



Roberth Apolinar Aguilar Chuquimuni

**Análise Numérica
do Alçamento de Barragens de Terra**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do título de Mestre pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio. Área de Concentração: Geotecnia

Orientador: Celso Romanel

Rio de Janeiro, 19 de dezembro de 2005

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.



Roberth Apolinar Aguilar Chuquimuni

Análise Numérica do Alteamento de Barragens de Terra

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

Celso Romanel
Orientador, PUC – Rio

Anna Paula Lougon Duarte
PUC - Rio

Christianne de Lyra Nogueira
UFOP – MG

José Eugênio Leal
Coordenador Setorial do Centro
Técnico Científico da PUC-Rio

Rio de Janeiro, 19 de dezembro de 2005

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

Roberth Apolinar Aguilar Chuquimuni

Graduou-se em Engenharia Civil pela Universidad Nacional de Ingenieria (UNI-Peru) em 1997. Desenvolveu durante a tese de graduação o programa denominado SAPDG e um sistema para registro de ondas em ensaios de refração sísmica. Atuou na área geotécnica do Centro de Investigações Sísmicas e Mitigação de Desastres (CISMID-UNI). Ingressou em 2003 no curso de mestrado em Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, na área de Geotecnia, desenvolvendo dissertação de mestrado na linha de pesquisa geomecânica computacional.

Ficha Catalográfica

Chuquimuni, Roberth Aguilar

Análise Numérica do Alçamento de Barragens de Terra / Roberth Aguilar Chuquimuni; orientador: Celso Romanel. – Rio de Janeiro: PUC, Departamento de Engenharia Civil, 2005.

v., 165 f.: il. ; 29,7 cm

Dissertação (mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil.

Inclui referências bibliográficas.

1. Engenharia civil – Teses. 2. Alçamento de barragens. 3. Análise de percolação. 4. Estabilidade estática e sísmica de taludes. 5. Elementos finitos. I. Romanel, Celso. II. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil. III Título.

CDD: 624

À minha filhinha Ângela, a razão de minha vida.

À Maritza minha esposa, pelo amor e
compreensão.

Agradecimentos

A Deus, por todas as graças recebidas.

À minha esposa Maritza, por todo o apoio e compreensão que precisei durante o tempo que tirei da minha família, e a nossa filhinha Ângela, a razão da minha vida.

A toda minha amada família, que me deu carinho, apoio constante e incondicional. Aos meus pais Eva e Pedro, pelo apoio de sempre. A minha tia Maria, minha segunda mãe, meus queridos irmãos Edgar, Lucho, Ana, Marlene, Sonia e Hector, Sra. Maria, Sr. Teófilo, Sonia Z. e Fina, que sempre acreditaram na minha pessoa, agradeço infinitamente esse carinho e confiança.

Ao professor Celso Romanel pela dedicada orientação deste trabalho e, sobre tudo pela amizade proporcionada nesta etapa da minha vida, obrigado professor.

Aos demais professores do Departamento da PUC que contribuíram de alguma forma para a minha formação profissional.

Aos meus amigos Zenón, Milagro, Denys, Enrique, Wagner e Glauca, pela amizade e apoio incondicional no presente trabalho.

Aos meus amigos que encontrei na PUC e que fizeram minha vida mais alegre. Obrigado pelo adorável convívio durante todo este tempo, fico grato a vocês.

À Pontifícia Universidade Católica (PUC-Rio) e ao CNPQ pelo apoio financeiro prestado para a concretização deste trabalho.

Aos funcionários da Secretaria do Departamento de Engenharia Civil. À todas as pessoas que contribuíram, de alguma maneira, com o desenvolvimento desta tese.

Resumo

Aguilar, Roberth Chuquimuni; Romanel, Celso. **Análise Numérica do Alteamento de Barragens de Terra**. Rio de Janeiro, 2005. 165 p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Uma das atividades relacionadas à recuperação de barragens envolve o alteamento de barragens existentes, normalmente com o objetivo de aumentar a capacidade de armazenamento dos reservatórios, melhorar o fator de segurança dos taludes ou a proteção da estrutura contra possíveis cheias. O alteamento pode estar previsto no projeto original da barragem, mas na maioria dos casos trata-se de um novo estudo, com a barragem em operação, devendo-se verificar as novas condições de fluxo, efeitos na estabilidade de taludes e na resposta da barragem a carregamentos estáticos e sísmicos, estes principalmente em regiões de alta sismicidade, como no sul do Peru, onde se encontram a barragem de terra de Viña Blanca, aqui considerada. Nesta dissertação o método dos elementos finitos e o método de equilíbrio limite, isolada ou conjuntamente, são empregados para análise estática e dinâmica destas barragens de terra considerando diversas opções de alteamento, como a construção de muros parapeito, muros de gabião, solo compactado, solo reforçado com geotêxteis e solo reforçado com revestimento de concreto. De estudos de perigo sísmico efetuados no local das barragens, selecionou-se o valor de aceleração horizontal máximo para ser utilizado nos registros de aceleração ocorridos nos terremotos de Lima (1974) e de Moquegua (2001). As análises numéricas efetuadas mostram que as opções de alteamento consideradas não alteram significativamente as condições de segurança das barragens existentes, tanto do ponto de vista hidráulico como da estabilidade de taludes e resposta dinâmica durante a incidência de terremotos.

Palavras – chave

Alteamento de barragens, análises de percolação, estabilidade estática e sísmica de taludes, elementos finitos.

Abstract

Aguilar, Roberth Chuquimuni; Romanel, Celso (advisor). **Numerical analysis of raising earth dams**. Rio de Janeiro, 2005. 165p., M.Sc. Thesis – Department of Civil Engineering, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

One of the activities related to dam constructions involves the raising of the existent structure, normally done with the objective of increasing the water storage capacity of the reservoirs, improving the safety factor of the embankment slopes or to ensure a better protection against possible water flooding. The raising of an earth dam can be predicted in the original dam plan, but in mostly situations consists of a new design, with the dam fully operational, where the effects of a new dam height and reservoir level should be assessed with respect to flow conditions, stability of the embankment soil slopes and the response of the revised structure under static and seismic loads, mainly in highly seismic regions, as in the South of Peru where the earth dam of Viña Blanca, herein studied, was constructed. In this dissertation, the finite element method and the limit equilibrium method were used for the static and dynamic analyses of these earth dams, in their original geometry as well after dam raising with reinforced soil, compacted soil and concrete or gabion structures, among other options. From studies of seismic risk analyses carried out at the dam sites, the value of maximum horizontal acceleration equal to 0.4g was chosen to be used as the peak acceleration in the Lima (1974) and Moquegua (2001) acceleration time histories. The numerical results indicate that all dam raising options investigated in this work do not affect the safety conditions of the dams significantly, either under the point of view of the hydraulic behavior as well as soil slope stabilities or the dynamic response of the earth dams to seismic loads.

Keywords

Raising of dams, analysis of seepage, static and seismic slope stability, finite elements.

Sumário

1	Introdução	24
2	Alteamento de Barragens	26
2.1.	Introdução	26
2.2.	Casos Históricos do Alteamento de Barragens	27
2.3.	Métodos de Alteamento de Barragens	30
2.3.1.	Alteamento com muros de parapeito	30
2.3.2.	Alteamento com solo reforçado	32
2.3.3.	Alteamento com muro em gabiões	34
2.3.4.	Alteamento com concreto rolado compactado	35
2.3.5.	Alteamento com elemento inflável de borracha	36
2.3.6.	Alteamento de grande altura	37
2.4.	Projeto do Alteamento	37
2.4.1.	Projeto Geométrico	38
2.4.2.	Projeto de muros de gabião	40
2.4.3	Projeto de solos reforçados	44
3	Fluxo Permanente Não Confinado	51
3.1.	Introdução	51
3.2.	Análise com malha variável	52
3.3.	Análise com malha fixa	53
4	Estabilidade de Taludes em Barragens de Terra	60
4.1.	Introdução	60
4.2.	Análise estática da estabilidade de taludes	62
4.2.1.	Método de equilíbrio limite	62
4.2.2.	Solos não saturados	67
4.2.3.	Método dos elementos finitos	68
4.3.	Análise sísmica de taludes	72
4.3.1.	Métodos pseudo-estáticos	73

4.3.2. Método de Newmark (1965)	74
5 Barragem de terra de Viña Blanca	78
5.1. Introdução	78
5.2. Sismicidade regional	78
5.3. Configuração atual da barragem	83
5.4. Opções de alteamento	86
5.5. Malha de elementos finitos	89
5.6. Análises de fluxo permanente	93
5.6.1. Exemplo de validação	93
5.6.2. Fluxo na seção atual e alteamentos	95
5.7. Análises de estabilidade estática	101
5.8. Análise de estabilidade sísmica	112
5.8.1. Método pseudo-estático	112
5.8.2. Método de equilíbrio limite aperfeiçoado	121
5.9. Estabilidade pós-sismo	128
5.10. Resposta dinâmica da barragem	133
5.10.1. Características da resposta dinâmica	133
5.10.2. Resposta ao carregamento estático	137
5.10.3. Resposta ao carregamento sísmico	141
6 Conclusões e sugestões	152
6.1. Conclusões	152
6.2. Sugestões	153
7 Referências bibliográficas	154

Lista de figuras

Figura 2.1 – Alteamento da barragem de Iwiny, Polônia (Chacinski e outros, 1994).	28
Figura 2.2 – Barragem de terra de Pactola - EUA alteada em 1978 (Bureau of Reclamation).	29
Figura 2.3 – Alteamento da barragem de King Talal (Antonopoulus, 1994).	29
Figura 2.4 – Alteamento da barragem de Al-Wehdah (Antronopoulos e outros, 1994).	29
Figura 2.5 – Projeto do alteamento da barragem Curuá-Una (Ligocki , 2003).	30
Figura 2.6 – Alteamento de barragem com muro parapeito (U.S. Army Corps of Engineers, 2004).	31
Figura 2.7 – Muro de parapeito curvo (U.S. Army Corps of Engineers, 2004).	31
Figura 2.8 – Muro de parapeito convencional (U.S. Army Corps of Engineers, 2004).	32
Figura 2.9 – Procedimentos típicos de construção do alteamento (U.S. Army Corps of Engineers, 2004).	32
Figura 2.10 – Alteamento com solo reforçado (topo) e muros de contenção com solo reforçado (base) - Giroud e Bonaparte, 1993.	33
Figura 2.11 – Alteamento de barragem com solo reforçado (U.S. Army Corps of Engineers, 2004).	33
Figura 2.12 – Esquema da construção de muro com gabião.	34
Figura 2.13 – Alteamento com muros de gabião.	35
Figura 2.14 – Alteamento de barragem com concreto rolado compactado ou mistura de solo-cimento (U.S. Army Corps of Engineers, 2004).	35
Figura 2.15 – Alteamento com elemento inflável de borracha (Bureau of Reclamation, 1992).	36
Figura 2.16 – Elevação do espaldar de jusante da barragem de terra (U.S. Army Corps of Engineers, 2004).	37
Figura 2.17 – Esquema da construção de muro com gabião (Maccaferri, 2003).	41
Figura 2.18 – Muros em gabiões, com escalonamentos interno (topo) e externos (base) – Maccaferri, 2003.	42
Figura 2.19 – Principais funções dos geotêxteis em obras geotécnicas.	45

Figura 2.20 – Modos de reforço de aterros (Ingold, 1984)	46
Figura 2.21 – Processo construtivo de camadas de aterro com solo reforçado (TENAX SpA, 2002)	46
Figura 2.22 – Revestimentos típicos utilizados em estruturas de solos reforçados.	47
Figura 2.23 – Extensão do método de Fellenius para análise da estabilidade de solo reforçado (Taga et al., 1992)	49
Figura 2.24 – Extensão do método de Bishop Simplificado para análise da estabilidade de estruturas de solo reforçado (Porkharel, 1995).	50
Figura 3.1 – Percolação não confinada do fluxo através da barragem de terra (Gioda e Desideri, 1988).	53
Figura 3.2 – Uma aproximação da linha freática pelo segmento FS no elemento finito (Gioda e Desideri, 1988).	54
Figura 3.3 – Representação esquemática da função de condutividade hidráulica (Gioda e Desireri, 1988).	56
Figura 3.4 – Variação abrupta do coeficiente de permeabilidade com a carga de pressão para representação da interface solo seco – solo saturado (Bathe e Khoshgoftaar, 1979).	57
Figura 3.5 – Variação do coeficiente de redução de permeabilidade K_r com a razão entre cargas de sucção - escalas logarítmica e aritmética (Plaxis v.8).	59
Figura 4.1 – Forças atuantes em uma fatia vertical e a superfície potencial de ruptura (GeoSlope/W)	64
Figura 4.2 - Componentes de tensão na superfície potencial de ruptura.	71
Figura 4.3 - Distribuição de tensões cisalhantes mobilizadas (τ) e da resistência ao cisalhamento (s) ao longo da superfície potencial de ruptura (A→B).	72
Figura 4.4 – Analogia de Newmark (1965) entre uma massa de solo potencialmente instável e o bloco rígido sobre um plano inclinado.	75
Figura 4.5 – Integrações no tempo para determinação da velocidade e deslocamento relativos pelo método de Newmark (Smith, 1995).	77
Figura 5.1- Sismicidade na região sul do Peru entre 1964 e 1996 com magnitudes superiores a 5 (Instituto Geofísico do Peru).	79
Figura 5.2 - Distâncias características em um terremoto.	80
Figura 5.3: Procedimento geral para a determinação do perigo sísmico por um método determinístico	81
Figura 5.4 – Acelerograma do sismo de Lima, Peru, em 1974.	83

