado de Veiga Pinto, 1983)

O procedimento do cálculo baseia-se na simulação desacoplada onde primeiramente é ativado o cálculo do fluxo no esquema de fluxo rápido do FLAC 2D (*Fast Water Bulk Scaling*) para acelerar a posição da linha freática na condição de fluxo permanente. Neste processo, para simulação do enchimento valores da pressão hidráulica na face do talude de montante são prescritos a cada elevação do reservatório. Finalmente é ativado o modo mecânico de cálculo processando até a estrutura atingir o equilíbrio sob a nova condição de carregamento.

A Figura 6.10 apresenta o campo de deslocamentos horizontais e verticais ao final do enchimento do reservatório, observando-se uma grande mudança no padrão de distribuição dos deslocamentos horizontais em relação àquele obtido na fase final do processo de construção da barragem.

As Figuras. 6.11 e 6.12 comparam a variação ao longo do eixo central da seção transversal da barragem dos deslocamentos horizontais e verticais, respectivamente, obtidos após a construção e após o primeiro enchimento do reservatório em 8 e 16 estágios. Observa-se das mesmas que os deslocamentos horizontais em direção à jusante são majorados pelo carregamento hidráulico tendo valores similares para ambos os casos, e que os deslocamentos verticais são reduzidos, atingindo valores negativos junto à crista (no enchimento em 16 estágios apresenta melhor aproximação à zero na crista da barragem do que o

enchimento em 8 estágios). Este último comportamento é interpretado e tendo em vista as observações de Veiga Pinto (1983), apresentadas na Figura 6.9, quanto à influência do número de estágios de elevação do reservatório no comportamento dos deslocamentos verticais na barragem.

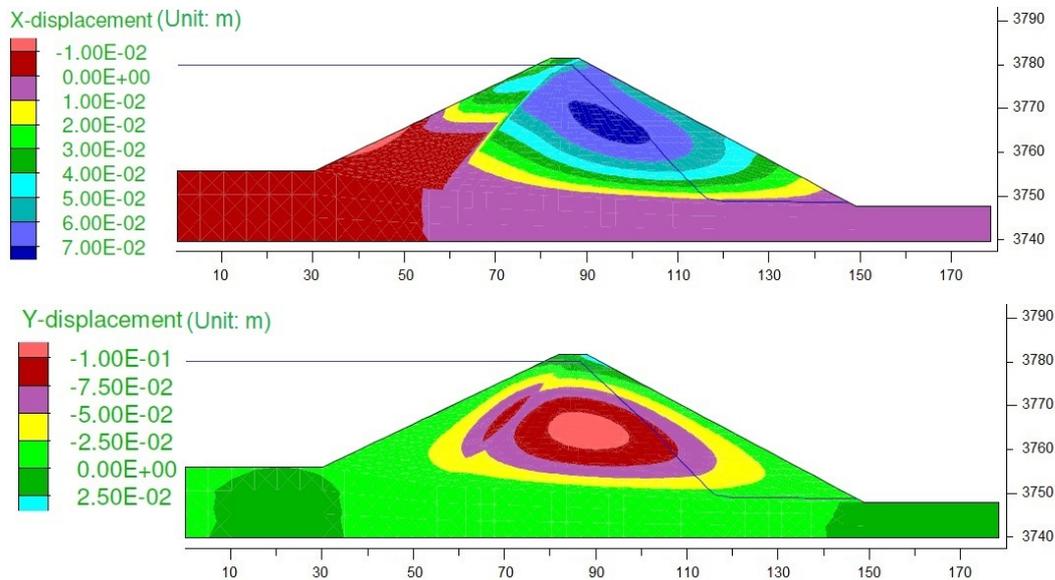


Figura 6.10 – Distribuição dos deslocamentos horizontais (acima) e verticais (abaixo) após o primeiro enchimento do reservatório em 16 etapas de elevação do nível d'água.

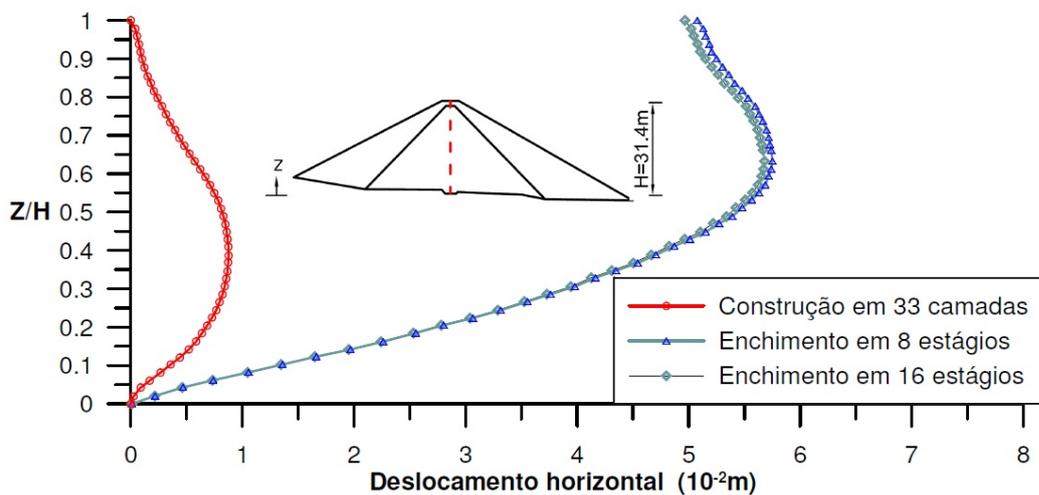


Figura 6.11 – Comparação dos deslocamentos horizontais no eixo da barragem ao final da construção e após o primeiro enchimento.

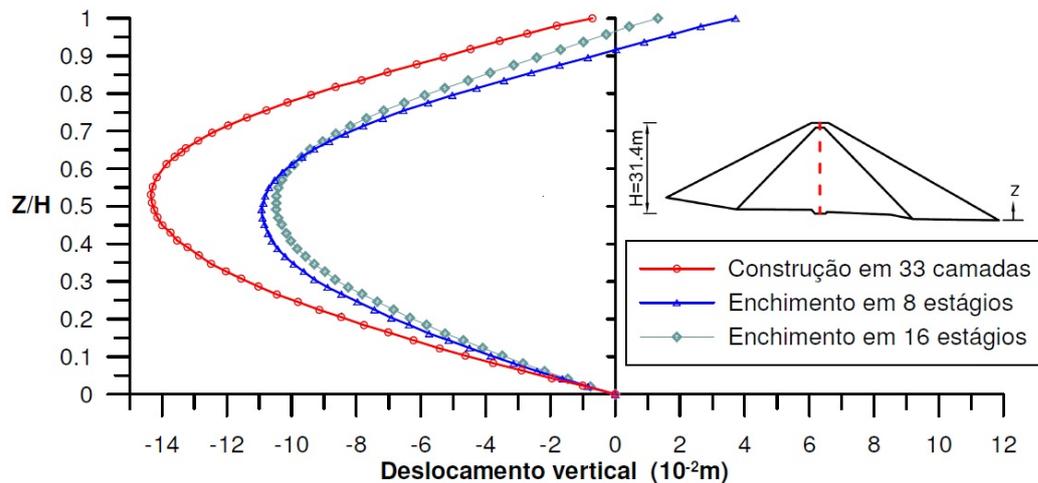


Figura 6.12 – Comparação dos deslocamentos verticais no eixo da barragem ao final da construção e após o primeiro enchimento.

#### 6.3.4. Trajetórias de tensão

As Figuras 6.13 a 6.16 ilustram as trajetórias de tensão total em pontos situados nos espaldares e no núcleo central da barragem durante as fases de construção e primeiro enchimento do reservatório. Durante a etapa de construção existe um acréscimo no valor da tensão total média ( $p$ ) em todos os pontos apresentados enquanto que a tensão desviadora ( $q$ ) mostra uma ligeira diminuição no ponto situado mais profundamente no espaldar de montante quando são colocadas as últimas camadas de construção, fato não observado nos pontos do núcleo.

Durante o primeiro enchimento do reservatório, o comportamento dos pontos no espaldar de montante apresenta, de forma geral, um acréscimo na tensão total média ( $p$ ) e diminuição da tensão desviadora ( $q$ ) enquanto que os pontos situados no espaldar de jusante, bem como aqueles do núcleo próximos desta região, apresentam também um decréscimo nos valores da tensão total média ( $p$ ).

Trajetoórias de tensão total similares foram reportadas por Murrugarra (1996) e Barrantes (2013).

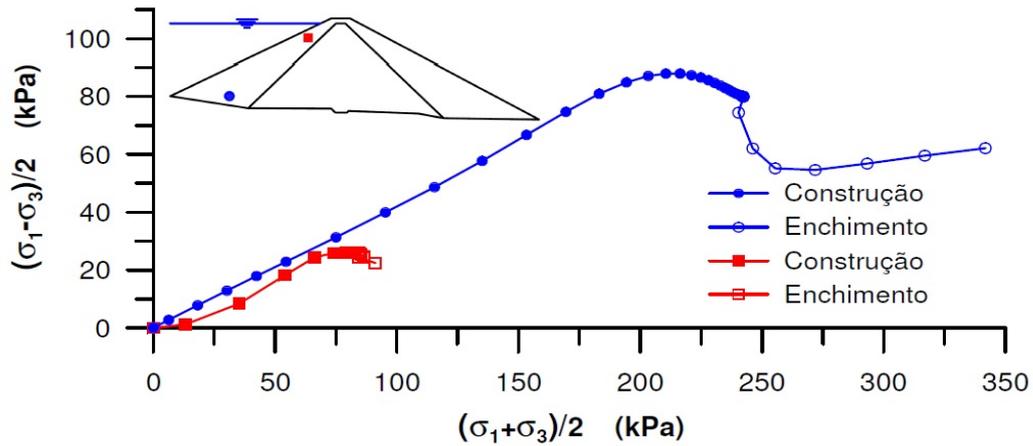


Figura 6.13 – Trajetórias de tensão total em pontos do espaldar de montante.

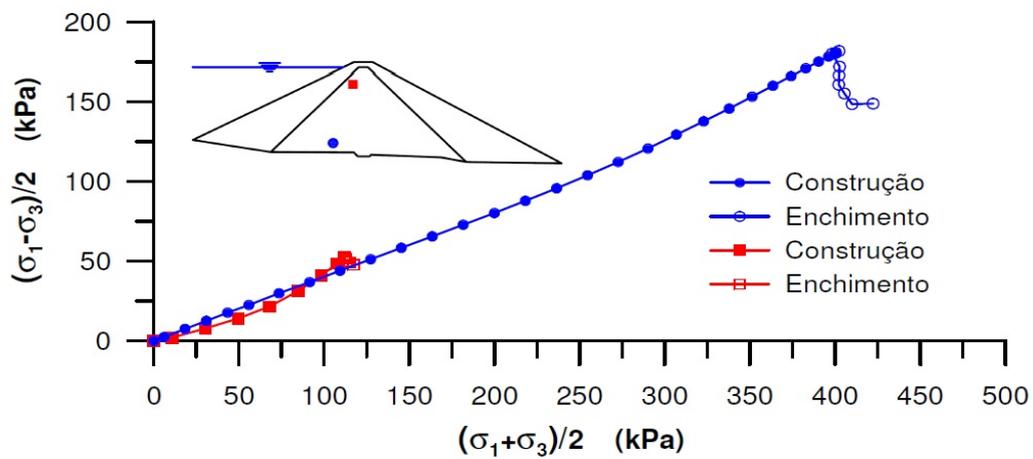


Figura 6.14 – Trajetórias de tensão total em pontos do núcleo central próximos da região de montante.

