

## **5**

### **Barragem de terra de Viña Blanca**

#### **5.1.**

##### **Introdução**

A barragem de terra de Viña Blanca, situada ao sul do Peru, em região de alta sismicidade, deve ser alteada para aumentar a capacidade de armazenamento de água do seu reservatório.

Neste capítulo, os efeitos da elevação da altura desta estrutura, considerando várias opções de alteamento, são numericamente investigados em relação à nova posição da linha freática, estabilidade dos taludes sob carregamentos estático e sísmico bem como a resposta dinâmica da barragem. Os registros de aceleração empregados nas análises correspondem aos terremotos de Lima (1974) e de Moquegua (2001).

#### **5.2.**

##### **Sismicidade regional**

A atividade sísmica no Peru é devida principalmente ao movimento de subducção da placa de Nazca sob a placa Sul-Americana a uma velocidade relativa de 8 a 10 cm/ano. Em consequência, o sul do Peru, região de construção das barragem de Viña Blanca é de alta atividade sísmica conforme pode ser observado na figura 5.1, onde os círculos representam terremotos superficiais, os quadrados sismos com distâncias epicentrais intermediárias (100km) e os triângulos os sismos profundos.

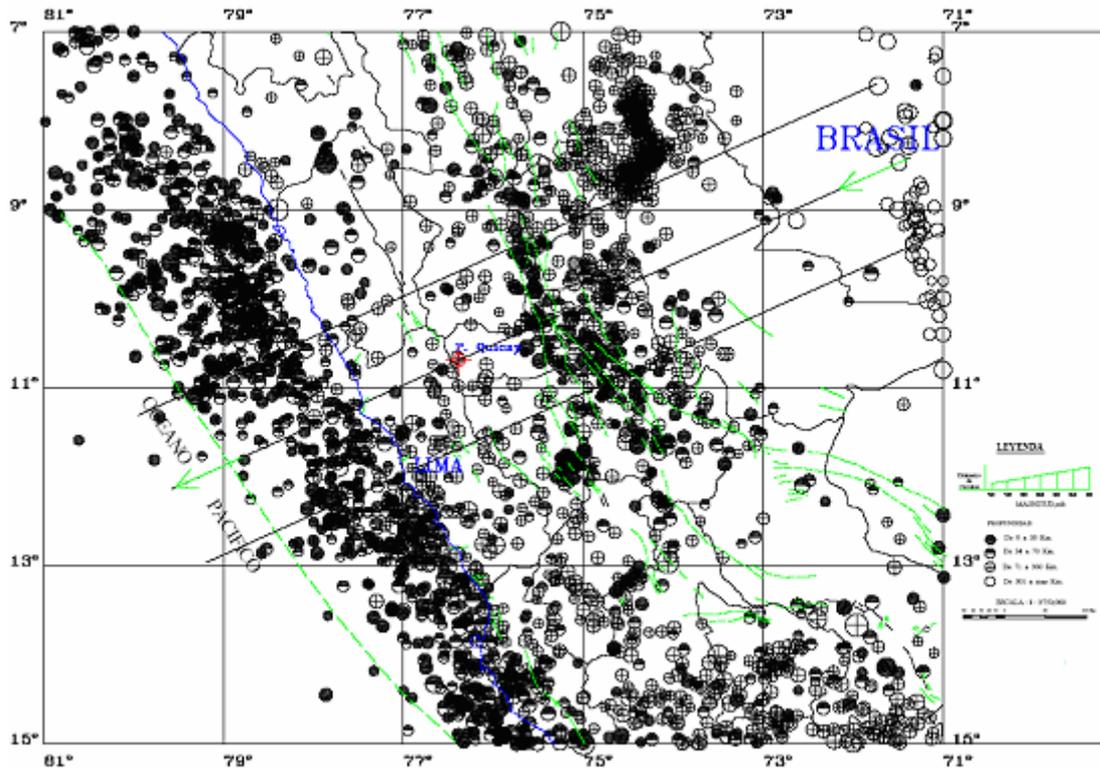


Figura 5.1- Sismicidade na região sul do Peru entre 1964 e 1996 com magnitudes superiores a 5 (Instituto Geofísico do Peru).

Quando uma rocha se fratura devido a deformações da crosta, libera energia acumulada no material e dissipada principalmente sob forma de calor. A menor parte é irradiada para a superfície sob forma de ondas sísmicas que se propagam através dos materiais geológicos sólidos (ondas de tensão). A zona onde ocorre a fratura é conhecida como foco ou hipocentro e a projeção deste foco sobre a superfície é chamada de epifoco ou epicentro (figura 5.2).

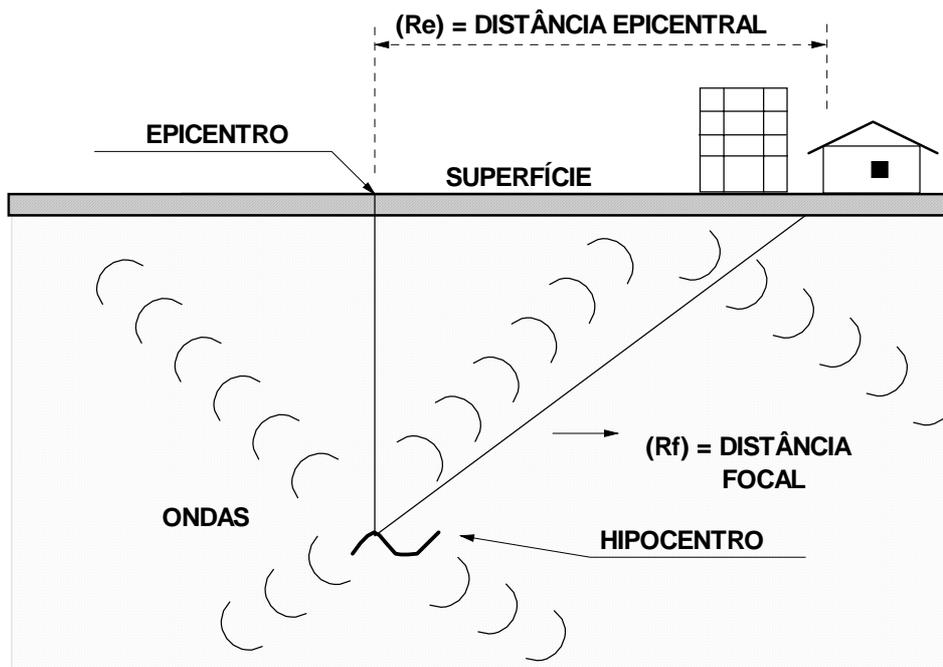


Figura 5.2 - Distâncias características em um terremoto.

As ondas P se propagam com maior velocidade que as ondas S (daí serem conhecidas como ondas primárias) sendo, portanto, em casos de abalos sísmicos, as primeiras a serem registradas. Perto do epicentro, as ondas P têm geralmente uma componente vertical maior, são de alta frequência (períodos baixos) e afetam de forma mais prejudicial as edificações baixas e rígidas (estruturas de baixos períodos naturais). A distâncias maiores (superiores a 150 km, Sauter 1989) prevalecem nos registros (acelerogramas) a ocorrência de ondas de superfície que em geral mais severamente afetam construções altas de menor rigidez e altos períodos, propagando-se através de grandes distâncias em virtude do menor decaimento geométrico (taxa de perda de energia com a distância ou amortecimento geométrico). Em eventos de foco profundo prevalecem as ondas de corpo P e S, enquanto que em sismos de foco superficial predominam as ondas de superfície.

Análises de perigo sísmico foram realizadas nos locais das barragens (Aguilar, 2004) com base em informações históricas de sismicidade, registros instrumentados de aceleração para sismos recentes e estudos geotectônicos e da geomorfologia regional. Foram desenvolvidos estudos de perigo sísmico determinísticos e probabilísticos, baseados em diferentes fontes sísmicas

regionais: falha de Incapuquio, sismos de subducção costeiros (superficiais) e sismos de subducção continentais (profundos).

Em estudos determinísticos, os efeitos que as diferentes fontes produziram na zona de estudo são aproximadamente qualificados e quantificados através do emprego de leis de atenuação, conforme esquema da figura 5.3.

O método probabilístico constitui o mais versátil e recomendado processo para avaliação do perigo sísmico. Proposto por A. Cornell (1968), sua validade depende fundamentalmente da confiabilidade dos dados disponíveis. A análise probabilística quantifica a probabilidade de que a aceleração exceda a certo valor durante um prazo de tempo determinado, conhecido como Tempo de Recorrência, 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. No caso da barragem de Viña Blanca foram utilizados os dados sísmicos do Catálogo Sísmico do Instituto de Geofísica do Peru e as análises probabilísticas foram feitas com o programa de computador RISK (McGuire, 1976), considerando leis de atenuação das acelerações propostas por Casaverde e Vargas (1980), para sismos de subducção costeiros, e McGuire (1974), para sismos de subducção continentais.

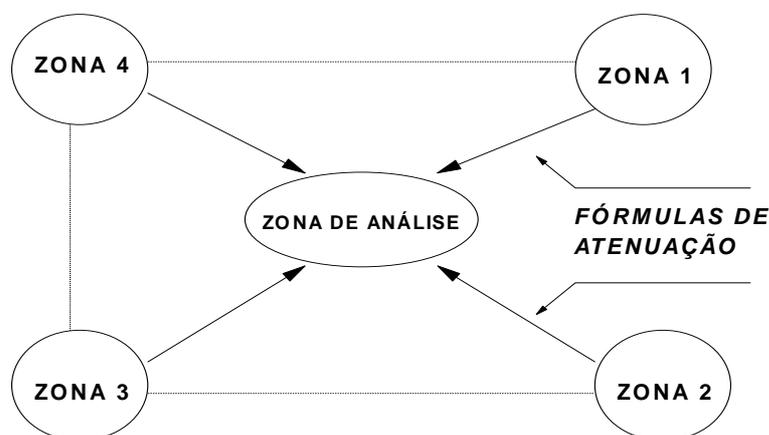


Figura 5.3: Procedimento geral para a determinação do perigo sísmico por um método determinístico

Do estudo determinístico, os resultados para as acelerações horizontais do sismo de projeto, correspondente ao terremoto de maior magnitude esperado durante a vida útil da obra, estão apresentados na tabela 5.1. Nota-se que a

atividade sísmica continental gera acelerações horizontais máximas relativamente baixas no local da barragem, pois prevalece a ocorrência de ondas de corpo (P, S) que se atenuam rapidamente com a distância de propagação.

Os resultados da análise probabilística de perigo sísmico estão mostrados na tabela 5.2, para acelerações horizontais máximas no substrato rochoso correspondentes a eventos com períodos de retorno de 30, 50, 100, 200, 400, 475 e 950 anos.

Considerando-se uma vida útil da barragem  $t = 50$  anos e probabilidade de excedência de  $PE = 10\%$ , obtém-se pela equação (5.1) um tempo de retorno  $TR = 475$  anos que corresponde a uma aceleração horizontal máxima para o sismo de projeto igual a  $0,39g$ , valor superior ao estimado no estudo determinístico (tabela 5.1). Neste trabalho, considerou-se então o valor  $0,4g$  como aceleração horizontal máxima para o sismo de projeto.

$$PE = 1 - e^{-t/TR} \quad (5.1)$$

Tabela 5.1 – Acelerações horizontais máximas do substrato rochoso no sismo de projeto, obtidas por estudo determinístico (Aguilar, 2004).

Local	Fonte sísmica	Distância epicentral (km)	Magnitude Ms	$a_{max}$ (g) subducção	$a_{max}$ (g) transcurso
Barragem de Viña Blanca	subducção costeira	95	7,8	0,30	0,17
	subducção profunda	70	6,8	0,17	
	falha de Incapuquio	25	6,9		

Tabela 5.2 – Acelerações horizontais máximas do substrato rochoso obtidas no estudo probabilístico (Aguilar, 2004).

Local	Coordenadas		Período de retorno (anos)						
	Longitude W	Latitude S	30	50	100	200	400	475	950
Barragem de Viña Blanca	70,66	17,06	0,14g	0,17g	0,23g	0,29g	0,36g	0,39g	0,47g

Para avaliar o comportamento sísmico da barragem, foram considerados os registros dos terremotos de Lima, de 03-10-1974, com magnitude  $M_s = 7,5$ , profundidade do hipocentro de  $27$  km e aceleração máxima de  $0,19g$  (figura 5.4) e o sismo de Moquegua (sul do Peru), de 23-06-2001, com magnitude  $M_s = 8,2$  e aceleração máxima de  $0,3g$  (figura 5.5).

Neste estudo ambos os registros foram reprocessados, com mudança de escala de tal modo que a aceleração máxima atinja o valor 0,4g do sismo de projeto. Observe-se entretanto que o sismo de Moquegua ocorreu nas proximidades do local da barragem, com aceleração máxima registrada inferior à prevista pela análise de perigo sísmico.

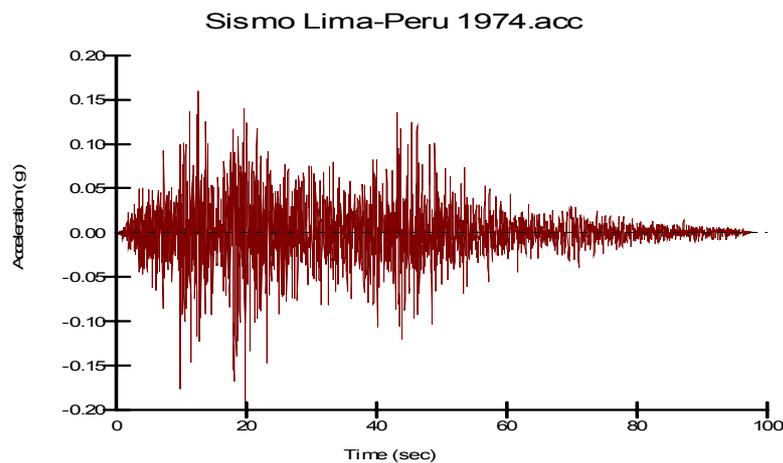


Figura 5.4 – Acelerograma do sismo de Lima, Peru, em 1974.

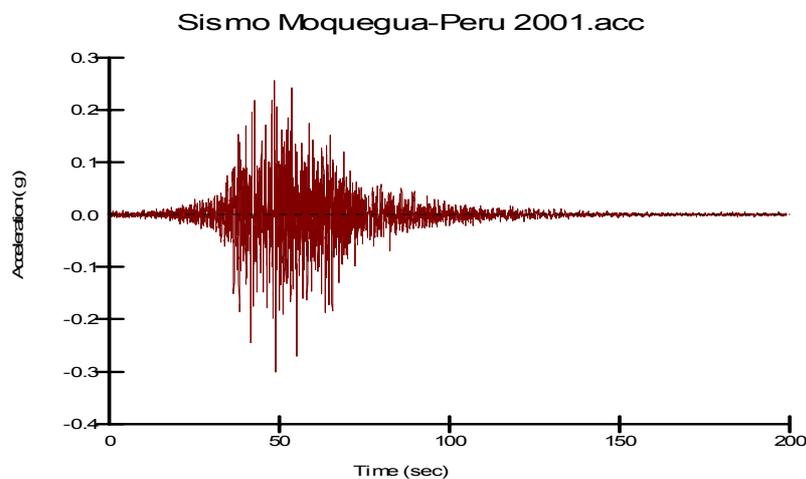


Figura 5.5 – Acelerograma do sismo de Moquegua, Peru, em 2001.

### 5.3. Configuração atual da barragem

A barragem de Viña Blanca foi construída no ano de 1974, no distrito de Torata, província de Mariscal Nieto, departamento de Moquegua, Peru, com altitude variável de 3880 a 3913 metros sobre o nível do mar (figura 5.6). Trata-se

de uma barragem zonada, conforme ilustra a figura 5.7, formada por um núcleo central de areia argilosa, filtros de drenagem, e espaldares de pedregulho e areia, com pouca quantidade de finos formando taludes de montante (2,5:1) e de jusante (2:1) protegidos por enrocamento de diâmetro variável (rip rap). A barragem está assente sobre uma base rochosa vulcânica formada por porfírio granítico de cor cinza rosado. A tabela 5.3 detalha as características da geometria atual da barragem de Viña Blanca.

Há razoável disponibilidade de resultados de ensaios executados nos materiais que constituem a fundação e o corpo da barragem propriamente dita. Os parâmetros geotécnicos para previsão do comportamento hidráulico e mecânico da barragem foram determinados em um abrangente programa de ensaios de campo e laboratório (Urteaga, 2003; ZER Geosystem Peru, 2004).

#### **Programa de ensaios:**

##### a) ensaios de laboratório

- ensaios de caracterização: teor de umidade, limite de liquidez, limite de plasticidade, granulometria.
- ensaios de compactação e de adensamento
- ensaios de cisalhamento simples
- ensaios de permeabilidade
- ensaios triaxiais convencionais (UU, CU)

##### b) ensaios de campo

- ensaios de permeabilidade
- refração sísmica
- sondagens em solo e rocha

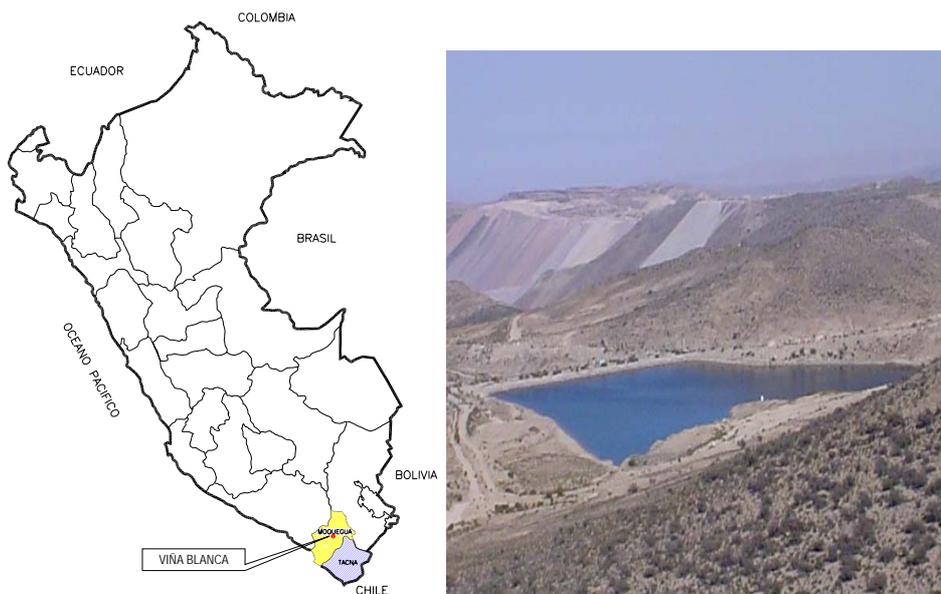


Figura 5.6 – Localização da barragem de Viña Blanca, ao sul do Peru, no departamento de Moquegua.

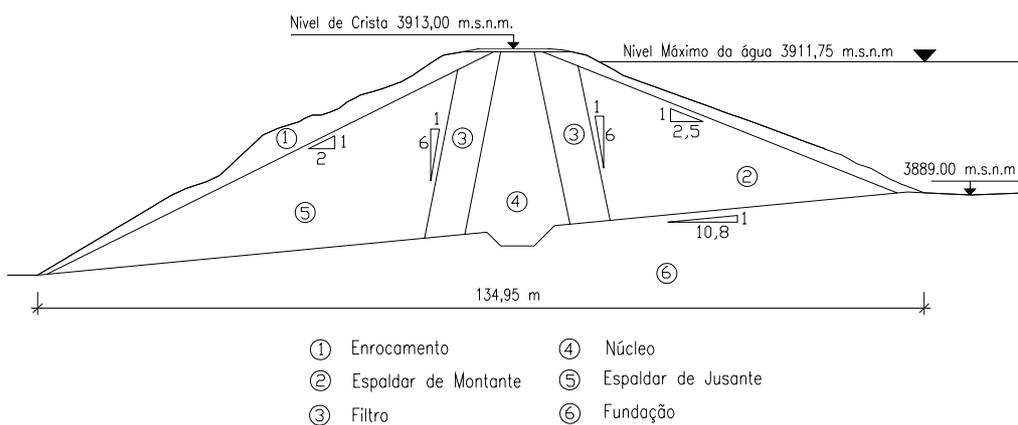


Figura 5.7 – Seção atual da barragem de Viña Blanca.

Tabela 5.3 – Características da geometria atual da barragem de Viña Blanca.

Cota média da crista (msnm)	3913
Altura máxima (m)	31
Cota do nível da água max. (msnm)	3911,75
Altura da borda livre (m)	1,25
Comprimento da crista (m)	246
Largura da base (m)	134,86
Largura da crista (m)	12
Talude médio de montante	2:1
Talude médio de jusante	2:1

## 5.4. Opções de alteamento

Para aumentar a capacidade de água do reservatório se propõe uma elevação adicional de 3m na cota do nível máximo d'água, empregando-se diferentes técnicas de construção com vários tipos de materiais. Para cada uma das alternativas, faz-se necessário um estudo da estabilidade estática e sísmica dos taludes, na configuração projetada (tabela 5.4), bem como uma estimativa da nova posição da linha freática para controle dos efeitos do desenvolvimento de poropressões e controle de cheias prováveis. A largura da crista e a altura da borda livre foram definidas de acordo com os critérios descritos no item 2.4.1.

Tabela 5.4 – Características geométricas gerais da seção projetada da barragem de Viña Blanca com alteamento de 3 m do nível de água do reservatório.

Largura da crista, B (m)	10
Altura da borda livre (m)	1,85
Cota da crista (msnm)	3916,60
Elevação do nível máx. da água (m)	3
Cota do nível da água máx. (msnm)	3914,75
Altura máxima da barragem, H (m)	34,60

Na barragem de Viña Blanca foram consideradas 3 opções de alteamento utilizando muro de gabião (figuras 5.8 e tabela 5.5) e duas geometrias de solo reforçado, com (figura 5.9 e tabela 5.6) e sem utilização de revestimento de concreto (figura 5.10 e tabela 5.7). Além disso, foi também examinada uma alternativa de elevação máxima do nível de água no reservatório (11,75 m) com a utilização de muro de gabião (figura 5.11 e tabela 5.8).

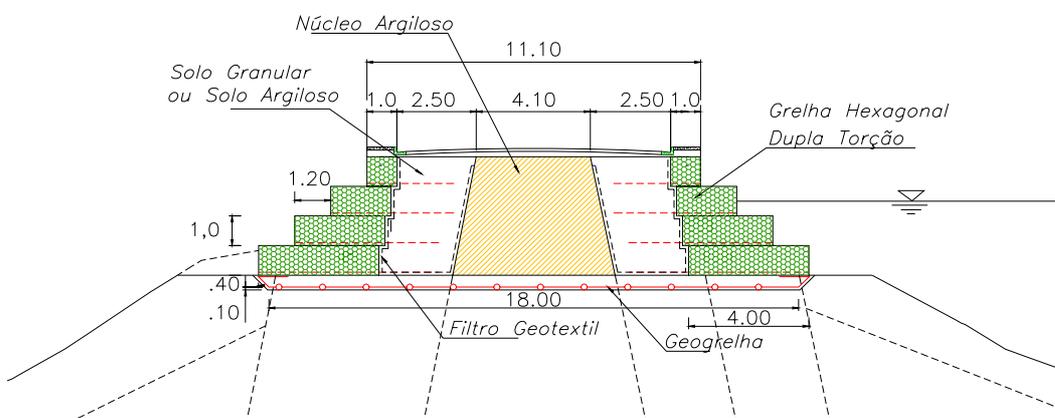


Figura 5.8– Alteamento com muro de gabião.

Tabela 5.5 – Características geométricas da seção com muro de gabião.

Largura da crista alteada (m)	11,10
Altura da borda livre (m)	1,85
Cota da crista alteada (msnm)	3916,60
Elevação do nível máximo da água (m)	3,00
Cota do nível da água (msnm)	3914,75
Altura máxima da barragem (m)	34,60

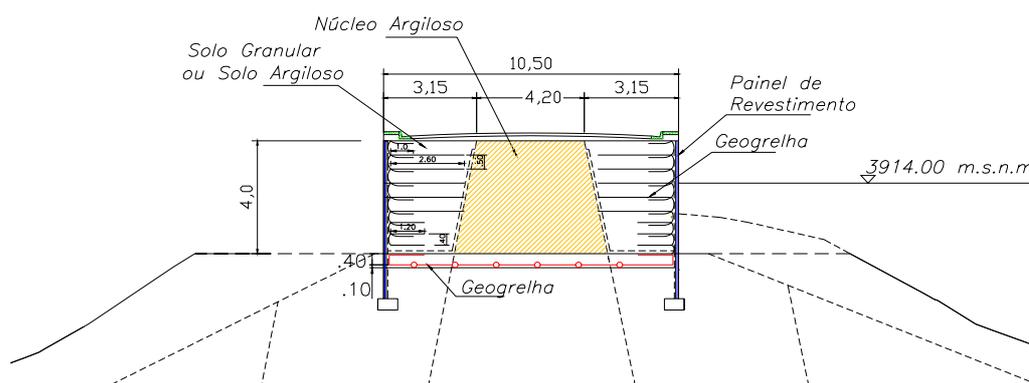


Figura 5.9 – Alteamento com solo reforçado e revestimento com painéis de concreto.

Tabela 5.6 – Características geométricas da seção com muro de solo reforçado e revestimento de concreto.

Largura da crista alteada (m)	11,50
Altura da borda livre (m)	1,85
Cota da crista alteada (msnm)	3916,60
Elevação do nível máximo da água (m)	3,00
Cota do nível da água (msnm)	3914,75
Altura máxima da barragem (m)	34,60

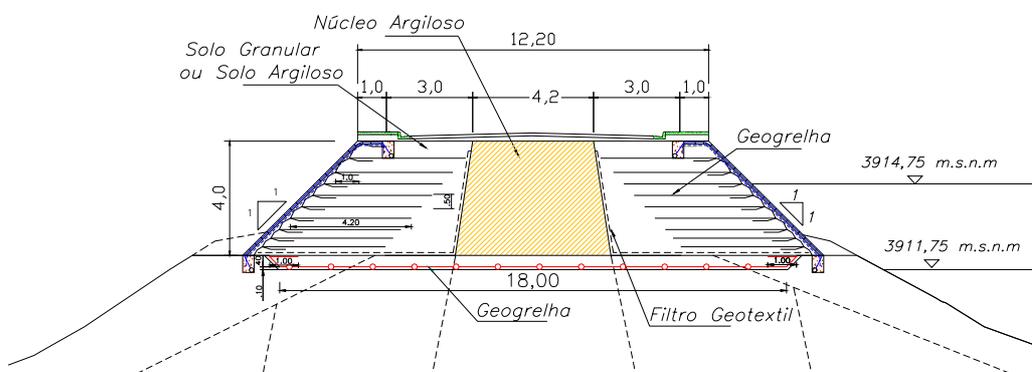


Figura 5.10 – Alteamento com solo reforçado sem revestimento.

Tabela 5.7 – Características geométricas da seção com muro de solo reforçado.

Largura da crista alteada (m)	12,20
Altura da borda livre (m)	1,85
Cota da crista alteada (msnm)	3916,60
Elevação do nível máximo da água (m)	3,00
Cota do nível da água (msnm)	3914,75
Altura máxima da barragem (m)	34,60

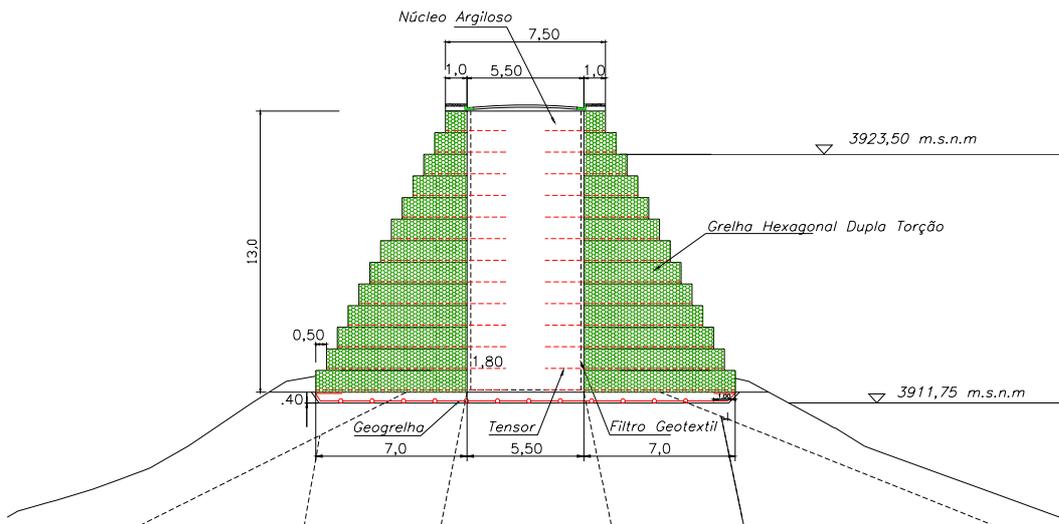


Figura 5.11 – Proposta de alteamento máximo com muro de gabião.