Figura 5.5 – Acelerograma do sismo de Moquegua, Peru, em 2001.	83
Figura 5.6 – Localização da barragem de Viña Blanca, ao sul do Peru, no departamento de Moquegua.	85
Figura 5.7 – Seção atual da barragem de Viña Blanca.	85
Figura 5.8– Alteamento com muro de gabião.	86
Figura 5.9 – Alteamento com solo reforçado e revestimento com painéis de concreto.	87
Figura 5.10 – Alteamento com solo reforçado sem revestimento.	87
Figura 5.11 – Proposta de alteamento máximo com muro de gabião.	88
Figura 5.12 – Malha de elementos finitos da seção atual da barragem de Viña Blanca.	90
Figura 5.13 – Malha de elementos finitos do alteamento com muro de gabião.	91
Figura 5.14 – Detalhe da malha de elementos finitos para alteamento com muro de gabião.	91
Figura 5.15 – Malha de elementos finitos do alteamento com muro de solo rforçado com revestimento de concreto.	91
Figura 5.16– Detalhe da malha de elementos finitos do alteamento com muro de solo reforçado com revestimento de concreto.	91
Figura 5.17 – Malha de elementos finitos do alteamento com solo reforçado com geotêxteis, sem revestimento.	92
Figura 5.18 - Detalhe da malha de elementos finitos do alteamento com solo reforçado com geotêxteis, sem revestimento.	92
Figura 5.19– Malha de elementos finitos do máximo alteamento previsto com muro de gabião.	92
Figura 5.20 – Detalhe da malha de elementos finitos do máximo alteamento previsto com muro de gabião.	92
Figura 5.21 – Funções de permeabilidade empregadas no exemplo de validação.	93
Figura 5.22 – Rede de fluxo através de barragem de terra zonada (Lambe e Whitman, 1975).	94
Figura 5.23 – Resultados numéricos obtidos com o programa Seep/W.	94
Figura 5.24 – Malha de elementos finitos utilizada para obtenção dos resultados numéricos de fluxo pela barragem zonada do exemplo de validação.	94
Figura 5.25 – Funções de condutividade hidráulica para os materiais da barragem de Viña Blanca.	96

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.	98
Figura 5.27 – Distribuição das cargas totais na seção atual e nas opções de alteamento da barragem de Viña Blanca.	99
Figura 5.28 – Comparação dos valores de vazão e gradiente hidráulico de saída. A numeração do tipo de alteamento se refere à tabela 5.12.	100
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)	106
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).	107
Figura 5.31 – Fatores de segurança na análise estática de estabilidade para alteamento com muro de gabião (MacStars 2000).	108
Figura 5.32 – Fatores de segurança na análise estática de estabilidade para alteamento de solo reforçado com revestimento de concreto (MacStars 2000).	108
Figura 5.33 – Fatores de segurança na análise estática de estabilidade para alteamento de solo reforçado sem revestimento (MacStars 2000).	109
Figura 5.34 – Fatores de segurança na análise estática de estabilidade para alteamento máximo com muro de gabião (MacStars 2000).	110
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).	111
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)	115
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).	116
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.	117
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.	118
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.	119
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.	120
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).	121
Figura 5.43 - Função de redução do módulo de cisalhamento G.	123
Figura 5.44 - Função da redução da razão de amortecimento ξ .	124
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).	125
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).	126
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).	127
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).	128
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	130
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.	131
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.	132
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.	133
Figura 5.53 - Barragem e fundação em vale retangular (de Dakoulas, 1990).	135
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).	136
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	138
Figura 5.56 – Distribuição de tensões efetivas verticias ($\bar{\sigma}_y$), devido ao carregamento estático, na seção atual e alteamentos da barragem de Viña Blanca.	139
Figura 5.57 – Distribuição de tensões cisalhantes ($\bar{\tau}_{xy}$), devido ao carregamento estático, na seção atual e alteamentos da barragem de Viña Blanca.	140
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).	142
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).	143
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.	144
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.	145
Figura 5.62 - Distribuição das tensões cisalhantes ($\bar{\tau}_{xy}$) na seção atual e alteamentos geradas pelo sismo de Lima (1974), no tempo 19,80s.	146
Figura 5.63 - Distribuição das deformações cisalhantes máximas (γ_{\max}) na seção	

atual e alteamentos geradas pelo sismo de Lima (1974), no tempo 19,80s. 147

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. 148

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. 149

Figura 5.66 - Distribuição das tensões cisalhantes (τ_{xy}) na seção atual e alteamentos geradas pelo sismo de Moquegua (2001), no tempo 48,80s. 150

Figura 5.67 - Distribuição das deformações cisalhantes máximas (γ_{max}) na seção atual e alteamentos geradas pelo sismo de Moquegua (2001), no tempo 48,80s.151

Lista de tabelas

Tabela 2.1 – Altura da onda HV (ft) em função da máxima velocidade do vento V (km/h) e dimensão do espelho de água (km) - American Society of Civil Engineers.	39
Tabela 4.1 - Características dos métodos das fatias não rigorosos (de Campos, 1985).	66
Tabela 4.2 - Características dos métodos das fatias rigorosos (de Campos, 1985)	66
Tabela 4.3 – Valores típicos do coeficiente sísmico kh.	73
Tabela 5.1 – Acelerações horizontais máximas do substrato rochoso no sismo de projeto, obtidas por estudo determinístico (Aguilar, 2004).	82
Tabela 5.2 – Acelerações horizontais máximas do substrato rochoso obtidas no estudo probabilístico (Aguilar, 2004).	82
Tabela 5.3 – Características da geometria atual da barragem de Viña Blanca.	85
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.	86
Tabela 5.5 – Características geométricas da seção com muro de gabião.	87
Tabela 5.6 – Características geométricas da seção com muro de solo reforçado e revestimento de concreto.	87
Tabela 5.7 – Características geométricas da seção com muro de solo reforçado.	88
Tabela 5.8 – Características geométricas da seção de alteamento máximo com muro de gabião.	88
Tabela 5.9 – Tamanho máximo do elemento finito considerando a geometria atual da barragem de Viña Blanca.	90
Tabela 5.10 – Número de elementos finitos e pontos nodais nas malhas das seções alteadas.	90
Tabela 5.11 – Coeficientes de permeabilidade saturados.	95
Tabela 5.12 – Resumo da análise numérica de fluxo permanente na barragem de Viña Blanca (seção atual e opções de alteamento).	97
Tabela 5.13 – Propriedades dos materiais da barragem de Viña Blanca.	101
Tabela 5.14 – Parâmetros de resistência dos materiais da barragem de Viña Blanca.	102
Tabela 5.15 – Parâmetros de resistência dos materiais de alteamento.	102

Tabela 5.16 – Fatores de segurança mínimos para taludes de barragens de terra (US Army Corps of Engineers).	103
Tabela 5.17 – Fatores de segurança globais (Slope/W).	103
Tabela 5.18 – Fatores de segurança considerando reforços no alteamento, calculados pelo programa MacStars 2000.	104
Tabela 5.19 – Análise de estabilidade global considerando só solos reforçados com geotesteis no alteamento, calculados pelo programa Slope/W.	104
Tabela 5.20 – Fatores de segurança globais na análise pseudo-estática	113
Tabela 5.21 – Fatores de segurança na análise pseudo-estática considerando reforços no alteamento, calculados pelo programa MacStars 2000.	113
Tabela 5.22 – Análise de estabilidade global considerando só solos reforçados com geotesteis no alteamento, calculados pelo programa Slope/W no análise pseudo-estático.	113
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).	124
Tabela 5.24 – Parâmetros de resistência pós-sismo dos materiais da barragem de Viña Blanca (redução de 25%).	129
Tabela 5.25 – Valores do coeficiente de segurança pós-sismo, poropressões geradas pelo terremoto de Lima (1974).	129
Tabela 5.26 – Valores do coeficiente de segurança pós-sismo, poropressões geradas pelo terremoto de Moquegua (2001).	129
Tabela 5.27 – Valores máximos nodais de aceleração, velocidade e deslocamento calculados na crista da barragem.	141

Lista de Símbolos

B	Largura da crista
H	Altura da barragem
H_{bl}	Borda livre da barragem
H_v	Amplitude da onda gerada pelo vento
H_r	Altura da ondulação sobre o talude de montante
ΔH	Recalque máximo da crista
H_s	Margem de segurança
F	Distância da cortina da água
V	Velocidade do vento
E_a	Empuxo ativo
K_a	Coefficiente de empuxo ativo
δ	Ângulo de atrito entre o muro de gabiões e solo do aterro
β	Ângulo entre a horizontal e a superfície interna do muro em gabiões
ε	Ângulo do talude sobre o muro com a horizontal
γ_s	Peso unitário do solo
a	Largura do muro no topo
q	Sobrecarga
F_{en}	Força estabilizante normal
d	Altura do ponto de aplicação do empuxo
FS_{sl}	Fator de segurança contra o deslizamento
F_{ch}	Força estabilizante horizontal
F_d	Força desestabilizante
E_v	Componente vertical do empuxo ativo
E_h	Componente horizontal do empuxo ativo
α	Inclinação do muro

γ_g	Peso unitário do gabião
n_r	Porosidade do enrocamento
G_s	Gravidade específica da rocha
γ_w	Peso unitário da água
γ_p	Peso unitário da pedra
x_g, y_g	Coordenadas do centro de gravidade do muro em gabiões
M_r	Momento resistente
M_v	Momento favorável ao tombamento
σ_1, σ_2	Tensões principais
N	Resultante das forças normais
e	Excentricidade
ϕ^*	Ângulo de atrito interno do gabião
$\bar{\sigma}_x$	Tensão efetiva na direção do eixo x
$\bar{\sigma}_y$	Tensão efetiva na direção do eixo y
$\bar{\sigma}_z$	Tensão efetiva na direção do eixo z
$\bar{\sigma}_{max}$	Tensão máxima efetiva
$\bar{\sigma}_{min}$	Tensão mínima efetiva
σ_{adm}	Tensão admissível
τ_{xy}	Tensão cisalhante no plano xy
τ_{max}	Tensão cisalhante máxima
τ_{adm}	Tensão cisalhante admissível
P_u	Peso unitário da malha por volume de gabião
C_g	Coesão equivalente do gabião
FS	Fator de segurança
FS_{rb}	Fator de segurança ao tombamento

FS_a	Fator de segurança ao arrancamento
FS_{sl}	Fator de segurança ao deslizamento
FS_{cp}	Fator de segurança por capacidade de carga
FS_i	Fator de segurança interna
FS_g	Fator de segurança geral
W	Peso da massa do solo
T	Força de ancoragem do reforço
M_D	Momento deslizando
M_R	Momento resistente do solo
ΔM_R	Momento resistente dos geotêxteis
v	Velocidade de Darcy
i	Gradiente hidráulico
k	Coefficiente de permeabilidade
H	Carga total
k_z, k_y	Coefficiente de permeabilidade na direção z e y
Q	Fluxo de contorno (vazão)
t	Tempo
s	Resistência ao cisalhamento
τ	Tensão cisalhante induzida sobre a superfície potencial de ruptura
c, ϕ	Parâmetros de resistência em termos de tensões totais
c', ϕ'	Parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas
W	Peso da massa do solo
W_i	Peso da fatia de solo i
k_h	Coefficiente sísmico horizontal
N	Força normal à base da fatia
S	Força tangente à base da fatia

A_1, A_2	Forças hidrostáticas
b	Largura da fatia
T_1, T_2	Forças cisalhantes verticais entre fatias
E_1, E_2	Forças horizontais entre fatias
D	Sobrecarga aplicada na superfície do talude
l	Comprimento da base da fatia
σ_n	Tensão normal média na base da fatia
μ_a	Poropressão de ar
μ_w	Poropressão de água
f_o	Fator de correção
μ	Poropressão médio na base da fatia
$\tan\phi^b$	Parâmetro do material que reflete a variação na resistência devido à variações na sucção mátrica
S_m	Parcela mobilizada da resistência ao cisalhamento
MEF	Método dos elementos finitos
g	Aceleração da gravidade
e_v	Espaçamento vertical entre camadas de reforço
L	Comprimento total do reforço
L_a	Comprimento do reforço na região ativa
L_r	Comprimento do reforço na região passiva
M_s	Magnitude do sismo
a_{max}	Aceleração máxima do sismo
$a_{max cr}$	Aceleração máxima do sismo na crista
V_{saida}	Velocidade de saída do fluxo
i_{saida}	Gradiente hidráulico de saída
V_s	Velocidade de onda cisalhante

Z	Profundidade
a_x, a_y	Acelerações nodais nas direções x e y na crista da barragem
V_x, V_y	Velocidades nodais nas direções x e y na crista da barragem
D_x, D_y	Deslocamentos nodais nas direções x e y na crista da barragem

1 Introdução

Barragens são projetadas com propósitos múltiplos para satisfazer as necessidades do consumo humano, de irrigação, de geração de energia elétrica e abastecimento de água e fins domésticos e industriais, regularização de rios e vazões.

Adicionalmente, as barragens produzem grandes benefícios, por exemplo, o controle de enchentes com a conseqüente proteção de vidas e de propriedades em caso de inundação, a criação de programas de aquíicultura, pesca e recreação.

Pode-se afirmar que já se estabeleceu a base técnica e científica para o projeto, construção e operação destas estruturas com segurança, incluindo-se as obras de desvio e outras de caráter transitório. O desenvolvimento de métodos numéricos e técnicas computacionais permitem hoje um melhor tratamento destes aspectos e esforços são feitos para instrumentar e acompanhar o comportamento das barragens, nas etapas de construção, enchimento do reservatório e durante a fase operacional.

Não existem dúvidas que as barragens projetadas e construídas nos dias atuais são muito mais seguras do que as construídas no passado. Atualmente, foram construídas mais de 100.000 barragens no mundo e pode-se considerar como grandes barragens mais de 36 mil delas, não incluindo-se as construídas na China.

Uma das atividades relacionadas à construção de barragens envolve o alteamento de barragens existentes, normalmente para incrementar a capacidade de armazenamento do reservatório ou para propósitos de controle de cheias. O alteamento de barragens pode inclusive ser previsto durante o próprio projeto original da barragem.

Na maioria dos casos, o incremento de altura da barragem não é projetado previamente. Dependendo das condições físicas do local, do projeto inicial, assim como das restrições operacionais e ambientais que devem ser obedecidas, um projeto de alteamento pode se tornar um desafio, geralmente caro.

Neste trabalho, será pesquisado o comportamento sob condições estática e sísmica da barragem Viña Blanca, situada ao sul do Peru, em uma região de alta sismicidade, analisando-se o comportamento da estrutura atual e das alternativas de alteamento projetadas.

O objetivo das análises é estimar o aumento da capacidade de armazenamento dos reservatórios e melhorar a proteção da estrutura contra prováveis cheias. Para isto, foram realizadas diversas simulações computacionais pelo método dos elementos finitos e pelo método de equilíbrio limite, buscando-se quantificar os efeitos do alteamento em relação a fatores de segurança quanto à estabilidade dos taludes, controle de percolação e desenvolvimento de poropressões.

A estrutura desta dissertação está dividida em 6 capítulos.