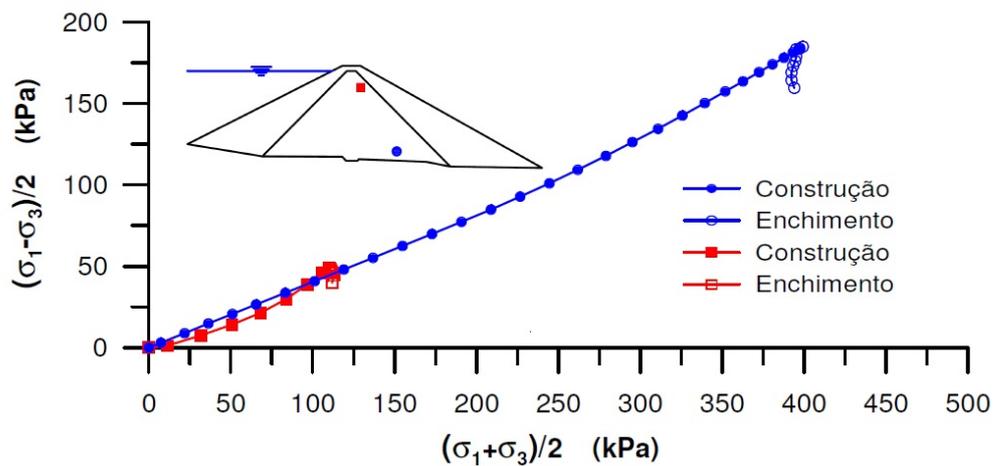


Figura 6.15 – Trajetórias de tensão total em pontos do núcleo central próximos da região de jusante.

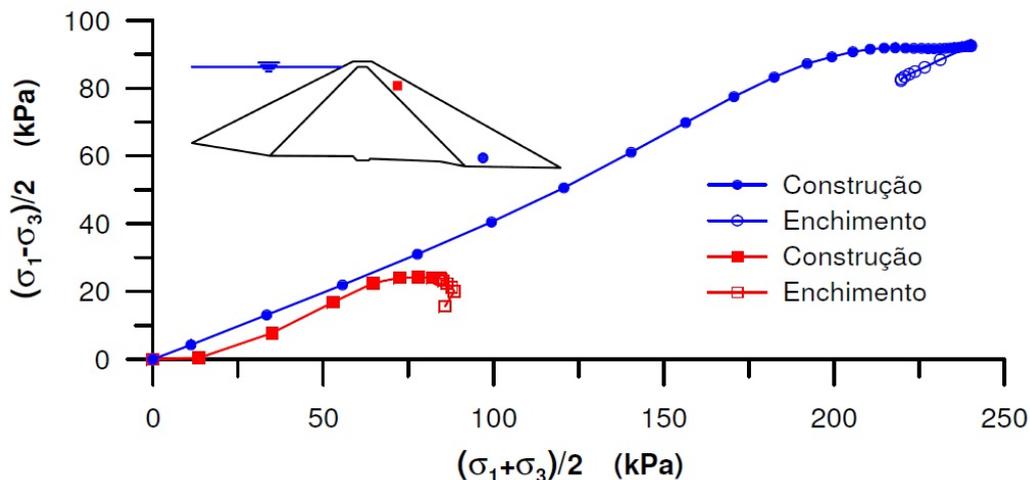


Figura 6.16 – Trajetórias de tensão total em pontos do espaldar de jusante.

### 6.3.5. Fator de segurança

O fator de segurança da estabilidade dos taludes foi avaliado pelos programas FLAC 2D (simulação direta do colapso pelo método da redução dos parâmetros de resistência) e SLOPE/W pela formulação convencional do método de equilíbrio limite.

A vantagem de se empregar um método numérico (diferenças finitas, elementos finitos) é que a forma e a localização da potencial superfície de deslizamento não precisam ser previamente definidas pois são determinadas durante o processo de solução. A desvantagem é que o engenheiro deve ter cautela na interpretação dos resultados pois muitas vezes o colapso detectado pelo programa se refere a deslizamentos locais (próximos à crista da barragem ou rupturas superficiais nos taludes) que não comprometem a estabilidade global do aterro.

Nesta pesquisa, sempre que rupturas locais foram identificadas (Figuras 6.17a e 6.17b) optou-se por aumentar a resistência dos elementos por elas afetados incrementando-se os valores da coesão para  $c = 1 \times 10^6 \text{ Pa}$  até a obtenção da superfície de instabilidade global (Figura 6.17c).

A Figura 6.18 mostra a superfície potencial de deslizamento obtida pelo método de Spencer (método das fatias) a qual concorda satisfatoriamente com aquela determinada anteriormente na Figura 6.17c, tanto em localização quanto no valor do fator de segurança (FS = 1,69 no FLAC 2D, FS = 1,72 no SLOPE/W).

As análises de estabilidade foram repetidas para a condição após o primeiro enchimento do reservatório, com resultados mostrados nas Figuras. 6.19 e 6.20.

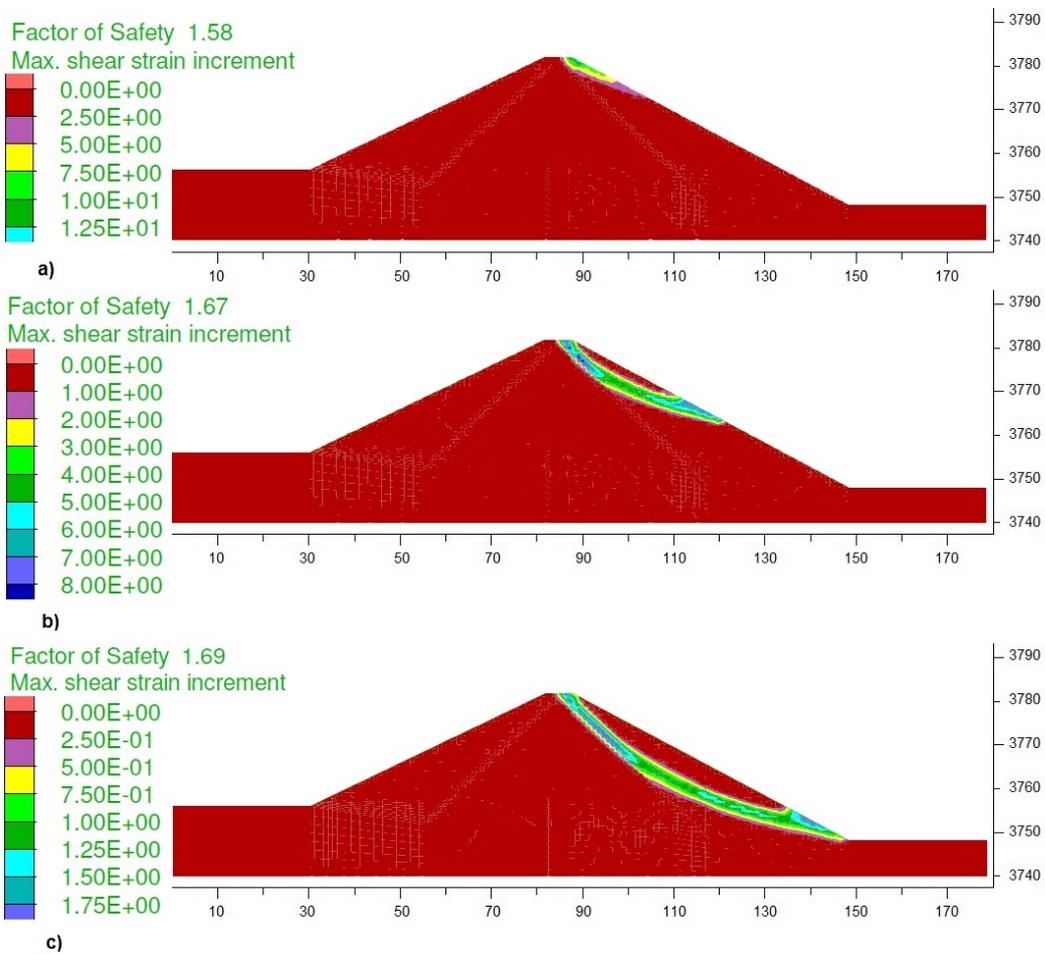


Figura 6.17 – Fator de segurança determinado com o programa FLAC 2D ao final da construção da barragem: a) superfície local, FS=1,58, b) superfície local, FS=1,67 e c) superfície global, FS=1,69.

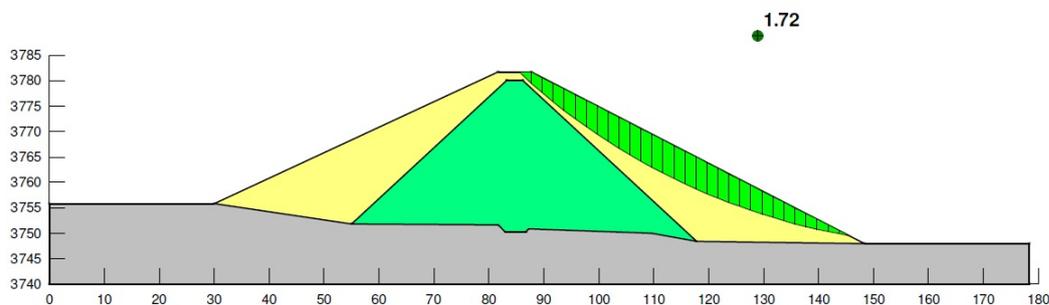


Figura 6.18 – Fator de segurança determinado pelo programa SLOPE/W pelo método Spencer ao final da construção da barragem, com FS = 1,72.

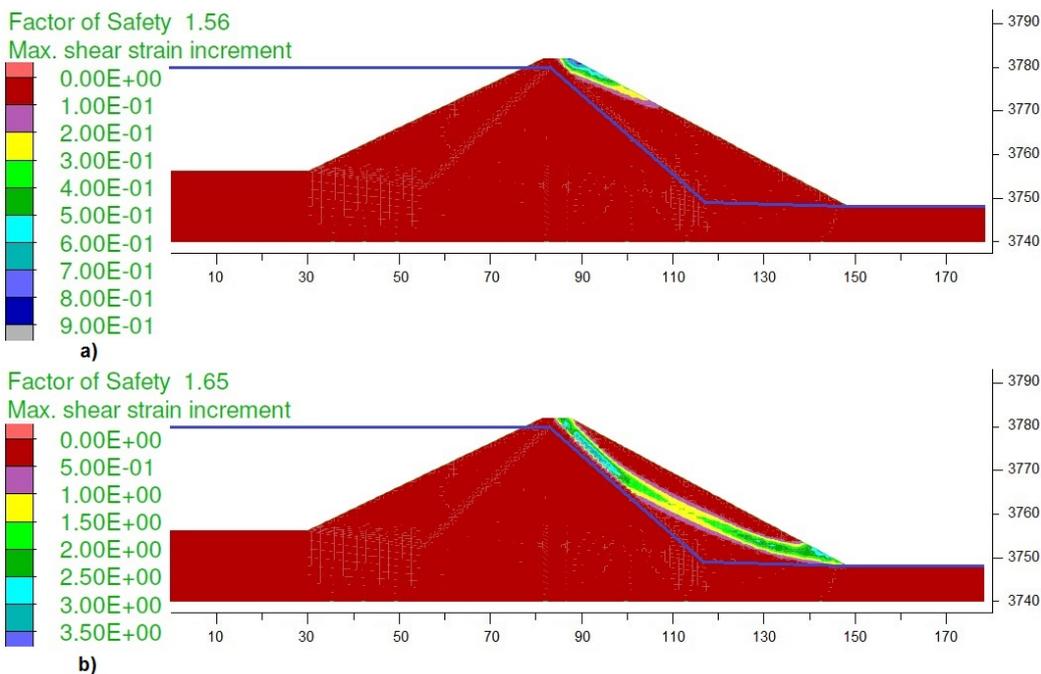


Figura 6.19 – Fator de segurança determinado com o programa FLAC 2D após o enchimento do reservatório: a) superfície crítica local, FS=1,56, b) superfície crítica global, FS=1,65.