Tabela 5.8 – Características geométricas da seção de alteamento máximo com muro de gabião.

Largura da crista alteada (m)	7,50
Altura da borda livre (m)	1,95
Cota da crista alteada (msnm)	3925,45
Elevação do nível máximo da água (m)	11,75
Cota do nível da água (msnm)	3923,50
Altura máxima da barragem (m)	43,45

Por razões construtivas e a necessidade de ter acesso veicular às estruturas da barragem, é recomendável que largura da crista seja como mínimo 6m, *Bureau of Reclamation* (1982). Os resultados obtidos do projeto geométrico (item 2.4.1) nas tabelas 5.5 a 5.8 mostra que o projeto geométrico cumpre com os requerimentos do projeto (largura da crista e borda livre).

## 5.5. Malha de elementos finitos

Um aspecto em análise por elementos finitos que requer cuidadoso controle é a escolha do tamanho do elemento, principalmente quando os efeitos de altas frequências são importantes. Kuhlemeyer e Lysmer (1973) verificaram que a dimensão do elemento na direção de propagação da onda é de fundamental importância, pois grandes elementos são incapazes de transmitir movimentos produzidos por excitações de altas frequências. Eles recomendaram então, como regra empírica, que o tamanho do elemento para uma eficiente transmissão do movimento não ultrapasse 1/8 do menor comprimento de onda esperado no problema. Em estudos mais detalhados, Celepe e Bazant (1983) e Mullen e Belytschko (1982), concluíram que a relação 1/10 é um valor bastante razoável para a maioria dos tipos de elementos usualmente empregados em análises pelo MEF.

$$h_{\max} = \frac{1}{10} \frac{v_s}{f_{\max}} \quad \text{com} \quad v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (5.2)$$

em que  $v_s$  é velocidade de propagação da onda S,  $f_{\max}$  a máxima frequência de interesse (*cutoff frequency*),  $G$  o módulo de cisalhamento do material e  $\rho$  sua massa específica.

Os tamanhos máximos dos elementos finitos da fundação e corpo da barragem de Vinã Blanca (tabela 5.9) foram calculados admitindo-se valores médios de  $G = 995\text{MPa}$  e  $\rho = 20 \text{ kN/m}^3$  para o corpo da barragem,  $G = 4950\text{MPa}$  e  $\rho = 22\text{kN/m}^3$  para a fundação e que a maior parte da energia do evento sísmico é transmitido nas três primeiras frequências naturais do sistema, calculadas como (Steven and Kramer, 1996):

$$\begin{aligned} f_1 &= \frac{1}{2\pi} (2.404) \frac{v_s}{H} \\ f_2 &= \frac{1}{2\pi} (5.520) \frac{v_s}{H} \\ f_3 &= \frac{1}{2\pi} (8.654) \frac{v_s}{H} \end{aligned} \quad (5.3)$$

em que  $H$  é altura da barragem.

Tabela 5.9 – Tamanho máximo do elemento finito considerando a geometria atual da barragem de Viña Blanca.

Barragem	Região	Vs (m/s)	altura H (m)	f <sub>1</sub> (Hz)	f <sub>2</sub> (Hz)	f <sub>3</sub> (Hz)	Tamanho máximo (m)
Viña Blanca	Corpo	705,00	31,00	8,70	19,98	31,32	2,5
	Fundação	1500	41,00	14	32,14	50,39	3,5

A geometria atual da barragem foi discretizada com 699 elementos finitos quadriláteros de 4 nós e triangulares de 3 nós, conectados por 719 nós, conforme representado na figura 5.12. As condições de contorno variam dependendo da natureza do problema, isto é, se carregamento estático devido ao peso próprio ou carregamento dinâmico gerado por evento sísmico aplicado sob forma de registro temporal de acelerações na base da malha.

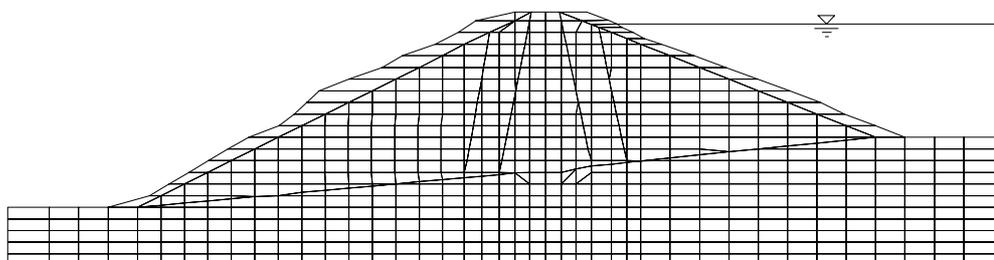


Figura 5.12 – Malha de elementos finitos da seção atual da barragem de Viña Blanca.

De acordo com as opções de alteamento examinadas, o número de elementos finitos variou conforme mostram a tabela 5.10 e malhas das figuras 5.13 a 5.20.

Tabela 5.10 – Número de elementos finitos e pontos nodais nas malhas das seções alteadas.

Barragem	Seção	Nº Elementos	Nº Nós
Viña Blanca	Atual	699	719
	Alteamento com gabião	765	791
	Alteamento com solo reforçado revestido.	710	729
	Alteamento com solo reforçado sem revestimento	721	742
	Alteamento máximo com gabião	1121	976

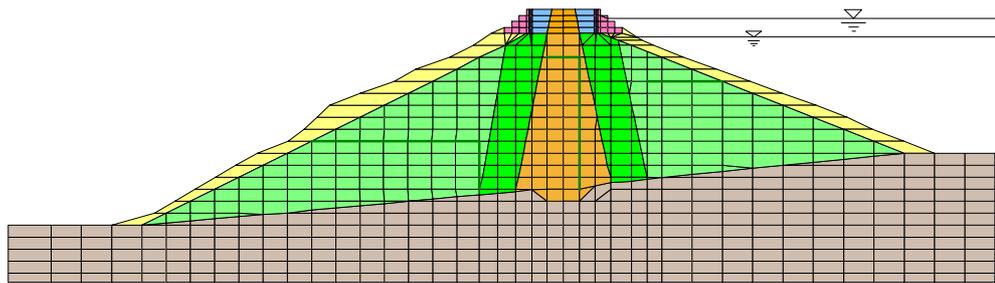


Figura 5.13 – Malha de elementos finitos do alteamento com muro de gabião.

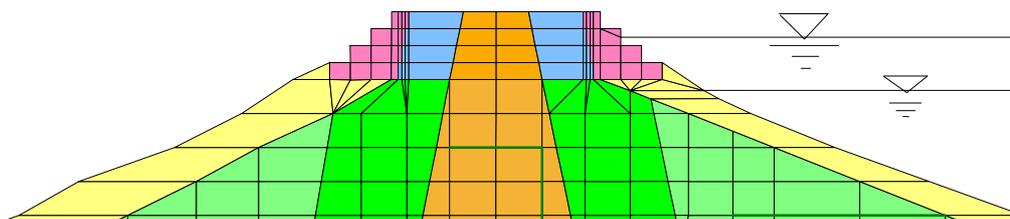


Figura 5.14 – Detalhe da malha de elementos finitos para alteamento com muro de gabião.

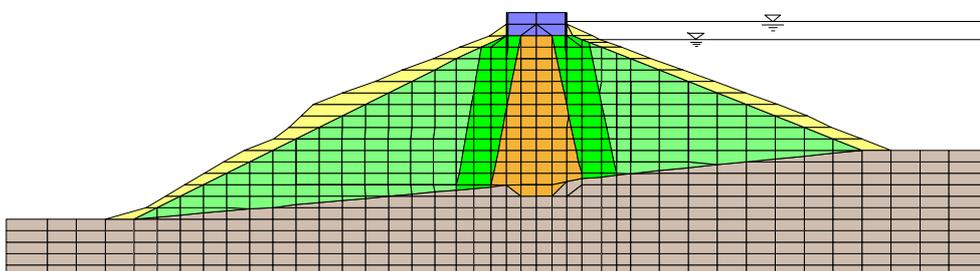


Figura 5.15 – Malha de elementos finitos do alteamento com muro de solo rforçado com revestimento de concreto.

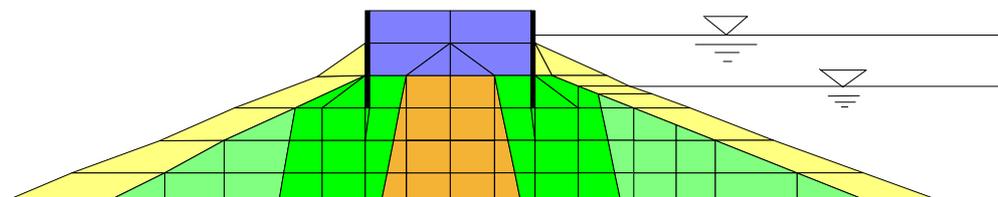


Figura 5.16 – Detalhe da malha de elementos finitos do alteamento com muro de solo rforçado com revestimento de concreto.

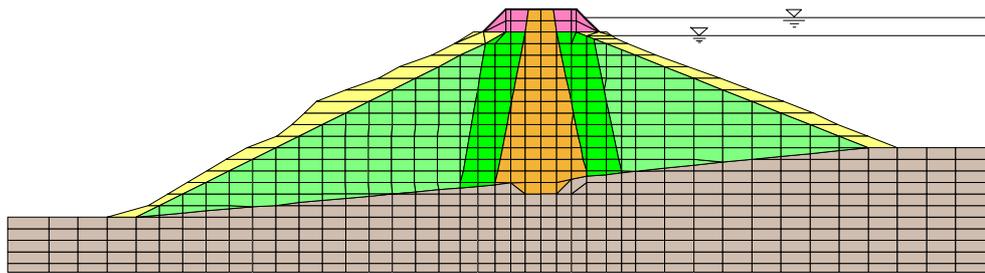


Figura 5.17 – Malha de elementos finitos do alteamento com solo reforçado com geotêxteis, sem revestimento.

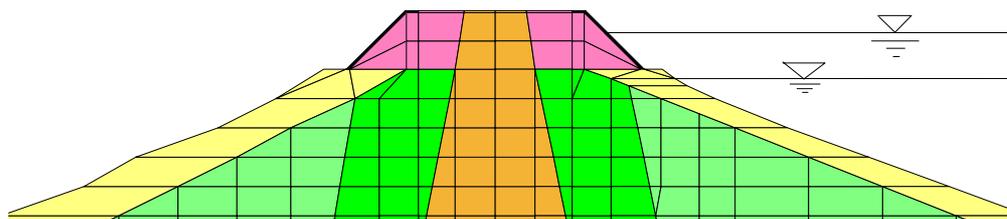


Figura 5.18 - Detalhe da malha de elementos finitos do alteamento com solo reforçado com geotêxteis, sem revestimento.

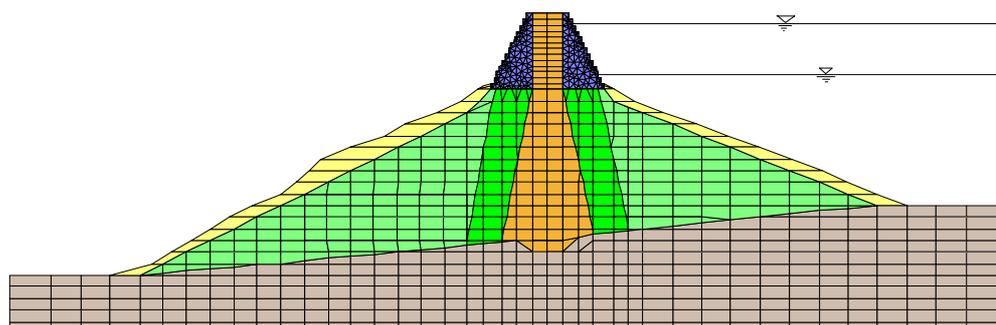


Figura 5.19– Malha de elementos finitos do máximo alteamento previsto com muro de gabião.

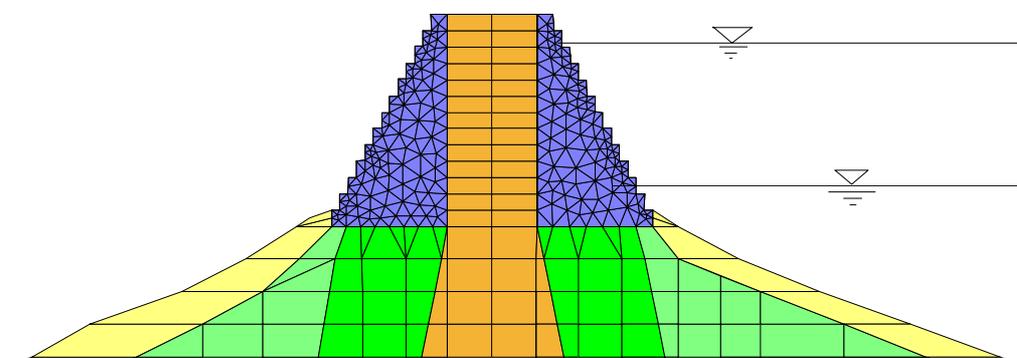


Figura 5.20 – Detalhe da malha de elementos finitos do máximo alteamento previsto com muro de gabião.

## 5.6. Análises de fluxo permanente

Análises de fluxo permanente para a barragem em sua seção atual e opções de alteamento foram executadas com o módulo Seep/W do programa comercial de elementos finitos GeoStudio v.6. As curva de condutividade hidráulica para os materiais dos exemplos de validação e os materiais que compõe a barragem Viña Blanca foram determinados empregando as equações (3.7a) e (3.7b) sugerido por Desai (1976), Li e Desai (1976) segundo empregado por o p programa Plaxis (item 3.3).

### 5.6.1. Exemplo de validação

Para validar as funções de condutividade hidráulica discutidas no capítulo 3 (figura 3.4 e equações 3.7) e empregadas para a determinação da linha freática em situações envolvendo solo saturado e seco, um exemplo simples de validação foi executado comparando-se os resultados numéricos com aqueles obtidos pelo método gráfico de redes de fluxo (Lambe e Whitman, 1975).

As curvas de condutividade hidráulica para os materiais que compõe a barragem deste exemplo estão mostradas na figura 5.21 e a comparação entre os resultados obtidos pelo método gráfico (figura 5.22) e numérico (figuras 5.23 e 5.24) é bastante satisfatória, o que permite validar a utilização de funções de condutividade hidráulica semelhantes para as análises da barragem de Viña Blanca.

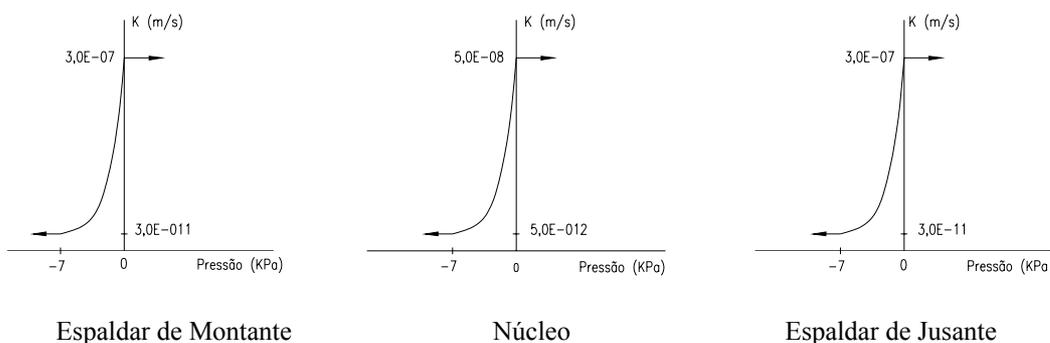


Figura 5.21 – Funções de permeabilidade empregadas no exemplo de validação.

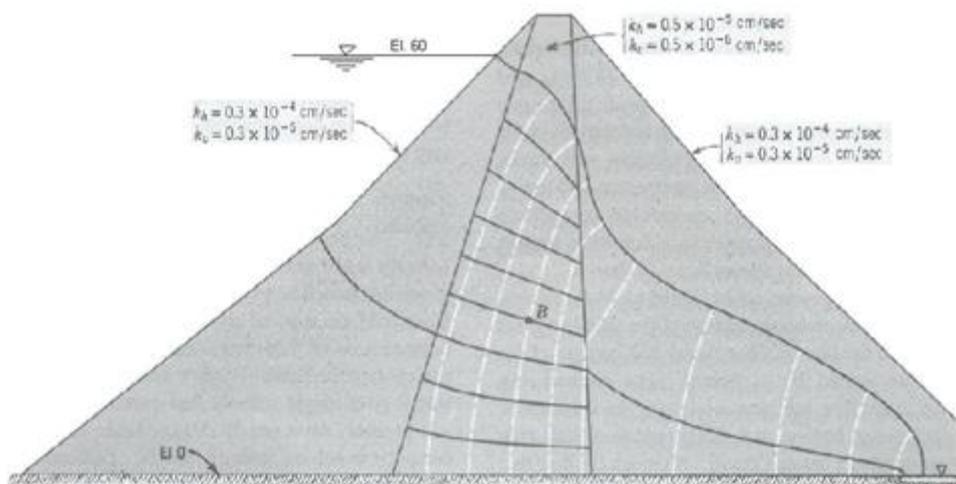


Figura 5.22 – Rede de fluxo através de barragem de terra zonada (Lambe e Whitman, 1975).

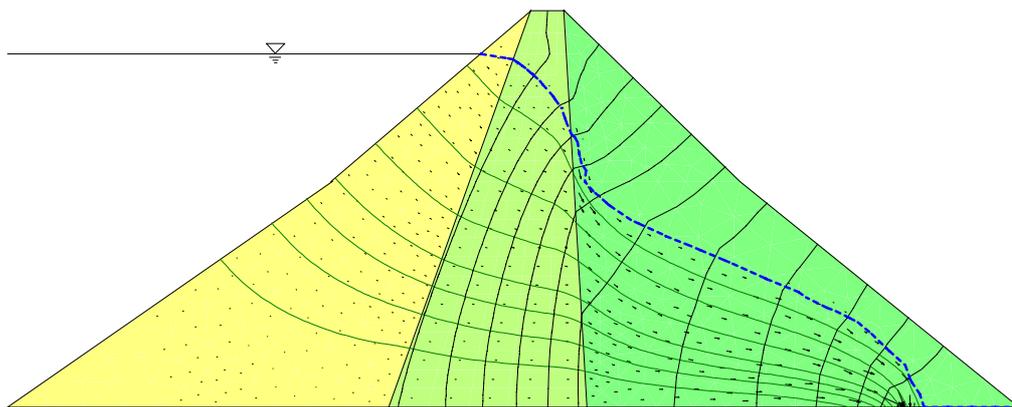


Figura 5.23 – Resultados numéricos obtidos com o programa Seep/W.

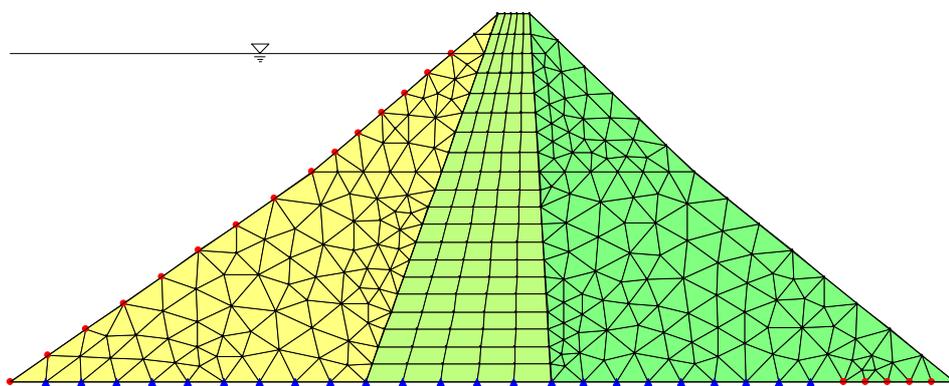


Figura 5.24 – Malha de elementos finitos utilizada para obtenção dos resultados numéricos de fluxo pela barragem zonada do exemplo de validação.

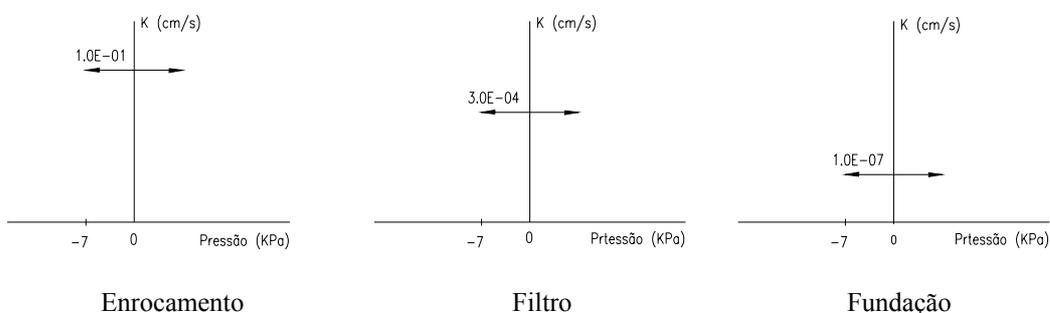
## 5.6.2. Fluxo na seção atual e alteamentos

Os coeficientes de permeabilidade saturados utilizados para os materiais do corpo da barragem de Viña Blanca foram obtidos através de ensaios de laboratório e dos materiais de fundação por ensaios de campo (Lugeon) realizados nas ombreiras e fundação da barragem (Urteaga, 2003; ZER Geosystem Peru, 2004). Para os materiais de alteamento, os respectivos coeficientes de permeabilidade foram estimados da literatura (solo reforçado com geotêxteis, concreto) e informações do fabricante de elementos específicos de contenção (gabiões fabricados pela Macaferri) – tabela 5.11.

Tabela 5.11 – Coeficientes de permeabilidade saturados.

Barragem	Materiais	k (m/s)
Viña Blanca	Núcleo	6,00E-6
	Filtro	1,00E-2
	Espaldares	5,00E-2
	Enrocamento	1,00E-1
	Fundação	1,00E-7
Materiais de alteamento	Concreto	1,00E-13
	Gabião	1,00E-1
	Solo reforçado	6,00E-6

Com base nos bons resultados do exemplo de validação, as funções de condutividade hidráulica para os diversos materiais da tabela 5.11, necessárias para determinação da posição da linha freática através do método de malha fixa (seção 3.3) implementado no programa Seep/W v.6, estão sumarizadas na figura 5.25.



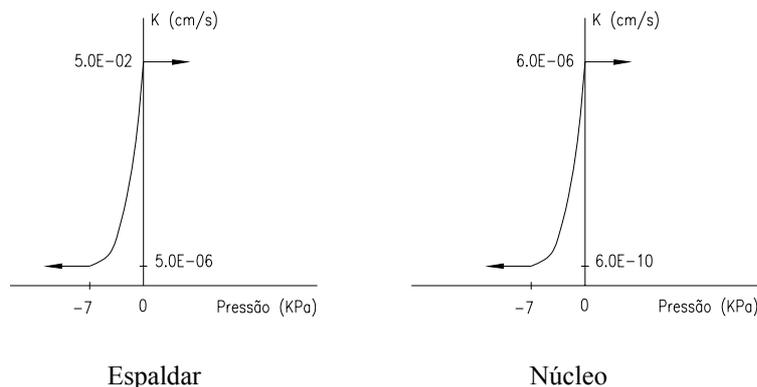


Figura 5.25 – Funções de condutividade hidráulica para os materiais da barragem de Viña Blanca.

Os resultados numéricos obtidos das análises de percolação nas seções atual e alteadas da barragem são apresentados na tabela 5.12 e figuras 5.26 e 5.27, mostrando a posição da linha freática e a distribuição das cargas totais.

Na figura 5.26 o valor numérico colocado sobre o eixo corresponde à vazão por unidade de comprimento da barragem ( $m^3/s/m$ ), que multiplicado pelo comprimento total da crista (246m) fornece o valor final de vazão em  $\ell/s$ . Na seção atual, por exemplo, a vazão total é de apenas  $43 \ell/s$  e para o alteamento máximo previsto com muro de gabião este valor aumenta para  $140 \ell/s$ , ambos aceitáveis para este tipo de estrutura com a finalidade de armazenamento de água, o que exclui a necessidade de medidas para redução da vazão como a impermeabilização da fundação.

Os gradientes na região de saída, no pé do talude de jusante, são também bastante baixos (de 0,11 a 0,16), o que elimina preocupações quanto à possibilidade de ocorrência de ruptura hidráulica nesta região.

A figura 5.28 mostra uma comparação das vazões e gradientes de saída nas diversas seções analisadas, indicando que para a opção de alteamento de apenas 3m as mesmas são equiparáveis, sob ponto de vista de comportamento hidráulico, parecendo ser a escolha dependente dos custos, facilidade de material de construção disponível no local, tempo de execução e alocação de recursos em máquinas e equipamentos.

Tabela 5.12 – Resumo da análise numérica de fluxo permanente na barragem de Viña Blanca (seção atual e opções de alteamento).

Barragem	Tipo de Alteamento	Q ( $\ell$ /s/m)	Q <sub>t</sub> ( $\ell$ /s )	i <sub>saída</sub>
Viña Blanca	1. Atual	1,76E-01	43	1.07E-01
	2. Muro de gabião	2,37E-01	58	1,23E-01
	3. Solo reforçado com revestimento	2,16E-01	53	1,38E-01
	4. Solo reforçado sem revestimento	2,28E-01	56	1,05E-01
	5. Alteamento máximo com gabião	5,69E-01	140	1,61E-01

Q<sub>t</sub> é a vazão total.

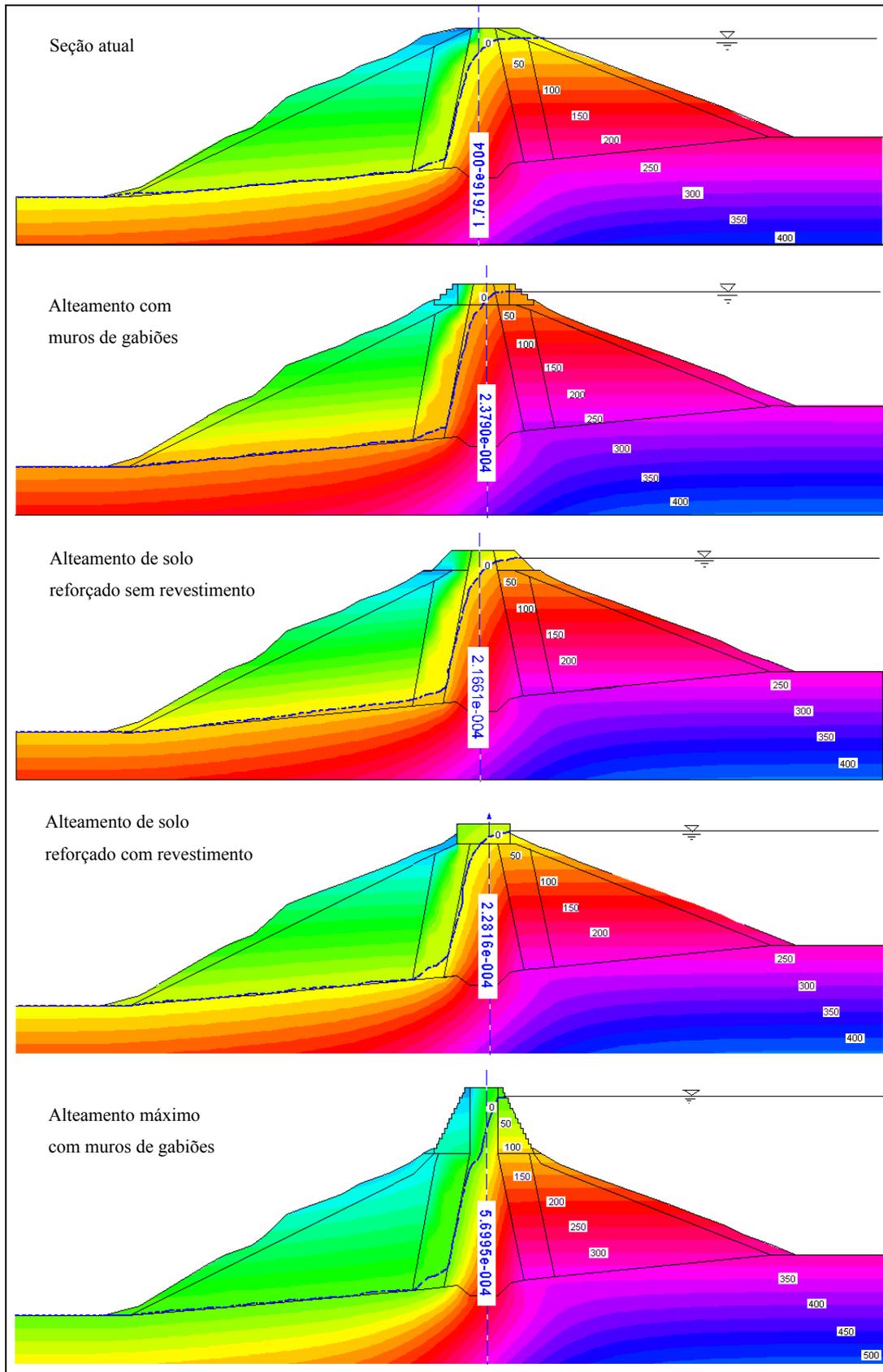


Figura 5.26 – Distribuição de poropressões e posição da linha freática na seção atual e nas opções de alteamento da barragem de Viña Blanca. Valores de vazão no eixo central.