No capítulo 2 apresentam-se os vários métodos de alteamento de barragens e alguns casos históricos da literatura, enquanto que no capítulo 3 é feita uma breve revisão das técnicas para análise de problemas de fluxo não confinado pelo método dos elementos finitos, bem como uma pequena discussão sobre as funções de condutividade hidráulica a serem adotadas em análises com malha fixa para possibilitar o posicionamento, sem dificuldades de convergência, da linha freática na interface entre solo seco e saturado.

No capítulo 4 faz-se uma revisão dos principais métodos de análise de estabilidade de taludes sob carregamentos estático e sísmico e no capítulo 5 se apresenta os resultados da modelagem numérica da barragem de terra de Viña Blanca, consistindo de análises de fluxo permanente, estabilidade de taludes e a resposta dinâmica da barragem, considerando tanto a sua seção atual quanto diversas opções de alteamento.

Finalmente, o capítulo 6 resume as principais conclusões deste trabalho e apresenta sugestões para pesquisas futuras na área em estudo.

2 Alteamento de Barragens

2.1. Introdução

As considerações de projeto do alteamento de barragens são essencialmente as mesmas de uma nova barragem, com a vantagem de não existir a etapa associada ao desvio do rio, mas com problemas típicos ligados à construção sobre uma estrutura já existente.

O aumento da altura da barragem e do nível de água do reservatório variam as poropressões, o padrão de fluxo e os campos de tensão na barragem propriamente dita e em sua fundação. Estruturas impermeáveis (núcleo impermeável, trincheiras e cortinas), filtros e outros elementos de drenagem (drenos chaminés, drenos de pé, tapetes de drenagem, poços de alívio, etc.) devem ser reavaliados para assegurar que os efeitos da majoração das cargas hidráulicas sejam devidamente incorporados na nova geometria da barragem. Da mesma maneira, análises da estabilidade dos taludes e do recalque da fundação devem ser executados visando preservar a integridade da estrutura existente e prever o comportamento da obra projetada.

A experiência tem mostrado que quando a altura de alteamento for pequena em relação à altura original de uma barragem de terra com núcleo central de argila, este pode ser naturalmente incorporado à nova configuração da barragem. Por outro lado, quando a necessidade de aumento de altura for muito grande, geralmente a solução mais econômica é a construção de um novo núcleo e utilização da barragem antiga apenas como uma ensecadeira durante a nova fase de construção.

Podem existir problemas na interface entre o material existente e o recém-colocado, geralmente associado a diferenças de rigidez mecânica ou condutividade hidráulica, mas em contrapartida o alteamento pode aumentar a estabilidade dos taludes, seja pela redução da inclinação dos mesmos ou pela utilização de materiais com melhores propriedades de resistência (Toran, 1958).

2.2. Casos Históricos do Alçamento de Barragens

O caso mais antigo relatado na literatura parece ser o da barragem de enrocamento de Tansa, Índia, construída com 36m em 1892 e que teve um alçamento de 3m executado em 1914.

A barragem de terra de Iwiny, Polônia, foi construída em 3 fases, conforme ilustrado na figura 2.1. Na primeira, ocorreu a construção da estrutura original com 16m de altura, seguida de um alçamento de 4m e de uma nova tentativa de alçamento de 3,2m, quando então houve o colapso da estrutura em 13 de dezembro de 1969 com altura total de 23,2m (Chacinski e outros, 1994).

A barragem de Raúl Leoni em Guri, Venezuela, teve seu alçamento na década de 1970, com elevação da altura original de 58m par 202m. A obra envolveu a construção de duas novas barragens de concreto, uma barragem de enrocamento e outras duas barragens de terra, além de uma nova casa de força. O processo inteiro foi o de construção para jusante, necessitando-se do erguimento de um novo núcleo devido às grandes dimensões do alçamento.

A barragem de terra de Pactola – EUA (figura 2.2), com núcleo de argila construída entre 1952 a 1956, com altura inicial de 67m, foi alteada em 4,6m no ano de 1978 (Hammer, 1991; Hammer e Lippert, 1993; Lippert e Hammer, 1989). Na região do alçamento, o núcleo de argila da barragem antiga foi estendido com a utilização de uma geomembrana.

A barragem de King Talal (figura 2.3) foi construída entre os anos 1971 a 1977 com altura de 100m. Localiza-se na Jordânia e tem como finalidade o armazenamento de água para fins de irrigação. No projeto original, um alçamento de 7m de altura fora previsto, mas decidiu-se elevar este valor para 15m (1983), o que levou à construção de uma barragem auxiliar de concreto com 45m de altura, além de modificações nas estruturas do vertedouro e galerias de drenagem. A barragem de King Talal foi alteada com solo compactado no espaldar de jusante e núcleo de argila, em operação simultânea (Antonopoulos e outros, 1994).

A barragem de Al-Wehdah, localizada na Jordânia (figura 2.4), é uma barragem de enrocamento com face de concreto, 60m de altura, com alçamento de 40m previsto em projeto através do alargamento do espaldar de jusante (1987).

Neste caso, a principal preocupação é garantir uma perfeita continuidade da face de concreto de modo a garantir condições de impermeabilidade à nova estrutura.

A barragem de Davis Creek – EUA, de 33 m de altura construída em 1990, foi alteada em 7,5m pelo alargamento do espaldar de jusante com solo reforçado por geomalhas (Engemoen e Hensley, 1990).

A barragem Curuá-Uma (figura 2.5), Brasil, foi construída em 1977 com altura de 26m. Localiza-se a 70km ao sul da cidade de Santarém, no rio Curuá-Uma, afluente da margem direita do rio Amazonas e tem como finalidade o abastecimento energético do município de Santarém e região de Aveiro. No projeto original da barragem Curuá-Uma, não foi previsto o alteamento da barragem.

Ligocki (2003) verificou a segurança da barragem Curuá-Uma para as condições atuais de operação (dezembro de 2002) e para uma futura elevação do nível do reservatório em 1,5m. A finalidade desta elevação foi viabilizar a ampliação da capacidade energética da usina. Na cota atual de 69,5m, tem uma borda livre da barragem de 3,0m, na cota máxima projetada de 69,5m tem borda livre 1,5m. Foram também verificadas as conseqüências de um alteamento do corpo da barragem em 1m, passando da cota de 71m a cota 72m, para um alteamento com solo compactado no espaldar de jusante e núcleo de argila, em operação simultânea.

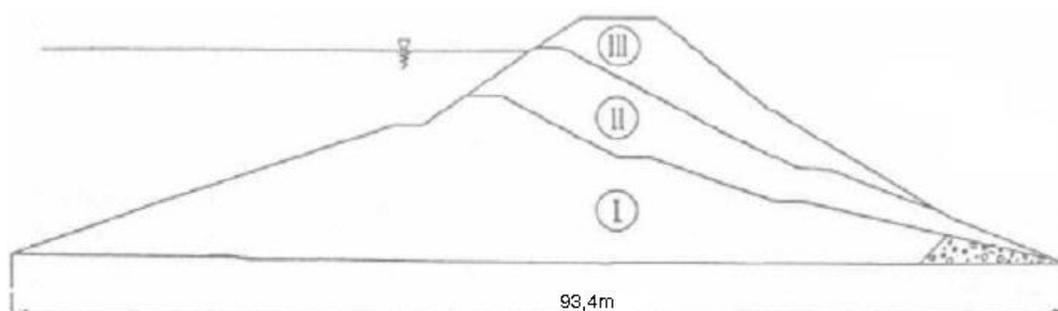


Figura 2.1 – Alteamento da barragem de Iwiny, Polônia (Chacinski e outros, 1994).

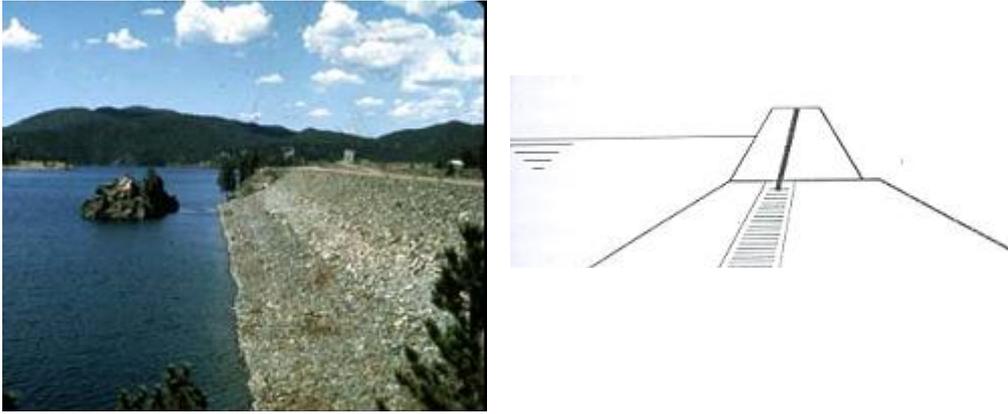


Figura 2.2 – Barragem de terra de Pactola - EUA alteada em 1978 (Bureau of Reclamation).

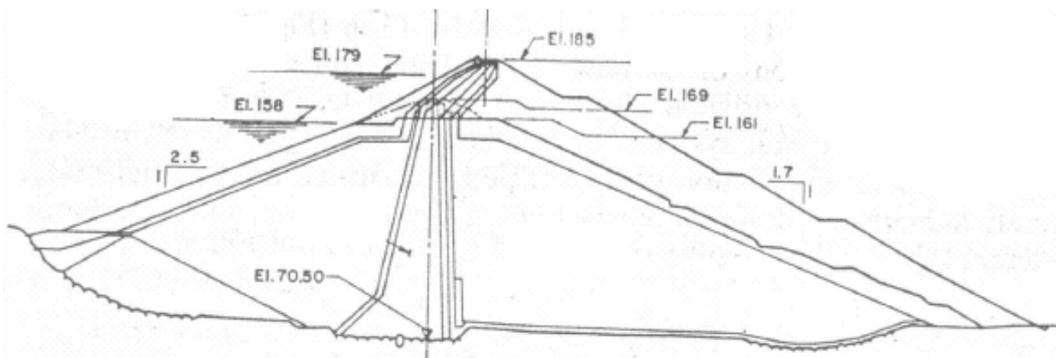


Figura 2.3 – Alteamento da barragem de King Talal (Antonopoulos, 1994).

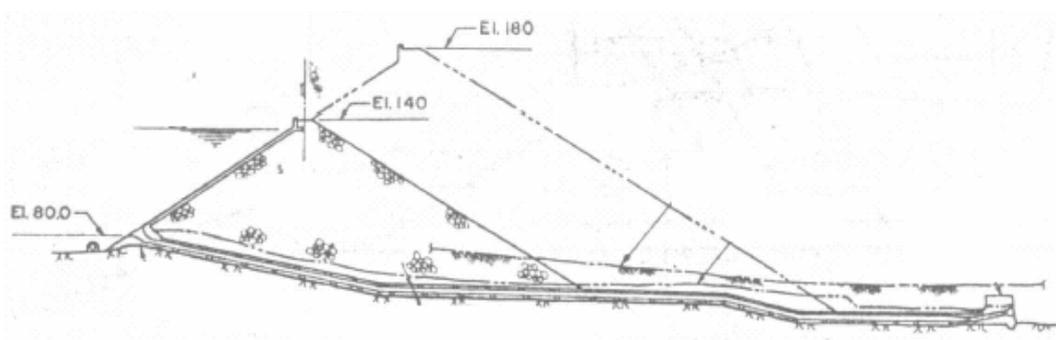


Figura 2.4 – Alteamento da barragem de Al-Wehdah (Antronopoulos e outros, 1994).

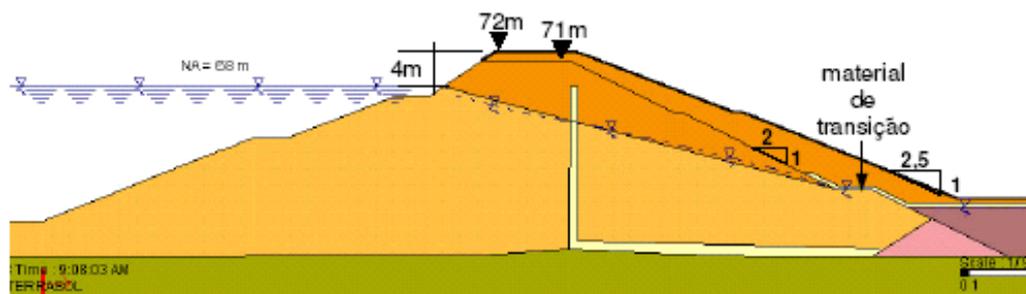


Figura 2.5 – Projeto do alteamento da barragem Curuá-Una (Ligocki , 2003).

2.3. Métodos de Alteamento de Barragens

2.3.1. Alteamento com muros de parapeito

Método normalmente adequado para alteamentos de 2,0 a 3,5m, completados com a construção de muro de parapeito com 1m de altura (figura 2.6). Embora possam ser construídos muros mais altos, estes não devem interferir com o visual de observação à montante da barragem a partir de um veículo trafegando sobre a crista (U.S. Army Corps of Engineers, 2004). A figura 2.6 também ilustra um procedimento de alteamento em 2 fases para permitir a manutenção do tráfego sobre a barragem. As figuras 2.7 e 2.8 mostram muros com parapeitos curvos e retos (convencionais), respectivamente, enquanto que a figura 2.9 apresenta alguns detalhes construtivos típicos deste método de alteamento.

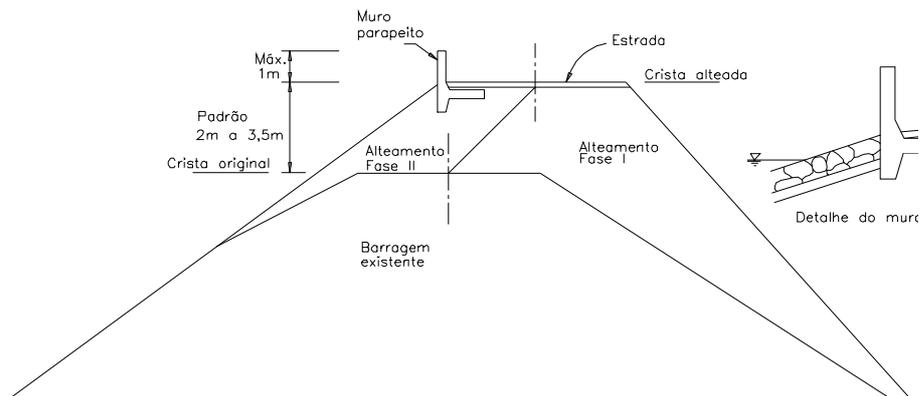


Figura 2.6 – Alteamento de barragem com muro parapeito (U.S. Army Corps of Engineers, 2004).