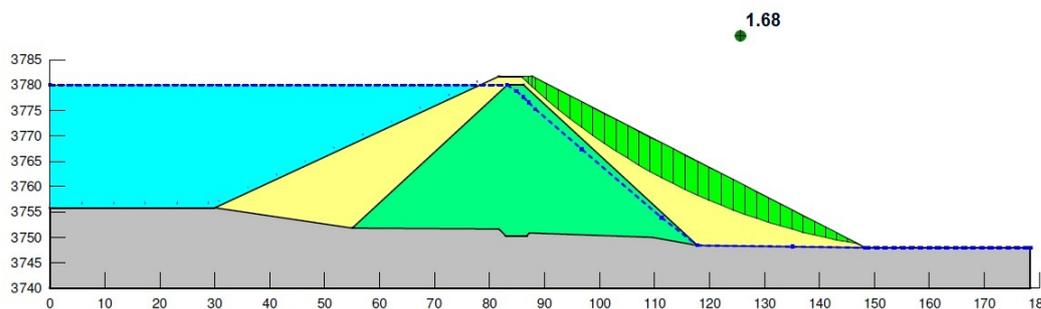


Figura 6.20 – Fator de segurança determinado com o programa SLOPE/W, pelo método das fatias (método de Spencer), após o enchimento do reservatório com FS = 1,68.

#### 6.4. Simulação pseudo-estática

As diversas soluções de equilíbrio limite para análise das condições de estabilidade de taludes de solo sob carregamento estático, que podem ser consideradas familiares ao engenheiro geotécnico (método das fatias), são possíveis de serem estendidas para um contexto pseudo-estático adicionando-se forças aplicadas no centro de gravidade da massa instável conservando-se o mesmo módulo, mesma 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 são verticais, e a componente horizontal é obtida pela multiplicação do coeficiente sísmico horizontal  $k$  pelo peso total da massa de solo instável (ou peso das respectivas fatias).

Recomendações da literatura estabelecem entre 1 a 1,15 o valor mínimo aceitável do coeficiente de segurança pseudo-estático, enquanto que para aterros de resíduos sólidos (*landfills*) as normas americanas exigem ao menos um valor de 1,2 (Bray *et al.*, 1995).

A escolha de  $k$  representa o passo mais importante e o mais difícil do emprego de métodos pseudo-estáticos. Várias sugestões foram feitas na literatura, comparando-se os resultados de análises pseudo-estáticas com observações de campo e resultados obtidos através de métodos baseados no cálculo de deformações.

Hynes-Griffin e Franklin (1984) recomendaram o valor  $0.5PHA^{rocha}/g$ , após análises de deslocamentos permanentes em taludes pelo método de Newmark (1965) considerando 350 acelerogramas. O critério foi desenvolvido para taludes de barragens, considerando materiais não suscetíveis à liquefação sob ação de sismos de magnitude 8 ou inferior. De acordo com Kramer (1996), ainda que julgamento de engenharia seja fundamental em todos os casos, o critério proposto por Hynes-Griffin e Franklin (1984) deve ser escolha apropriada para análise de estabilidade pseudo-estática para a maioria dos taludes.

Castillo e Alva (1993) realizaram estudos de ameaça sísmica no Peru utilizando metodologia probabilística que integra informações sismotectônicas, parâmetros sismológicos e leis de atenuação regionais para diferentes mecanismos de ruptura, obtendo mapas de iso-acelerações, apresentadas na Figura 6.21, considerando probabilidade de excedência de 10% em 100 anos. Da figura, observa-se que na localidade da barragem de Breapampa  $PHA^{rocha} = 0,40g$  e pelo critério de Hynes-Griffin e Franklin (1984) o valor do coeficiente sísmico para as análises pseudo-estáticas é  $k = 0,20$ .

Uma vez que terremotos são de curta duração, é razoável assumir, exceto possivelmente para pedregulhos e enrocamentos, que a resistência ao cisalhamento não drenada deve ser usada nos métodos pseudo-estáticos para análise da estabilidade de taludes. Makidisi e Seed (1977) recomendaram para solos argilosos 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 não

drenada dinâmica do solo. Aqueles pesquisadores observaram em ensaios de laboratório um comportamento elástico das amostras de solo quando submetidas a um grande número de ciclos (superior a 100) de até 80% da resistência não drenada estática. Deformações permanentes substanciais foram observadas 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.

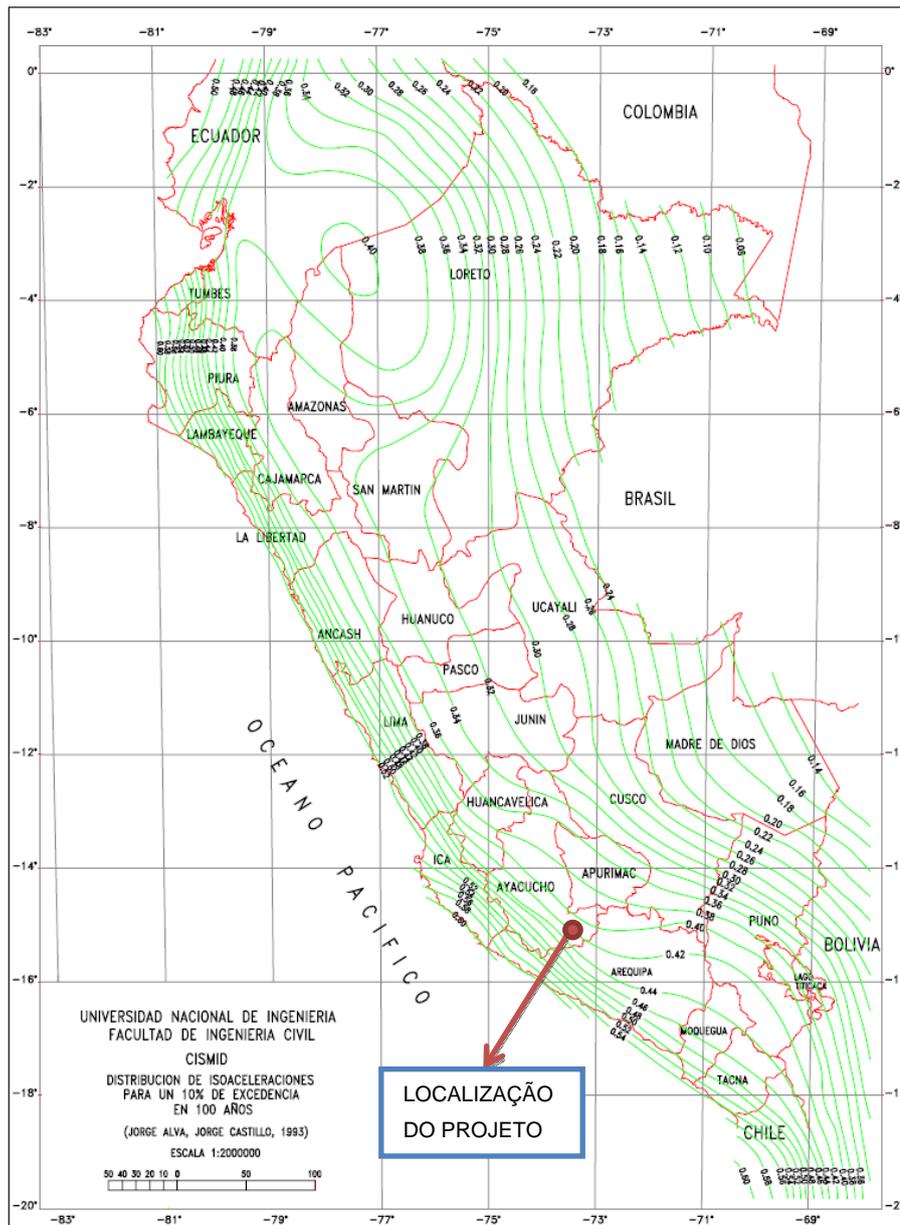


Figura 6.21 – Distribuição de iso-acelerações no Peru considerando 10% de excedência em 100 anos (Alva e Castillo, 1993).

Por outro lado, Duncan e Wright (2005) consideraram que esta redução poderia ser ignorada para materiais não suscetíveis à liquefação devido aos efeitos da velocidade de aplicação do carregamento sísmico. A maioria dos solos sujeita a carregamentos cíclicos rápidos 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 a muitos minutos. O aumento da resistência devido à velocidade de aplicação do carregamento dinâmico poderia contrabalançar a redução proposta por Makidisi e Seed (1977) para estimativa da resistência dinâmica de solos argilosos e solos granulares densos saturados.

O fator de segurança pseudo-estático na barragem de Breapampa foi determinado pelo método de Spencer (método das fatias) com o programa computacional SLOPE/W considerando uma redução de 20% da resistência não drenada do núcleo da barragem, obtendo-se o fator de segurança pseudo-estático  $FS_{\text{pseudo}} = 1,15$  (caso reservatório vazio) no talude da jusante da barragem e  $FS_{\text{pseudo}} = 0,98$  (caso do reservatório cheio) no talude da montante da barragem com superfícies global de deslizamento indicada na Figura 6.22a e Figura 6.22b respectivamente.

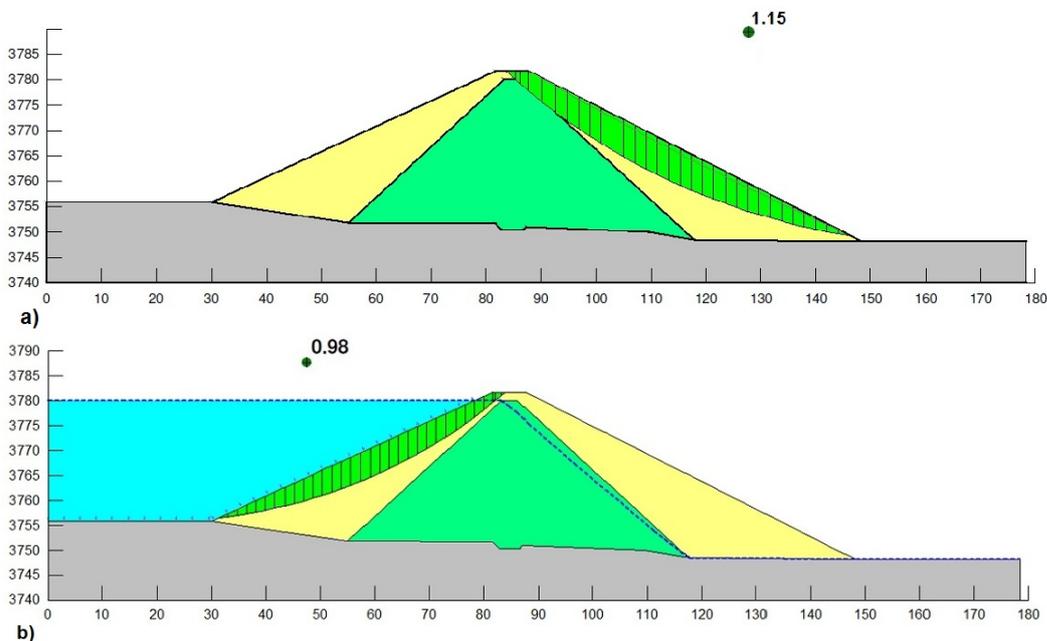


Figura 6.22 – Fator de segurança pseudo-estático determinado pelo método de Spencer (método das fatias) considerando redução de 20% da resistência não drenada estática do material do núcleo. a) Reservatório vazio -  $FS_{\text{pseudo}} = 1,15$ . b) Reservatório cheio -  $FS_{\text{pseudo}} = 0,98$

## **6.5. Simulação dinâmica**

Nesta seção são apresentados os resultados da resposta sísmica da barragem de terra de Breampampa, com destaque para seleção e tratamento do sismo de projeto. Sob ponto de vista de comportamento dinâmico, a rocha da fundação foi considerada elástica linear e os materiais do corpo da barragem (núcleo central e espaldares) foram representados com o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, acrescido de amortecimento hysterético para também introduzir amortecimento na parcela elástica da deformação.

### **6.5.1. Sismo de Pisco (2007)**

O território peruano está localizado em uma das regiões com mais alto grau de atividade sísmica do planeta em decorrência da subducção da placa oceânica de Nazca que mergulha sob a placa continental Sul Americana. Nos últimos anos vários terremotos de grande magnitude atingiram o país como o sismo de Nazca em 1996 (7,6 Mw), sismo de Arequipa em 2001 (8,4 Mw) e o sismo de Pisco em 2007 (7,9 Mw), este considerado o mais catastrófico desde o sismo de Lima em 1974 (8,0 Mw).