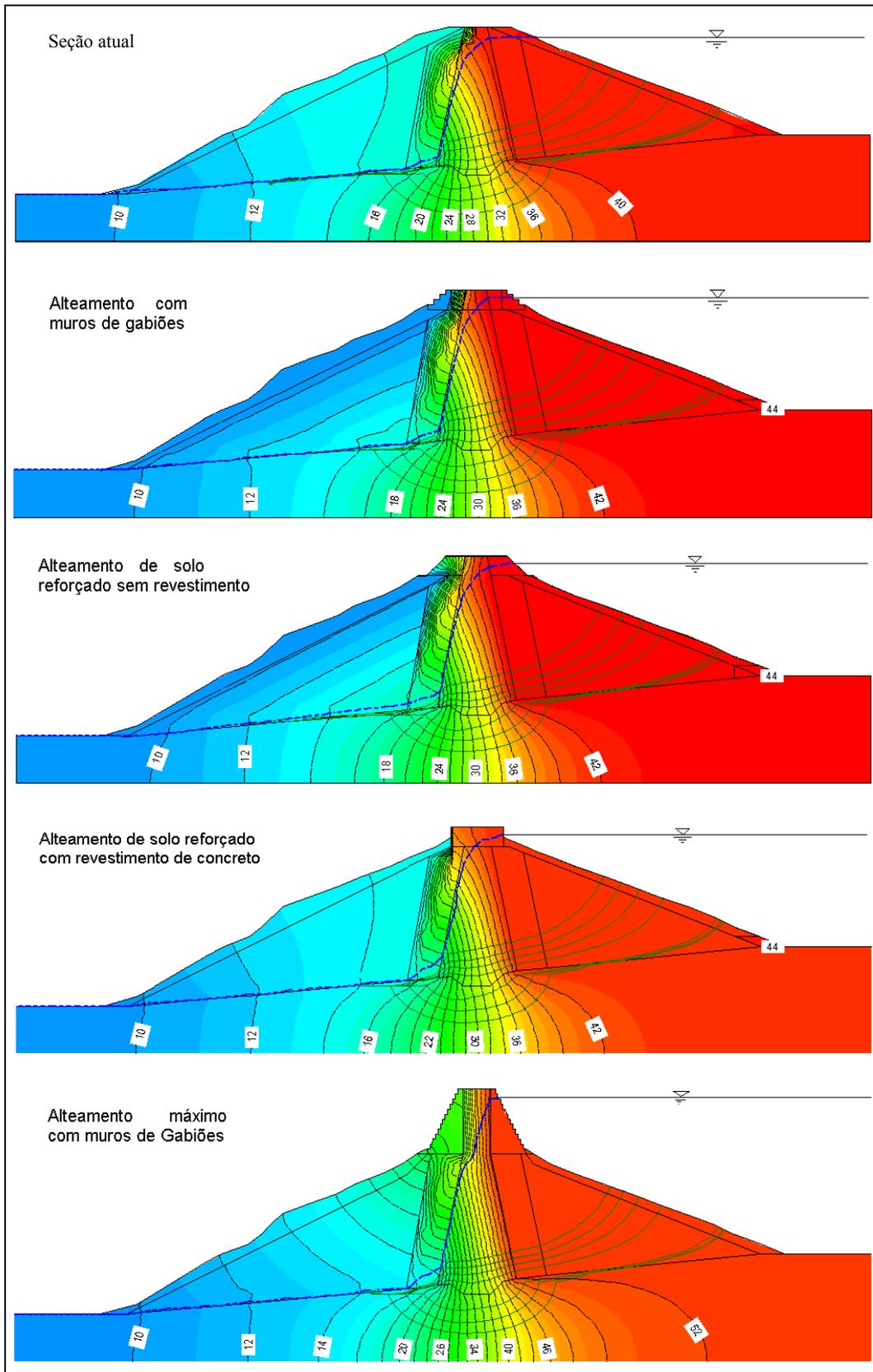


Figura 5.27 – Distribuição das cargas totais na seção atual e nas opções de alteamento da barragem de Viña Blanca.

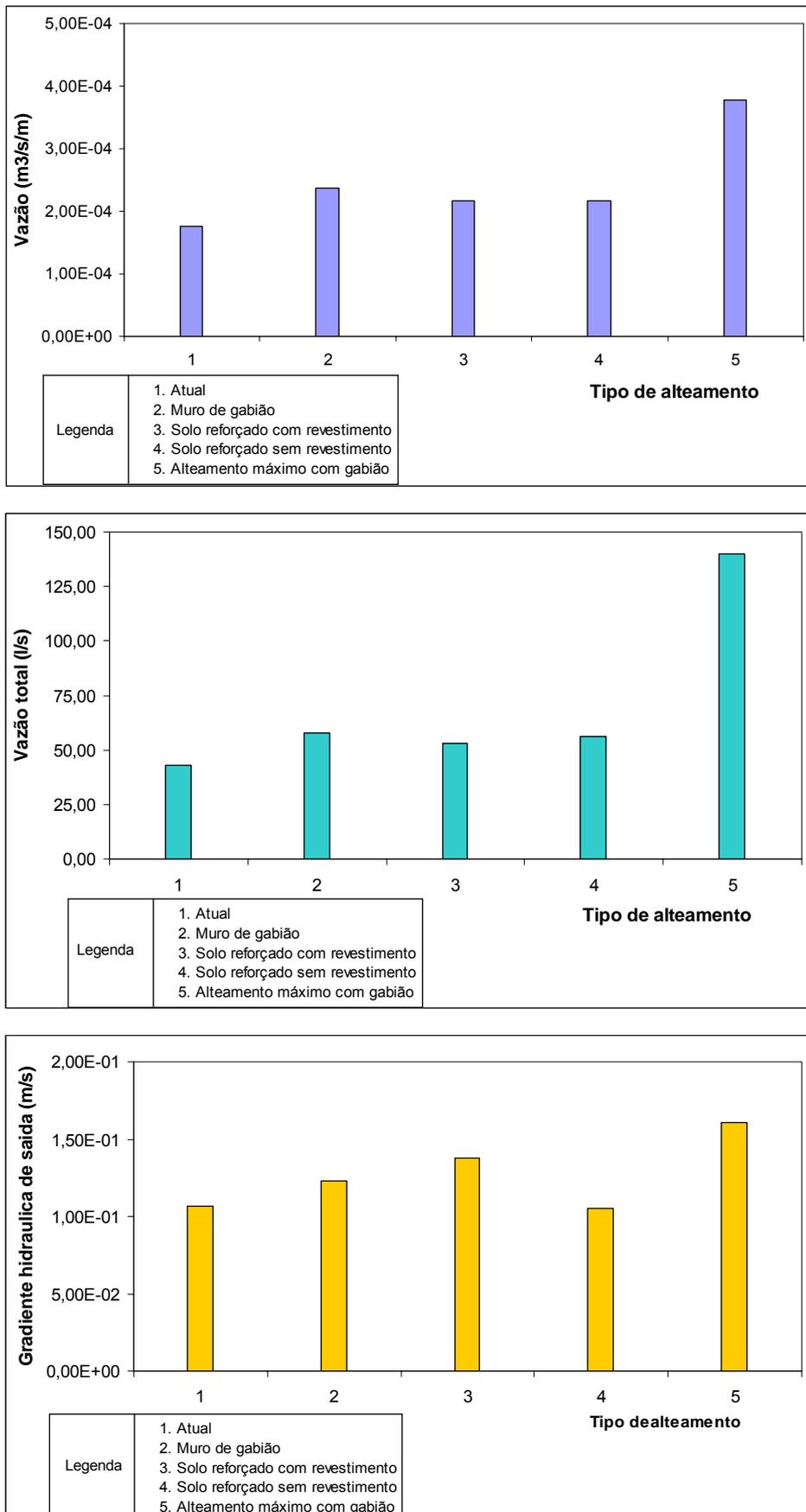


Figura 5.28 – Comparação dos valores de vazão e gradiente hidráulico de saída. A numeração do tipo de alçamento se refere à tabela 5.12.

## 5.7. Análises de estabilidade estática

Para as análises de estabilidade (estática e sísmica) e da resposta dinâmica da barragem de Viña Blanca, que será discutida nesta e nas seções seguintes deste trabalho, são necessários os valores dos parâmetros de deformabilidade e de resistência dos diversos materiais que a compõem. Na tabela 5.13 os valores das velocidades  $v_s$  de propagação de ondas cisalhantes foram determinados em campo através de ensaios de refração sísmica, o que permitiu calcular os valores de  $G_{\max}$  e  $E_{\max}$  através da equação 5.3. Os valores do coeficiente de Poisson foram retirados da literatura para materiais semelhantes e o fator de amortecimento inicial foi admitido igual a 5%, um valor típico para solos.

Na tabela 5.14, os valores dos parâmetros de resistência dos materiais do corpo e da fundação da barragem foram obtidos através de ensaios de campo e de laboratório (Urteaga, 2003; ZER Geosystem Peru, 2004). Na tabela 5.15, os parâmetros dos solos reforçados e do concreto de revestimento foram obtidos da literatura, enquanto que os parâmetros de resistência dos gabiões foram fornecidos nos manuais técnicos do fabricante (Maccaferri).

Observe-se neste ponto que tanto o solo reforçado quanto o gabião não estão sendo simulados como materiais compósitos (solo e geotêxtil, tela de aço e rocha, respectivamente) mas sim como materiais homogêneos com propriedades representativas do conjunto de materiais.

$$v_s = \sqrt{\frac{G_{\max}}{\gamma/g}} \quad \text{e} \quad E_{\max} = 2(1 + \nu)G_{\max} \quad (5.3)$$

Tabela 5.13 – Propriedades dos materiais da barragem de Viña Blanca.

	Fundação	Espaldares	Filtro	Núcleo	Enrocamento
$v_s$ (m/s)	1500	550	350	404	300
peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	22	22	19	19	23
coeficiente de Poisson	0,22	0,25	0,3	0,3	0,3
$E_{\max}$ (MPa)	12078	1663,75	605,15	806,28	538,20
$G_{\max}$ (MPa)	4950,00	665,50	232,75	310,11	207,00
Fator amortecimento (%)	5	5	5	5	5

Tabela 5.14 – Parâmetros de resistência dos materiais da barragem de Viña Blanca.

Barragem	Material	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)
Viña Blanca	Núcleo	25	32
	Filtro	10	36
	Espaldares	5	38
	Enrocamento	0	40
	Fundação	28	42

Tabela 5.15 – Parâmetros de resistência dos materiais de alteamento.

Material	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)
Gabião	20,4	40
Concreto	450	42
Solo reforçado	25	32

As análises estáticas globais de estabilidade de taludes, para toda a barragem, foram executadas com os métodos de equilíbrio limite (Morgenstern-Price, Bishop Simplificado, Janbu Simplificado) implementados no módulo Slope/W, do pacote de programas comerciais GeoStudio v.6. Os correspondentes valores de poropressão nas bases das fatias foram importados da análise de fluxo permanente realizada anteriormente com o módulo Seep/W.

Análises de estabilidade específicas só na região de alteamento foram também realizadas para as opções de solo reforçado e muro de gabião empregando o programa computacional MacStars 2000, distribuído pela Maccaferri do Brasil. Além de análises globais de estabilidade utilizando adaptações dos métodos tradicionais de equilíbrio limite para a inclusão dos reforços (Bishop Modificado, Janbu Modificado), o programa também determina fatores de segurança contra o deslizamento pela base do muro, fatores de segurança contra o tombamento e fatores de segurança internos, estes considerando a interação solo-reforço (ver item 2.4.3).

Os valores de segurança mínimos para taludes de barragens de terra devem ser os seguintes (tabela 5.16), dependendo da condição de carregamento, segundo o US Army Corps of Engineers:

Tabela 5.16 – Fatores de segurança mínimos para taludes de barragens de terra (US Army Corps of Engineers).

Condição	Talude de Montante	Talude de Jusante
I) Final da construção	1,3	1,3
Barragem maior que 15 m.	1,4	1,4
II) Fluxo permanente	--	1,5
III) Rebaixamento rápido	1,5	--
IV) Sismo	1,0	1,0
V) Pós-sismo	1,1 < FS < 1,2	

A tabela 5.17 mostra os fatores de segurança obtidos com o módulo Slope/W enquanto que a tabela 5.18 apresenta os valores obtidos nas análises dos alteamentos com solo reforçado e muro de gabião calculados pelo programa MacStars 2000. Observe que para qualquer das situações estudadas os taludes, estruturas de solo reforçado e gabiões podem ser considerados estáveis ( $FS > 1,5$ ).

As figuras 5.29 e 5.30 apresentam as posições das superfícies potenciais de ruptura determinadas nas análises globais pelo método de Morgenstern-Price (1965) enquanto que as figuras 5.31 a 5.34 mostram as correspondentes superfícies determinadas também por métodos de equilíbrio limite com o programa MacStars 2000 (Maccaferri) considerando a influência dos reforços nos alteamentos. Nestas figuras o método de Bishop Modificado foi empregado para determinação dos fatores de segurança contra a estabilidade interna, estabilidade global e o valor da carga distribuída na crista da barragem foi considerada igual a  $20\text{kN/m}^2$ , correspondente à situação de trânsito de veículos através da crista.

Tabela 5.17 – Fatores de segurança globais (Slope/W).

Barragem	Tipo de alteamento	Método de Equilíbrio Limite		
		Morgenstern-Price	Bishop Simplificado	Valor médio
Viña Blanca	1. Atual	1,80	1,80	1,80
	2. Muro de gabião	2,08	2,05	2,06
	3. Solo reforçado com revestimento	1,99	1,95	1,97
	4. Solo reforçado sem revestimento	1,95	1,95	1,95
	5. Alteamento máximo com gabião	1,59	1,57	1,58

Tabela 5.18 – Fatores de segurança considerando reforços no alteamento, calculados pelo programa MacStars 2000.

Barragem	Tipo de alteamento	Bishop		Janbu		FSsl	FSrb
		FSi	FSg	FSi	FSg		
Viña Blanca	Muro de gabião	2,95	2,76	2,83	2,49	--	--
	Solo reforçado com revestimento	--	2,10	--	1,90	4,00	3,65
	Solo reforçado sem revestimento	2,39	2,22	2,16	2,01	--	--
	Alteamento máximo com gabião	2,17	1,64	2,52	1,46	3,73	2,39

- a) FSsl - estabilidade contra o deslizamento pela base; FSrb – estabilidade contra o tombamento; FSg – estabilidade global; FSi – estabilidade interna.  
 b) O símbolo – indica um valor do fator de segurança muito alto.

É importante ressaltar dinovo que o programa MacStar 2000 da Maccaferri é somente para análises de estabilidade específica na região de alteamento, sendo simulados como materiais compósitos (solo e geotêxtil, tela de aço e rocha, respectivamente), o programa Slope/W é para análises globais de estabilidade da seção total da barragem e análises globais específica na região de alteamento sendo simulados como materiais compósitos com solo e geotêxtil e não tela de aço e rocha (gabião).

Para comparar os resultados na região de alteamento, nos materiais compósitos de solo e geotêxtil, realizaram-se análises globais de estabilidade das seções com programa Slope/W. A tabela 5.19 mostra os fatores de segurança obtidos nas análises globais pelo método de Morgenstern-Price e Bishop simplificado, a figura 5.34 mostra as correspondentes superfícies determinadas também por métodos de equilíbrio limite com o programa Slope/W considerando a influência dos reforços nos alteamentos.

Tabela 5.19 – Análise de estabilidade global considerando só solos reforçados com geotesteis no alteamento, calculados pelo programa Slope/W.

Barragem	Tipo de alteamento	Morgenstern-Price	Bishop Simplificado
		FSg	FSg
Viña Blanca	Solo reforçado com revestimento	2,12	2,12
	Solo reforçado sem revestimento	2,19	2,19

Comparando-se os valores FSg obtidos nas tabelas 5.18 e 5.19 são quasi iguais mais as superfícies de ruptura (figuras 5.32 , 5.33 e 5.35) não são os mesmos,

estes resultados devem-se as formas diferentes de análises que tem cada programa. O Slope/W considera todos os materiais de fundação e a topografia real das camadas, o MacStar 2000 assume o material de fundação com superfície horizontal e a topografia das camadas só horizontais. Então, a fundação é de um mesmo material (núcleo) no análise com o programa MacStar.

Observando-se os resultados pode-se concluir que para análises preliminares da barragem é recomendável trabalhar com o MacStar e verificar os resultados obtidos com o programa Slope/w para o estudo definitivo.

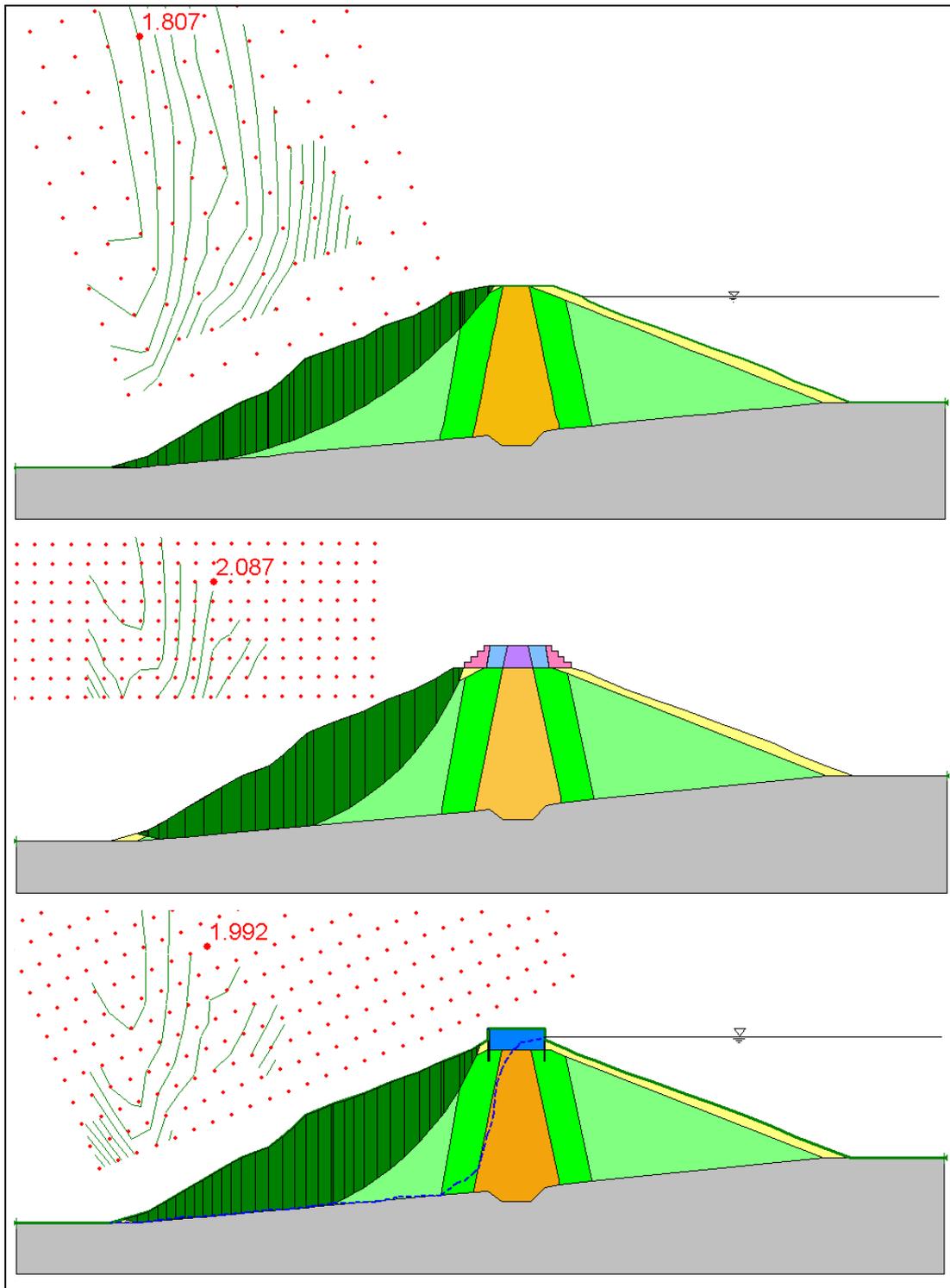


Figura 5.29 – Superfície potencial de ruptura considerando a seção atual, alteamento com muro de gabião e solo reforçado com revestimento de concreto determinada pelo método de Morgenst-Price (Slope/W)

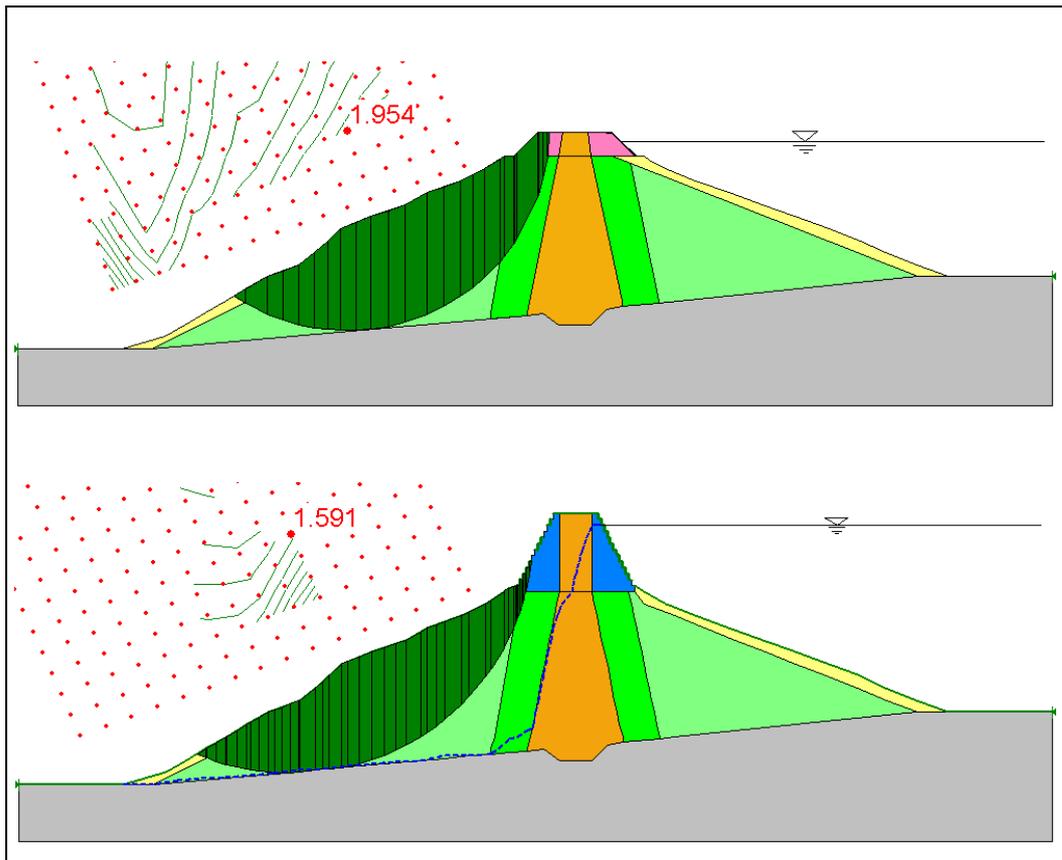


Figura 5.30 – Superfície potencial de ruptura considerando o alteamento de solo reforçado sem revestimento e alteamento máximo de gabião determinada pelo método de Morgenst-Price (Slope/W).

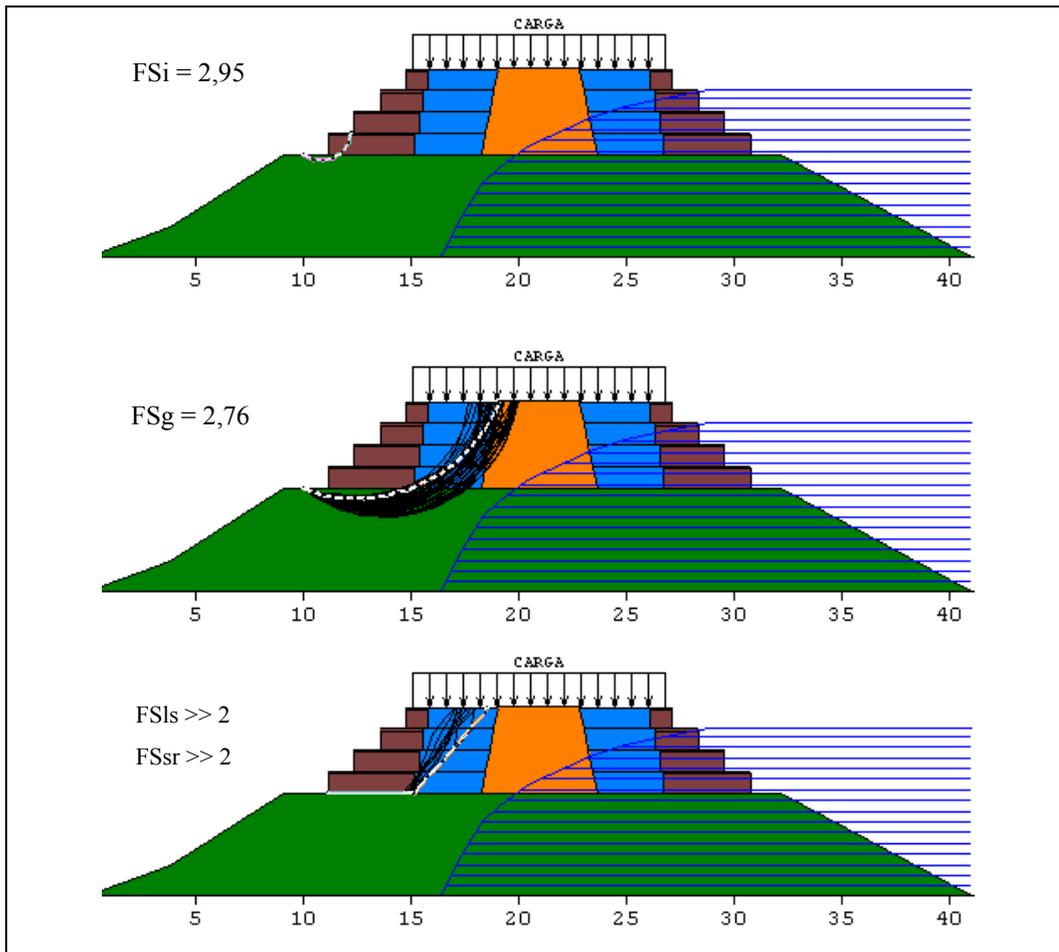


Figura 5.31 – Fatores de segurança na análise estática de estabilidade para alteamento com muro de gabião (MacStars 2000).

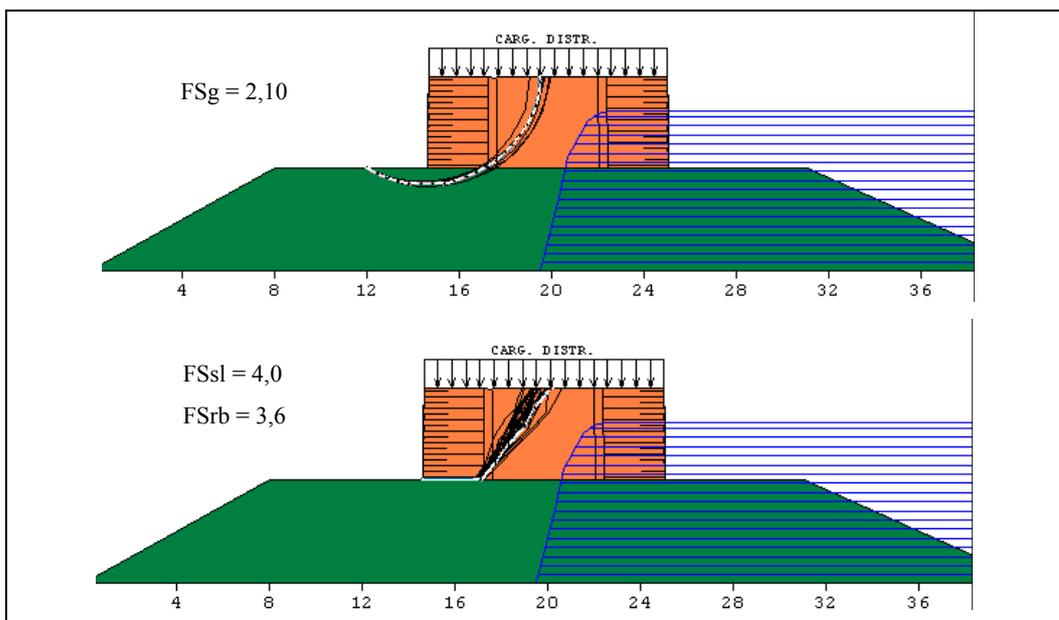


Figura 5.32 – Fatores de segurança na análise estática de estabilidade para alteamento de solo reforçado com revestimento de concreto (MacStars 2000).