Figura 2.7 – Muro de parapeito curvo (U.S. Army Corps of Engineers, 2004).



Figura 2.8 – Muro de parapeito convencional (U.S. Army Corps of Engineers, 2004).

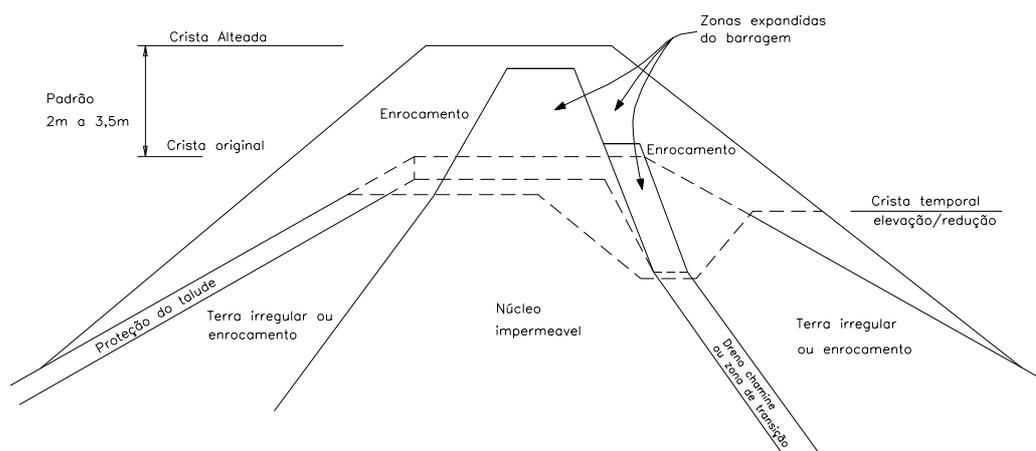


Figura 2.9 – Procedimentos típicos de construção do alteamento (U.S. Army Corps of Engineers, 2004).

2.3.2. Alteamento com solo reforçado

Barragens de terra podem ser normalmente alteadas de 3m a 4,5m, utilizando solo reforçado com lâminas metálicas ou geossintéticas. Alturas ainda maiores podem ser atingidas, para a mesma largura de crista, com a colocação de painéis laterais de revestimento em concreto ou blocos modulares (figuras 2.10 e 2.11). Solos reforçados são geralmente permeáveis, porém materiais com razoável

porcentagem de finos podem ser considerados adequados para alteamento de altura moderada, caso sujeitos a fluxo sob baixos gradientes hidráulicos.

Os materiais de enchimento de os muros de terra mecanicamente estabilizados, geralmente não consistentes de solo impermeável, como tipicamente seria utilizada no núcleo de uma barragem. Além disso, materiais de preenchimento granular com um adequado teor de material que passa na peneira N° 200 podem ser satisfatórios para alteamentos de altura moderada não sujeita à grandes gradiente hidraulico ou à uma larga duração de exposição ao preenchimento do reservatório.

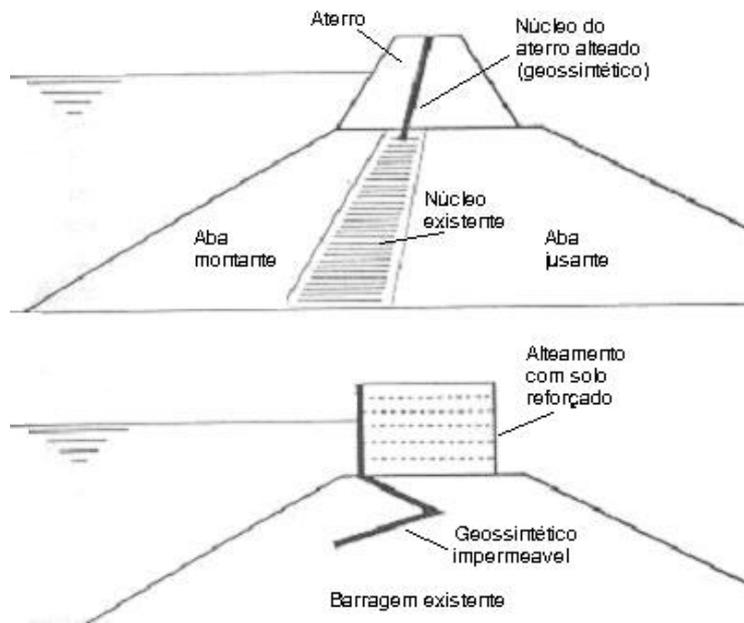


Figura 2.10 – Alteamento com solo reforçado (topo) e muros de contenção com solo reforçado (base) - Giroud e Bonaparte, 1993.

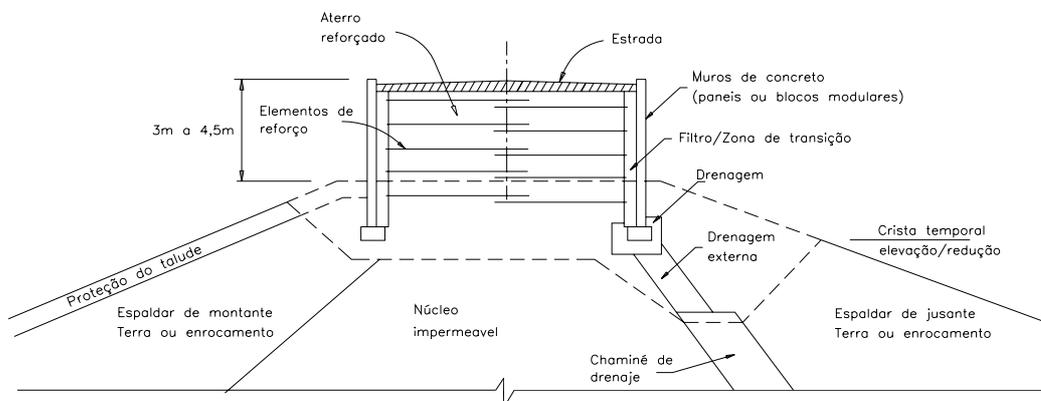


Figura 2.11 – Alteamento de barragem com solo reforçado (U.S. Army Corps of Engineers, 2004).

2.3.3. Alteamento com muro em gabiões

Alteamentos com muros de gabião podem atingir alturas superiores às alcançadas com solos reforçados.

Gabiões são elementos modulares com formas variadas, confeccionados a partir de telas metálicas em malha hexagonal preenchidos com blocos de rocha de granulometria adequada e costurados juntos, formando estruturas flexíveis (figura 2.12) destinadas à solução de problemas geotécnicos.

Apresentam como principais características a simplicidade de construção e manutenção bem como a habilidade de suportar movimentos sem perda de eficiência, ao contrário de outros tipos de muros que normalmente exigiriam reparos ou mesmo demolição.

Deve-se ter em mente que gabiões são estruturas permeáveis, recomendando-se a colocação de um geotêxtil entre o solo e o gabião como elemento de filtro para prevenir o carreamento das partículas de solo pelo fluxo de água.

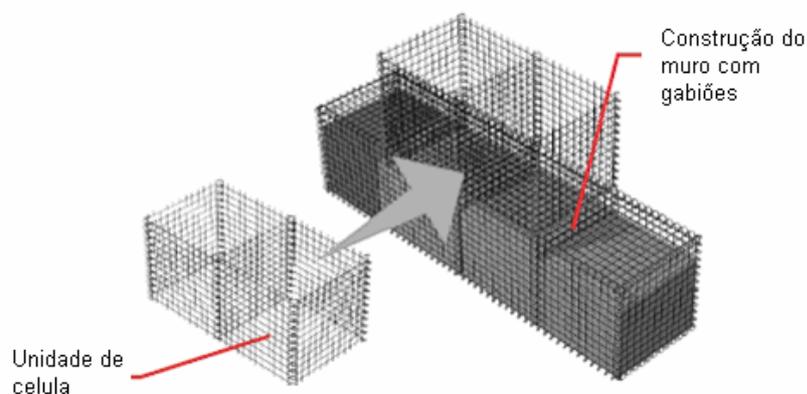


Figura 2.12 – Esquema da construção de muro com gabião.

Como desvantagem principal no uso de gabiões, é a possibilidade de corrosão de malhas de aço galvanizado em ambientes ácidos ($\text{PH} < 6$) e a execução (amarração das malhas e das unidades de gabião entre si) com menor controle de qualidade do que o normalmente exigido, por exemplo, em muros de concreto. No caso específico de alteamento de barragens (figura 2.13), o fabricante (Maccaferri) recomenda ser confeccionados em malha hexagonal de dupla torção, com arames de aço BCC (Baixo Conteúdo de Carbono) revestidos com liga Galfan® e cobertura de PVC.

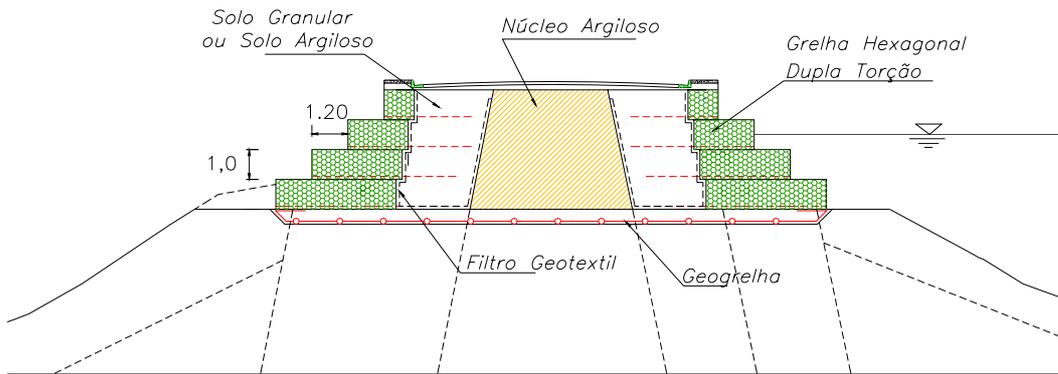


Figura 2.13 – Aterro com muros de gabião.

2.3.4. Aterro com concreto rolado compactado

Concreto rolado compactado, ou alternativamente misturas solo-cimento, podem ser utilizados para obtenção de aterros com alturas similares à do método com solo reforçado (figura 2.14). Os taludes podem ser muito íngremes e o próprio material de construção empregado já proporciona uma boa medida de proteção ao talude.

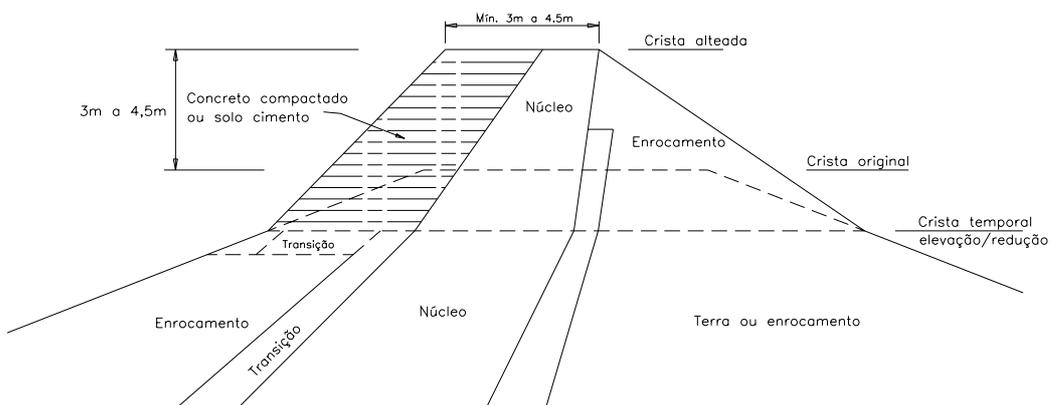


Figura 2.14 – Aterro de barragem com concreto rolado compactado ou mistura de solo-cimento (U.S. Army Corps of Engineers, 2004).

2.3.5. Alteamento com elemento inflável de borracha

Elemento inflável de borracha instalado na crista da barragem (figura 2.15) não é muito conhecido na América do Sul, porém esta tecnologia tem sido utilizada há mais de 50 anos em vários países como o Japão, Estados Unidos, Austrália e França (Ota, 1991). Estes elementos infláveis constituem-se em represadores pré-fabricados, podendo também ser usados como vertedouros para o caso de controle de vazão.



Figura 2.15– Alteamento com elemento inflável de borracha (Bureau of Reclamation, 1992).

A membrana de borracha é geralmente inflada com ar, podendo também ser utilizada água. O emprego de ar é mais freqüente devido à maior velocidade de operação (inflar e desinflar) e por praticamente não transmitir cargas à fundação.

As principais vantagens dos elementos infláveis de borracha são a excelente impermeabilidade, peso próprio reduzido, possibilidade de controle de vazão permitindo, pelo esvaziamento, a passagem de sedimentos, não possui partes móveis sujeitas ao atrito e à ferrugem, baixo custo de manutenção e o material (borracha) é resistente ao ataque de diversos elementos químicos, possibilitando seu contato com esgoto e água salgada.

Elementos infláveis apresentam no entanto certas desvantagens inerentes à sua própria constituição, como maior vulnerabilidade a danos bem como por requerer bombas de ar ou água e tubulações adequadas para serem infladas.

2.3.6. Alteamento de grande altura

Para alteamentos importantes, superiores a 4,5m de altura, faz-se geralmente necessário o alargamento do espaldar de jusante (figura 2.16) para melhor suportar a elevação da crista. A seção à jusante pode ser constituída por solo ou enrocamento, dependendo da disponibilidade local destes materiais, e o núcleo impermeável interno, filtros e outros elementos de drenagem devem ser ampliados para se ajustar às novas condições de fluxo.