Nesta dissertação considerou-se o sismo de Pisco (2007), cujos acelerogramas foram registrados pela estação Ica da Universidad Nacional de Ingenieria do Peru (CISMID/UNI) localizada a aproximadamente 120km do epicentro (Figuras. 6.23 e 6.24). Para as análises sísmicas foram utilizados os 40 segundos da fase mais intensa do acelerograma da componente horizontal N-S, registrado a cada 0,01s com aceleração de pico de 0,35g.

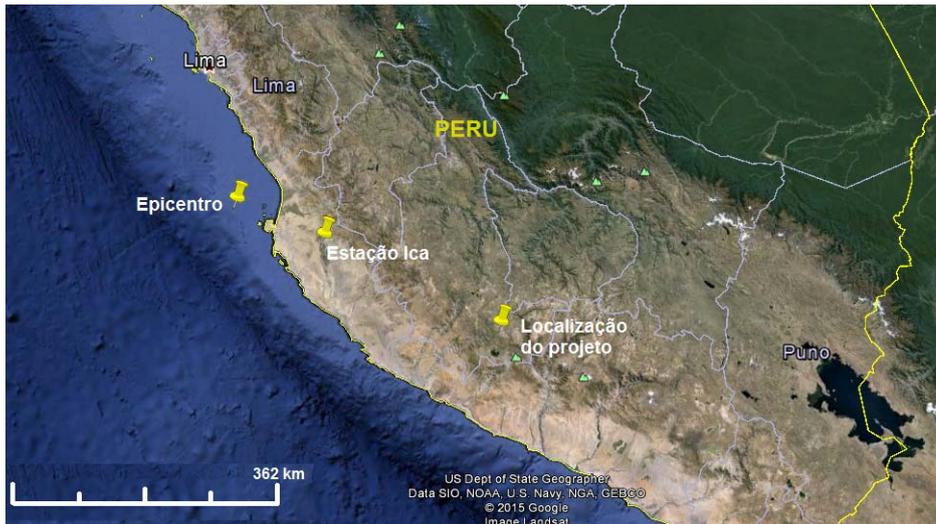


Figura 6.23 – Localização do epicentro do sismo de Pisco, da estação sismográfica de Ica e da localização da barragem de Breapampa (Fonte Google Earth).

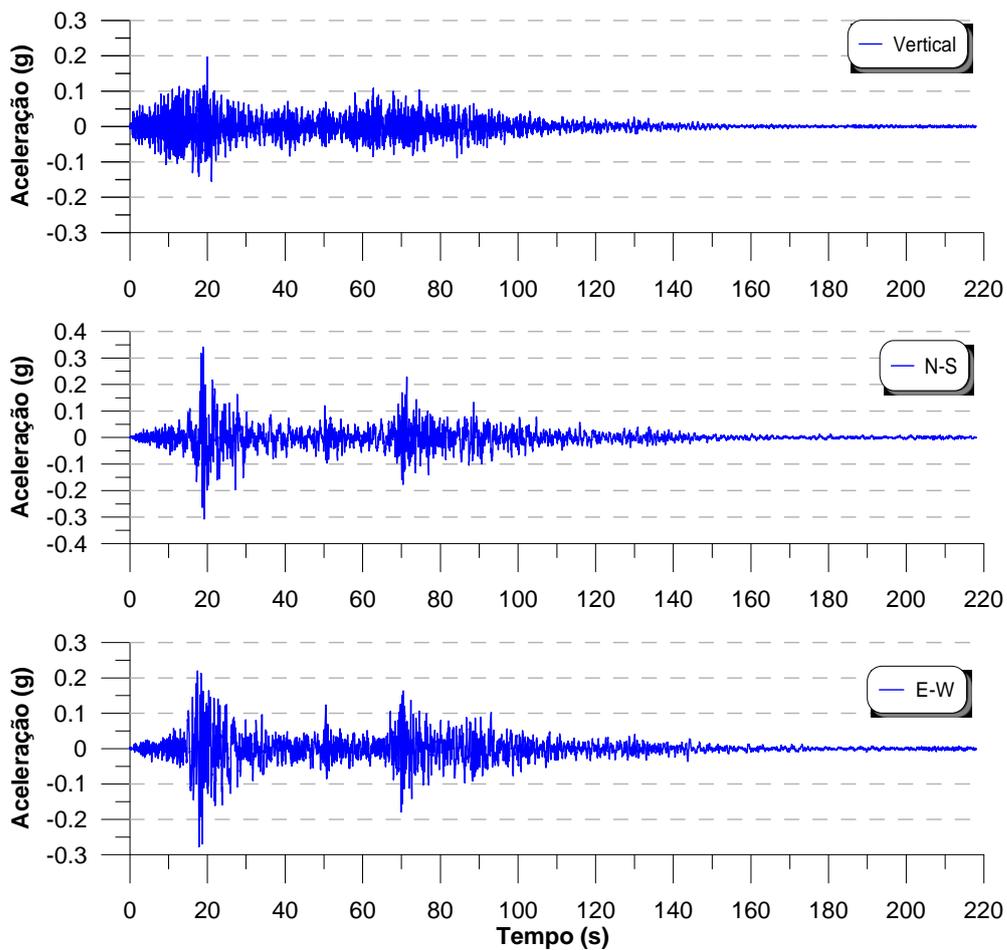


Figura 6.24 – Acelerogramas do sismo de Pisco registrados na estação Ica: aceleração vertical (superior), aceleração horizontal N-S (intermediária) e aceleração horizontal E-W (inferior) - fonte CISMID/UNI - PERU.

### 6.5.2. Correção da linha base e filtragem

A parte escolhida do acelerograma teve sua linha base corrigida e foram filtradas as frequências superiores a 15Hz e inferiores a 0,1 Hz com auxílio do programa computacional SeismoSignal (Seismosoft), utilizando os parâmetros listados na Tabela 6.2. A Figura 6.25 compara as histórias de aceleração, velocidade e deslocamento utilizando os valores originais e corrigidos pela linha base. A diferença de valores na história de deslocamentos atinge um máximo de 33,75cm ao final do sismo.

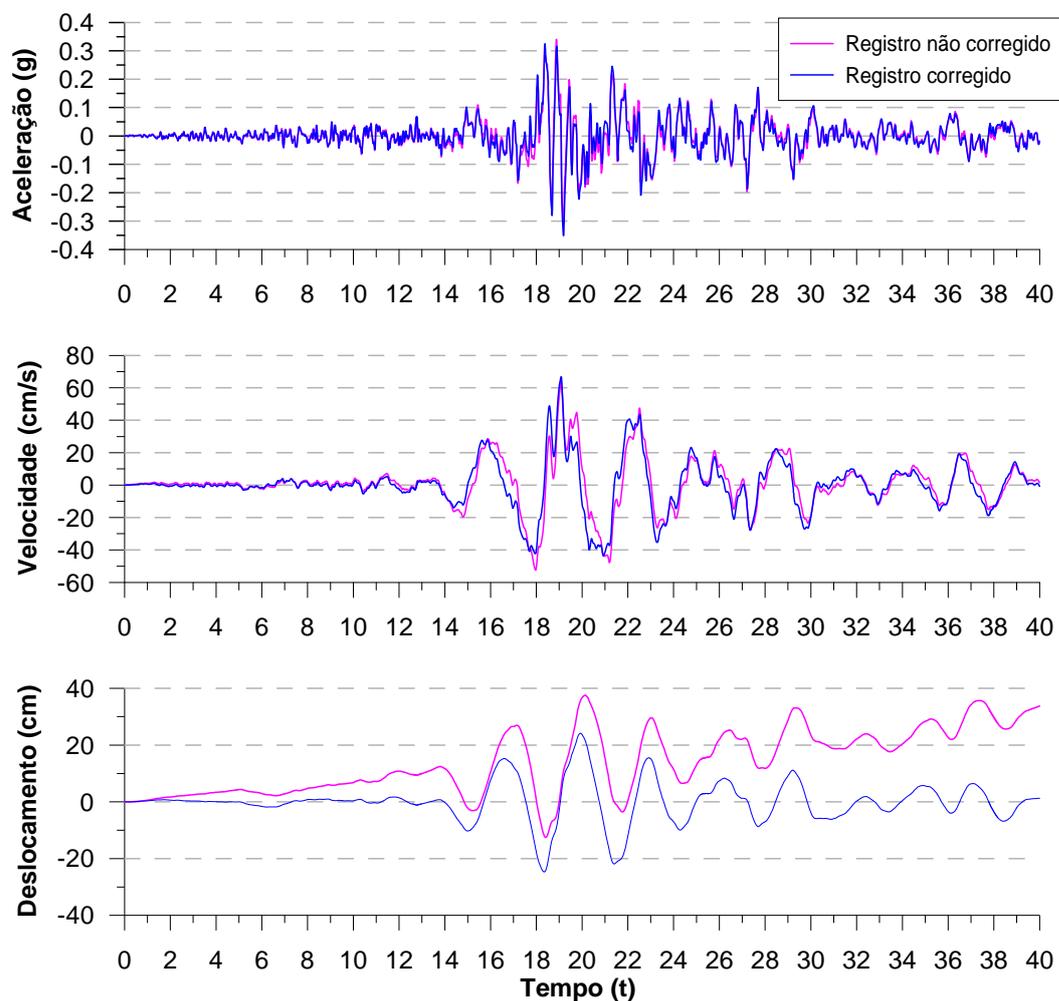


Figura 6.25 – Histórias de aceleração, velocidade e deslocamento originais e corrigidas pela linha base.

Tabela 6.2- Parâmetros utilizados na correção por linha base e filtragem do sismo de Pisco.

Filtragem				Linha Base
Passa alta Hz	Passa baixa Hz	Tipo de filtro	Ordem do filtro	Ordem do polinômio
0,1	15	Butterworth	2	2

### 6.5.3.

#### Avaliação probabilística de ameaça sísmica na área do projeto

A análise da ameaça sísmica tem como objetivo a determinação da curva de ameaça sísmica, ou seja, uma curva que represente a probabilidade de excedência da aceleração de pico, no local em estudo e para um dado intervalo de tempo, ou represente o período de retorno. O ponto de avaliação da ameaça sísmica onde fica a barragem tem as seguintes coordenadas de localização, Latitude -73,65O e Longitude -15.05S. A Figura 6.23 apresenta a localização do projeto.

A avaliação probabilística de ameaça sísmica foi feita seguindo os passos descritos no Item 2.6.2 com auxílio do programa computacional CRISIS 2007, desenvolvida por Ordaz *et al.* (2007). Obtendo o espectro de acelerações uniformemente provável na região da barragem para períodos de 0 a 3s, considerando tempo de vida útil da estrutura de 100 anos, período de retorno de 950 anos com probabilidade de excedência de 10%, com base na lei de atenuação de Youngs *et al.* (1997) considerada bastante adequada para as condições sismo-tectônicas do Peru (Figura 6.26).

### 6.5.4.

#### Ajuste espectral

Finalmente, com o objetivo de obter um sismo de projeto compatível com as características sísmicas da zona de projeto, foi feito um ajuste espectral no domínio do tempo com auxílio do programa de computador SeismoMatch (Seismosoft), seguindo o procedimento da seção 5.3.4. A Figura 6.26 mostra o espectro inicial correspondente à fase intensa do terremoto de Pisco, o espectro de acelerações uniformemente provável e o espectro ajustado para ser empregado nesta pesquisa e, na Figura 6.27, o sismo de projeto gerado artificialmente com aceleração de pico  $PHA^{rocha} = 0,4g$ .