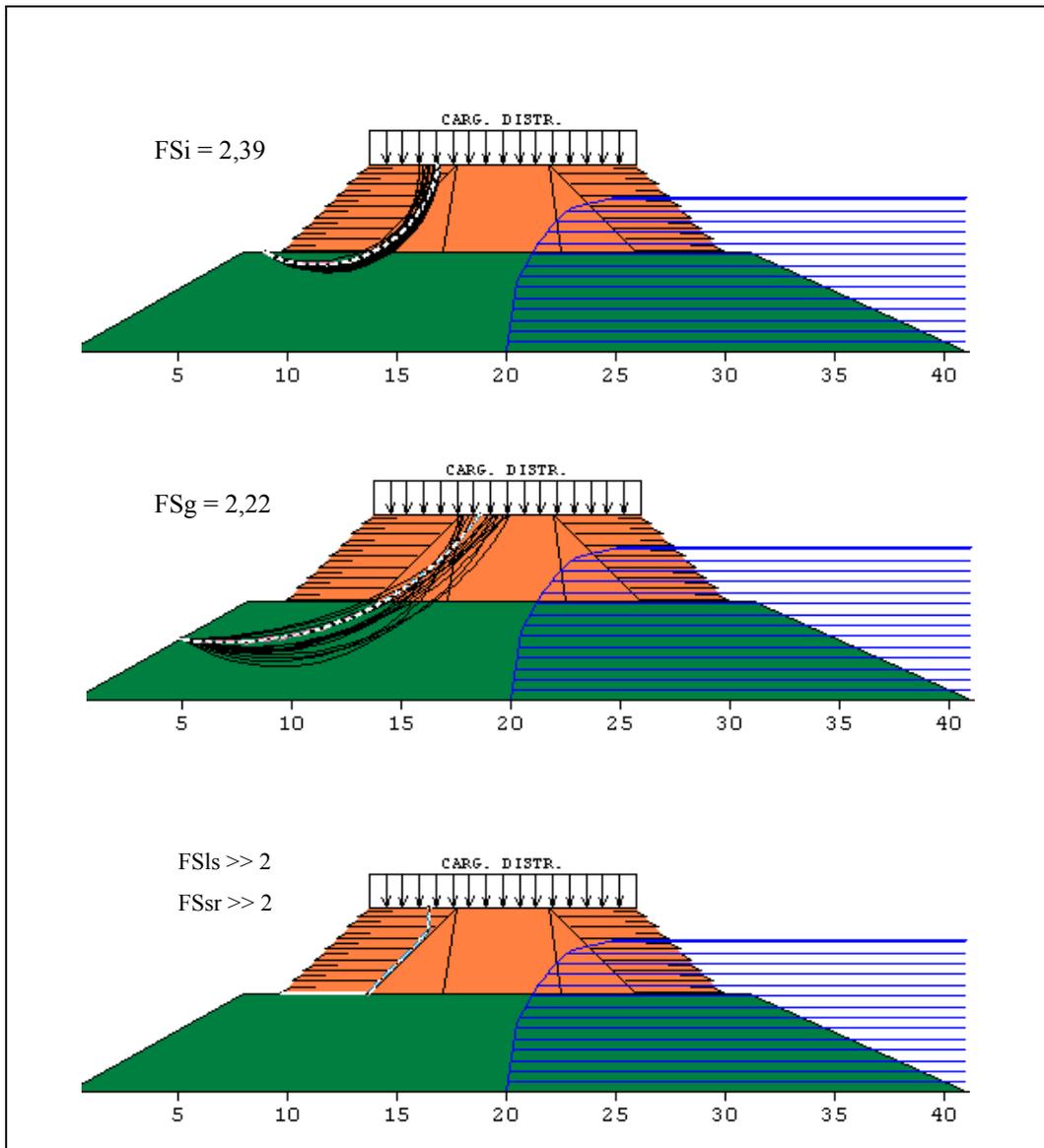


Figura 5.33 – Fatores de segurança na análise estática de estabilidade para alteamento de solo reforçado sem revestimento (MacStars 2000).

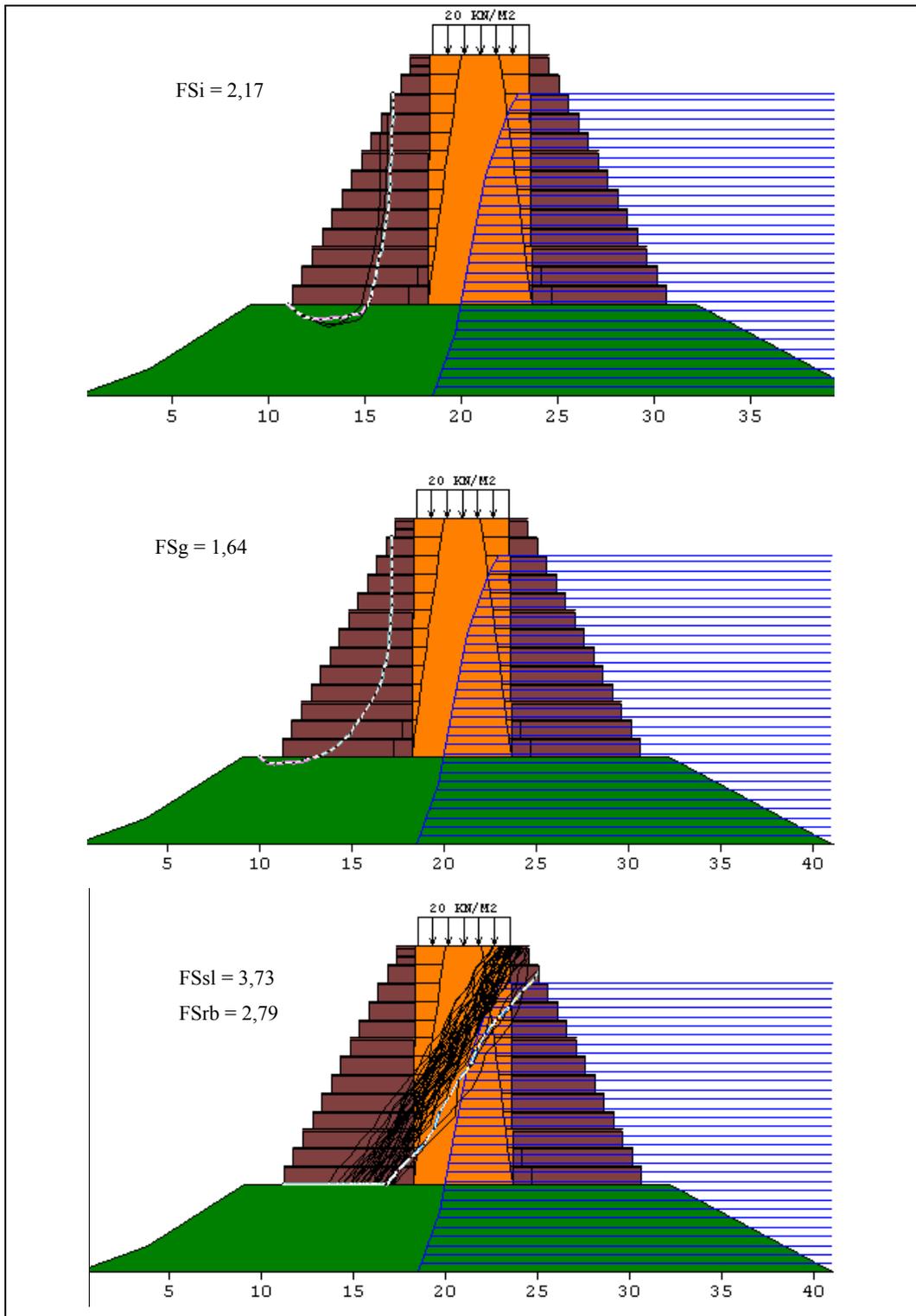


Figura 5.34 – Fatores de segurança na análise estática de estabilidade para alteamento máximo com muro de gabião (MacStars 2000).

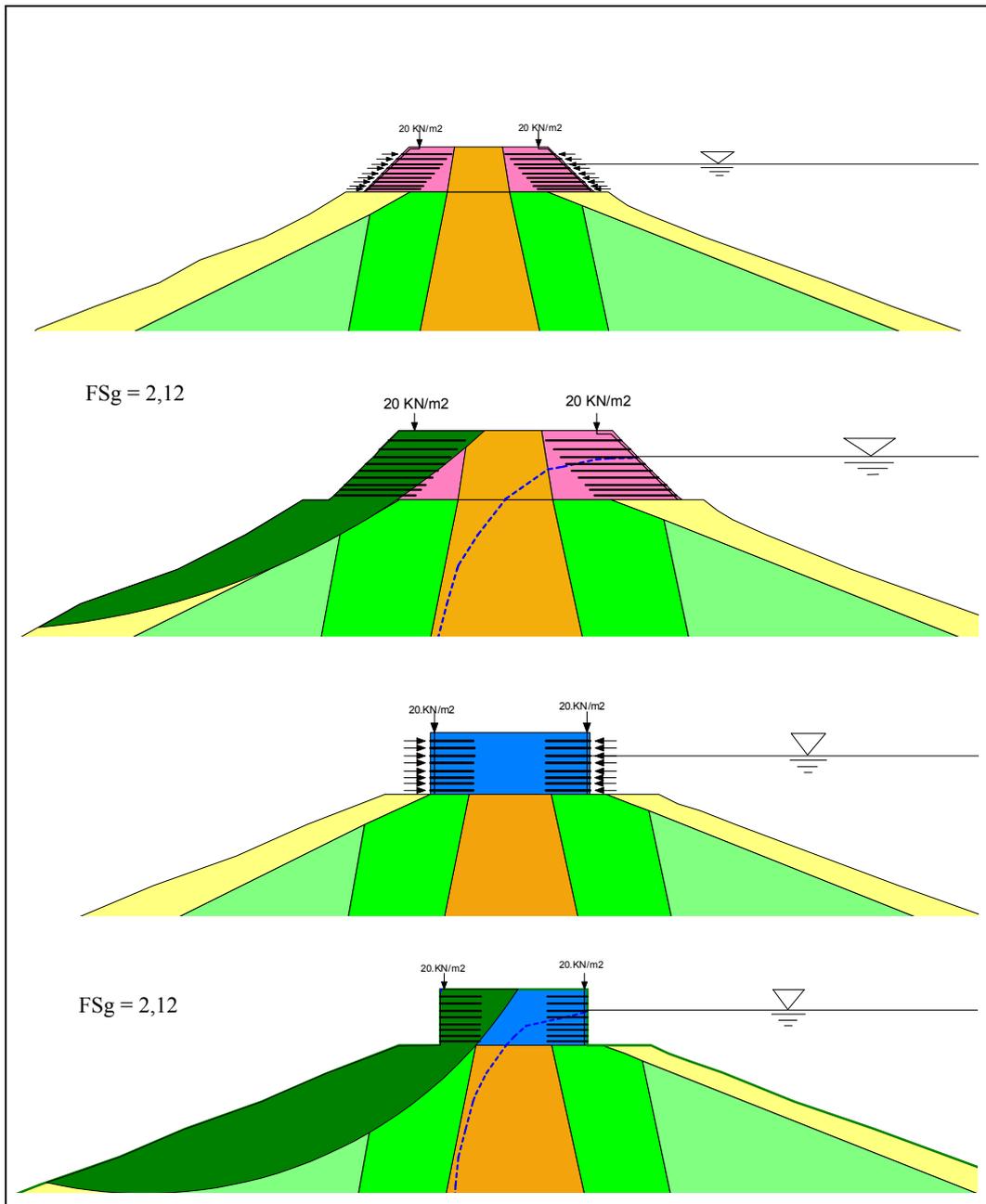


Figura 5.35 – Superfície potencial de ruptura considerando o alteamento de solo reforçado sem revestimento e solo reforçado com revestimento determinada pelo método de Morgenst-Price (Slope/W).

## 5.8. Análise de estabilidade sísmica

### 5.8.1. Método pseudo-estático

Conforme mencionado no item 5.2 – Sismicidade Regional, o valor da aceleração horizontal máxima na base rochosa foi determinado igual a 0,4g com base em estudos de perigo sísmico no local da barragem. Em análises pseudo-estáticas para determinação do coeficiente de segurança por métodos de equilíbrio limite (Morgenstern-Price, Bishop Simplificado, Janbu Simplificado) o valor da componente horizontal da inércia  $k_h W$  será determinado considerando o coeficiente sísmico  $k_h = 0,2$  com base no critério de Hynes-Griffin e Franklin (1984) - ver tabela 4.3. Este critério, desenvolvido para análises de barragens de terra, recomenda adotar metade do valor da aceleração máxima previsto na base rochosa (0,4g) para escolha do coeficiente sísmico.

Para as análises executadas nos alteamentos com reforço de solo e muro de gabião, foram também utilizados os métodos de Bishop Modificado e Janbu Modificado existentes no programa MacStars 2000 (Macaferri) que consideram a influência dos reforços na estimativa de fatores de segurança global, interno, contra o deslizamento da base e contra o tombamento da estrutura.

As tabelas 5.20 e 5.21 mostram os valores dos coeficientes de segurança assim determinados, enquanto que as figuras 5.36 e 5.37 posicionam a superfície potencial de ruptura. De acordo com o critério do *US Army Corps of Engineers* (tabela 5.16) o talude de jusante da barragem de Viña Blanca pode ser considerado estável tanto na configuração atual quanto nas opções de futuros alteamentos.

As figuras 5.38 a 5.41 indicam as superfícies potenciais de ruptura e os respectivos fatores de segurança para estabilidade global, estabilidade interna, contra o deslizamento pela base e contra o tombamento da estrutura, determinados pelo programa MacStars 2000 (Macaferri). Nestas figuras o valor da carga distribuída no topo da barragem, correspondente à situações de trânsito de veículos através da crista, foi considerada igual a  $20\text{kN/m}^2$ .

Tabela 5.20 – Fatores de segurança globais na análise pseudo-estática (Slope/W).

Barragem	Seção	Método de Equilíbrio Limite		
		Morgenstern-Price	Bishop Simplificado	Valor médio
Viña Blanca	1. Atual	1,23	1,21	1,22
	2. Muro de gabião	1,44	1,39	1,41
	3. Solo reforçado com revestimento	1,34	1,30	1,34
	4. Solo reforçado sem revestimento	1,21	1,20	1,20
	5. Alçamento máximo com gabião	1,19	1,18	1,18

Tabela 5. 21 – Fatores de segurança na análise pseudo-estática considerando reforços no alçamento, calculados pelo programa MacStars 2000.

Barragem	Tipo de alçamento	Bishop		Janbu		FSsl	FSrb
		FSi	FSg	FSi	FSg		
Viña Blanca	Muro de gabião	2,24	1,96	2,12	1,75	--	--
	Solo reforçado com revestimento	--	1,87	--	1,61	3,40	2,65
	Solo reforçado sem revestimento	1,77	1,55	1,57	1,45	--	--
	Alçamento máximo com gabião	1,60	1,30	2,19	1,10	1,67	1,53

- a) FSsl - estabilidade contra o deslizamento pela base; FSrb – estabilidade contra o tombamento; FSg – estabilidade global; FSi – estabilidade interna.  
b) O símbolo – indica um valor do fator de segurança muito alto.

Os resultados obtidos no análise pseudo-estático no programa Slope/W na região de alçamento com solos reforçados com geotesteis foram comparados com os resultados obtidos no análise pseudo-estático no programa MacStar 2000 A tabela 5.21 mostra os fatores de segurança obtidos nas análises globais pelo método de Morgenstern-Price e Bishop simplificado, a figura 5.42 mostra as correspondentes superfícies determinadas também por métodos de equilíbrio limite com o programa Slope/W considerando a influência dos reforços nos alçamentos.

Tabela 5.22 – Análise de estabilidade global considerando só solos reforçados com geotesteis no alçamento, calculados pelo programa Slope/W no análise pseudo-estático.

Barragem	Tipo de alçamento	Morgenstern-Price	Bishop Simplificado
		FSg	FSg
Viña Blanca	Solo reforçado com revestimento	1,55	1,53
	Solo reforçado sem revestimento	1,85	1,82

Da mesma forma do item 5.7 os valores FSg obtidos nas tabelas 5.21 e 5.22 são quasi iguais mais as superficies de ruptura (figuras 5.39 , 5.40 e 5.42) não são as mesmas, estes resultados deven-se as formas diferentes de analises que tem cada programa.

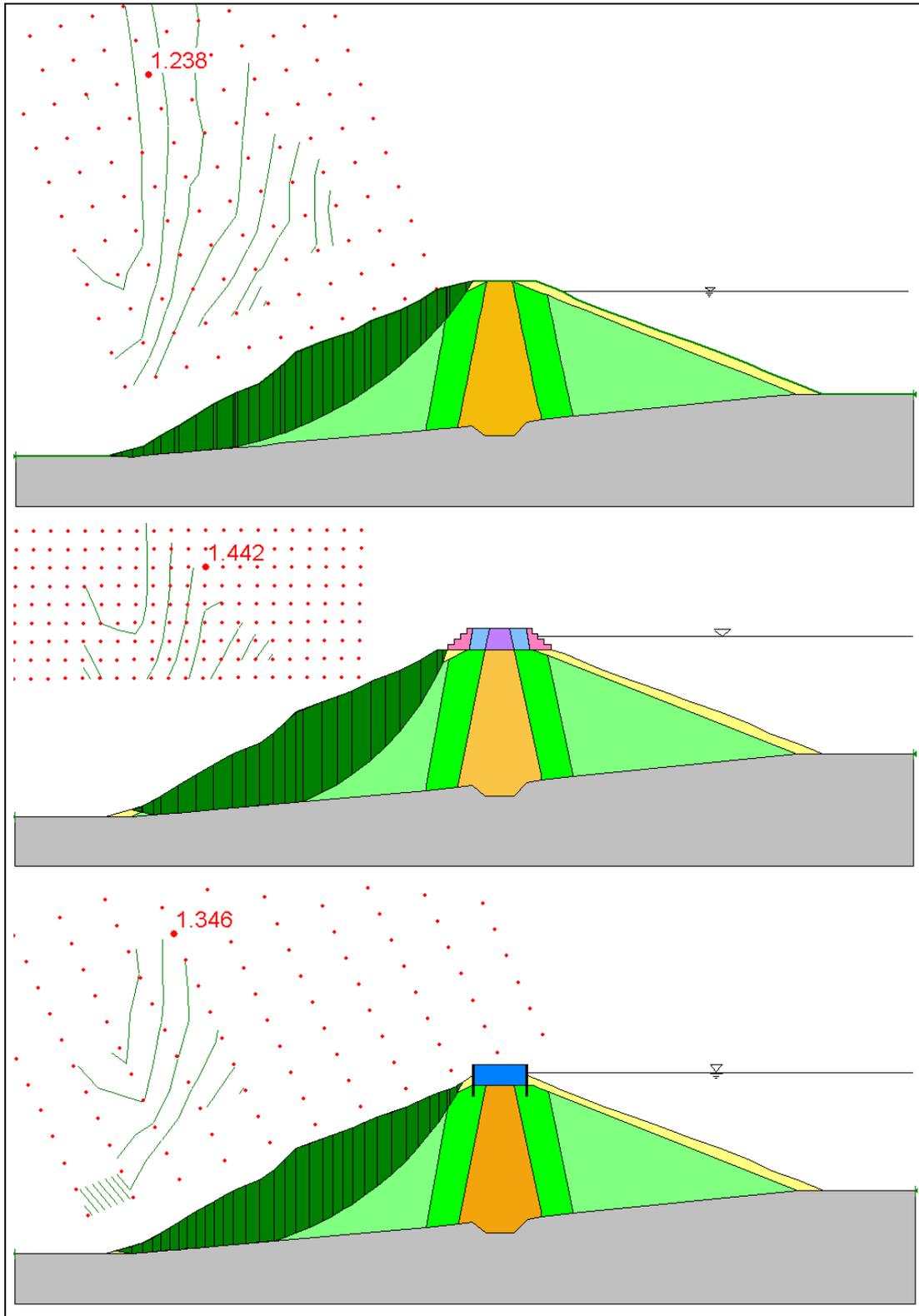


Figura 5.36 – Superfície potencial de ruptura considerando a seção atual, alteamento com muro de gabião e solo reforçado com revestimento de concreto na análise pseudo-estática pelo método de Morgenstern-Price (Slope/W)

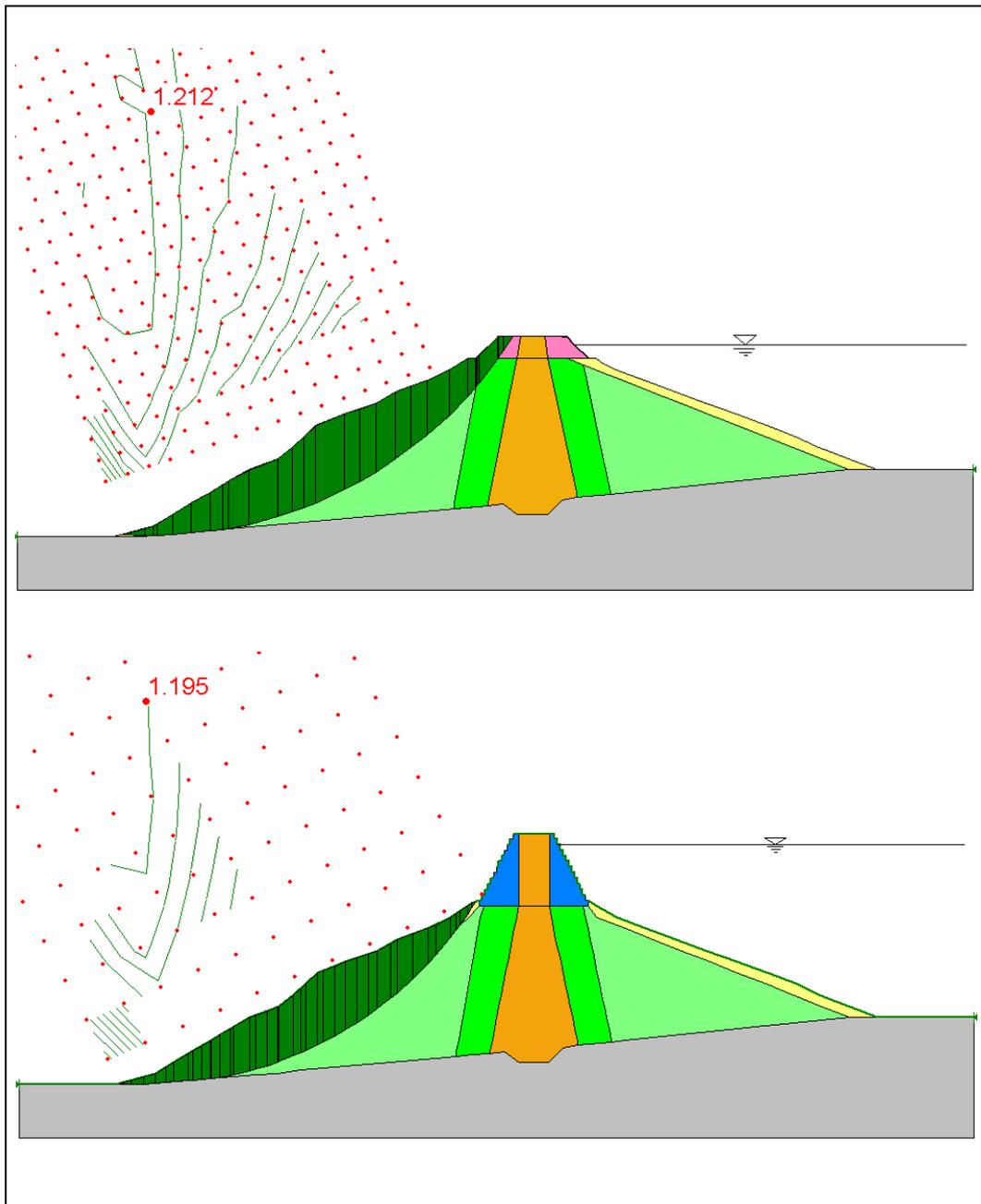


Figura 5.37 – Superfície potencial de ruptura considerando o alteamento com solo reforçado sem revestimento e alteamento máximo de gabião na análise pseudo-estática pelo método de Morgenstern-Price (Slope/W).

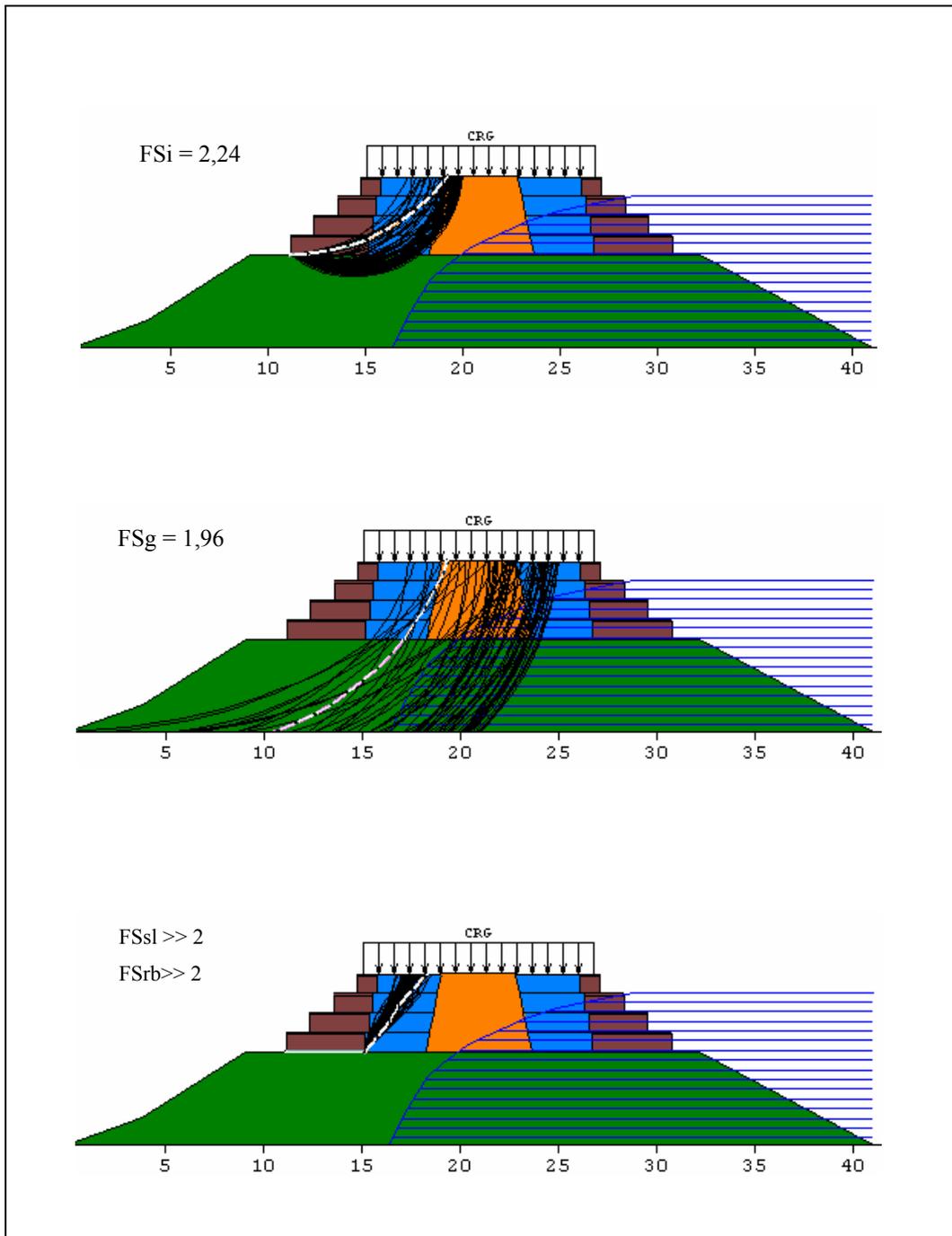


Figura 5.38 – Análise de estabilidade pseudo-estática do alteamento com muro de gabião. Método de Bishop Modificado para determinação dos fatores de segurança global (FSg) e interno (FSi) - MacStars 2000.