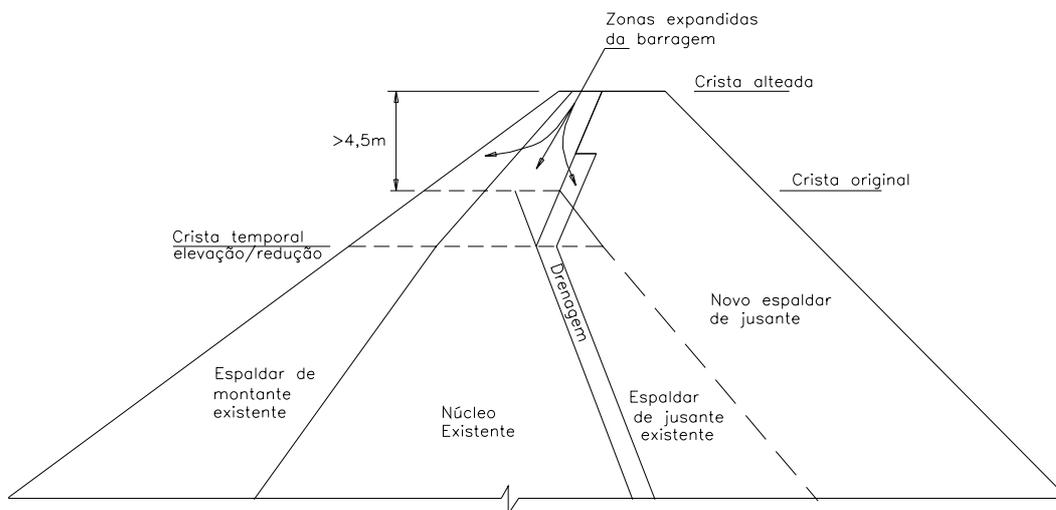


Figura 2.16 – Elevação do espaldar de jusante da barragem de terra (U.S. Army Corps of Engineers, 2004).

2.4. Projeto do Alteamento

Nos principais métodos de alteamento de barragens, e de acordo com os objetivos do projeto, estudos de engenharia básica devem selecionar as geometrias e tipos de materiais que representem a alternativa mais adequada sob pontos de vista econômico e técnico.

O projeto deve considerar o incremento de altura necessário, a largura mínima aceitável da crista, as inclinações máximas dos taludes e técnicas para obtenção de taludes íngremes, áreas de contato com estruturas existentes,

características do padrão do fluxo através da barragem e de sua fundação, a possibilidade da ocorrência de excitações de natureza sísmica, etc.

2.4.1. Projeto Geométrico

Deve considerar as condições atuais da barragem como sua altura, largura média da crista, características dos taludes de montante e jusante, bermas, espessura das camadas de proteção, etc. O projeto geométrico é realizado com base nos dados da informação topográfica detalhada e levando em conta as características da alternativa de alteamento selecionada. Geralmente, a largura da crista e a altura da borda livre são definidas como.

a) Largura da crista

De acordo com as recomendações do Bureau of Reclamation (1982), a determinação da largura da crista B é baseada na seguinte expressão de caráter empírico, onde H representa a altura da barragem em metros:

$$B = \frac{H}{5} + 3 \quad (2.1)$$

As normas japonesas recomendam a formulação alternativa

$$B = 3,6(\sqrt[3]{H}) - 3 \quad (2.2)$$

Se o trânsito de veículos não for permitido, a largura mínima da crista varia normalmente de 3m a 6 m, dependendo da altura da barragem.

b) Borda Livre

O transbordamento de água sobre uma barragem não deve ser permitido, em nenhuma hipótese. Para sua prevenção, considera-se no projeto uma sobre-elevação conhecida como borda livre e que representa a diferença de alturas entre a crista da barragem e o nível máximo de água no reservatório, considerando-se que o vertedouro trabalha na capacidade máxima de projeto. A borda livre depende da altura que alcançam as ondas produzidas pelo vento, eventos sísmicos ou fluxo de materiais (*debris flow*) para o reservatório.

Em conseqüência, a borda livre H_{bl} inclui a amplitude da onda gerada pelo vento H_v , a altura da ondulação sobre o talude de montante (H_r), o recalque máximo da crista ΔH e uma altura de segurança H_s , de acordo com a seguinte expressão:

$$H_{bl} = H_v + H_r + \Delta H + H_s \quad (2.3)$$

A altura das ondas geradas pelo vento no reservatório depende principalmente da máxima velocidade do vento V e da dimensão do espelho de água F na direção do vento.

A fórmula de Stevenson modificada permite calcular a altura das ondas provocadas pelo vento de acordo com a expressão abaixo, obtendo-se valores como os apresentados na tabela 2.1:

$$H_v = 3,22\sqrt{V \cdot F} + 76,0 - 26,9\sqrt[4]{F} \quad (2.4)$$

Tabela 2.1 – Altura da onda H_v (ft) em função da máxima velocidade do vento V (km/h) e dimensão do espelho de água (km) - American Society of Civil Engineers.

F	V	H_v
km	km/h	m
1,61	80,47	0,76
1,61	120,70	0,91
4,02	80,47	0,98
4,02	120,70	1,10
4,02	160,93	1,19
8,05	80,47	1,13
8,05	120,70	1,31
8,05	160,93	1,46
16,09	80,47	1,37
16,09	120,70	1,65
16,09	160,93	1,86

Devem ser consideradas todas as condições que afetam a exposição da barragem ao vento ao eleger-se a máxima velocidade V . Salvo em locais topograficamente protegidos de ventos, pode-se considerar a ocorrência de ventos com velocidade máxima de 80 a 120 km/h.

Ondas produzidas por efeitos sísmicos com altura H_t podem apresentar amplitudes maiores do que as geradas por vento H_v . A probabilidade de que ocorram ambos os efeitos é contudo baixa, utilizando-se na expressão (2.4) o maior dentre os valores H_v e H_t .

A altura das ondas sobre o talude de montante H_r é função do marulho e da inclinação e rugosidade da superfície do talude. A altura de ondulação H_r para taludes usuais de barragem de terra e de enrocamento (com inclinação de 1,5:1 a 4:1) varia entre $0,33H_v$ a H_v , dependendo principalmente da rugosidade da superfície.

Se na fundação existem argilas ou siltes compressíveis, é então necessário estimar os recalques totais devido à sobrecarga do alteamento da barragem, incluindo os ocorridos pela compressibilidade da fundação e do próprio corpo da barragem.

Finalmente para a altura da margem de segurança H_s recomenda-se que seja considerado o maior dos seguintes valores:

- a terça parte da diferença entre o nível de operação normal e o nível da máxima enchente;
- altura da onda H_v ;
- 60 cm.

2.4.2. Projeto de muros de gabião

Os gabiões são elementos que permitem soluções adequadas e viáveis às necessidades da engenharia civil, sendo estruturas mais econômicas que as rígidas ou semi-rígidas por possuírem algumas vantagens como a não necessidade de mão de obra especializada, se apresentam como uma solução de fácil execução. São formados basicamente por um arranjo de pedras organizadas dentro de uma malha de arame galvanizado, formando assim uma estrutura volumétrica, flexível, permeável e armada (figura 2.17). A flexibilidade do muro em gabiões permite que a estrutura se acomode aos recalques diferenciais sem que ocasione danos sérios a estrutura do muro. Por serem estruturas permeáveis e drenantes, minimizam os empuxos hidrostáticos sobre o muro. A malha de arame

galvanizado garante a geometria do sólido formando um conjunto capaz de absorver os empuxos horizontais e transmiti-los ao solo.

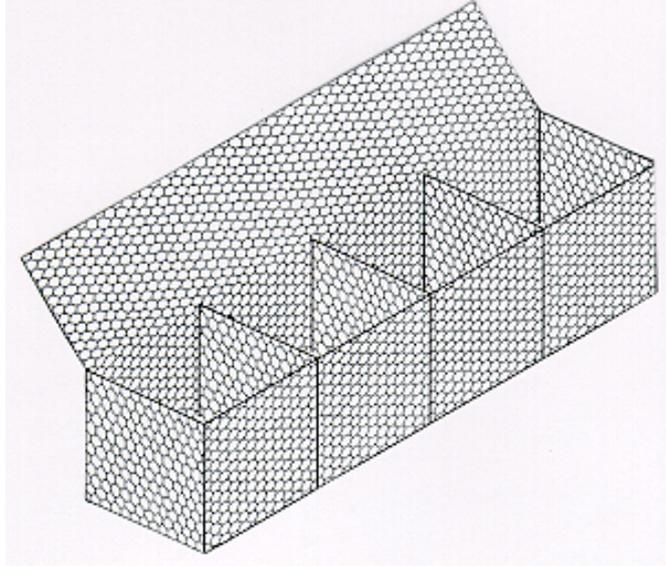


Figura 2.17 – Esquema da construção de muro com gabião (Maccaferri, 2003).

a) Empuxo ativo

Para determinação do valor do empuxo ativo emprega-se a teoria clássica de Coulomb, assumindo uma superfície de ruptura plana. Uma cunha rígida, formada entre esta superfície e a face do muro, é produzida quando existe um deslocamento da estrutura de contenção, como acontece no caso de estruturas flexíveis como gabiões.

O empuxo ativo (E_a) é calculado pela expressão:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2cH \sqrt{K_a} \quad (2.5)$$

em que: γ é o peso específico do solo, c é o coesão, geralmente considerada nula para fins de projeto, $H = [h + (B-a) \operatorname{tg} \alpha] \cos \alpha$, conforme figura 2.19, h é a altura do muro, B é a base do muro em sua base, a é a largura do muro em seu topo, α é a inclinação do muro no sentido do aterro, normalmente de 6° a 10° .

O valor do coeficiente de empuxo ativo K_a é determinado pela expressão:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2 \beta \cdot \text{sen}(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \varepsilon)}{\text{sen}(\beta - \delta) \cdot \text{sen}(\beta + \varepsilon)}} \right]^2} \quad (2.6)$$

em que: ϕ é o ângulo de atrito do solo, δ é o ângulo de atrito entre o muro de gabião e o solo admitindo-se o valor $\delta = 0,9\phi$ no caso da existência de geotêxtil na interface dos materiais, β é o ângulo entre a horizontal e a superfície interna do muro, conforme figura 2.18, ε é o ângulo de inclinação da superfície do terreno.

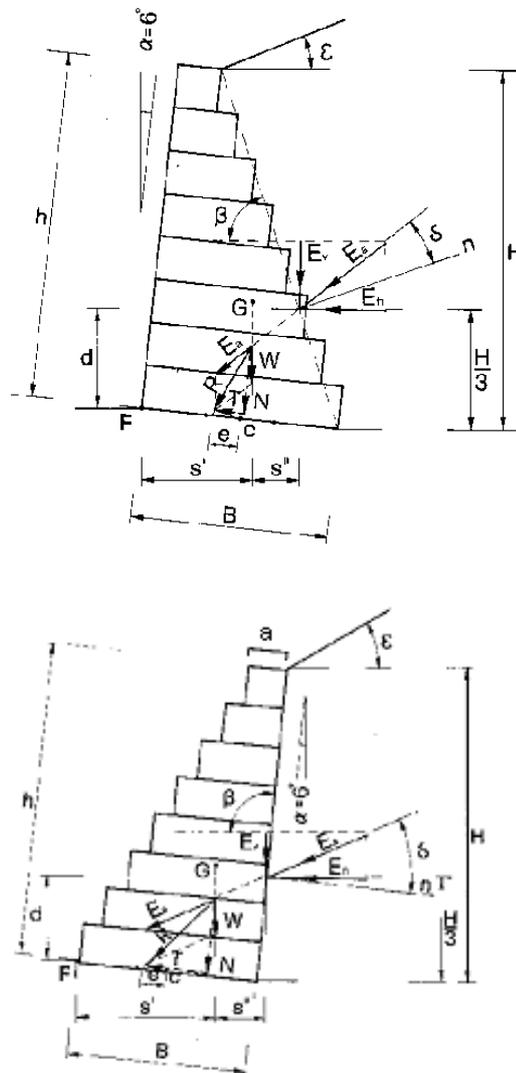


Figura 2.18 – Muros em gabiões, com escalonamentos interno (topo) e externos (base)
– Maccaferri, 2003.

No caso de sobrecarga q sobre o aterro, esta é considerada em termos de uma altura equivalente de solo h_s , admitindo-se o valor q da ordem de 15 a 20 kPa para sobrecargas devido ao tráfego de veículos.

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_a \left(1 + \frac{2h_s}{H}\right) - 2cH \sqrt{K_a} ; \quad \text{para } h_s = \frac{q}{\gamma_s} \quad (2.7)$$

A altura do ponto de aplicação do empuxo d , é de difícil avaliação e varia muito na prática. Normalmente pode ocorrer a uma altura entre $1/2H$ e $1/3H$. As variações se devem em alguns casos ao deslocamento do muro, à sua rigidez e inclinação, às modificações nas características do terreno e sobrecarga. Se E_a só tem a parcela de peso próprio $d=1/3H$, para o caso de sobrecarga a fórmula seguinte pode ser aplicada:

$$d = \frac{H}{3} \left(\frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} \right) - B \operatorname{sen} \alpha \quad (2.8)$$

b) Estabilidade do muro de gabião

As forças estabilizantes e desestabilizante são indicadas nos projetos que seguem para muros com escalonamentos internos e externos. Ao embutir uma parte do muro no solo, um estado de empuxo passivo aparece atuando como força estabilizante e desprece-se por estar do lado da segurança.

b.1) Estabilidade contra o deslizamento pela base

Desprezando-se a existência de empuxos passivos devido ao embutimento no solo de parte do muro, o fator de segurança contra o deslizamento do muro em sua base (FS_{sl}) pode ser determinado por

$$FS_{sl} = \frac{[(W + E_v) \cos \alpha + E_h \operatorname{sen} \alpha] \tan \varphi + (W + E_v) \operatorname{sen} \alpha + cB}{E_h \cos \alpha} \geq 1,5 \quad (2.9)$$

em que: W é o peso do muro por unidade de comprimento, $E_v = E_a \operatorname{sen} (90^\circ + \delta - \beta)$; componente vertical do empuxo ativo, $E_h = E_a \cos (90^\circ + \delta - \beta)$; componente horizontal do empuxo ativo, c é a coesão, geralmente desprezada.

O peso W do muro é determinado com base em seu volume (por unidade de comprimento) e o peso específico do gabião, geralmente considerado igual a 17,5 kN/m³ (Maccaferri).

b.2) Estabilidade contra o tombamento

Neste caso o coeficiente de segurança contra o tombamento do muro F_{rb} é determinado considerando-se a tendência de rotação do muro em torno do ponto F,

$$FS_{rb} = \frac{M_r}{M_a} \geq 1,5 \quad (2.10)$$

em que: M_r é o momento resistente, causado pelo peso próprio do muro e a componente vertical do empuxo ativo, M_a é o momento atuante, causado pela componente horizontal do empuxo ativo.

$$M_r = Ws' + E_v s \quad ; \quad M_a = E_h d s' \quad (2.11)$$

considerando-se

$$s = B \cos \alpha - \frac{H}{3} \left(\frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} \right) \frac{1}{\tan \beta} \quad ; \quad s' = x_g \cos \alpha + y_g \sin \alpha \quad (2.12)$$

onde x_g e y_g são as coordenadas do centro de gravidade G do muro medidas no plano da base do muro a partir do ponto F.

b.3) Estabilidade global

A estabilidade global do conjunto muro de gabião e talude da barragem é verificada geralmente através de método de equilíbrio limite como o tradicional método das fatias, considerando-se como fator de segurança mínimo um valor entre 1,2 a 1,3.