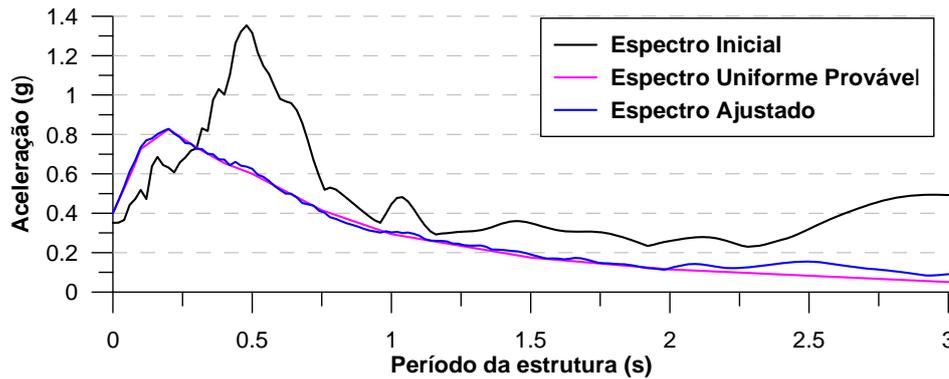


Figura 6.26 – Ajuste espectral no domínio do tempo.

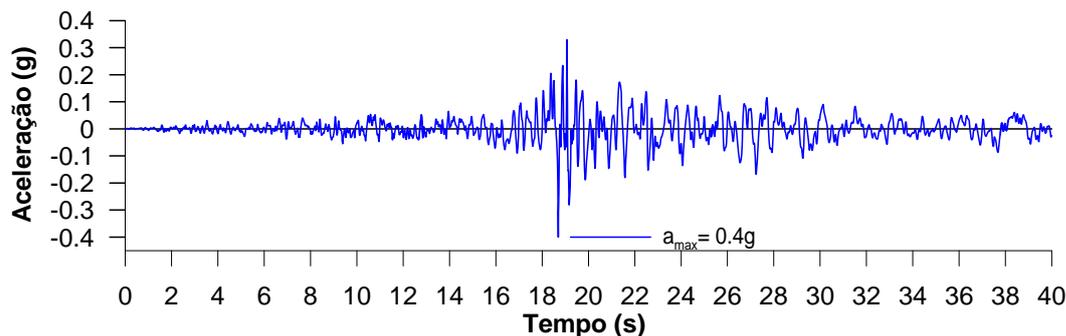


Figura 6.27 – Registro sísmico ajustado no domínio do tempo.

### 6.5.5. Sismo de projeto

De acordo com a teoria da elasticidade linear, a geração de esforços em um meio contínuo depende da velocidade de propagação da onda (ver Equação 5.6) e, por este razão, seguindo também recomendações da literatura, a frequência de corte será determinada com base na história das velocidades.

O registro de acelerações da Figura 6.27 foi utilizado para obtenção do registro das velocidades, por integração no tempo, e em seguida para determinação do espectro de potência de velocidade com auxílio da transformada rápida de Fourier (FFT). A frequência de corte  $f_c = 5\text{Hz}$  foi selecionada de tal modo que 99% da potência fosse mantida (Figura 6.28). Tal procedimento, lembra-se novamente, é fundamental para possibilitar elementos do maior tamanho possível na discretização do contínuo, assegurar a transmissão de ondas através dos mesmos, diminuir o número de elementos da malha e, conseqüentemente, reduzir o tempo de processamento destas análises não lineares.

Como último procedimento, foi aplicado novamente o filtro passa-baixa com auxílio do programa computacional SeismoSignal (Seismosoft) retirando-se

da história de velocidades do sismo de projeto as contribuições das frequências superiores a 5Hz (Figura 6.29).

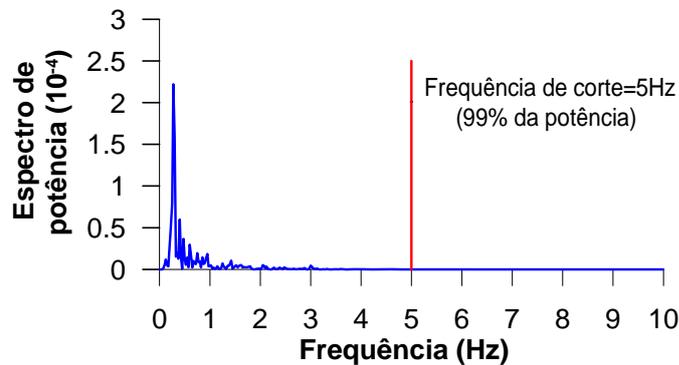


Figura 6.28 – Espectro de potência avaliada com base na história de velocidades do sismo de projeto.

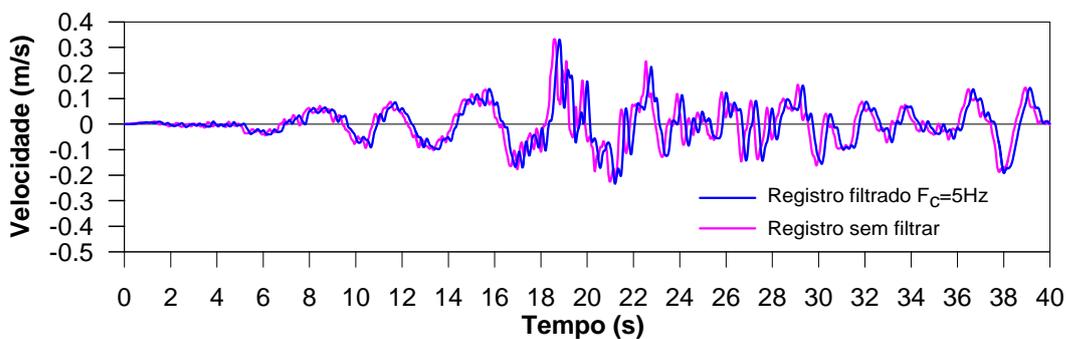


Figura 6.29 – História de velocidades final do sismo de projeto.

### 6.5.6. Malha e condições de contorno

Como mencionado, a geração da malha para a análise sísmica foi feita considerando a frequência de corte  $f_c = 5\text{Hz}$ , com um tamanho máximo do elemento correspondente a  $1/9$  do comprimento de onda SV. A Tabela 6.3 apresenta o tamanho máximo (i.e., a altura máxima do elemento considerando que a onda SV se propaga verticalmente) para as regiões da fundação, espaldares e núcleo central da barragem. A malha empregada (Figura 6.30) é constituída por 1331 elementos retangulares (ou zonas, na terminologia do FLAC 2D). As condições nos contornos laterais foram estabelecidas em termos de campo livre e a condição de contorno na base prescrita através de amortecedores simulando a condição de base flexível.

Tabela 6.3- Altura máxima dos elementos na fundação e corpo da barragem.

Região	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	G (MPa)	$V_s$ (m/s)	f (Hz)	$\Delta l_{\text{máx}}$ (m)	$\Delta l$ escolhido (m)
Núcleo	2038,7	11,539	75,23	5	1,67	1,5
Enrocamento	2446,5	13,269	73,65	5	1,63	1,5
Fundação	2548,4	2213,11	931,90	5	20,71	5,3

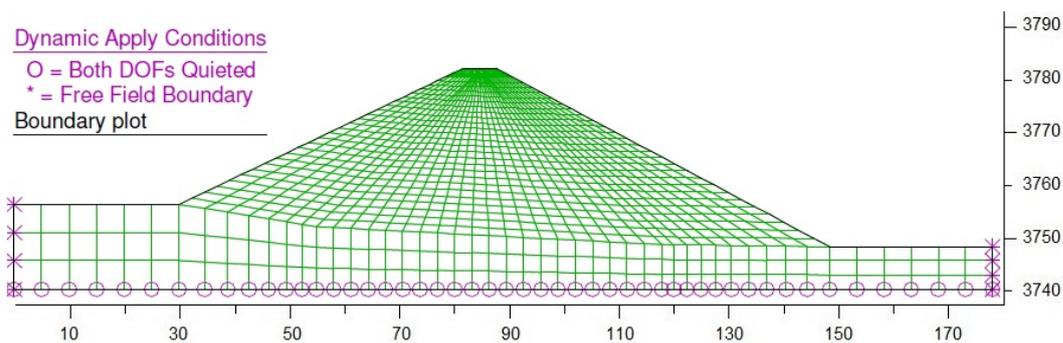


Figura 6.30 – Malha de diferenças finitas e condições de contorno para análise sísmica.

### 6.5.7. Aplicação da excitação sísmica

A excitação sísmica foi aplicada na base silenciosa por meio de um carregamento em termos de tensões cisalhantes cíclicas porque, como já mencionado, caso fosse especificada mediante registros de aceleração ou velocidade seus efeitos seriam anulados pelos amortecedores distribuídos ao longo da base da discretização. Assim, o registro de velocidade filtrado da Figura 6.29 foi convertido em registro de tensões cisalhantes cíclicas por meio da Equação 5.8 considerando-se inicialmente o valor teórico  $a = 2$ . No entanto, as diferenças entre o registro de velocidades prescrito na base (implicitamente pelo registro de tensões cisalhantes cíclicas) e o registro de velocidades computado na base pelo programa FLAC 2D foram significativas, o que motivou, por um processo de tentativa e erro, a variação no valor da constante  $a$  até haver uma concordância razoável entre ambas as distribuições (Figura 6.31), o que aconteceu com  $a = 1,05$ .

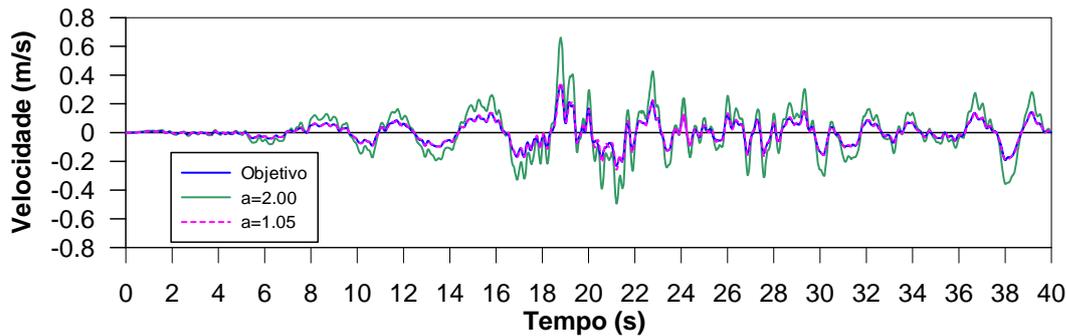


Figura 6.31 – Ajuste da constante  $a$  para concordar os registros de velocidade prescrito e computado na base do modelo.

### 6.5.8. Frequências predominantes

Para a avaliação das frequências predominantes no sistema, a barragem foi analisada como um modelo elástico não amortecido. Nesta simulação foram calculadas as velocidades horizontais de pontos nodais dos espaldares e do núcleo, determinando-se os espectros de potência de velocidade mostrados na Figura 6.32. Observou-se que as frequências predominantes variam de 0,275 Hz a 0,95 Hz.

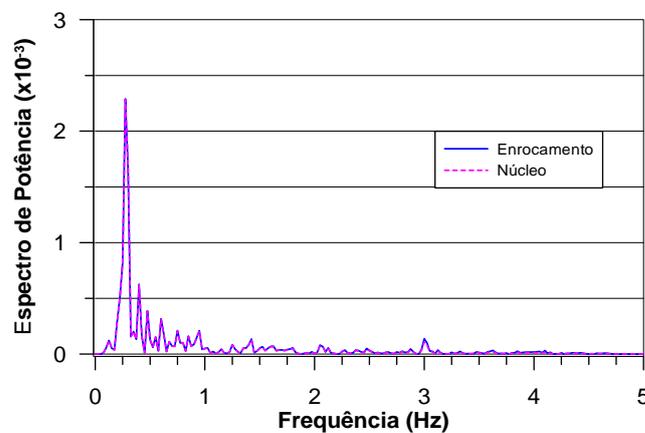


Figura 6.32 – Espectros de potência de velocidade determinados em análise elástica não amortecida para pontos do núcleo e espaldares da barragem.

### 6.5.9. Amortecimento hysterético

Como já discutido anteriormente, o amortecimento de solos é do tipo hysterético, caracterizado pela independência em relação à frequência da excitação mas dependente da amplitude das deformações cíclicas cisalhantes.