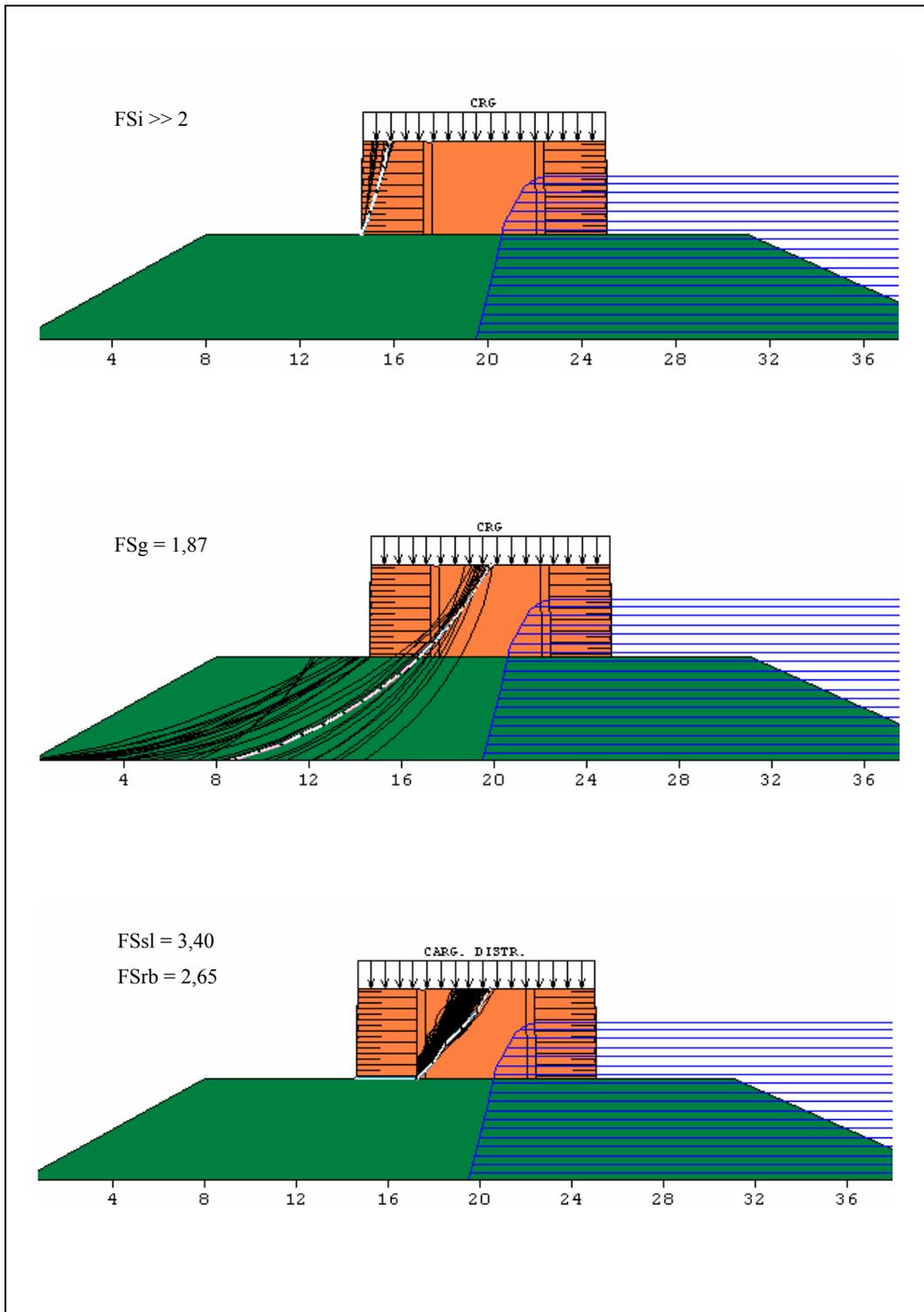


Figura 5.39 – Análise de estabilidade pseudo-estática do alteamento com muro de solo reforçado e revestimento de concreto. Método de Bishop Modificado para determinação dos fatores de segurança global (FSg) e interno (FSi) - MacStars 2000.

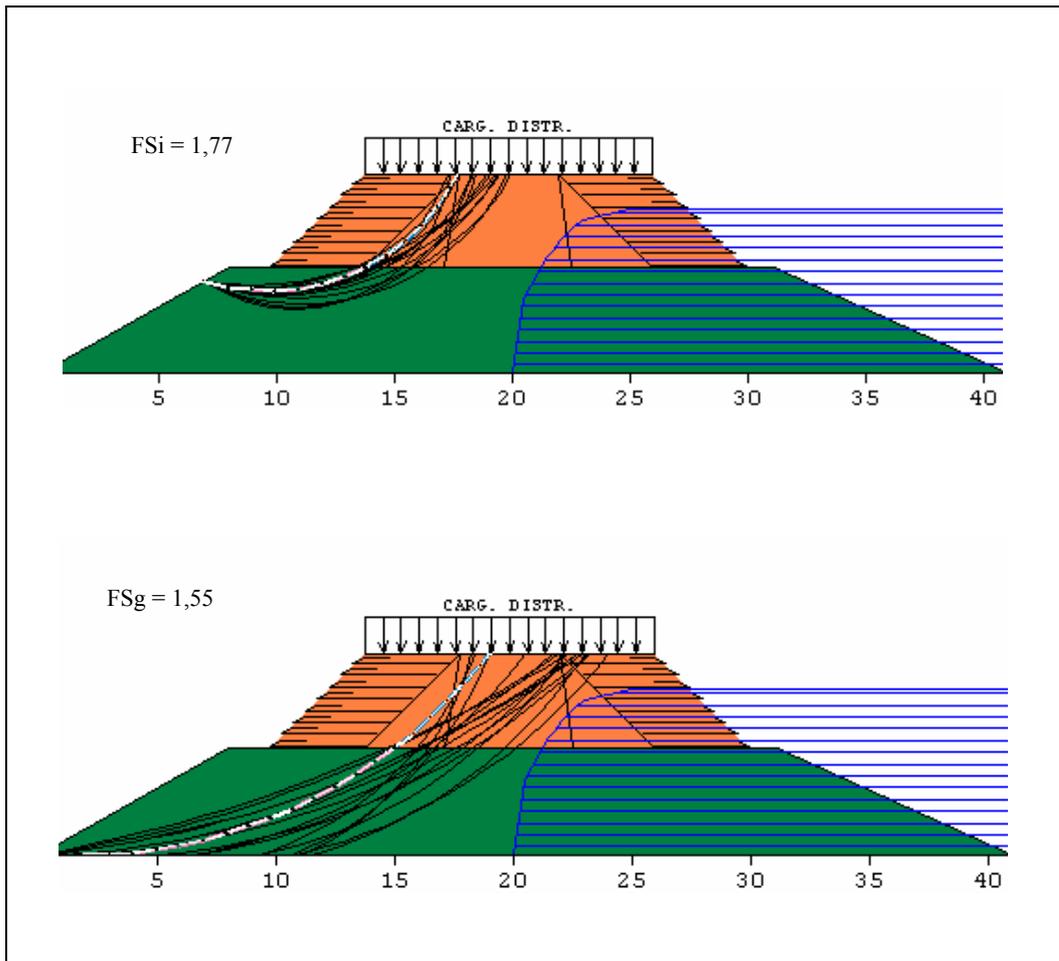


Figura 5.40 – Análise de estabilidade pseudo-estática do alteamento com muro de solo reforçado sem revestimento. Método de Bishop Modificado para determinação dos fatores de segurança global (FSg) e interno (FSi) - MacStars 2000.

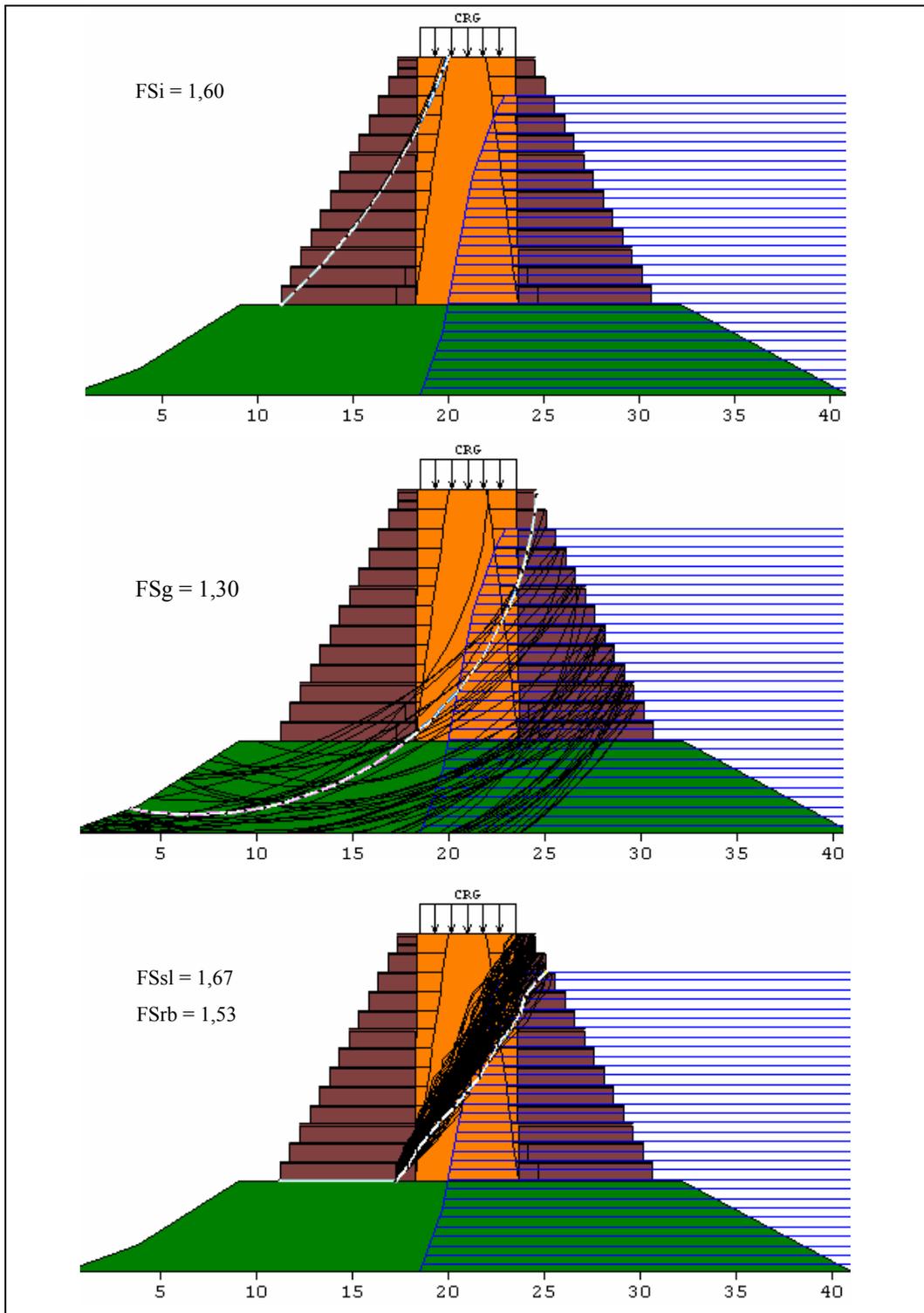


Figura 5.41 – Análise de estabilidade pseudo-estática do alteamento máximo com muro de gabião. Método de Bishop Modificado para determinação dos fatores de segurança global (FSg) e interno (FSi) - MacStars 2000.

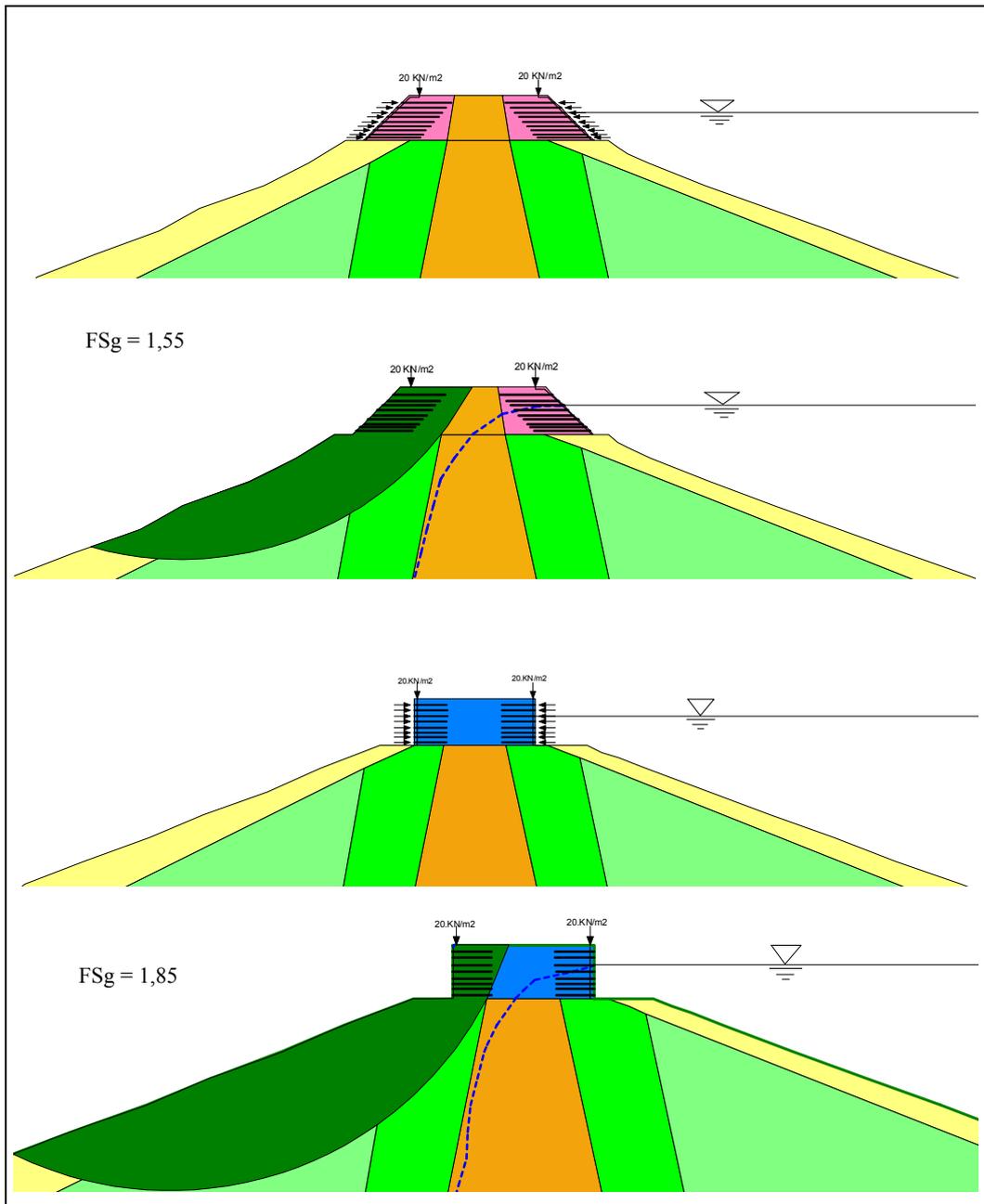


Figura 5.42 - Análise de estabilidade pseudo-estática do alteamento com muro de solo reforçado sem revestimento e solo reforçado com revestimento determinada pelo método de Morgenst-Price (Slope/W).

### 5.8.2. Método de equilíbrio limite aperfeiçoado

Para avaliação do comportamento do fator de segurança durante a ocorrência do sismo, foi utilizado o método de equilíbrio limite aperfeiçoado onde

as componentes de tensão são calculadas pelo método dos elementos finitos no módulo dinâmico Quake/W e importados pelo módulo de estabilidade Slope/W do GeoStudio v.6.

As tensões devido ao carregamento estático são calculadas numa fase inicial, utilizando valores de peso específico e parâmetros de deformabilidade listados na tabela 5.13. A malha de elementos finitos, com o reservatório de água na elevação máxima, tem as componentes de deslocamento impedidas no contorno inferior e liberadas na direção vertical nos contornos laterais que delimitam a fundação.

As análises dinâmicas são realizadas em seguida, sendo calculados os valores de tensão induzidas em diversos instantes de tempo pela aplicação do registro de acelerações horizontais contorno inferior da malha de elementos finitos. As restrições nos contornos laterais da fundação são removidas nesta análise para permitir a livre vibração horizontal do solo devido à propagação de ondas verticais SV.

O modelo constitutivo adotado é o linear equivalente Seed e Idriss (1969), como usualmente em vários problemas de dinâmica dos solos, onde o módulo de cisalhamento  $G$  e a razão de amortecimento  $\zeta$  são continuamente atualizados em função das amplitudes das deformações computadas. A atualização destes parâmetros termina quando os níveis de deformação calculados pelo programa de elementos finitos são compatíveis com os níveis de deformação associados à função que descreve a variação dos parâmetros  $G$  (figura 5.43) e  $\zeta$  (figura 5.44). Na literatura, descrição da variação de  $G$  com a deformação cíclica de cisalhamento para diversos tipos de solo foi sugerida por Seed e Idriss (1970), Seed e al. (1986), Vucetic e Dobry (1991), entre outros, enquanto que a variação do fator de amortecimento foi sugerida por Seed et al. (1984), Vucetic e Dobry (1991), entre outros. Funções de variação de  $G$  e  $\zeta$  com a deformação cíclica de cisalhamento estão disponíveis no programa Quake/W. O valor do coeficiente de Poisson é admitido constante para todos os solos (Tabela 5.13) que formam a barragem de Viña Blanca e sua fundação.

Durante a determinação da variação do fator de segurança do talude em decorrência do carregamento sísmico, o programa Slope/W também calcula os deslocamentos permanentes da potencial massa de solo em deslizamento

considerando o método de Newmark (1965). Como mencionado no item 4.3.2, deslocamentos permanentes são calculados, por dupla integração, quando o valor médio de aceleração na massa de solo for superior à aceleração de escoamento (ou fluência), esta determinada para a condição  $FS = 1$ .

Os resultados da variação do coeficiente de segurança do talude de jusante da barragem de Viña Blanca durante a ocorrência dos registros sísmicos do terremoto de Lima (1974) e de Moquegua (2001), ambos reprocessados para  $a_{max} = 0,4g$ , estão mostrados na tabela 5.23 e figuras 5.45 a 5.48. Como pode ser observado, o fator de segurança manteve-se sempre superior a 1, resultando, portanto, em deslocamentos permanentes nulos para ambas as análises.

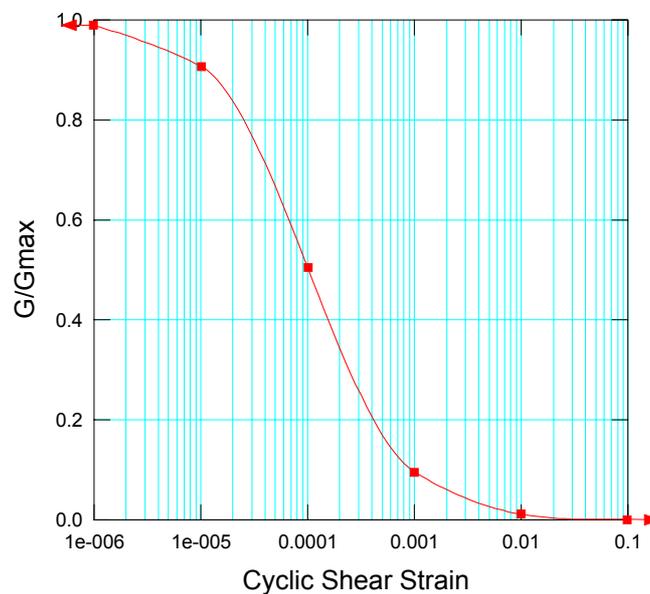


Figura 5.43 - Função de redução do módulo de cisalhamento G.

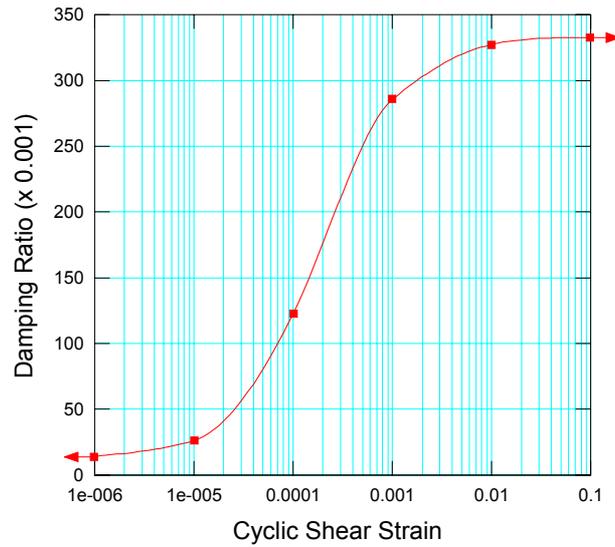


Figura 5.44 - Função da redução da razão de amortecimento  $\xi$ .

Tabela 5.23 – Limites de variação do fator de segurança da barragem de Viña Blanca durante os sismos de Lima (1974) e de Moquegua (2001).

Barragem	Seção	Sismo	
		Lima	Moquegua
Viña Blanca	Atual	1,30 – 1,60	1,48 – 1,70
	Muro de gabião	1,25 – 1,54	1,25 – 1,44
	Solo reforçado com revestimento	1,62 – 1,79	1,60 – 1,75
	Solo reforçado sem revestimento	1,42 – 1,62	1,37 – 1,67
	Alteamento máximo com gabião	1,30 – 1,51	1,37 – 1,77

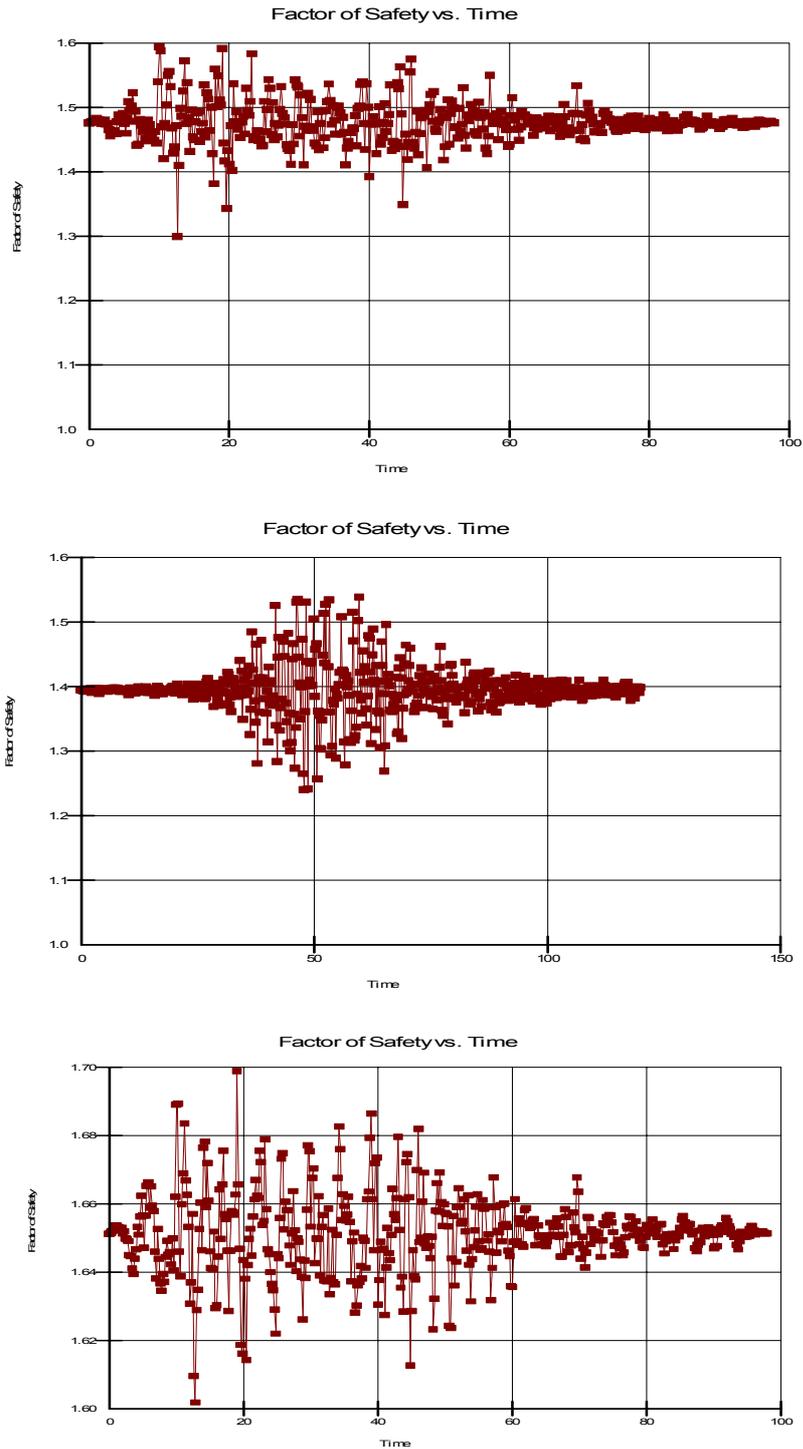


Figura 5.45 – Variação do coeficiente de segurança durante o terremoto de Lima (1974) para a seção atual da barragem (gráfico superior), alteamento com muro de gabião e alteamento com solo reforçado e revestimento de concreto (gráfico inferior).

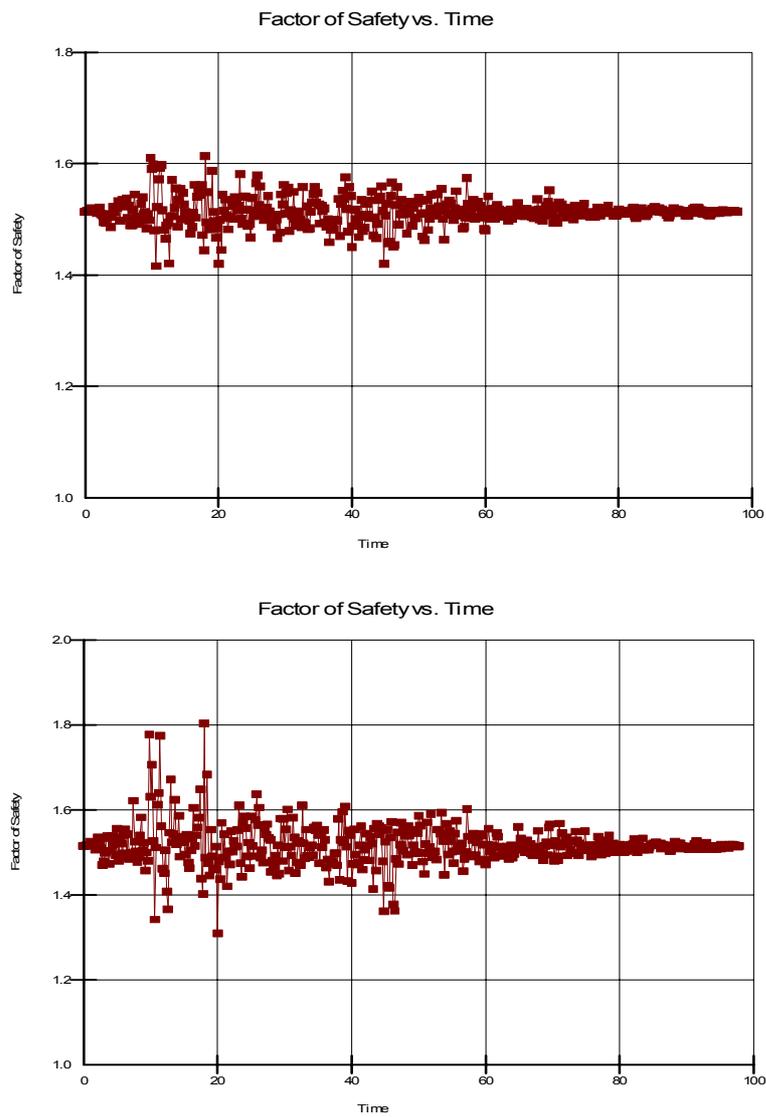


Figura 5.46 – Variação do coeficiente de segurança durante o terremoto de Lima (1974) para a seção com alteamento de solo reforçado sem revestimento (gráfico superior) e alteamento máximo com gabiões (gráfico inferior).