2.4.3 Projeto de solos reforçados

Solos reforçados constituem-se na combinação de dois materiais – o solo, com capacidade de resistência à compressão, e elementos de reforço, geralmente geossintéticos, com capacidade de resistência à tração, permitindo a adoção de taludes mais íngremes e com menor volume de aterro compactado.

Os geossintéticos são produzidos a partir de polímeros, sintéticos ou naturais, sendo seus principais tipos classificados como geotêxteis (não tecido, tecido, tricotado), geomembranas (reforçada, texturizada) e geogrelhas (estruturadas, soldadas, tecidas). Também incluem elementos descontínuos como fibras ou fios, que são diretamente misturados com o solo para formar um tipo de geotêxtil.

Todos estes tipos de geossintéticos são usados em barragens para realizar uma variedade de funções (proteção, interface de separação entre materiais, filtragem e drenagem), conforme ilustra a figura 2.19. Em alteamentos de barragens a combinação destas funções desempenhadas por geossintéticos é explorada cada vez com mais frequência.

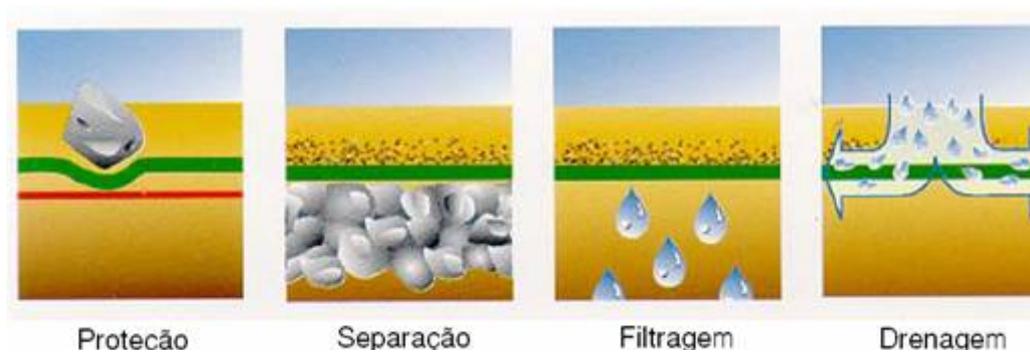


Figura 2.19 – Principais funções dos geotêxteis em obras geotécnicas.

As inclusões de geossintéticos (figura 2.20) reduzem as deformações no interior do solo reforçado, conferindo ao mesmo um melhor comportamento mecânico, semelhante ao propiciado pelo aumento das tensões de confinamento. A região de solo reforçado, de maneira geral, atua como um muro de gravidade convencional.

A figura 2.21 detalhe o processo construtivo de solos reforçados. Para proteção das paredes do muro com solo reforçado pode-se usar revestimentos de alvenaria, painéis de concreto, concreto projetado, vegetação, etc. A figura 2.22 apresenta algumas opções de revestimento.

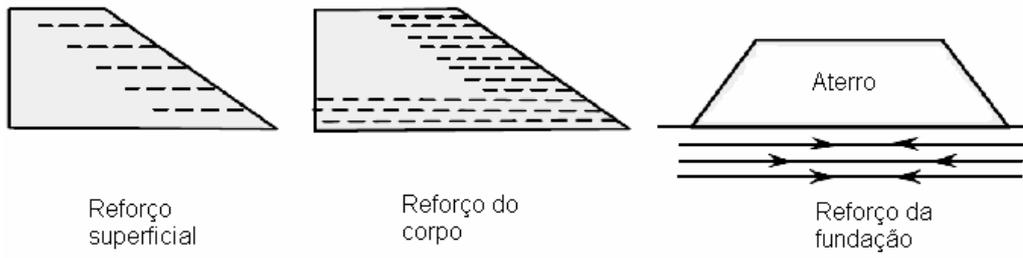


Figura 2.20 – Modos de reforço de aterros (Ingold, 1984)

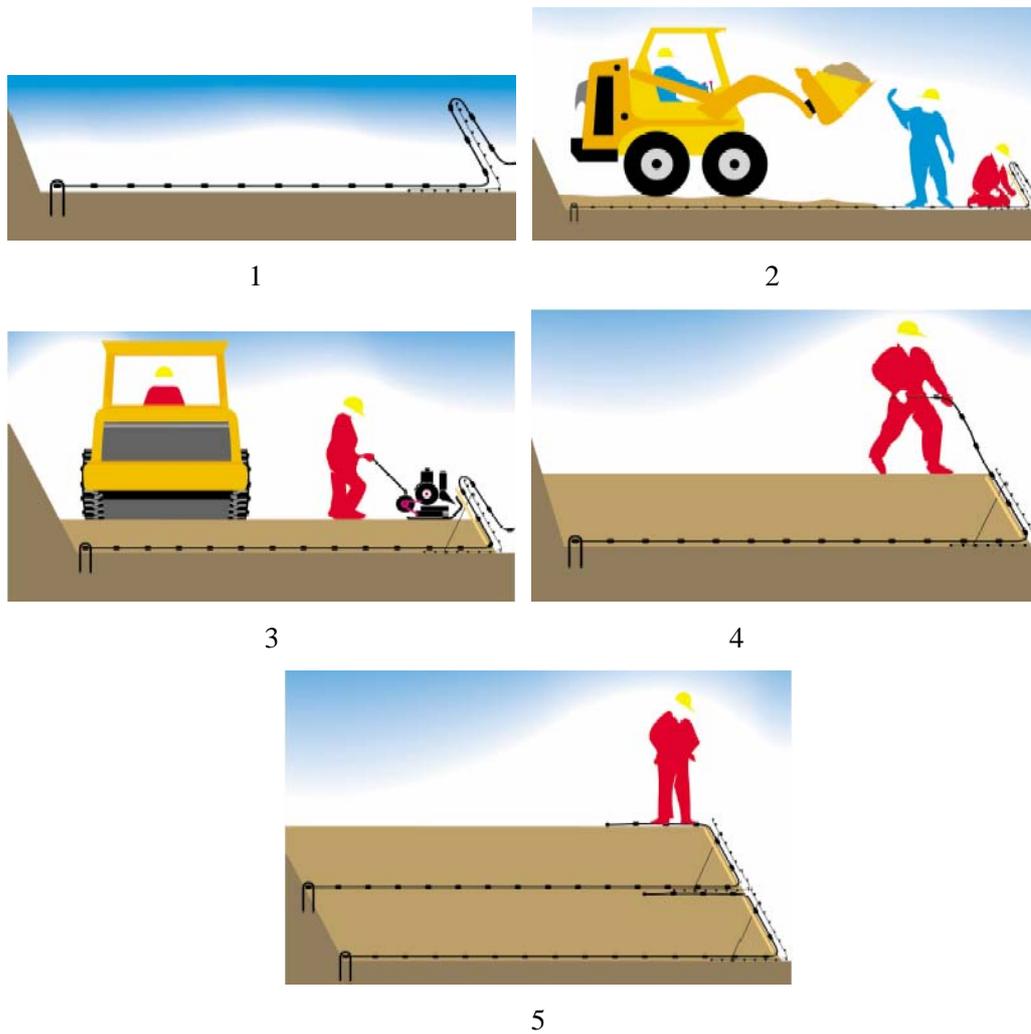
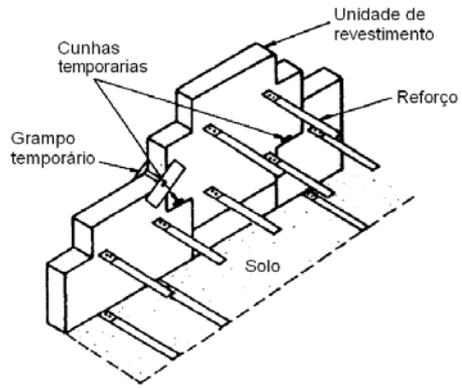
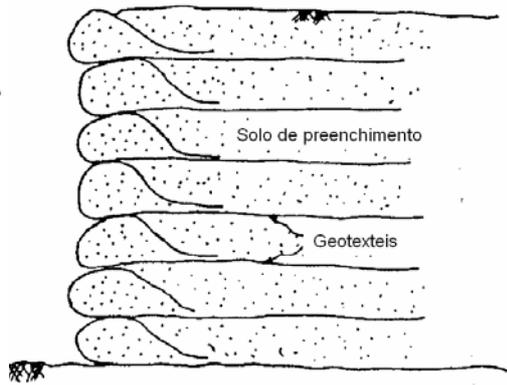


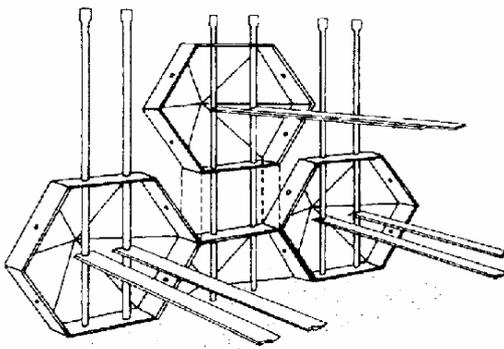
Figura 2.21 – Processo construtivo de camadas de aterro com solo reforçado (TENAX SpA, 2002)



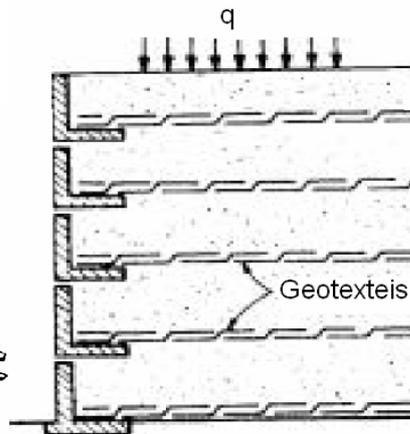
Painel de revestimento de concreto.
(Sistema reforçado Earth®)



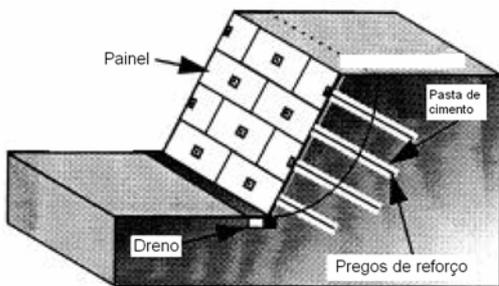
Cobertura empacotado ao redor.



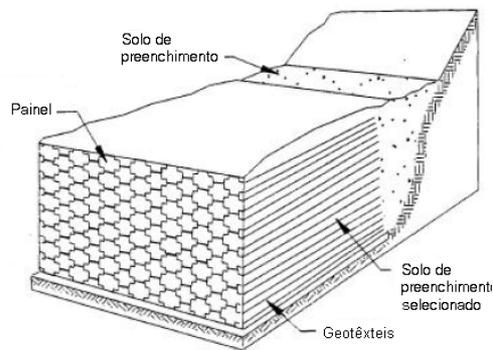
Revestimento de muros York (Jones, 1992).



Revestimento de concreto L (Broms, 1988).



Painel de concreto reforçado.
(Japanese System).



Componentes do muro de terra reforçado.

Figura 2.22 – Revestimentos típicos utilizados em estruturas de solos reforçados.

a) Estabilidade do muro de solo reforçado

Os muros de solo reforçado devem ser projetados tendo em vista sua estabilidade interna e externa. A estabilidade interna requer que o reforço apresente suficiente resistência à tração e suficiente resistência ao cisalhamento ao longo de sua interface com o solo do aterro. A magnitude destas resistências vai depender da orientação das inclusões em relação às direções das deformações induzidas nas zonas reforçadas (Jewell e Wroth, 1987), das tensões confinantes existentes e do potencial do geossintético na transferência de tensões, parâmetro quantificado pela magnitude das tensões de cisalhamento mobilizadas ao longo da interface para um dado deslocamento relativo. A interação solo-geossintético comporta então dois mecanismos distintos, embora interdependentes, que são o comportamento ao cisalhamento na interface e a influência das tensões de confinamento sobre as características de resistência à tração do geossintético. Os parâmetros de resistência na interface solo-geossintético são normalmente estabelecidos através de ensaios de cisalhamento direto ou ensaios de arrancamento.

Há várias técnicas publicadas na literatura para análise específica da estabilidade externa de solos reforçados, baseadas em método de equilíbrio limite, dentre as quais as propostas por Broms (1978), Collin (1986), Bonaparte et al. (1987), Leshinsky e Perry (1987), Schmertmann et al. (1987), Whitcomb e Bell (1979). A diferença básica entre elas está principalmente na maneira de considerar as distribuições dos esforços nas inclusões e na posição da superfície (plana) de ruptura.

Outros autores apresentaram técnicas baseadas em adaptações dos tradicionais métodos de equilíbrio limite para análise da estabilidade de taludes de solo. Aqui são apresentadas brevemente apenas duas delas, como método de Fellenius Modificado (Taga et al., 1992) e de Método de Bishop Modificado (Rowe e Ho, 1992; Smith, 1992).

a) Método de Fellenius Modificado

O fator de segurança, baseado no equilíbrio de momentos, é determinado como (ver figura 2.23):

$$FS = \frac{\sum [cb + W \cos \alpha + T \sin \alpha \tan \phi]}{\sum (W \sin \alpha - T \cos \alpha)} \quad (2.13)$$

em que: W é o peso da fatia analisada, b é o comprimento da base da fatia, ϕ é o ângulo de atrito na superfície potencial de ruptura, c é o coesão na superfície potencial de ruptura, α é o ângulo de inclinação da base da fatia em relação à horizontal, T = força de tração no reforço.