No programa FLAC 2D o amortecimento histerético, consistindo nas curvas de degradação do módulo de cisalhamento e do aumento da razão de amortecimento com a deformação cisalhante efetiva, pode ser representado por algumas expressões matemáticas dentre as quais a Equação 4.14, para o modelo padrão de 2 parâmetros, e a Equação 4.16, para o modelo sigmoideal Sigma3.

Para determinação das constantes destas equações gerais um ajuste é feito com as curvas experimentais propostas por Seed e al. (1986), para o material dos espaldares, e por Vucetic e Dobry (1991), para o material do núcleo. A Tabela 6.4 apresenta os valores das constantes que melhor representam as curvas experimentais nos modelos padrão (2 constantes) e Sigma3 (3 constantes) implementados no programa FLAC 2D.

As Figuras 6.33 e 6.34 e as Figuras 6.35 e 6.36 ilustram a variação do módulo cisalhante e a variação da razão de amortecimento com a deformação cisalhante efetiva, comparadas com as curvas experimentais obtidas para argilas (Vucetic e Dobry, 1991) e enrocamento (Seed *et al.*, 1986), respectivamente.

Tabela 6.4- Valores dos parâmetros de amortecimento histórico nos modelos SIGMA2 (padrão) e SIGMA3 obtidos através de ajustes com curvas experimentais propostas na literatura.

Material	Padrão	Sigma3
Núcleo	$L_1 = -3,025$	$a = 1,014$
	$L_2 = 0,6637$	$b = -0,5592$
		$x_0 = -1,2507$
Enrocamento	$L_1 = -4,001$	$a = 1,065$
	$L_2 = 0,2853$	$b = -0,695$
		$x_0 = -1,995$

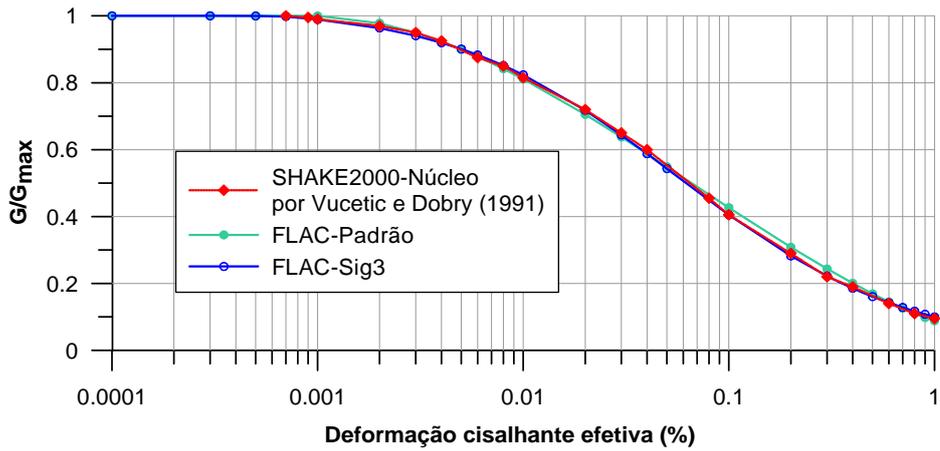


Figura 6.33 – Comparação entre as curvas previstas e experimentais da degradação do módulo cisalhante com a deformação cisalhante efetiva para o Núcleo.

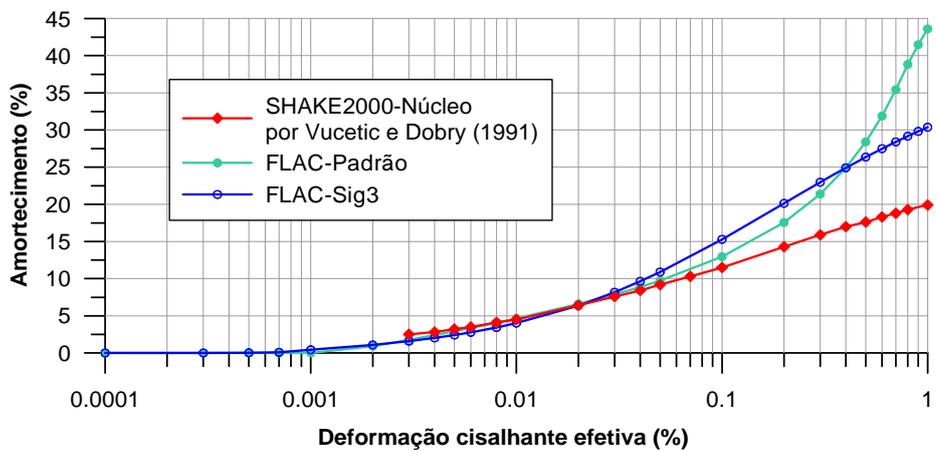


Figura 6.34 – Comparação entre as curvas previstas e experimentais do aumento da razão de amortecimento com a deformação cisalhante efetiva para o Núcleo.

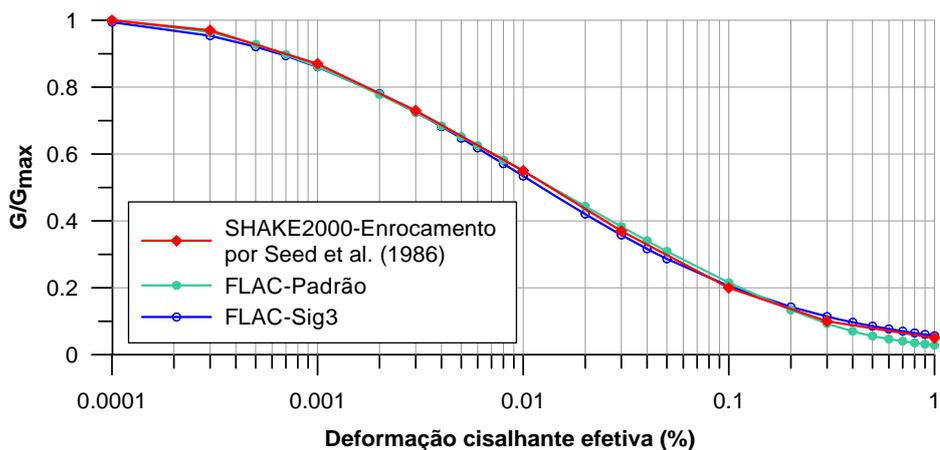


Figura 6.35 – Comparação entre as curvas previstas e experimentais da degradação do módulo cisalhante com a deformação cisalhante efetiva para o enrocamento.

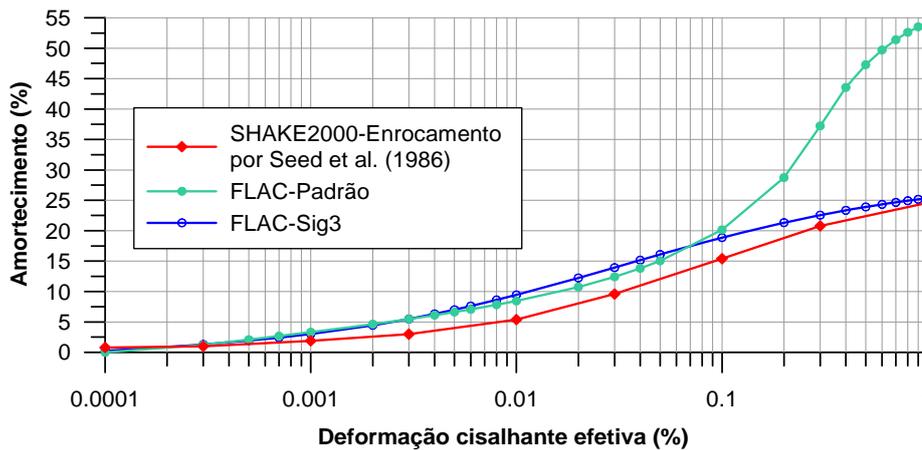


Figura 6.36 – Comparação entre as curvas previstas e experimentais do aumento da razão de amortecimento com a deformação cisalhante efetiva para o Enrocamento.

### 6.5.10. Aferição com o programa SHAKE2000

O programa SHAKE2000 é comumente utilizado para investigação da resposta sísmica de depósitos de solo constituídos por camadas horizontais visco-elásticas considerando propagação 1D de ondas SV verticais.

Com o objetivo de verificar aproximadamente o desempenho do amortecimento histerético obtido por ajuste de curvas, uma coluna de solo (coluna 1 na Figura 6.37) ao longo do eixo central da barragem foi investigada com os programas FLAC 2D e SHAKE2000, numa simulação numérica semelhante à modelagem de um ensaio de cisalhamento cíclico (Figura 6.38). O processo de cálculo é apresentado no Anexo 2.

A Figura 6.39 apresenta a comparação dos resultados obtidos, em termos de distribuição com a profundidade da aceleração horizontal máxima e da tensão cisalhante cíclica máxima, em ambos os programas. De modo geral em todos os casos analisados, indicados na figura, os resultados foram razoavelmente aproximados e, nesta pesquisa, adotou-se então o amortecimento histerético previsto com o modelo sigmoidal Sigma3 acrescido de 0,2% de amortecimento de Rayleigh proporcional à rigidez. A inclusão adicional desta parcela de amortecimento segue recomendações do manual do usuário FLAC 2D como medida aconselhada para amortecimento de ruídos induzidos por altas frequências.

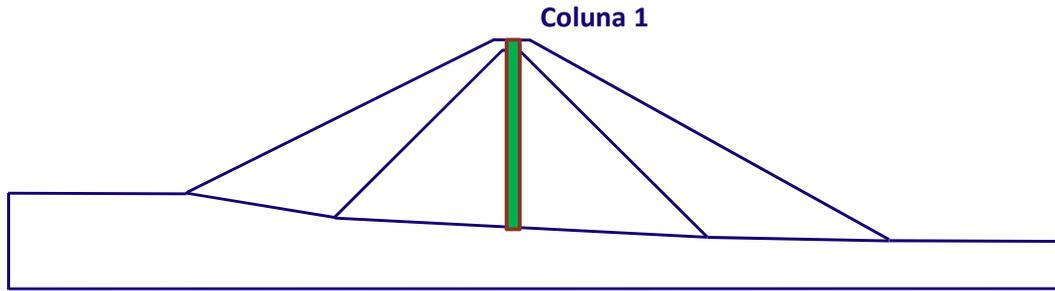


Figura 6.37 – Coluna de solo ao longo do eixo central da seção transversal da barragem de Breapampa.

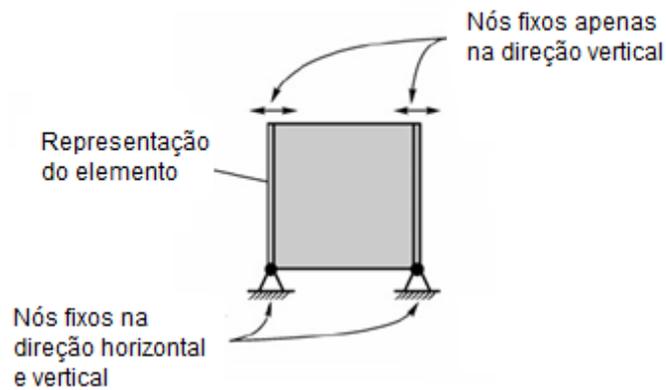


Figura 6.38 – Coluna modelada no programa FLAC para simulação de um ensaio de cisalhamento cíclico.

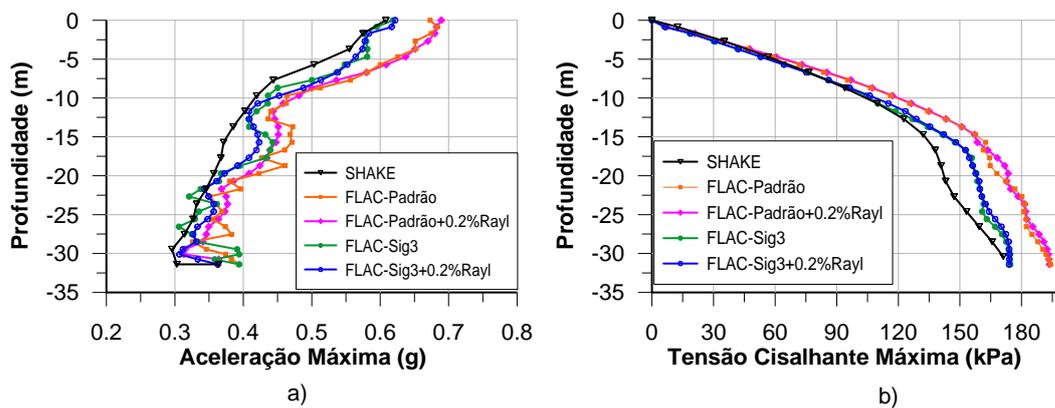


Figura 6.39 – Comparação dos resultados obtidos com o FLAC 2D e SHAKE2000: a) aceleração horizontal máxima b) tensão cisalhante cíclica máxima.