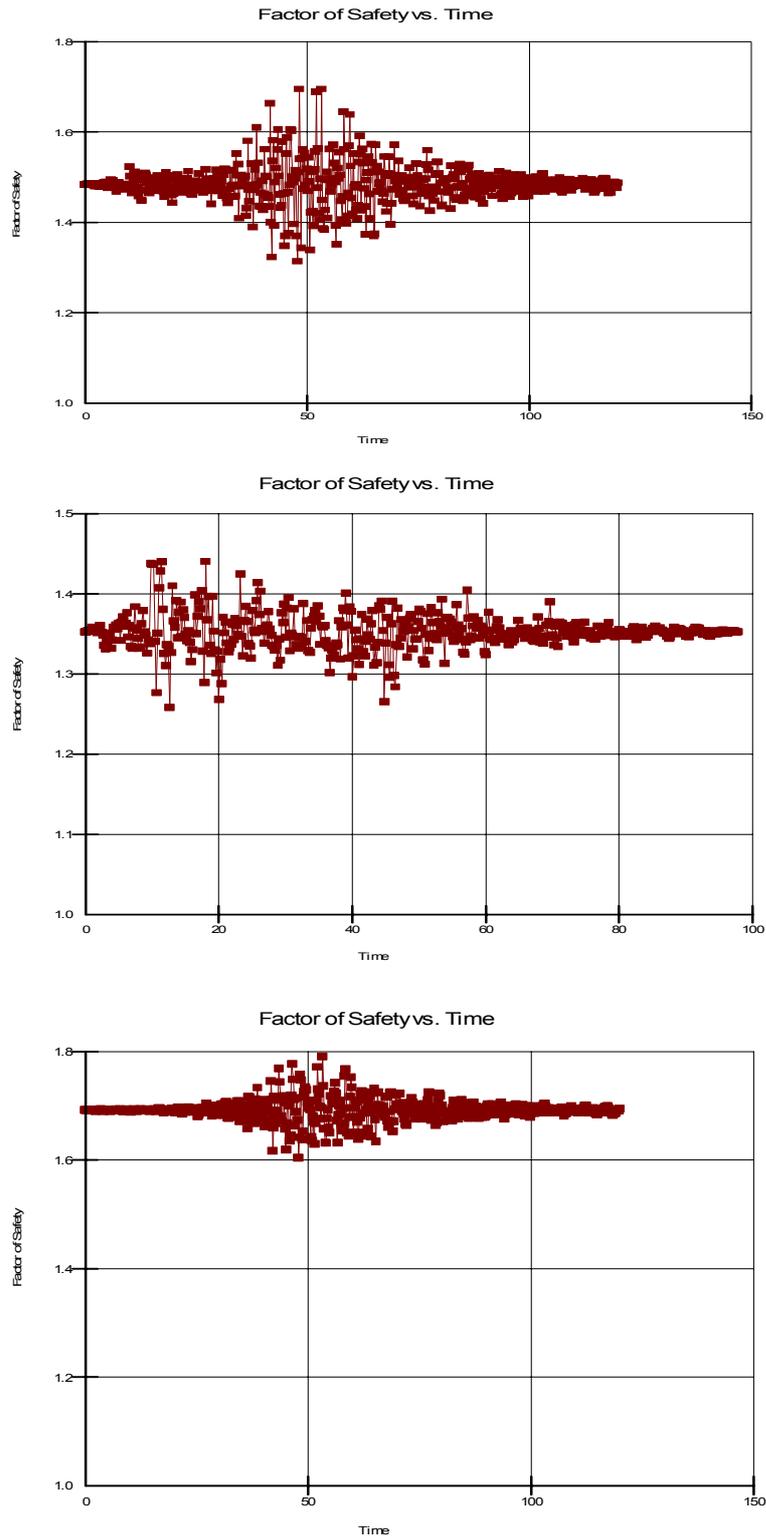


Figura 5.47 – Variação do coeficiente de segurança durante o terremoto de Moquegua (2001) para a seção atual da barragem (gráfico superior), alteamento com muro de gabião e alteamento com solo reforçado e revestimento de concreto (gráfico inferior).

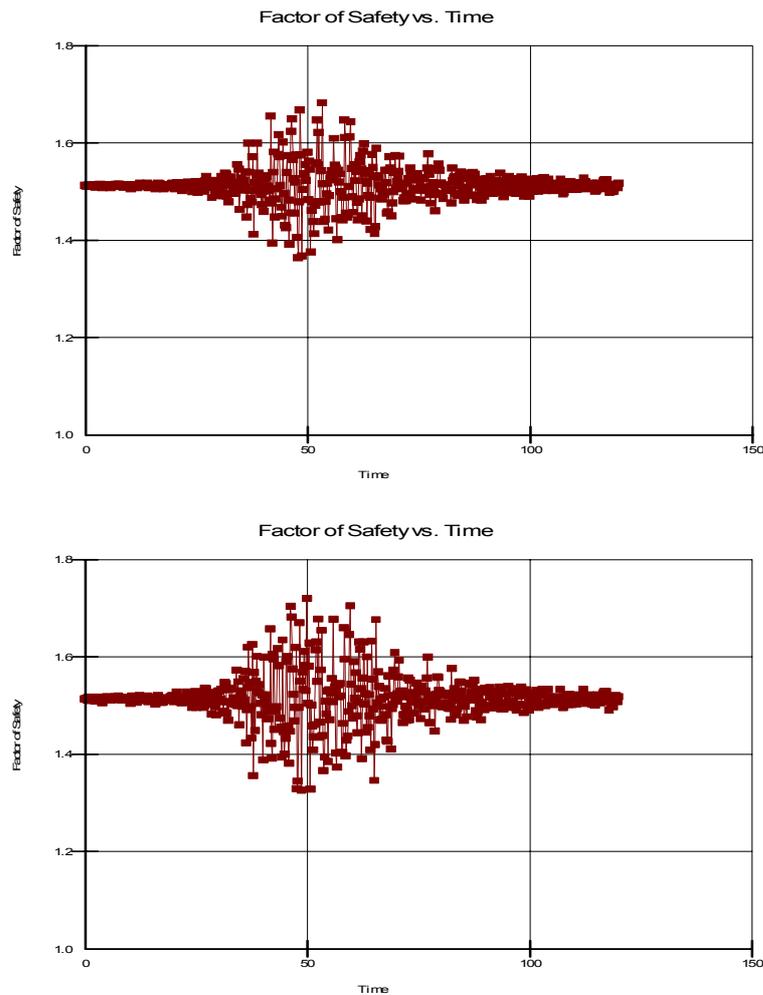


Figura 5.48 – Variação do coeficiente de segurança durante o terremoto de Moquegua (2001) para a seção com alteamento de solo reforçado sem revestimento (gráfico superior) e alteamento máximo com gabiões (gráfico inferior).

## 5.9. Estabilidade pós-sismo

Em análises de estabilidade pós-sismo, vários autores (Seed and Harder 1990; Marcuson et al.1996; Finn 1998) admitem uma perda de resistência do solo que geralmente situa-se na proporção de 20% a 25% em relação aos valores da resistência estática drenada determinada antes do sismo. Neste estudo, considerando-se a sugestão de Seed e Harder (op.cit.), executaram-se análises de estabilidade pelo método de equilíbrio limite considerando-se uma redução de 25% na resistência ao cisalhamento dos materiais que compõem a barragem

zonada, excetuando-se o material rochoso da fundação, enrocamento, concreto e gabião (tabela 5.24). Os valores de poro pressão foram importados do módulo QUAKE/W, gerados após as análises com os registros de aceleração dos terremotos de Lima (1974) e de Moquegua (2001).

Valores dos coeficientes de segurança para o talude de jusante, considerando os terremotos de Lima (1974) e Moquegua (2001), foram determinados por método de equilíbrio limite (Morgenstern-Price, Bishop Simplificado e Janbu Simplificado) e se encontram listados nas tabelas 5.25 e 5.26. Verifica-se novamente que a barragem atende de maneira ainda satisfatória os critérios de estabilidade, com os valores de  $FS \geq 1,35$ . As correspondentes superfícies potenciais de ruptura, para a barragem em sua configuração atual e opções de alteamento, estão mostradas nas figuras 5.49 a 5.52.

Tabela 5.24 – Parâmetros de resistência pós-sismo dos materiais da barragem de Viña Blanca (redução de 25%).

Barragem	Materiais	c' (kPa)	$\phi'$ (°)
Viña Blanca	Núcleo	18,75	25,11
	Filtro	7,50	28,59
	Espaldares	3,75	30,37
	Fundação	28,00	42,00
Alteamento	Solo reforçado	18,75	25,11

Tabela 5.25 – Valores do coeficiente de segurança pós-sismo, poropressões geradas pelo terremoto de Lima (1974).

Barragem	Seção	Morgenstern-Price	Bishop Simplificado	Valor médio
Viña Blanca	1. Atual	1,54	1,52	1,53
	2. Muro de gabião	1,41	1,42	1,41
	3. Solo reforçado com revestimento	1,69	1,69	1,69
	4. Solo reforçado sem revestimento	1,56	1,55	1,55
	5. Alteamento máximo com gabião	1,62	1,62	1,62

Tabela 5.26 – Valores do coeficiente de segurança pós-sismo, poropressões geradas pelo terremoto de Moquegua (2001).

Barragem	Seção	Morgenstern-Price	Bishop Simplificado	Valor médio
Viña Blanca	1. Atual	1,49	1,45	1,47
	2. Muro de gabião	1,42	1,40	1,41
	3. Solo reforçado com revestimento	1,60	1,60	1,60
	4. Solo reforçado sem revestimento	1,52	1,50	1,51
	5. Alteamento máximo com gabião	1,56	1,53	1,54

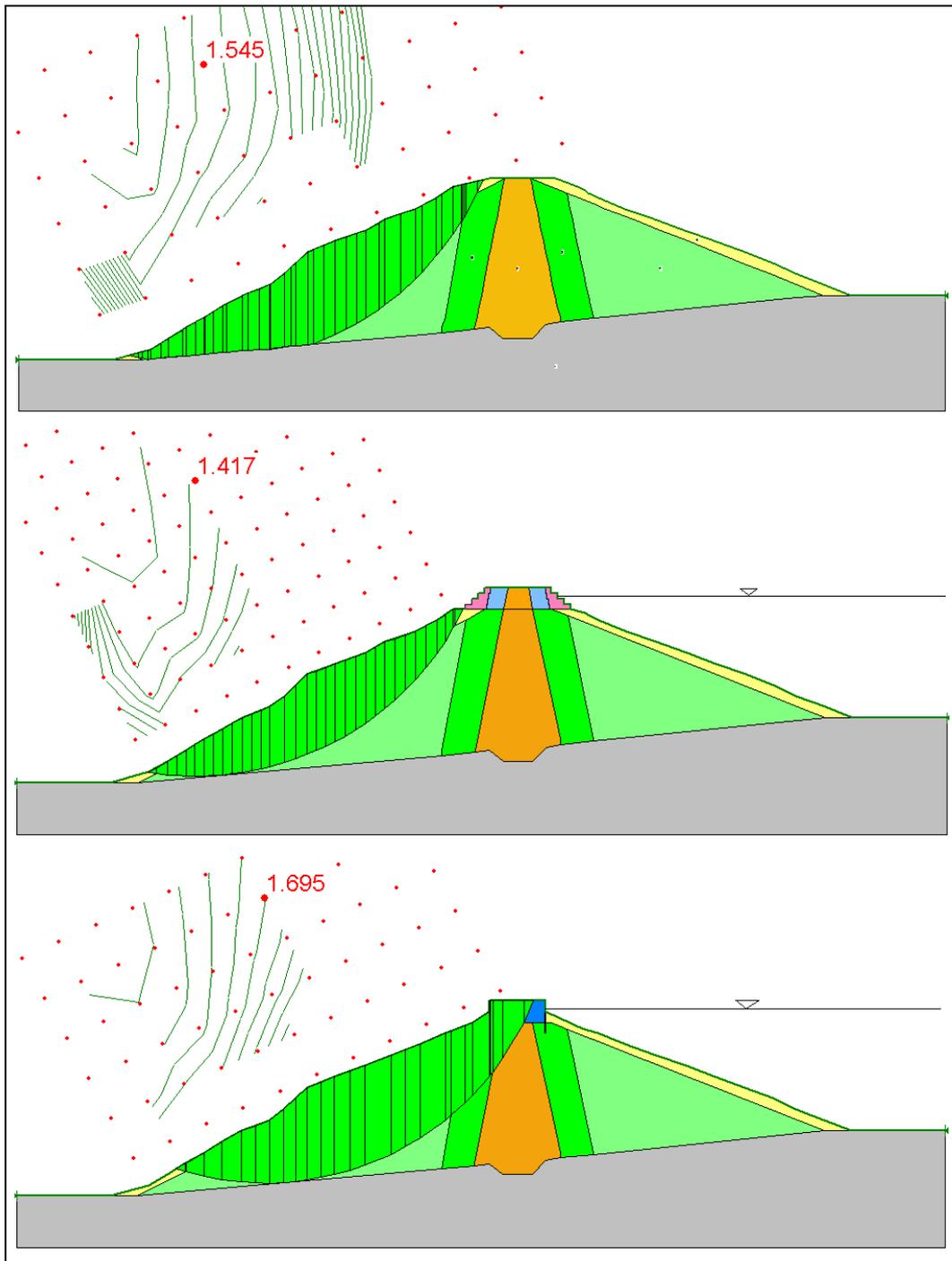


Figura 5.49 – Análise de estabilidade pós-sismo (Lima, 1974) por equilíbrio limite (método de Morgenstern-Price) da seção atual, alteamento com muro de gabião e alteamento com solo reforçado com revestimento

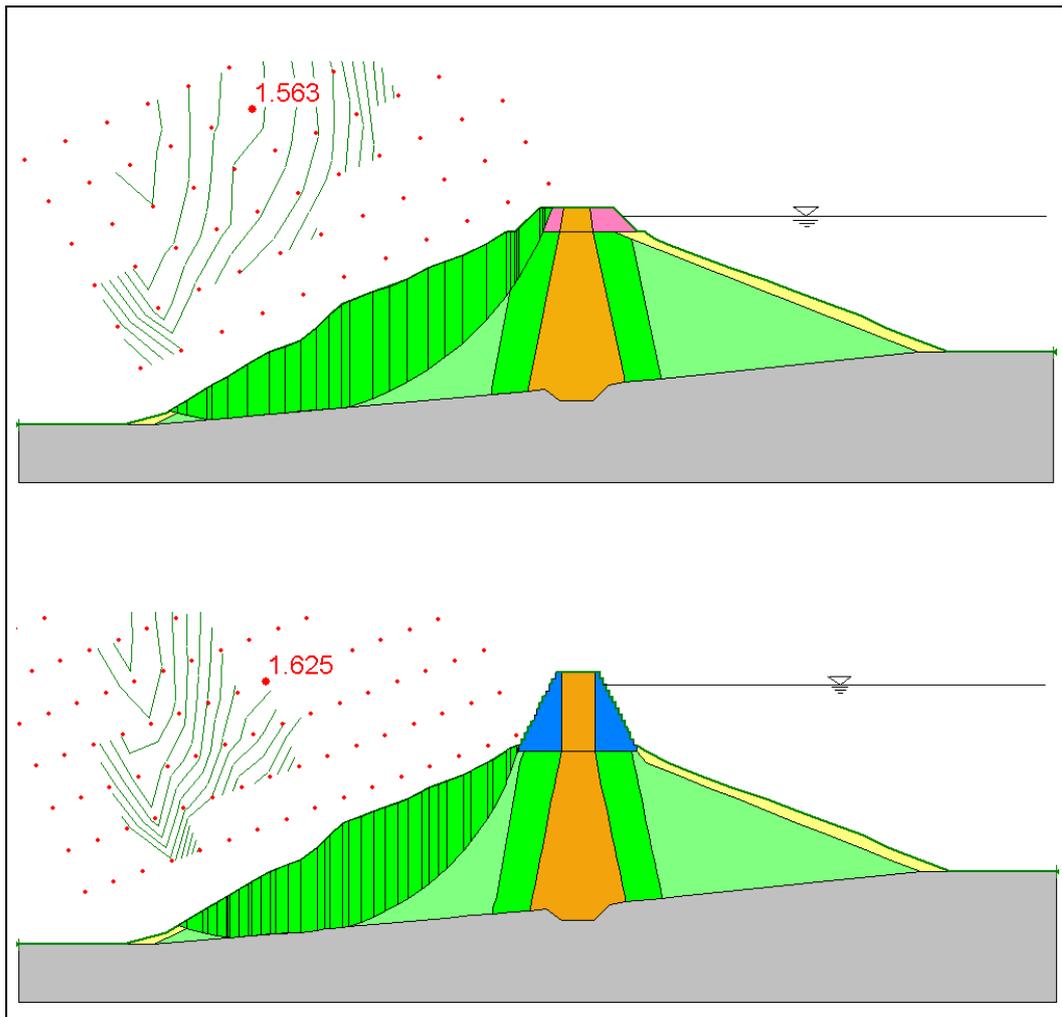


Figura 5.50 – Análise de estabilidade pós-sismo (Lima, 1974) por equilíbrio limite (metodo de Morgenstern-Price ) do alteamento de solo reforçado sem revestimento e alteamento máximo com muro de gabião.

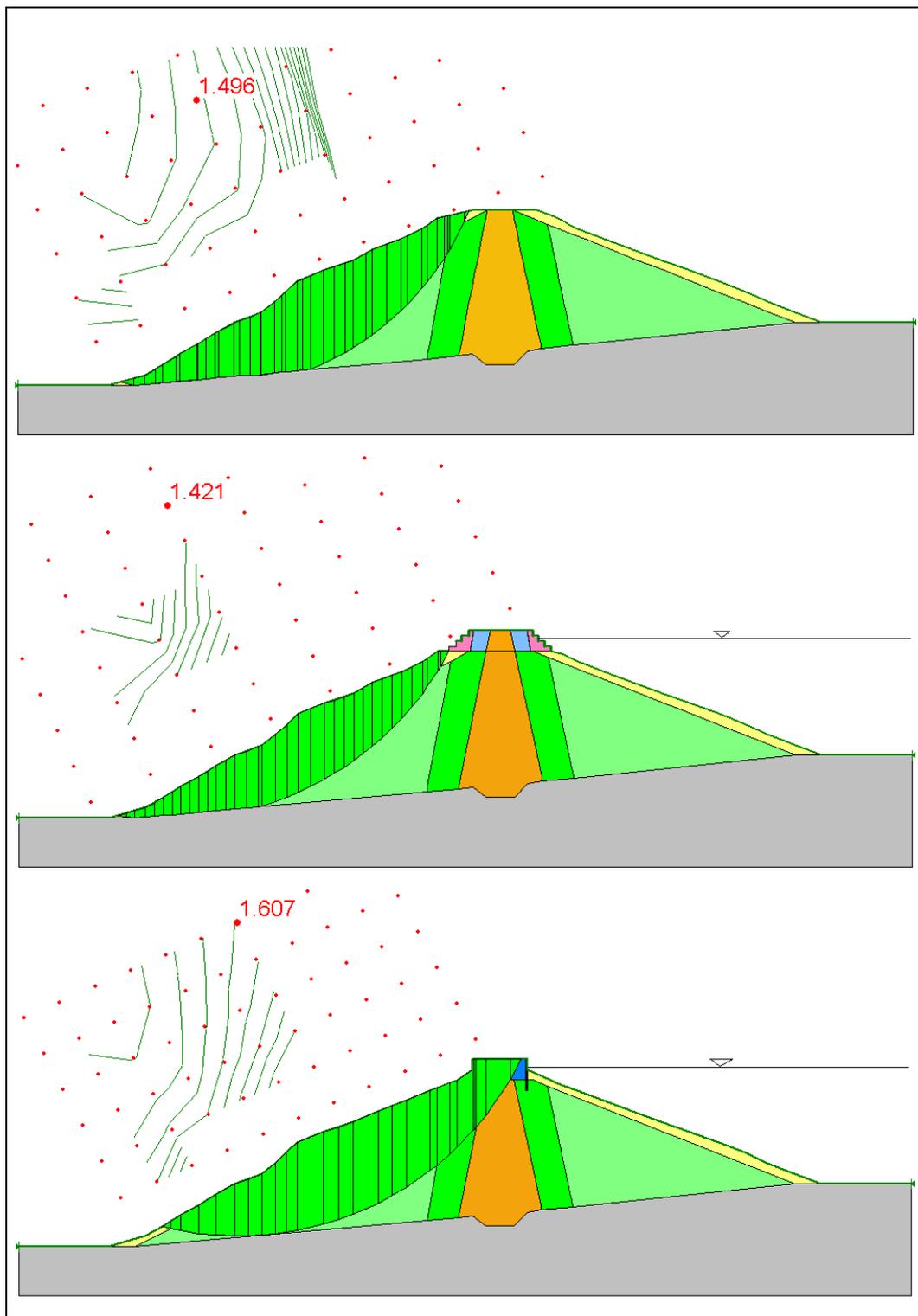


Figura 5.51 – Análise de estabilidade pós-sismo (Moquegua, 2001) por equilíbrio limite (metodo de Morgenstern-Price) da seção atual, alteamento com muro de gabião e alteamento com solo reforçado com revestimento.

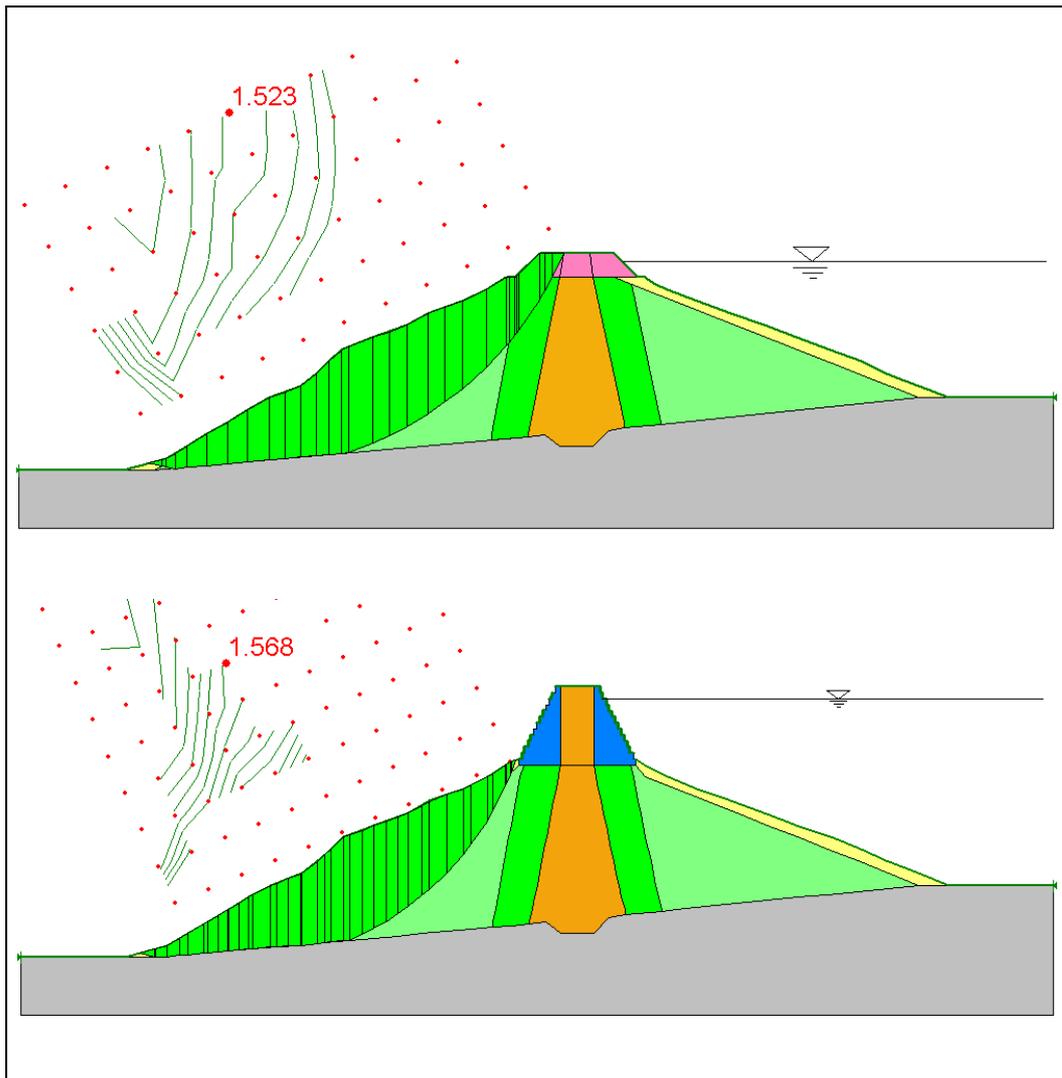


Figura 5.52 – Análise de estabilidade pós-sismo (Moquegua, 2001) por equilíbrio limite (método de Morgenstern-Price) do alteamento de solo reforçado sem revestimento e alteamento máximo com muro de gabião.

## 5.10. Resposta dinâmica da barragem

### 5.10.1. Características da resposta dinâmica

Durante um terremoto, barragens de terra exibem uma variedade de comportamentos complexos, inelásticos e não lineares. As condições ambientais nas fronteiras da barragem não são geralmente controláveis, com grandes regiões

destas fronteiras participando durante a excitação, e a barragem interagindo tanto com a fundação quanto com o reservatório. Devido à complexidade deste problema de interação solo-fluido-estrutura, apresentam-se a seguir algumas das características da resposta sísmica da barragem.

Para barragens de terra em regiões sísmicas, o comportamento das camadas da fundação durante um terremoto é provavelmente mais crítico do que o comportamento da própria barragem. Isto é devido principalmente ao fato que, em contraste com controle da qualidade da construção do aterro, a maioria dos solos de fundação permanecem quase que em seu estado natural, com exceção de determinadas zonas que podem ser substituídas por núcleos impermeáveis ou localmente melhoradas mediante processos de compactação ou injeção.

Dakoulas (1990) realizou um estudo paramétrico utilizando o modelo de “viga de cisalhamento”, em uma barragem hipotética em vale retangular, mostrada na figura 5.53, de 100 metros de altura, com uma velocidade de onda cisalhante  $S$  de 400 m/s e um parâmetro de não homogeneidade de 0.5 (para considerar a variação do módulo cisalhante com a altura da barragem, isto é, com o estado de tensão). O estudo considerou uma camada de fundação com uma espessura de 50 metros.

Para uma relação entre velocidades de onda  $S$  no solo da fundação em relação à barragem igual a 0.5, isto é, considerando a camada de fundação mais compressível, resultou em deformações cisalhantes na camada na ordem de quatro vezes maiores do que aquelas desenvolvidas no corpo da barragem, levando a ampliações de aceleração na crista de aproximadamente 2,3. Por outro lado, para uma relação entre velocidades de onda  $S$  igual a 2, isto é, simulando uma camada de fundação mais rígida, as deformações cisalhantes na fundação foram 5 vezes menores do que aquelas produzidas no corpo da barragem e as ampliações de aceleração na crista da barragem foi da ordem de 6,7.

Conclui-se então que as grandes deformações produzidas na fundação compressível levaram a uma dissipação muito mais significativa da energia de deformação e provocando, em consequência, uma maior redução das ampliações de acelerações.

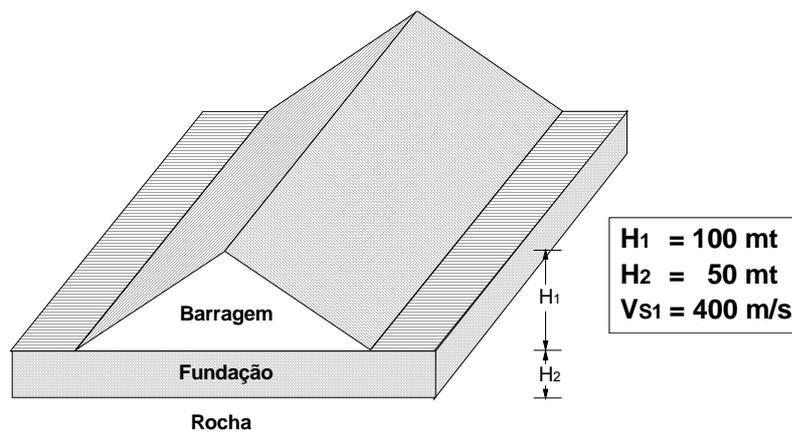
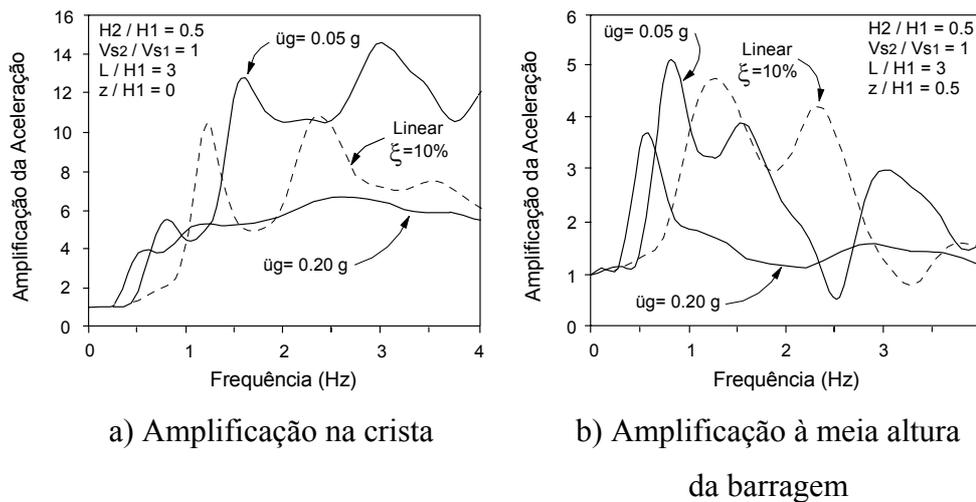


Figura 5.53 - Barragem e fundação em vale retangular (de Dakoulas, 1990).