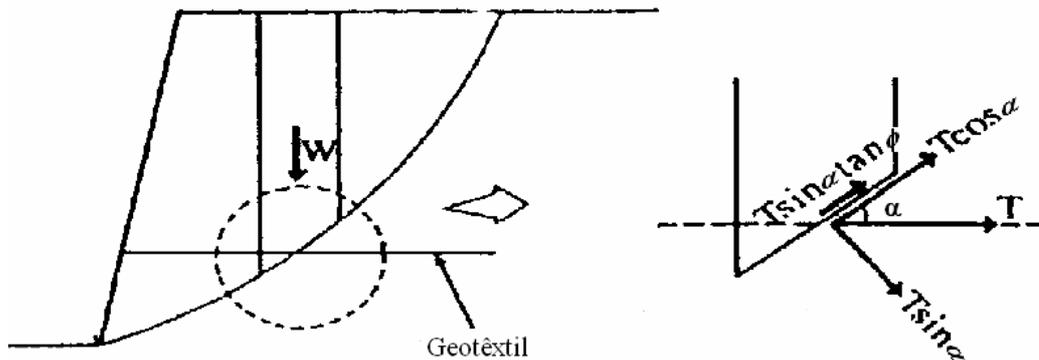


Figura 2.23 – Extensão do método de Fellenius para análise da estabilidade de solo reforçado (Taga et al., 1992)

b) Método de Bishop Modificado

Também baseado em equilíbrio de momentos, o fator de segurança pode ser calculado como (ver figura 2.24):

$$FS = \frac{(M_R + \Delta M_R)}{M_A} \quad (2.14)$$

Em que: M_A é o momento atuante, M_R é o momento resistente, ΔM_R é a parcela do momento resistente devido ao geotêxtil.

:

$$FS = \frac{\sum [cb + (W - ub + P + T \sin \gamma) \tan \phi]}{\sum [W \sin \alpha + P \sin \alpha - T \cos(\alpha + \gamma)]} \quad (2.15)$$

em que: W é o peso da fatia analisada, b é o comprimento da base da fatia, ϕ é o ângulo de atrito na superfície potencial de ruptura, c é o coesão na superfície potencial de ruptura, α é o ângulo de inclinação da base da fatia em relação à horizontal, T é a força de tração no reforço, P é o sobrecarregamento.

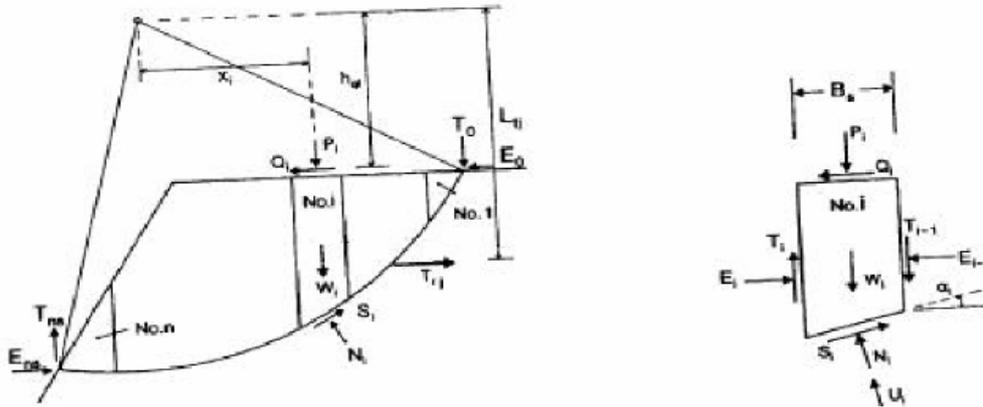


Figura 2.24 – Extensão do método de Bishop Simplificado para análise da estabilidade de estruturas de solo reforçado (Porkharel, 1995).

Adicionalmente, o muro de solo reforçado deve também satisfazer às condições de estabilidade de um muro convencional, i.e. a estabilidade contra o deslizamento na base, estabilidade contra o tombamento e a estabilidade global do sistema muro e solo de fundação, geralmente feita através de um método de equilíbrio limite tradicional (método das fatias).

3 Fluxo Permanente Não Confinado

3.1. Introdução

O fenômeno da percolação de fluidos em meios porosos é estudado em várias áreas da engenharia. Na engenharia geotécnica, em particular, o conhecimento das características do fluxo da água através de solos é essencial para análise de problemas de estabilidade de taludes, controle de águas subterrâneas, projeto de estruturas hidráulicas como barragens, diques, cais, etc.

A solução da equação de fluxo permanente (equação de Poisson) depende das condições de contorno do problema e, no caso de barragens de terra, um dos contornos, que posiciona a linha freática, é desconhecido *a priori*, o que caracteriza este tipo de problema como um exemplo tradicional de fluxo não confinado.

A aplicação do método dos elementos finitos para a solução de problemas de fluxo não confinado tem sido feita na literatura sob duas abordagens gerais: a) a utilização de malha variável de elementos finitos, com reposicionamento da linha freática a cada nova configuração, num processo iterativo até que as condições de contorno (carga de pressão nula e velocidade normal nula na linha freática para regime permanente) sejam satisfeitas dentro de uma tolerância especificada; b) emprego de malha fixa de elementos finitos, através do método das vazões residuais (Desai, 1976) ou reformulando o problema pela introdução de uma função de condutividade hidráulica não linear (relação entre coeficiente de permeabilidade e poropressão), como proposto por Bathe e Khoshgoftaar (1979) e outros.

3.2. Análise com malha variável

Na primeira abordagem, somente a região do solo abaixo da provável localização da superfície freática é discretizada. Os resultados numéricos obtidos são em geral de boa precisão, mas a metodologia pode apresentar problemas de instabilidade em certas situações, como na determinação da interseção da linha freática com a superfície de fluxo livre (linha 3-4 na figura 3.1).

Na proposta de Taylor e Brown (1967) a linha freática é tratada como condição de contorno natural (impermeável) e o procedimento para determinação de sua posição é semelhante ao empregado para a solução gráfica do problema por redes de fluxo, isto é, em cada nova malha é verificado se as cargas hidráulicas nos nós situados sobre a linha freática estão suficientemente próximas dos respectivos valores das cargas de elevação. Caso negativo, os nós são movimentados de modo a coincidirem os valores das cargas e esta malha modificada é utilizada para uma nova iteração.

A movimentação do nó de saída (ponto 4 na figura 3.1) é ambígua porque este pertence simultaneamente a um contorno impermeável (linha freática) e a um contorno permeável (superfície de fluxo onde a velocidade normal não é necessariamente nula). Esta dificuldade pode ser minimizada, mas não eliminada, refinando-se a malha em torno deste ponto.

Neuman e Witherspoon (1970) sugeriram uma técnica mais aperfeiçoada que requer a solução do problema de fluxo confinado por duas vezes. Na primeira, a linha freática é tratada como condição de contorno essencial, prescrevendo-se valores de cargas hidráulicas iguais às respectivas cargas de elevação, calculando-se em seguida as vazões em todos os nós da malha, incluindo-se os situados sobre a superfície livre 3-4. Uma segunda análise confinada é então executada, impondo-se nos nós da superfície livre os valores anteriormente calculados para obtenção das correspondentes cargas hidráulicas nos nós da linha freática, tratada agora como condição de contorno natural (impermeável). Finalmente, os nós da linha freática são movimentados para igualar seus valores com as respectivas cargas de elevação. Uma nova iteração com a malha modificada, em dois passos de cálculo, está pronta para ser feita.

Este procedimento também não elimina totalmente a dificuldade de estabelecer o ponto de saída da linha freática (ponto 4). Durante a primeira análise de fluxo confinado, a vazão avaliada neste nó corresponde à contribuição tanto da superfície livre como da linha freática (considerada permeável), enquanto que na segunda análise confinada, na qual a nova posição da linha freática é estabelecida, somente a parte do fluxo correspondente à superfície livre (linha freática nesta etapa da análise é considerada impermeável) deveria ser aplicada. Embora esta correção seja possível, na literatura normalmente aconselha-se que, para malhas suficientemente refinadas na região de saída, seja utilizada no nó correspondente ao ponto de saída apenas metade da vazão computada na etapa inicial do procedimento.

Outra dificuldade numérica que pode ocorrer com a abordagem de malhas variáveis é na situação onde a linha freática se apresenta quase vertical e seus nós estão sujeitos a movimentos aproximadamente horizontais (Neuman e Witherspoon, 1970).

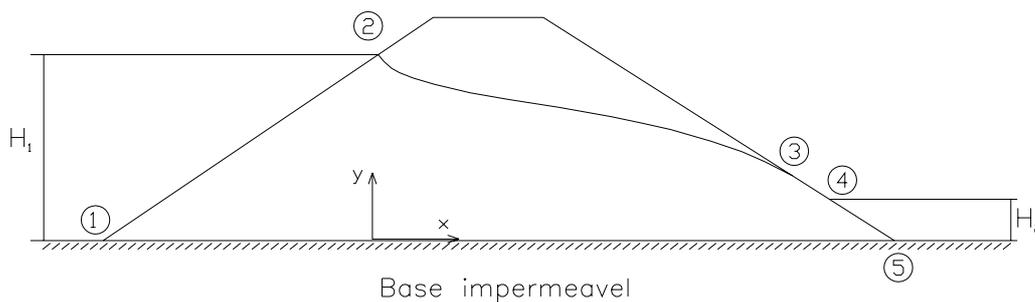


Figura 3.1 – Percolação não confinada do fluxo através da barragem de terra (Gioda e Desideri, 1988).

3.3. Análise com malha fixa

Para a segunda classe de aplicações, podem ser mencionados os trabalhos de Bathe e Khoshgoftaar (1979) e Desai (1976). Nestes estudos, não há variação da geometria da malha de elementos finitos que, por sua vez, deve conter não apenas a região abaixo da linha freática mas também uma parte ou todo o domínio da barragem.

O método proposto por Desai (op.cit.) consiste na execução de uma análise confinada, aplicando-se as condições de contorno conhecidas e tratando a linha

freática (na primeira tentativa localizada no topo da malha) como contorno impermeável. Valores de carga hidráulica são calculados nos pontos nodais e uma segunda posição da linha freática, que passa através dos elementos, pode ser estabelecida levando-se em condição de carga hidráulica h igual à carga de elevação h_e , onde h é determinada considerando-se as funções de interpolação e as cargas hidráulicas nodais calculadas.

A condição de velocidade normal nula através dos diversos segmentos FS da linha freática (figura 3.2) é imposta calculando-se nos elementos que cruzam com a linha freática um vetor de vazões residuais, construído com base nas velocidades normais em FS aplicadas com sinal oposto, num processo que, em análise de tensões, lembra uma das primeiras técnicas propostas para análise de escavações.

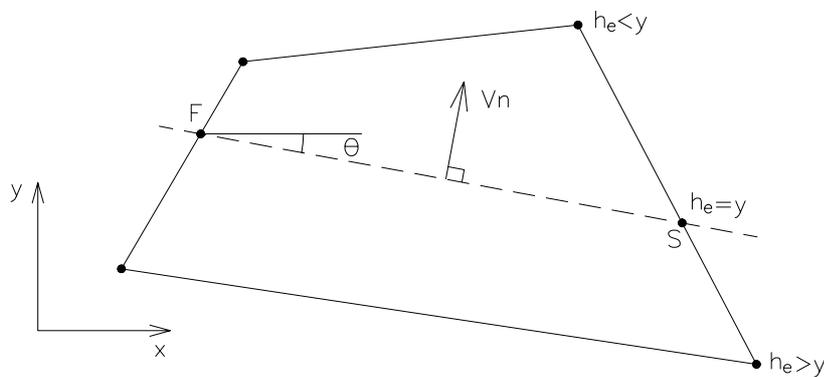


Figura 3.2 – Uma aproximação da linha freática pelo segmento FS no elemento finito (Gioda e Desideri, 1988).

A equação de fluxo contínuo é definida como:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = q \quad (3.1)$$

Segundo a lei de Darcy:

$$v_x = -k_x i_x = -k_x \frac{\partial h}{\partial x} \quad ; \quad v_y = -k_y i_y = -k_y \frac{\partial h}{\partial y} \quad (3.2)$$

em que: v_x é a velocidade de descarga no endereço x , v_y é a velocidade de descarga no endereço y , q é o fluxo por unidade de volume, i é o gradiente hidráulico, h é a carga hidráulica total, k é a permeabilidade.

O vetor de vazões residuais $\{Q\}_R$, a nível de elemento, é definido por:

$$\{Q\}_R = - \int_{FS} [N]^T \begin{Bmatrix} v_n \\ 0 \end{Bmatrix} ds \quad (3.3)$$

em que: $[N]^T$ representa a matriz das funções de interpolação e v_n a velocidade normal ao segmento FS definida como:

$$v_n = - [\text{sen}\theta \quad \cos\theta] \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_y \end{bmatrix} [J]^{-1} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N}{\partial \zeta} \\ \frac{\partial N}{\partial \eta} \end{Bmatrix} \{q\} \quad (3.4)$$

em que: θ representa a inclinação com a horizontal do segmento FS (figura 3.2), k_x e k_y os coeficientes de permeabilidade principais, $[J]^{-1}$ a matriz Jacobiana inversa, $\{q\}$ o vetor das cargas hidráulicas nodais, ζ e η as coordenadas locais do elemento.

Aplicando-se o vetor de vazões residuais nos elementos interceptados pela linha freática, uma nova solução do problema levará a valores de cargas hidráulicas corrigidas que, por sua vez, serão utilizadas para a realocação da linha freática. O processo iterativo continua até que as modificações na geometria da linha freática estejam dentro da tolerância especificada.

A técnica proposta por Bathe e Khoshgoftaar (1979) substitui o problema de intrínseca não linearidade geométrica das propostas acima por uma formulação de não linearidade do material, considerando-se uma relação não linear entre o coeficiente de permeabilidade não saturada e a poropressão (função de condutividade hidráulica). Este esquema foi implementado em vários softwares comerciais voltados para a solução de problemas geotécnicos, como o Plaxis V.8 e o Seep/W, pois permite a análise de problemas sob condição não saturada de solo não saturado e, sob ponto de vista computacional, é baseado nos mesmos métodos de solução (Newton-Raphson, Newton-Raphson Modificado, comprimento do arco) utilizados em problemas de análise de tensão para determinação de contornos de separação entre regiões elásticas e plásticas.

Inicialmente, as cargas hidráulicas em toda a malha de elementos finitos são consideradas iguais à carga hidráulica máxima do problema (sugestão de Bathe e Khoshgoftaar, 1979) ou uma análise preliminar é executada admitindo-se caso de fluxo confinado, de maneira similar ao método das vazões residuais.