### **6.5.11. Síntese da resposta sísmica**

Com a finalidade de estudar a influência da condição do reservatório da barragem no comportamento sísmico da barragem, realizaram-se duas análises considerando-se o estado imediatamente após o final da construção e logo após o primeiro enchimento do reservatório.

Para obtenção da solução numérica é necessário integrar no tempo as equações do movimento, com o programa computacional FLAC empregando um algoritmo explícito que exige intervalos suficientemente pequenos para assegurar a estabilidade da solução e precisão nos resultados. Os intervalos de tempo utilizados para as situações da barragem após a construção e depois do primeiro enchimento do reservatório foram  $\Delta t = 4 \times 10^{-5} \text{s}$  e  $\Delta t = 2,4 \times 10^{-5} \text{s}$  respectivamente.

#### **6.5.11.1. Resposta de aceleração horizontal**

A Figura 6.40 mostra a resposta de aceleração horizontal previstas para o ponto da crista da barragem, localizado no eixo central, em ambos os casos investigados. Para o caso 1 (reservatório vazio) o valor da aceleração horizontal máxima foi de 0,44g (Figura 6.40a), enquanto que para o caso 2 (reservatório cheio) foi de 0,49g (Figura 6.40b), correspondendo a uma amplificação de 1,23 vezes o valor máximo da aceleração horizontal no registro sísmico de entrada.

Com auxílio da transformada rápida de Fourier (FFT) foram construídos os respectivos espectros de potência de aceleração que permitiu observar que a frequência predominante, em ambas as situações, situa-se em 3 Hz (Figura 6.41).

#### **6.5.11.2. Deslocamentos permanentes**

Os deslocamentos horizontais permanentes previstos na face do talude de jusante alcançam valores de até 1,75m na condição de reservatório vazio (Figura 6.42a), mas apenas 25cm na condição de reservatório cheio (Figura 6.42b). Comportamento similar foi verificado em relação aos deslocamentos verticais permanentes, variando de um máximo de 2m na crista da barragem, na condição de reservatório vazio (Figura 6.43a), para apenas 17,5cm na condição de

reservatório cheio (Figura 6.43b). A Figura 6.44 apresenta os deslocamentos permanentes após a ocorrência do sismo, nas direções horizontal e vertical, ao longo do eixo central da seção transversal da barragem para ambos os casos investigados. Os respectivos valores foram 62cm e 109,64cm, no caso 1, e 12,77cm e 8,54cm, no caso 2.

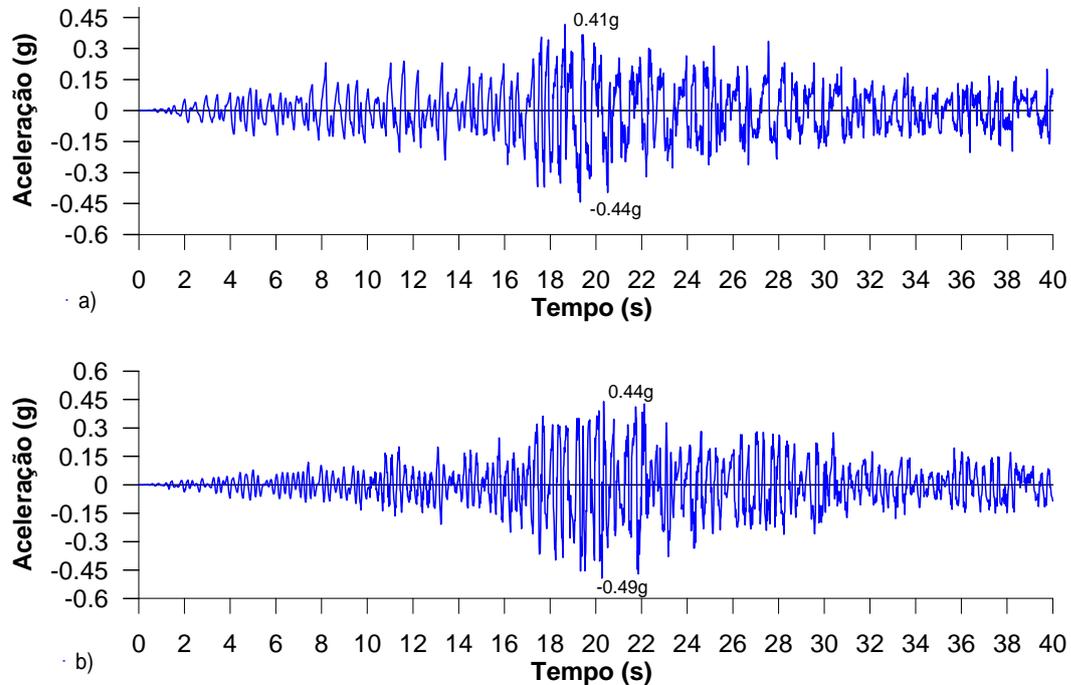


Figura 6.40 – Respostas de aceleração horizontal na crista da barragem para as condições de: a) reservatório vazio b) reservatório cheio.

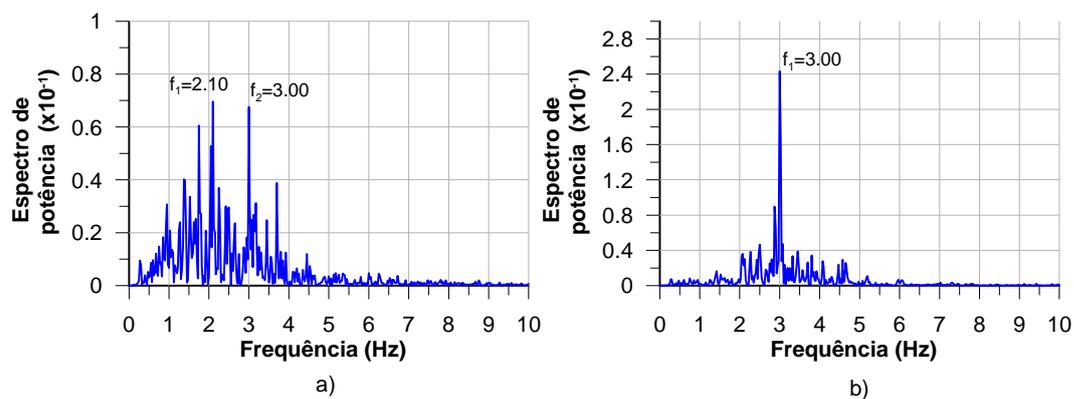


Figura 6.41 – Espectros de potência de aceleração na crista da barragem para as condições de: a) reservatório vazio b) reservatório cheio.

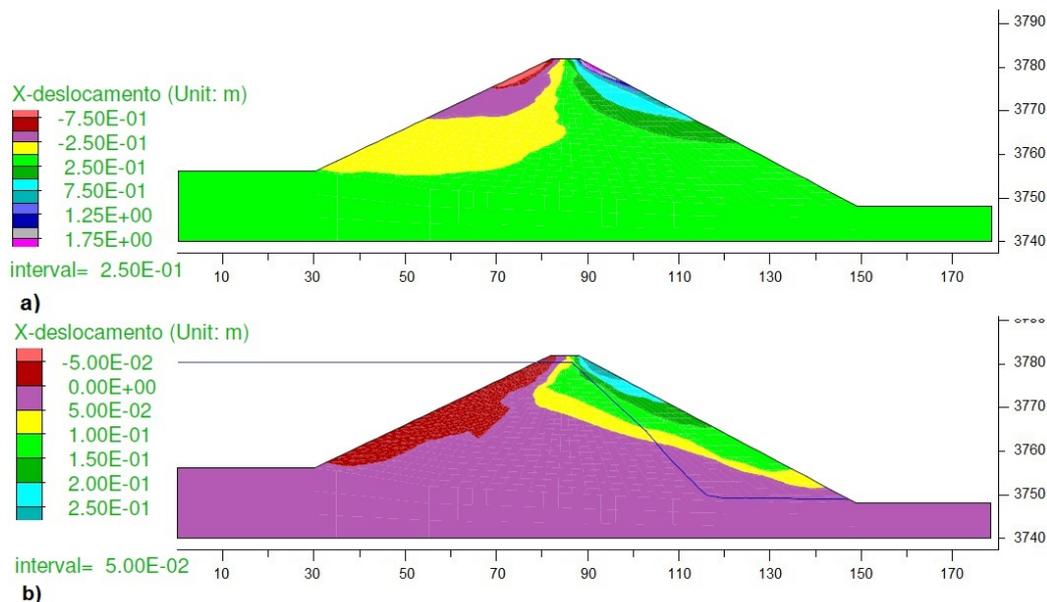


Figura 6.42 – Distribuição dos deslocamentos horizontais permanentes após a ocorrência do sismo na condição de: a) reservatório vazio, b) reservatório cheio.

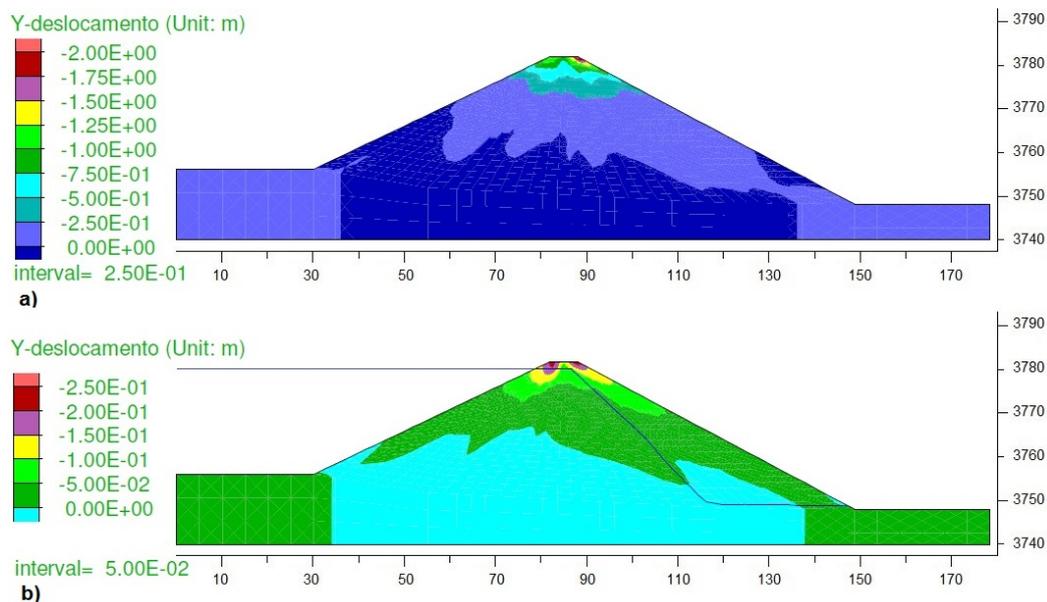


Figura 6.43 – Distribuição dos deslocamentos verticais permanentes após a ocorrência do sismo na condição de: a) reservatório vazio, b) reservatório cheio.

De acordo com recomendações da California Geological Survey (2008) os valores de deslocamento indicam um índice de servicibilidade qualitativo, requerendo-se experiência e julgamento par avaliar a estabilidade do talude com respeito aos deslocamentos verificados. Como orientação geral:

- deslocamentos permanentes de até 10cm provavelmente não causarão nenhuma instabilidade séria do talude;
- no intervalo entre 15cm e 100cm, a deformação permanente do talude pode causar fissuras no terreno e perda de resistência que podem provocar uma ruptura progressiva após a ocorrência do terremoto, dependendo da geometria do talude e das propriedades dos materiais.
- deslocamentos permanentes superiores a 100cm provavelmente indicam perda da servibilidade do talude que pode ser considerado instável.