Os efeitos da não linearidade dos materiais no comportamento dinâmico de barragens foram reportados por diversos autores (Prevost et al. 1983; Gazetas, 1987; Dakoulas, 1990; Abdel-Ghaffar e Scott, 1981, entre outros). O comportamento não linear dos materiais da barragem está associado fundamentalmente às amplitudes do movimento sísmico. Para excitações de pequena amplitude o comportamento do sistema é essencialmente linear, enquanto que excitações de grande amplitude provavelmente induzirão uma resposta altamente não linear dos materiais. Isto pode ser verificado nas figuras 5.54 onde a excitação de maior amplitude ( $\ddot{u}_g=0.20g$ ) causa, em relação à análise linear, significativas reduções de amplificação, especialmente nas proximidades das frequências de ressonância.

Os efeitos da não linearidade na amplificação são bastante interessantes. Nos espectros de resposta da aceleração, o pico da ressonância do primeiro modo observado em análises lineares é substancialmente reduzido nas análises não lineares (Dakoulas, op. cit.). Uma excitação com uma frequência próxima da fundamental tende a desenvolver grandes deformações cisalhantes (já que estas são afetadas principalmente pelos primeiros modos de vibração) e, portanto, a induzir altos valores de amortecimento e grande degradação de rigidez dos materiais, com ambos os efeitos tendendo a restringir a resposta da aceleração. Por outro lado, uma excitação na alta faixa de frequências causa menores deformações cisalhantes e, conseqüentemente, baixos valores de amortecimento e pouca degradação dos módulos cisalhantes dos materiais.



$H1$  é a espessura da fundação;  $H2$  é a altura da barragem;  $V_{S2}=V_{S1}$  = velocidades de onda  $S$  na barragem e no solo de fundação, igual a 400m/s;  $L$ =comprimento da barragem;  $z$  = profundidade medida a partir da crista.

Figura 5.54 - Resposta não linear e linear na seção central de uma barragem sobre camada de fundação submetida a excitações harmônicas de 0.05g e 0.20g (Dakoulas, 1990).

Para um sismo de 0.20g de aceleração máxima (ou superior), o movimento nas frequências mais altas provavelmente afetarão significativamente as acelerações na crista da barragem, sendo porém de menor impacto a maiores profundidades. Excitações de baixa frequência, por outro lado, apresentam valores de amplificação quase da mesma ordem de grandeza tanto na crista da barragem quanto abaixo dela.

Este fato é bastante importante porque a faixa de frequências dos terremotos peruanos é relativamente alta (2-10Hz), o que provocaria problemas devido a amplificações de aceleração nas proximidades da crista. Assim, percebe-se a importância no método dos elementos finitos de discretizar-se adequadamente a parte superior da barragem, onde frequentemente ocorrem os maiores danos.

O fenômeno de amplificação das acelerações na crista foi reportado em diversas publicações da literatura: nas análises de resposta sísmica da barragem de Santa Felicia (Abdel-Ghaffar e Scott, 1979), da barragem de Ullum (Oldecop, 1992), e nos registros obtidos na barragem de El Infiernillo (Marsal e Ramirez, 1967), etc.

### **5.10.2. Resposta ao carregamento estático**

Para análise da resposta dinâmica é necessário determinar-se antes a resposta estática, pois o módulo de cisalhamento dinâmico  $G$  modelo linear equivalente é função do estado de tensões induzido pelos carregamentos estático e sísmico.

O comportamento estático da barragem de Viña Blanca foi analisado com as tensões devido ao peso próprio e poropressões na condição de nível de água máximo no reservatório, mediante a associação de resultados numéricos obtidos com o módulo para análise de fluxo Seep/W e para análise de tensões Quake/W. Neste último, o modelo constitutivo para a situação estática foi o modelo elástico linear adotando-se o valor de  $G_{max}$ .

Os resultados numéricos para a seção atual da barragem e opções de alteamento estão apresentados nas figuras 5.55 a 5.57.

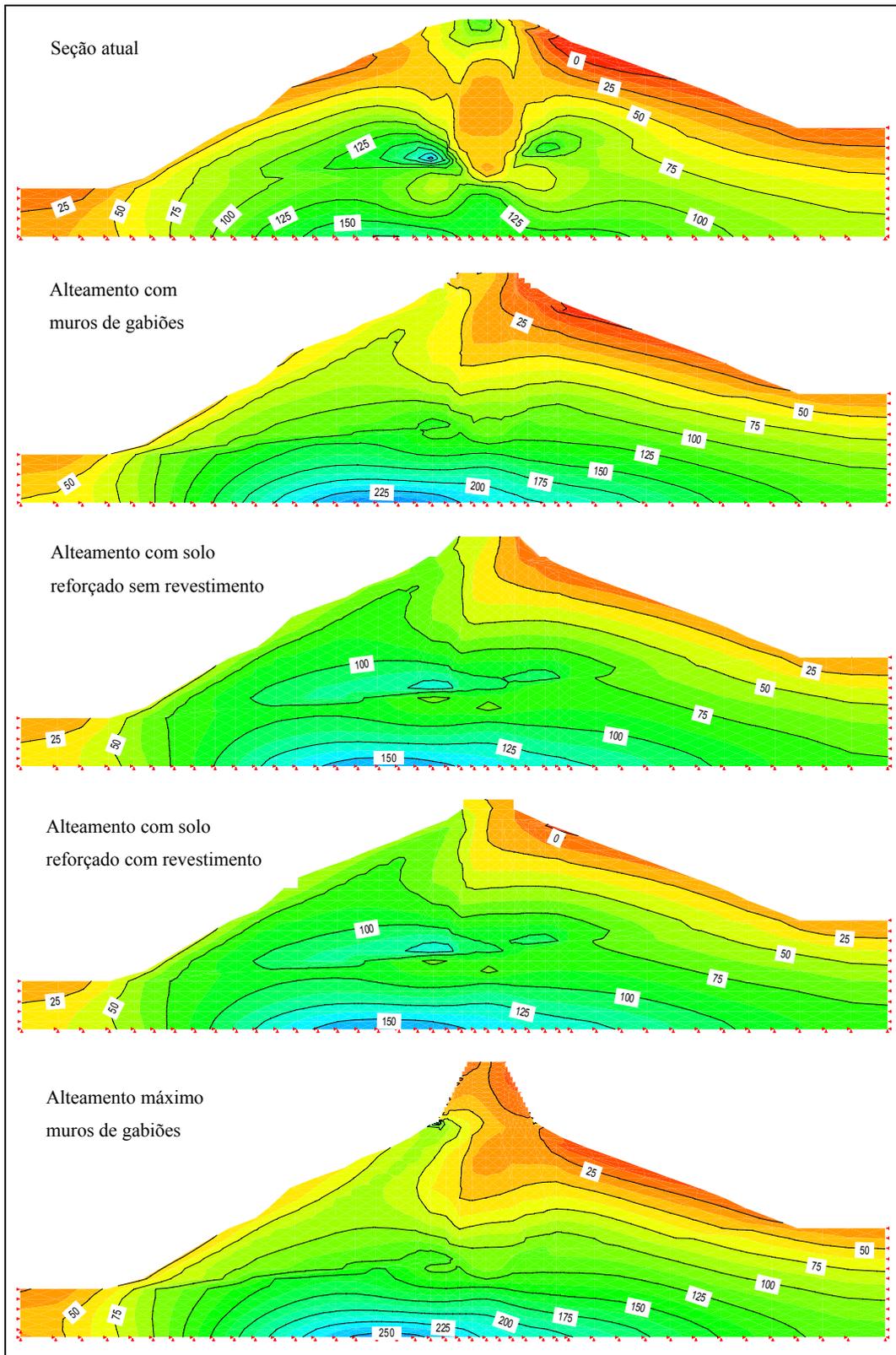


Figura 5.55 – Distribuição de tensões efetivas horizontais ( $\bar{\sigma}_x$ ), devido ao carregamento estático, na seção atual e alteamentos da barragem de Viña Blanca.

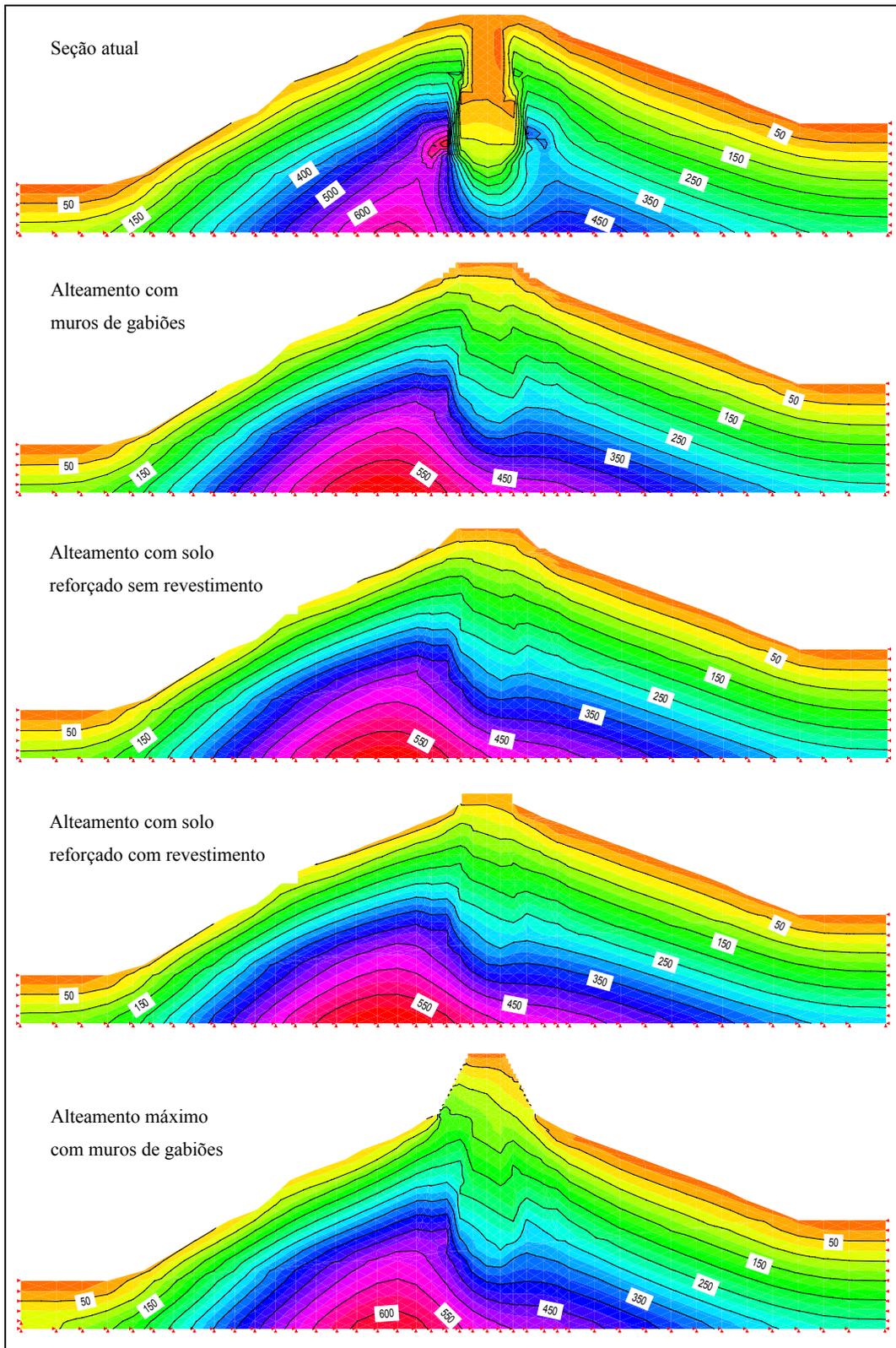


Figura 5.56 – Distribuição de tensões efetivas verticais ( $\bar{\sigma}_y$ ), devido ao carregamento estático, na seção atual e alteamentos da barragem de Viña Blanca.

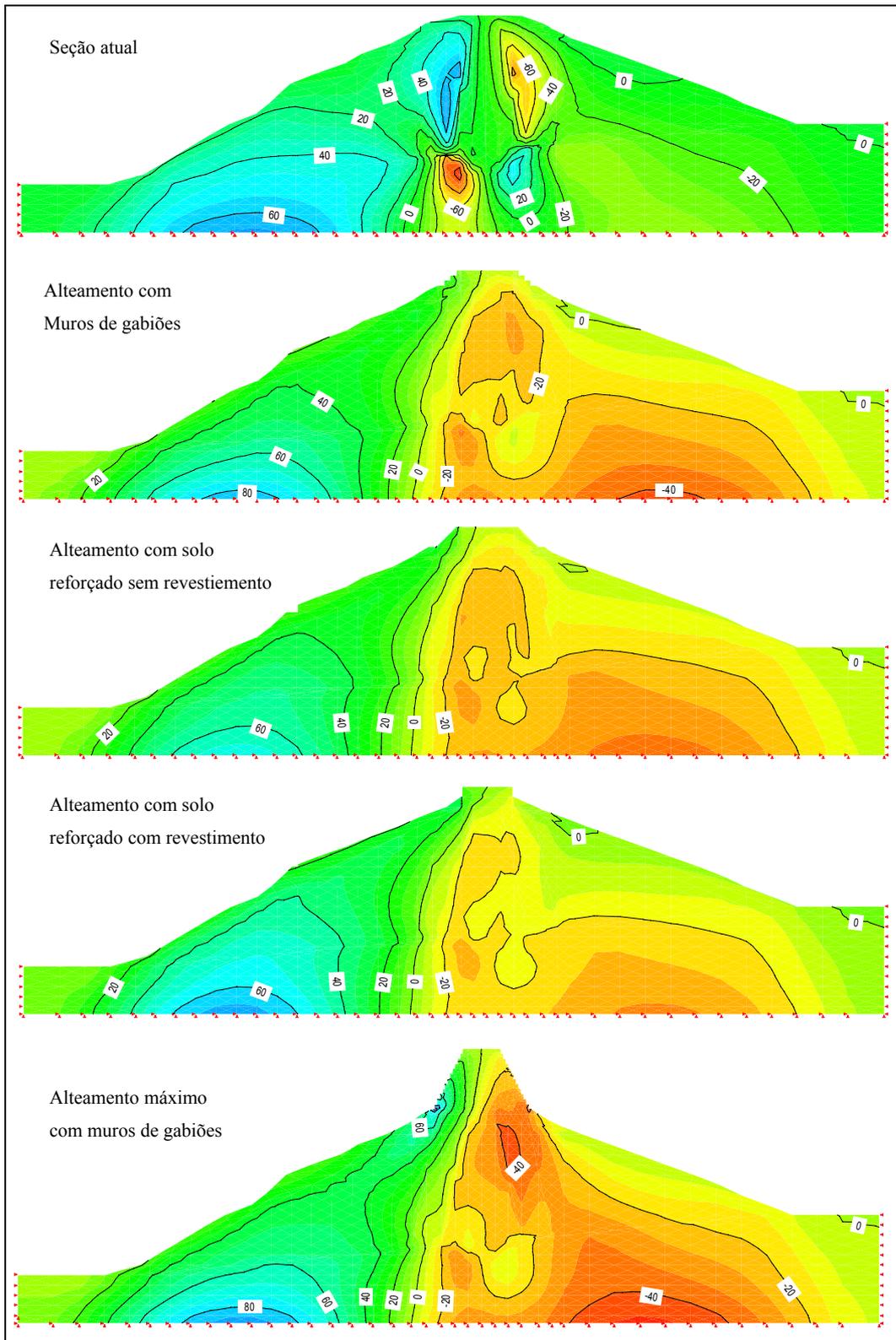


Figura 5.57 – Distribuição de tensões cisalhantes ( $\tau_{xy}$ ), devido ao carregamento estático, na seção atual e alteamentos da barragem de Viña Blanca.

### 5.10.3. Resposta ao carregamento sísmico

As análises dinâmicas para a seção atual da barragem e opções de alteamento foram realizados com o módulo Quake/W, aplicando-se os respectivos registros de acelerações (Lima-1974 e Moquegua-2001) no contorno inferior da malha de elementos finitos e adotando-se como relação constitutiva dos solos o modelo linear equivalente e para os demais materiais (rocha, enrocamento, gabiões, concreto) o modelo linear elástico. As propriedades mecânicas estão listadas na tabela 5.13.

A tabela 5.27 apresenta os valores máximos de aceleração, velocidade e deslocamento horizontais na crista da barragem, para a seção atual e alteamentos, As figuras 5.58 e 5.59 comparam os registros de aceleração horizontal na base rochosa e crista da barragem (seção atual), indicando que a amplificação foi muito pequena, de apenas 1,02 para o sismo de Lima (1974) e 1,10 para o sismo de Moquegua (2001).

Tabela 5.27 – Valores máximos nodais de aceleração, velocidade e deslocamento calculados na crista da barragem.

Sismo	Barragem	Seção	$a_x$ (g)	$v_x$ (m/s)	$d_x$ (m)
Lima -1974	Viña Blanca	1. Atual	0,41	0,41	0,10
		2. Muro de gabião	0,43	0,37	0,09
		3. Solo reforçado com revestimento	0,43	0,37	0,09
		4. Solo reforçado	0,43	0,36	0,09
		5. Alteamento máximo gabião	0,42	0,39	0,10
Moquegua-2001	Viña Blanca	1. Atual	0,38	0,38	0,09
		2. Muro de gabião	0,37	0,39	0,10
		3. Solo reforçado com revestimento	0,37	0,43	0,03
		4. Solo reforçado	0,38	0,40	0,10
		5. Alteamento máximo gabião	0,38	0,44	0,11

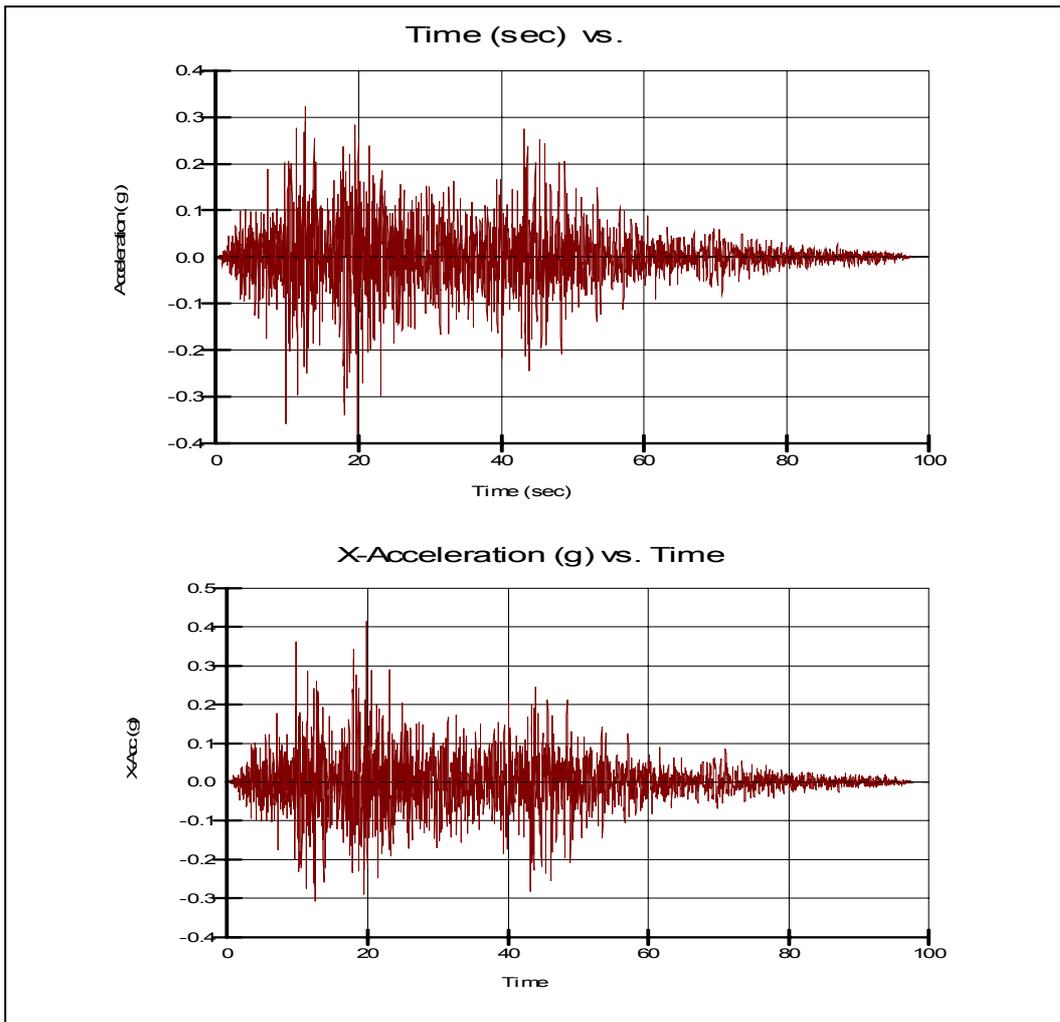


Figura 5.58 – Registros das acelerações na base rochosa (gráfico superior) e na crista da seção atual da barragem de Viña Blanca (gráfico inferior) – sismo de Lima (1974).

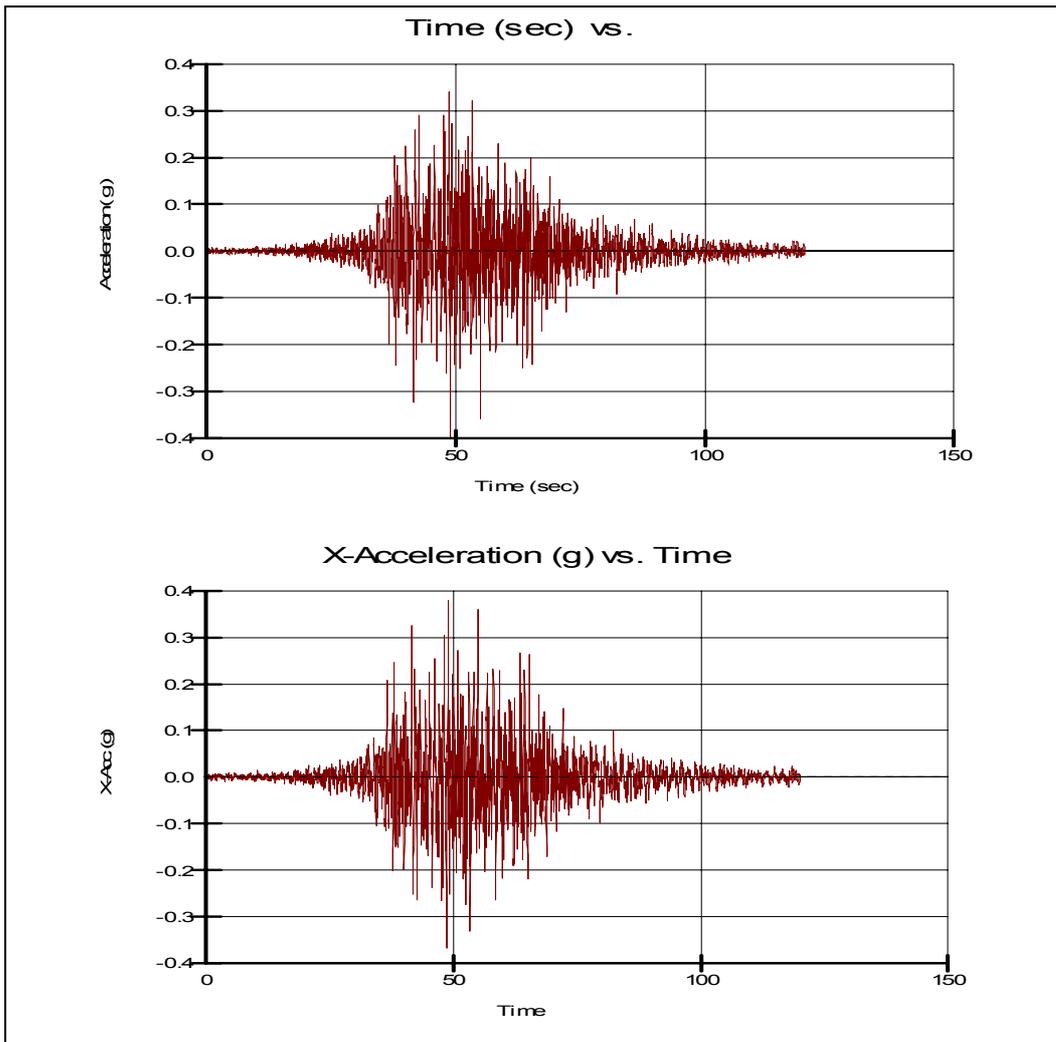


Figura 5.59 – Registros das acelerações na base rochosa (gráfico superior) e na crista da seção atual da barragem de Viña Blanca (gráfico inferior) – sismo de Moquegua (2001).

As figuras 5.60 a 5.67 mostram os resultados devido ao carregamento sísmicos em termos de tensões e deformações cisalhantes, calculadas no tempo 19,80s para o sismo de Lima (1974) e 48,80s para o sismo de Moquegua (2001).

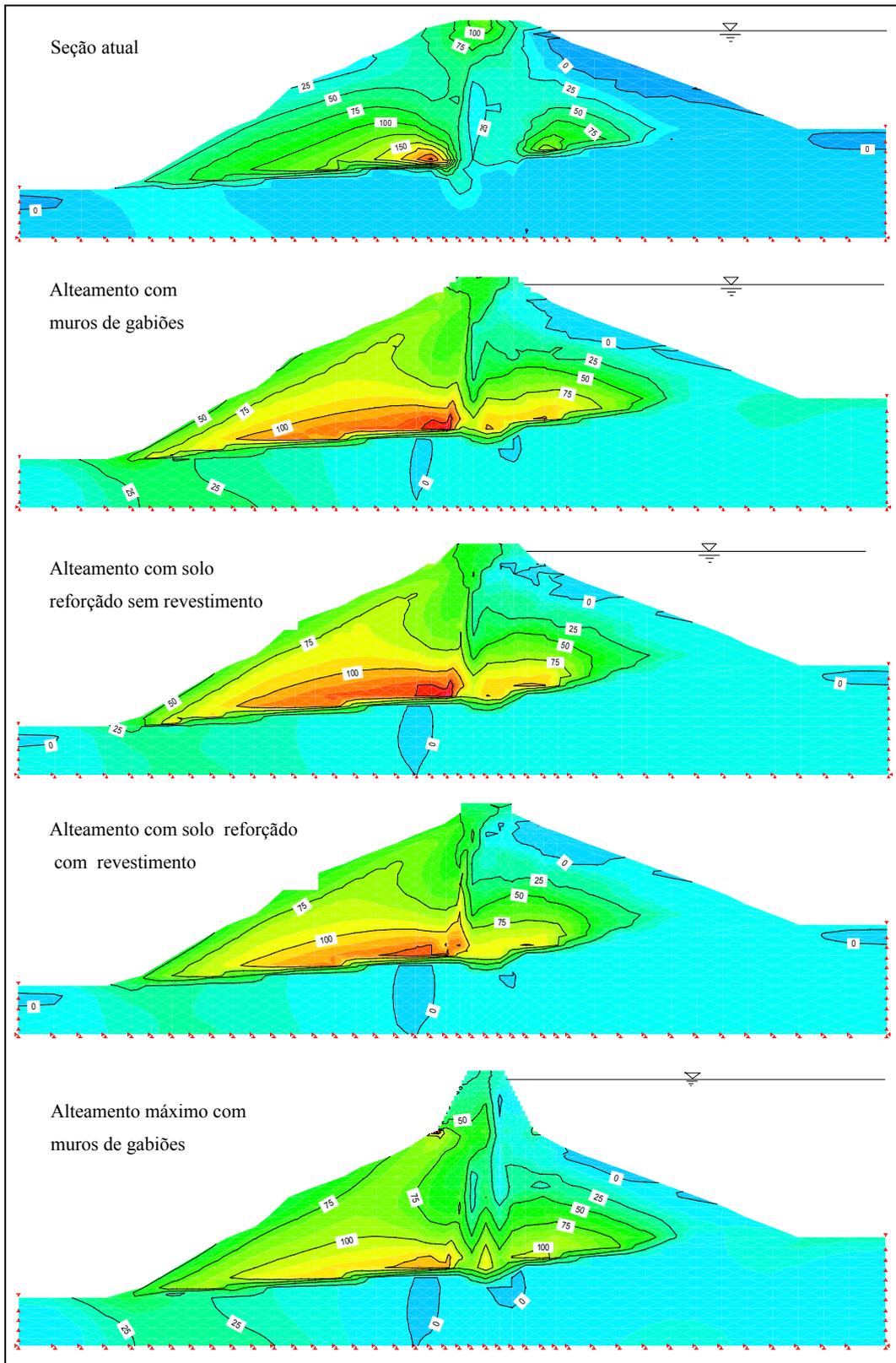


Figura 5.60 - Distribuição de tensões efetivas horizontais ( $\bar{\sigma}_x$ ) na seção atual e alteamentos geradas pelo sismo de Lima (1974), no tempo 19,80s.

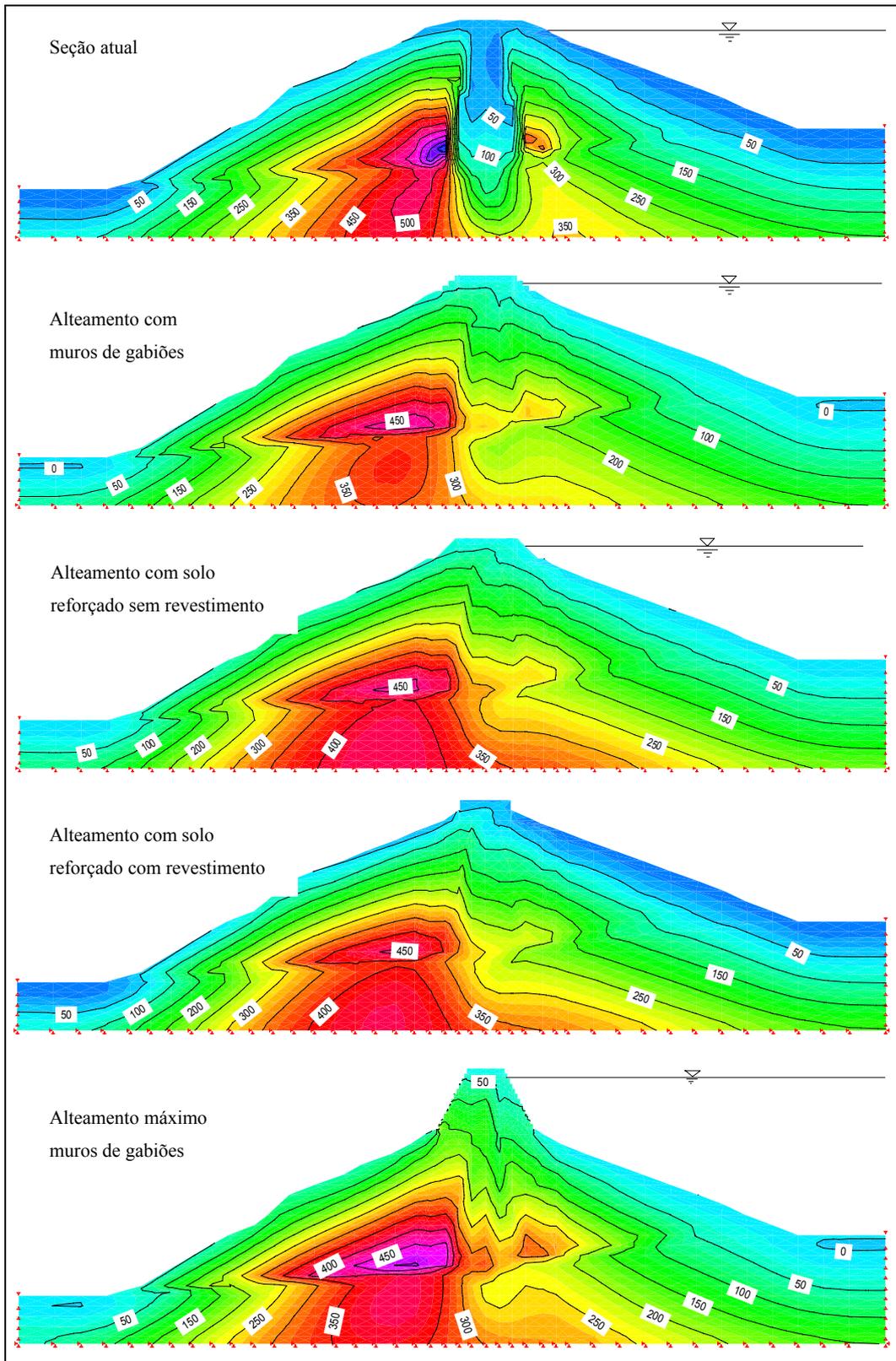


Figura 5.61 - Distribuição das tensões efetivas verticais ( $\bar{\sigma}_y$ ) na seção atual e alteamentos geradas pelo sismo de Lima (1974), no tempo 19,80s.

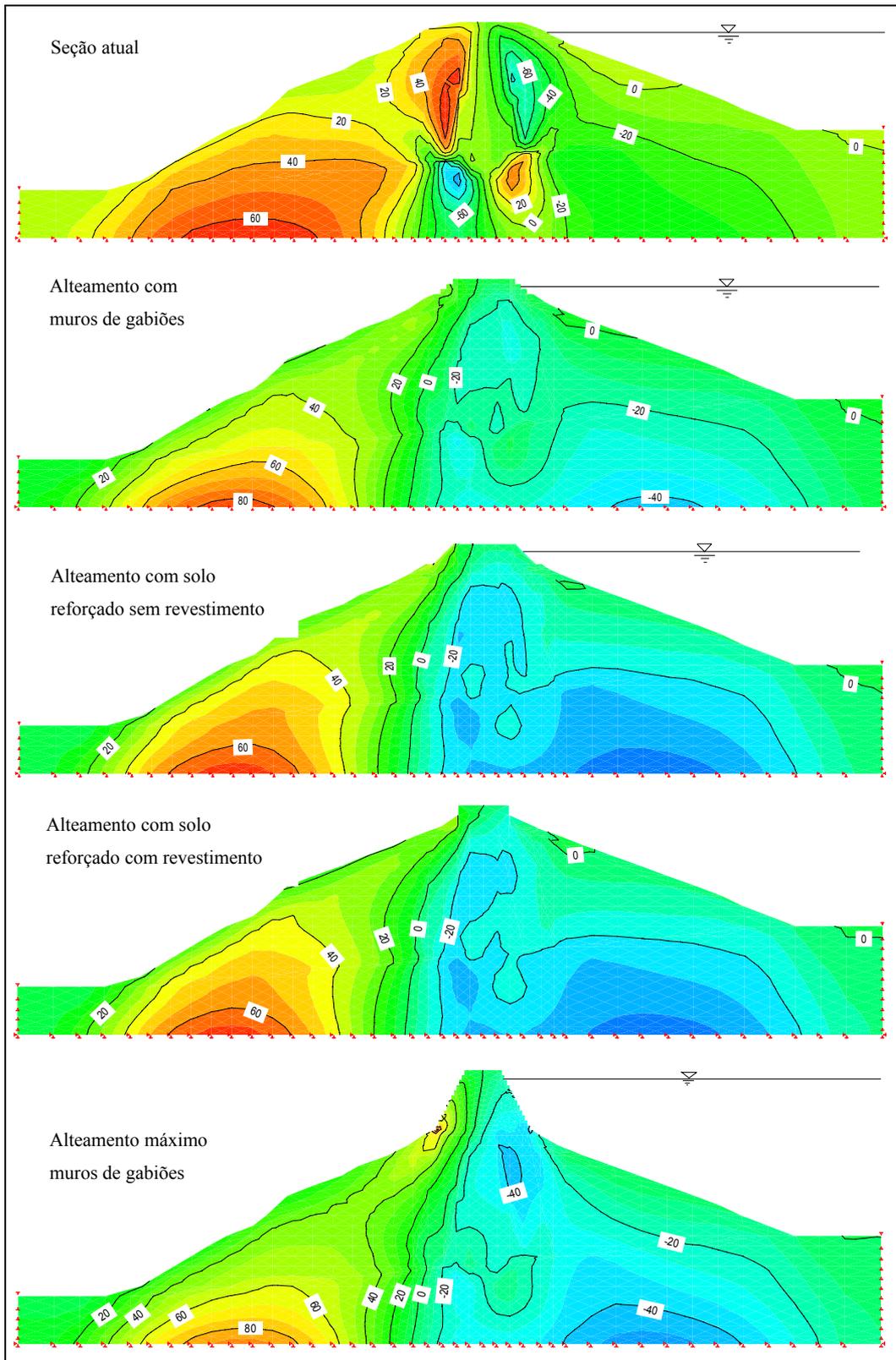


Figura 5.62 - Distribuição das tensões cisalhantes ( $\tau_{xy}$ ) na seção atual e alteamentos geradas pelo sismo de Lima (1974), no tempo 19,80s.

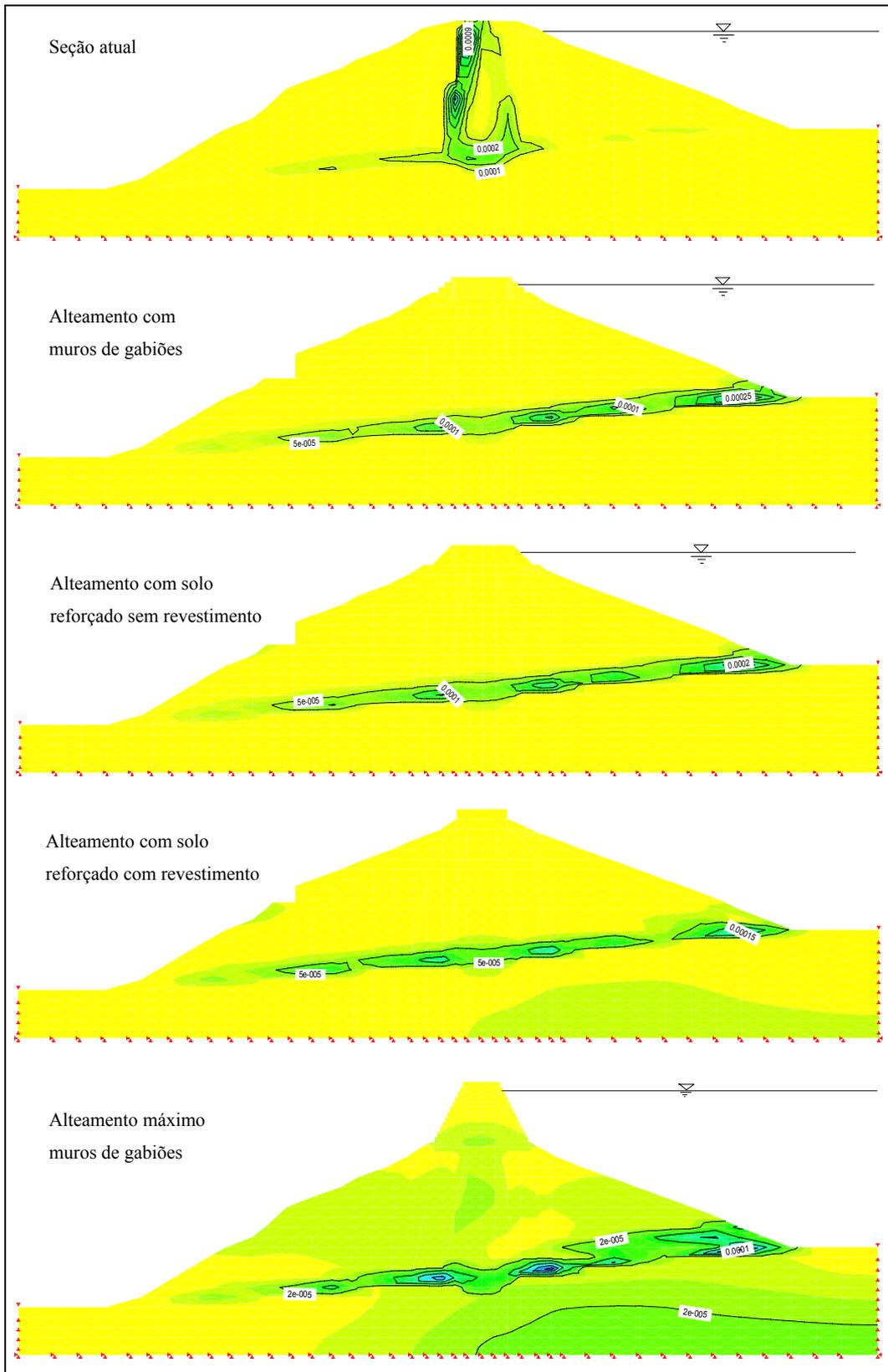


Figura 5.63 - Distribuição das deformações cisalhantes máximas ( $\gamma_{max}$ ) na seção atual e alteamentos geradas pelo sismo de Lima (1974), no tempo 19,80s.

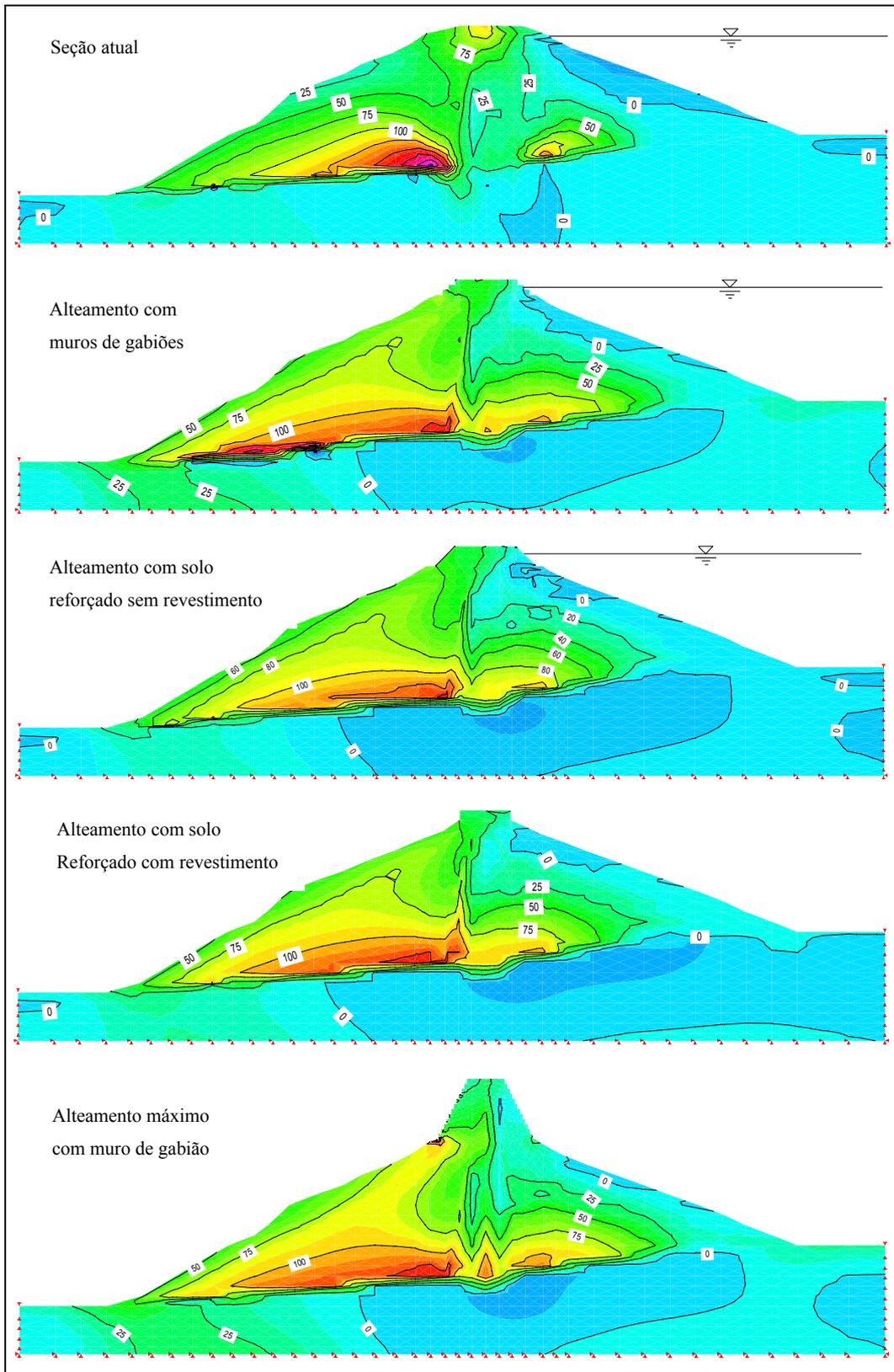


Figura 5.64 - Distribuição das tensões efetivas horizontais ( $\bar{\sigma}_x$ ) na seção atual e alteamentos geradas pelo sismo de Moquegua (2001) no tempo 48,80s.

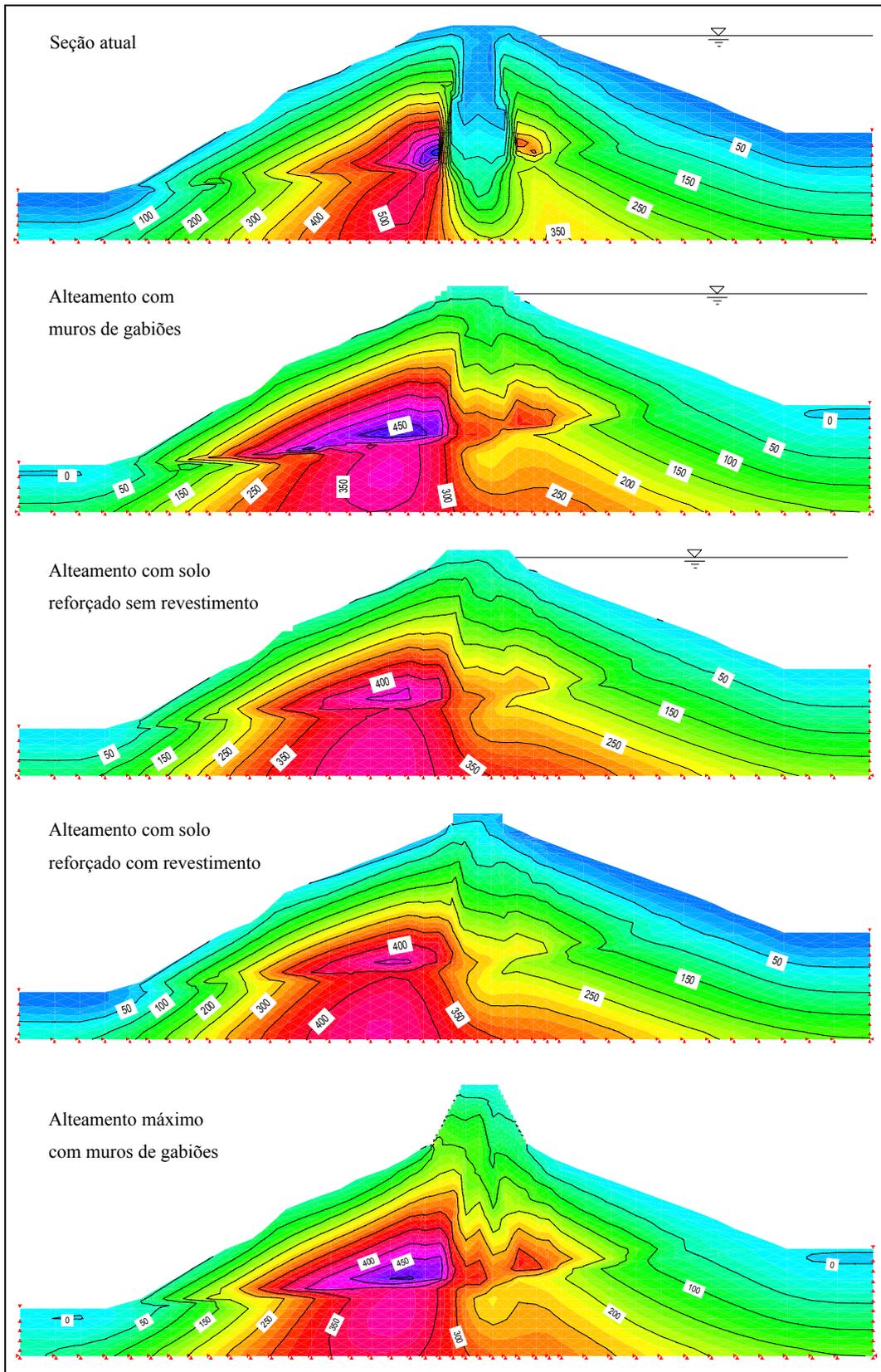


Figura 5.65 - Distribuição das tensões efetivas verticais ( $\bar{\sigma}_y$ ) na seção atual e alteamentos geradas pelo sismo de Moquegua (2001), no tempo 48,80s.

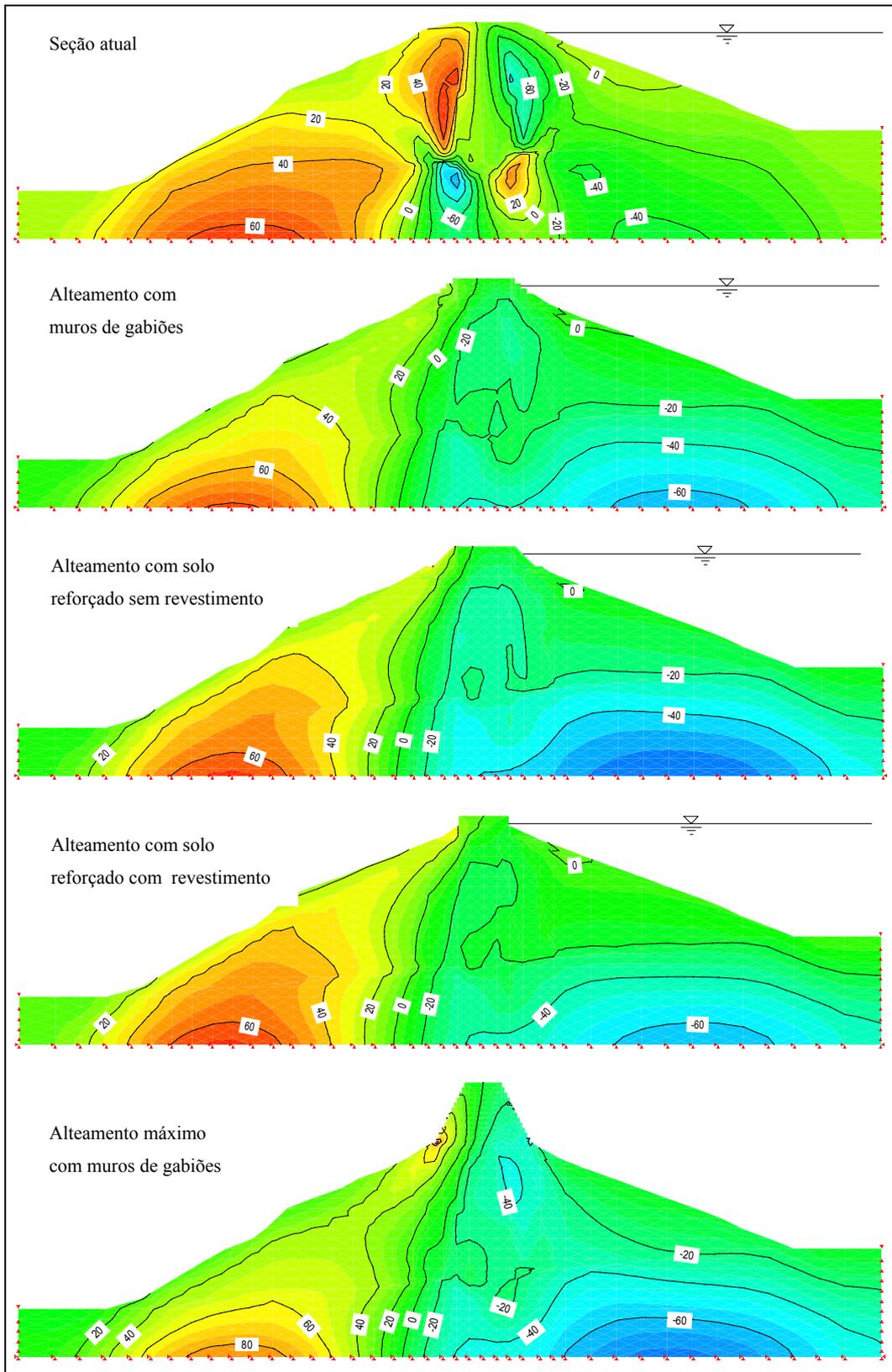


Figura 5.66 - Distribuição das tensões cisalhantes ( $\tau_{xy}$ ) na seção atual e alteamentos geradas pelo sismo de Moquegua (2001), no tempo 48,80s.

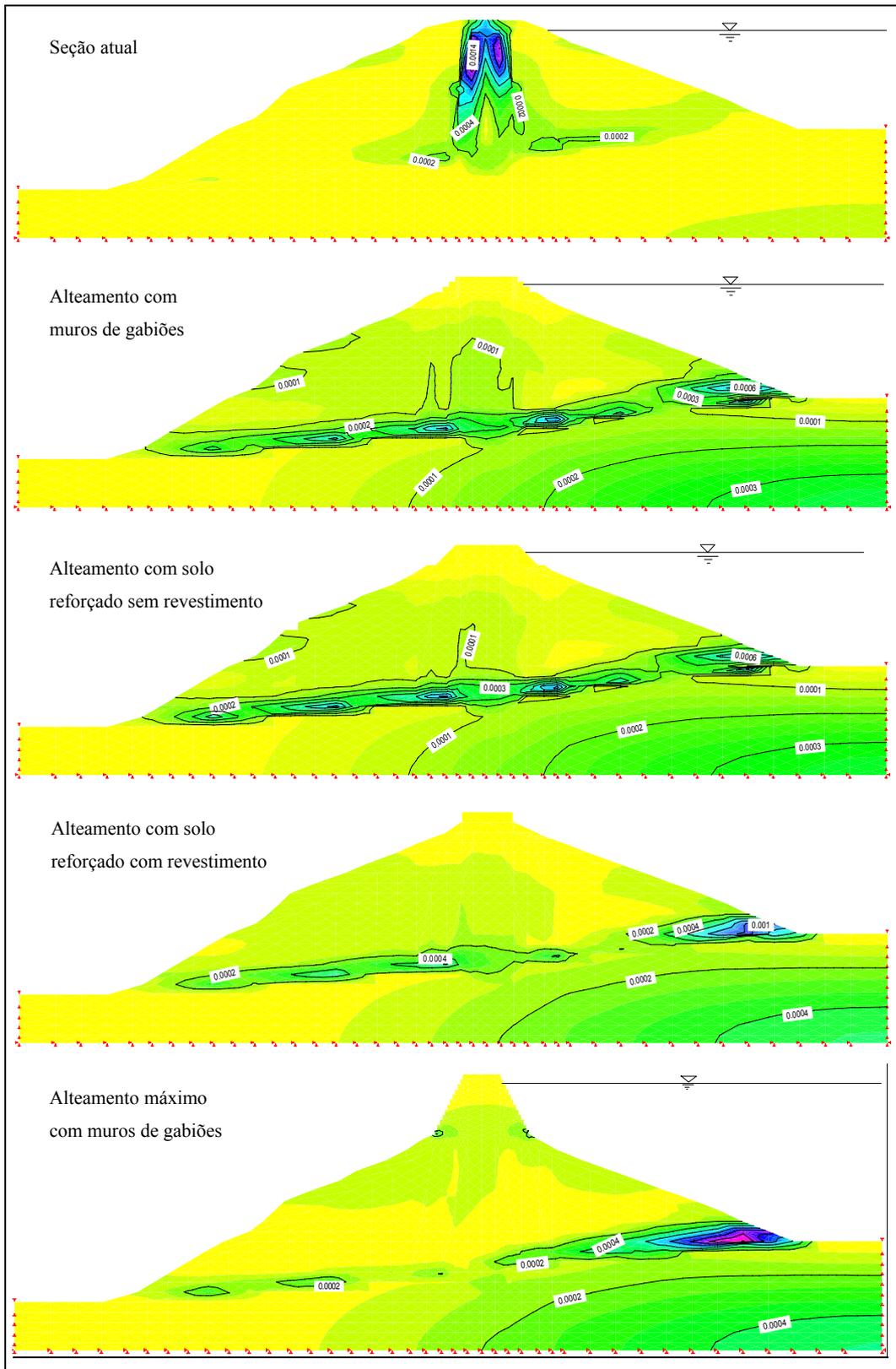


Figura 5.67 - Distribuição das deformações cisalhantes máximas ( $\gamma_{\max}$ ) na seção atual e alteamentos geradas pelo sismo de Moquegua (2001), no tempo 48,80s..