Na barragem de Breapampa, os deslocamentos obtidos no caso 1 (reservatório vazio) ultrapassam o limite de 100cm mas ocorrem muito localmente, na região próxima à crista, que parecem não comprometer a segurança global da estrutura.

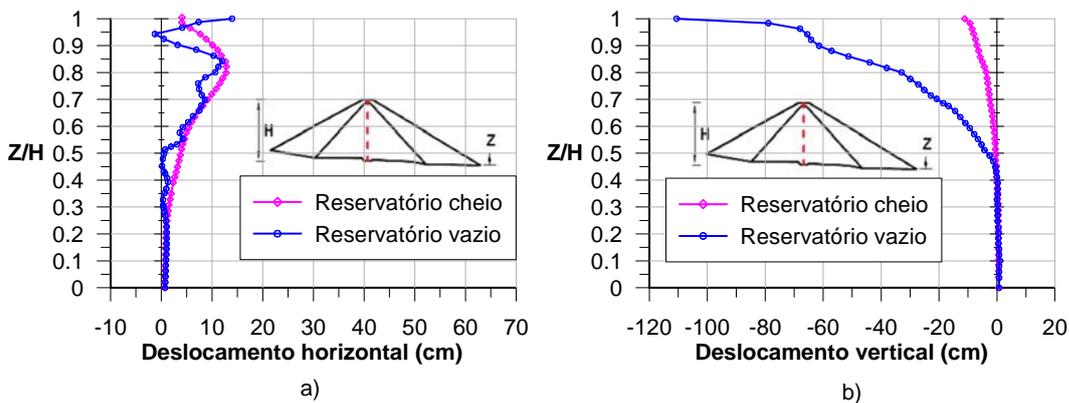


Figura 6.44 – Distribuição dos deslocamentos horizontais e verticais permanentes após a ocorrência do sismo na condição de reservatório vazio e reservatório cheio.

### 6.5.11.3. História dos deslocamentos

A Figura 6.45 mostra a resposta no tempo dos deslocamentos horizontais e verticais previstos no centro da crista da barragem, percebendo-se que a partir do instante  $t = 19,5s$  os deslocamentos deixam de ser elásticos, crescendo de valor significativamente principalmente na condição de reservatório vazio.

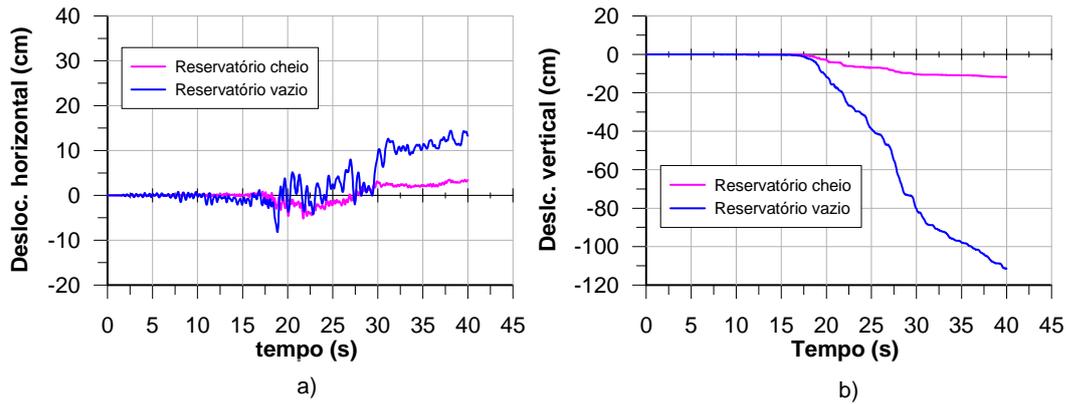


Figura 6.45 – História dos deslocamentos horizontal e vertical no ponto central da crista da barragem.

#### 6.5.11.4. Poropressões e potencial de ruptura cíclica

A Figura 6.46a apresenta a distribuição da poropressão logo após o término da ocorrência do sismo, observando-se apenas pequenas variações em relação à condição inicial de fluxo permanente (Figura 6.46b).

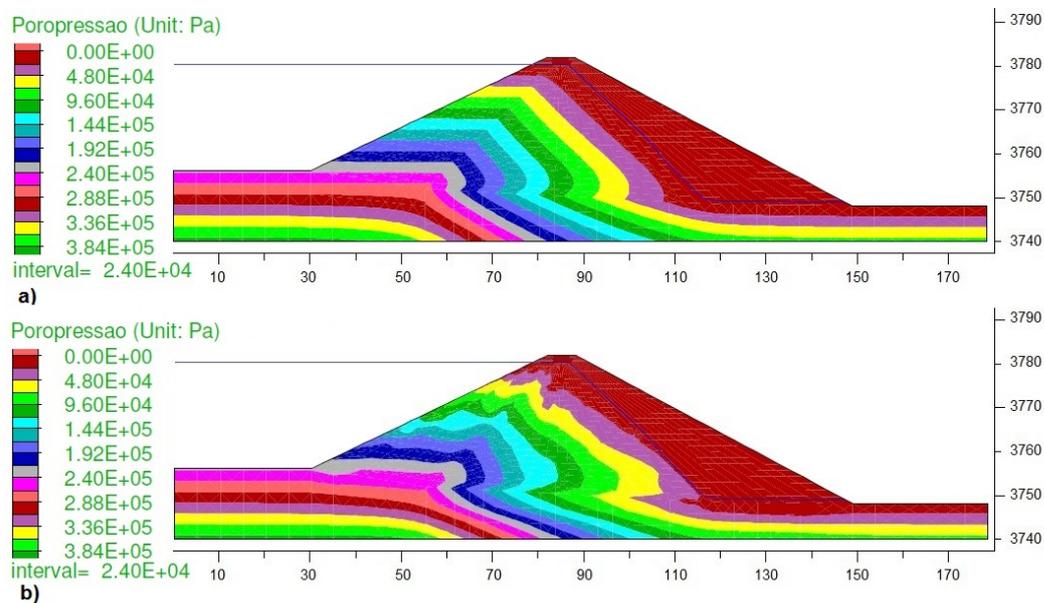


Figura 6.46 – a) Distribuição das poropressões após a ocorrência do sismo em  $t = 40$ s.  
b) Distribuição das poropressões na condição inicial de fluxo permanente em  $t = 0$ .

Em solos finos há considerável evidência que a condição crítica de estabilidade nem sempre ocorre durante o terremoto mas pode, de fato, acontecer minutos

ou horas após o sismo. A barragem de terra analisada apresenta espaldares de enrocamento (com dissipação praticamente instantânea dos excessos de proressão), mas o núcleo é constituído por areia silto-argilosa com índice de plasticidade  $IP=9\%$ .

De acordo com Boulanger e Idriss (2004), para fins práticos solos finos com  $IP < 7$  podem ser classificados como areia, suscetíveis à liquefação dinâmica, ou como argilas para índice de plasticidade  $IP \geq 7$ , suscetíveis à ruptura cíclica. Os termos liquefação e ruptura cíclica não implicam significativas diferenças no comportamento tensão x deformação durante um carregamento cíclico não drenado, mas são usados apenas para referenciar tipos de solo (areia, argila) cujos comportamentos mecânicos fundamentais são diferentes entre si.

Assim, decidiu-se examinar o potencial de ruptura cíclica da barragem imediatamente após o final do terremoto, calculando-se o valor do parâmetro de poropressão  $r_u$  definido por

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{c0}} \quad 6.1$$

onde  $\Delta u$  representa a variação da poropressão causada pelo sismo e  $\sigma'_{c0}$  a tensão normal efetiva octaédrica inicial. Nos pontos onde  $r_u > 1$  a ruptura cíclica aconteceria, i.e. o valor do excesso de poropressão ultrapassaria o valor da tensão normal  $\sigma'_{c0}$ .

A Figura 6.47 mostra que em certas regiões do núcleo próximos à crista da barragem o parâmetro de poropressão atinge valores próximos a 1, porém sem causar colapso por ruptura cíclica.

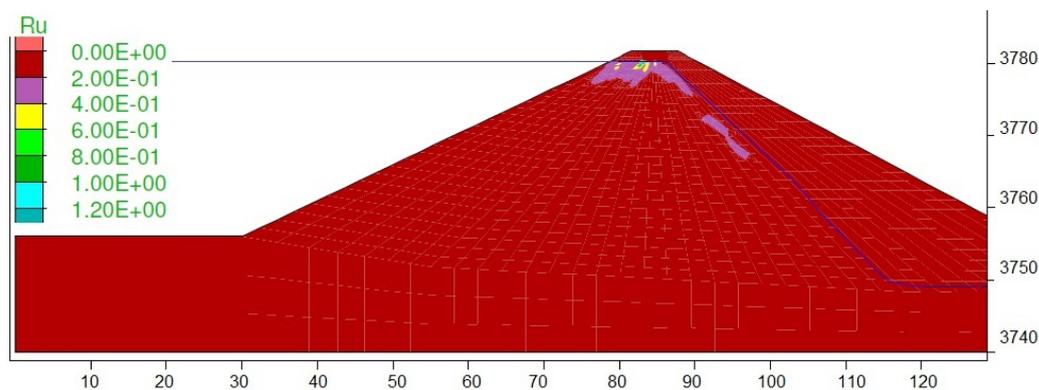


Figura 6.47 – Distribuição do parâmetro de poropressão  $r_u$  imediatamente após a ocorrência do terremoto.

### 6.5.11.5. Verificação da malha após o terremoto

Como mencionado anteriormente, a altura máxima do elemento para uma adequada transmissão da onda SV foi estabelecida em 1/9 do comprimento de onda, que depende, por sua vez, do módulo de cisalhamento do material. Como estes módulos para os materiais dos espaldares e núcleo diminuem com a deformação cisalhante, a questão que se coloca neste ponto é se os elementos ainda satisfazem o critério de altura máxima com o valor do G final degradado.

$$\Delta l = \frac{V_s}{9f_c} = \frac{1}{9f_c} \left( \sqrt{\frac{\psi(G_{\max})}{\rho}} \right) \quad 6.2$$

onde  $\Delta l$  é a altura máxima do elemento,  $f_c = 5Hz$  a frequência de corte,  $\psi$  o fator de redução do módulo cisalhante  $G_{\max}$ ,  $\rho$  a massa específica do material.

A Figura 6.48 mostra o mapa das alturas máximas dos elementos considerando-se o valor do módulo de cisalhamento final, constando-se que são maiores do que as dimensões listadas na Tabela 6.3, assegurando, portanto, que a condição de transmissibilidade de ondas foi satisfeita na malha utilizada.

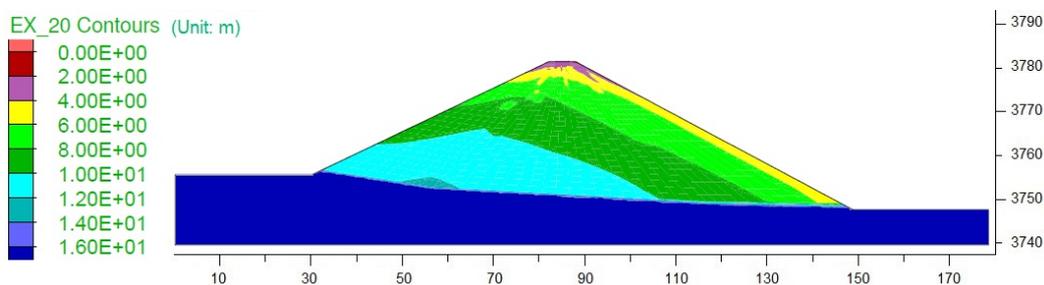


Figura 6.48 – Distribuição das alturas máximas dos elementos da malha para assegurar a transmissibilidade das ondas SV durante a ocorrência do sismo.