As cargas de pressão nos pontos de integração são então obtidas (interpolação das cargas hidráulicas nodais para os pontos de integração com a subtração das respectivas cargas de elevação) permitindo a determinação da permeabilidade do material de acordo com a função de condutividade hidráulica não linear ilustrada na figura 3.3.

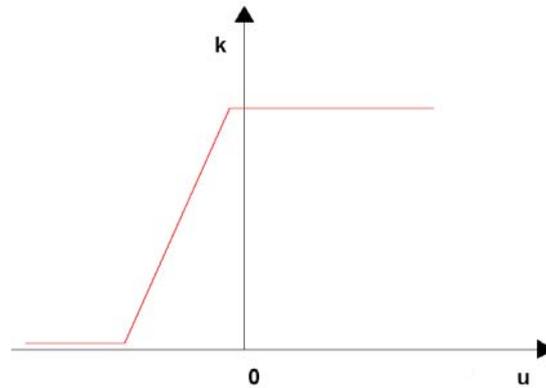


Figura 3.3 – Representação esquemática da função de condutividade hidráulica (Gioda e Desireri, 1988).

A matriz de fluxo global pode então ser construída

$$[K]^{(i-1)} = \sum_{m=1}^n \int_{V^{(m)}} [B^{(m)}]^T [C^{(m)(i-1)}] [B^{(m)}] dV^{(m)} \quad (3.5)$$

em que: $[K]^{(i-1)}$ é a matriz de fluxo global na iteração (i-1) considerando os n elementos da malha, $[B^{(m)}]$ é a matriz que relaciona gradientes com cargas hidráulicas nodais no elemento m , $[C^{(m)(i-1)}]$ é a matriz das permeabilidades principais na iteração (i-1).

Possibilitando o cálculo de um acréscimo de cargas hidráulicas em todos os nós da malha por meio da equação do método dos elementos finitos.

$$[K]^{(i-1)} \{\Delta r\}^i = \{R\} - \{F\}^{(i-1)} \quad (3.6a)$$

em que: $\{\Delta r\}^i$ é o vetor global das cargas hidráulicas nodais, $\{R\}$ é o vetor das cargas hidráulicas nodais prescritas como condição de contorno.

$$\{F^{(i-1)}\} = \sum_{m=1}^n \int_{V^{(m)}} [B^{(m)}]^T [C^{(m)(i-1)}] [B^{(m)}] \{r^{(i-1)}\} dV^{(m)} \quad (3.6b)$$

O vetor das cargas hidráulicas nodais pode então ser atualizado.

$$\{r\}^i = \{r\}^{i-1} + \{\Delta r\}^i \quad (3.7)$$

Uma nova iteração é realizada caso o critério de convergência abaixo não seja satisfeito dentro de determinada tolerância.

$$\|\{\Delta r^{(i)}\}\|_2 / \|\{r^{(i)}\}\|_2 \ll 1 \quad (3.8)$$

Na prática, frequentemente emprega-se o método de Newton-Raphson Modificado, no qual a matriz de fluxo global não necessita ser atualizada a cada nova iteração e pode ser triangularizada para resolver o sistema de equações com menor esforço computacional.

Uma questão que precisa ser discutida, principalmente em relação aos exemplos estudados neste trabalho, é como considerar a função de condutividade hidráulica para o caso envolvendo solo não saturado (acima da linha freática) e saturado apenas, não se contemplando a região de solo parcialmente saturado pela inexistência de resultados de ensaios de laboratório que permitam construir a variação do coeficiente de permeabilidade com a sucção.

A utilização de uma função de condutividade de grande inclinação pode criar problemas de convergência e, de fato, alguns programas comerciais (Seep/W) não convergem quando a função se aproxima de uma linha vertical, situação teórica para representação de uma interface solo seco – solo saturado como na figura 3.4.

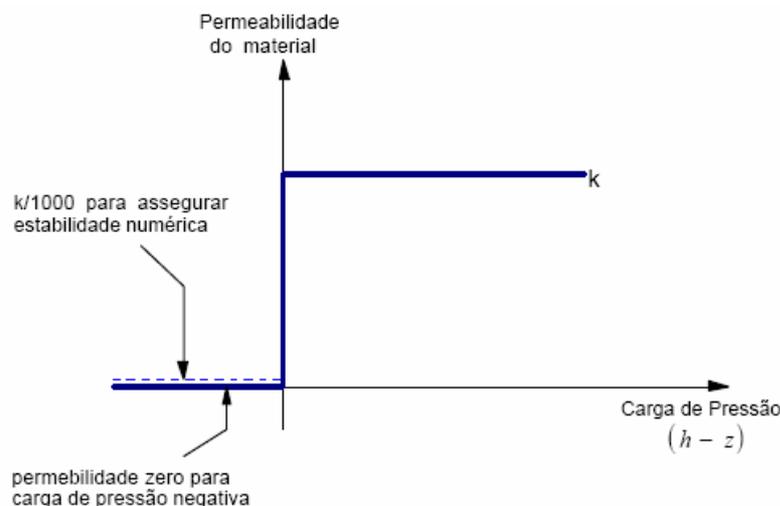


Figura 3.4 – Variação abrupta do coeficiente de permeabilidade com a carga de pressão para representação da interface solo seco – solo saturado (Bathe e Khoshgoftaar, 1979).

O programa Plaxis v.8 emprega um coeficiente de redução da permeabilidade K^r para a região não saturada, como sugerido por Desai (1976), Li e Desai (1976), Bakker (1989), conforme mostram os gráficos da figura 3.5.

Na zona de transição a função de condutividade hidráulica é descrita pela relação:

$$K^r = 10^{-\frac{4h_p}{h_p^k}} \quad \text{para} \quad 10^{-4} \leq K^r \leq 1 \quad (3.8a)$$

ou

$$\log_{10} K^r = -4 \frac{h_p}{h_p^k} \quad (3.8b)$$

Onde h_p é a carga de pressão e h_p^k seu correspondente valor quando o coeficiente de redução K^r atinge o valor mínimo de 10^{-4} . No programa Plaxis v.8, $h_p^k = 0,7m$ para todo o tipo de solo.

Admitindo-se que esta estratégia é suficiente para evitar problemas de convergência na análise não linear do problema de fluxo não confinado em solo seco – solo saturado, neste trabalho então considerou-se na região de sucção um decréscimo exponencial do coeficiente de permeabilidade saturado k (equação 3.8a) até o valor limite $10^{-4}k$ para a carga de pressão $\frac{h_p}{h_p^k} = \frac{h_p}{0,7} = 1$ (ou $h_p = 0,7m$ ou pressão de sucção $u = 7kPa$).

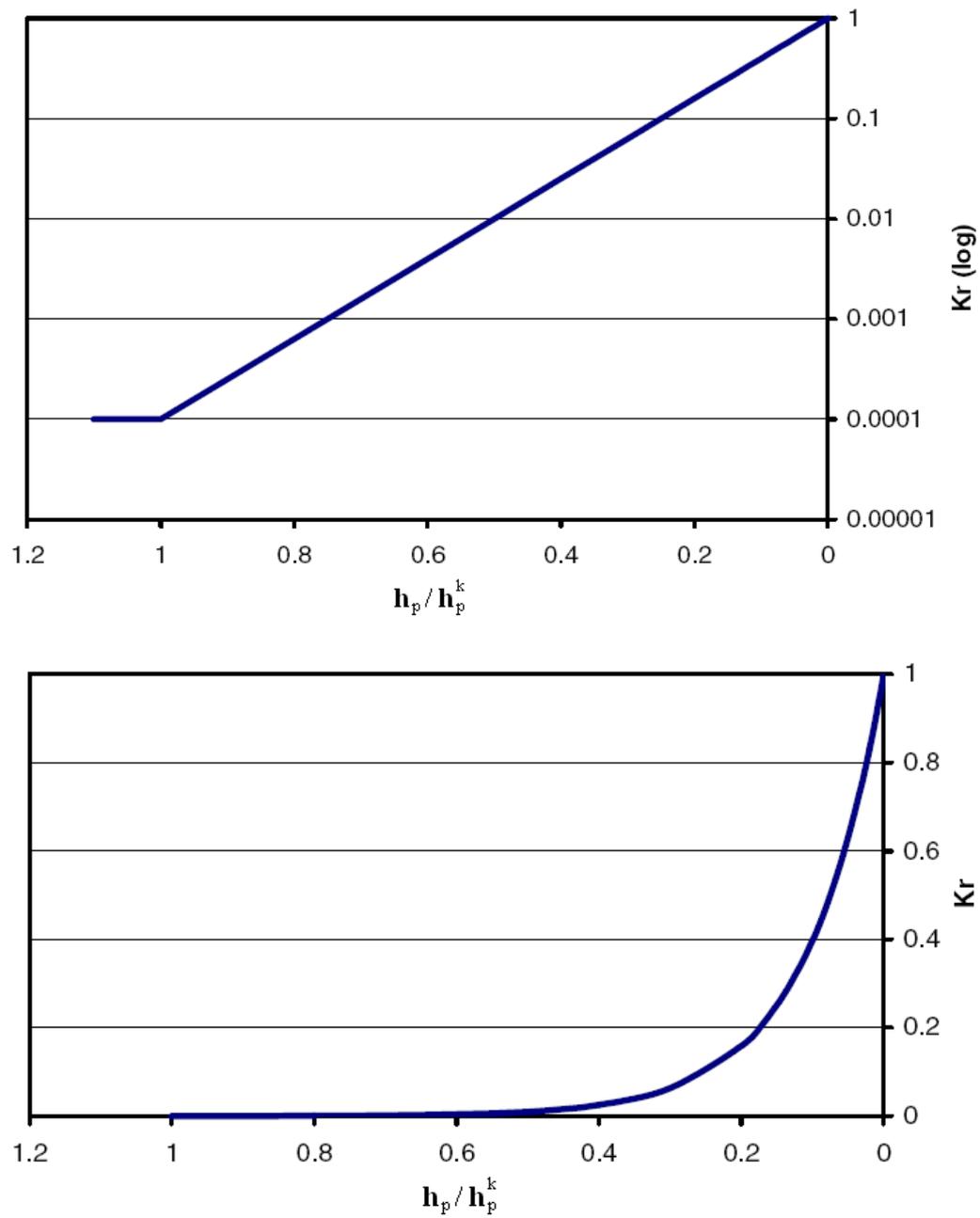


Figura 3.5 – Variação do coeficiente de redução de permeabilidade K_r com a razão entre cargas de sucção - escalas logarítmica e aritmética (Plaxis v.8).

4

Estabilidade de Taludes em Barragens de Terra

4.1.

Introdução

Nos últimos 20 anos, a cada vez mais crescente disponibilidade de microcomputadores trouxe importantes modificações na sistemática de cálculo da estabilidade de taludes em solo. Análises mais gerais e abrangentes podem agora ser executadas, incluindo considerações do ponto de vista da Mecânica que não seriam possíveis sem o auxílio de microcomputadores e de métodos numéricos.

A utilização generalizada de técnicas computacionais influenciou a análise de problemas de estabilidade de taludes em dois aspectos principais:

- a) um grande número de superfícies potenciais de deslizamento podem ser pesquisadas, tornando possível a localização da superfície crítica (circular ou não-circular) com um alto grau de confiabilidade;
- b) podem ser executadas análises usando métodos de cálculo mais avançados que satisfazem a todas as condições de equilíbrio. Assim, alguns aspectos relacionados com os efeitos das hipóteses simplificadoras introduzidas em várias formulações do método de equilíbrio limite podem, por sua vez, ser melhor estimados qualitativa e quantitativamente.

Métodos de equilíbrio limite têm sido amplamente empregados para análise de estabilidade de taludes, principalmente devido à simplicidade matemática com que são formulados. Entretanto, podem fornecer resultados incorretos em certas situações como, por exemplo, onde a ruptura do talude é fundamentalmente governada pela presença, no perfil de solo, de regiões com muito menos, ou com muito mais, resistência do que a massa de solo circundante. A literatura técnica registra várias publicações (Tavenas et al., 1990; Ching & Fredlund, 1983; Donald & Giam, 1988; Giam & Donald, 1988; Huang et al., 1989) que discutem a validade, vantagens e limitações da análise da estabilidade de taludes através de métodos de equilíbrio limite.

A consideração em problemas de geotecnia de relações tensão x deformação x resistência que mais fielmente reproduzem o comportamento de solos em obras de engenharia tem sido possível, com bastante sucesso e aceitação por parte das comunidades técnica e acadêmica, através da utilização de métodos numéricos, principalmente o versátil método dos elementos finitos (MEF). Entretanto, para aplicações específicas na área da estabilidade de taludes o método não se tornou uma ferramenta popular, como poderia ser esperado, contando com um número relativamente pequeno de publicações sobre o assunto, sendo uma das mais aparentes causas de sua restrita utilização o maior esforço computacional exigido nas análises.

Uma causa mais concreta, entretanto, parece ser que o fator de segurança calculado por ambas as abordagens são razoavelmente coincidentes entre si, o que privilegia a utilização dos métodos de equilíbrio limite. A semelhança entre estes valores, não implica necessariamente que a superfície potencial de ruptura seja a mesma, argumento fundamental para justificar uma análise de estabilidade pelo método dos elementos finitos, mesmo quando o fator de segurança do talude seja de antemão previsto por simples análise por equilíbrio limite.

No caso de obras geotécnicas com construção incremental (aterros e escavações), a redistribuição de tensões ocorrida em cada etapa de análise influencia mais significativamente os valores do fator de segurança, que resultam ligeiramente mais altos do que os obtidos via método de equilíbrio limite, estes aliás inábeis em distinguir taludes de aterro ou de escavação. Brown & King (1966) já indicavam que o fator de segurança de um talude escavado é ligeiramente maior do que no caso de um aterro, com a correspondente superfície crítica de ruptura também variando entre ambas as análises.

No caso de barragens, uma análise de estabilidade pelo método dos elementos finitos seria em princípio recomendada quando o valor do fator de segurança calculado por método de equilíbrio limite for inferior a 1,5, quando parâmetros de projeto e de métodos de cálculo devem ser revistos visando a segurança da obra. Para valores de fator de segurança superiores, a possibilidade de redimensionamento na maioria das vezes está associada aos custos do empreendimento.

4.2. Análise estática da estabilidade de taludes

4.2.1. Método de equilíbrio limite

Métodos de equilíbrio limite para análise da estabilidade de taludes são amplamente utilizados e a experiência acumulada ao longo dos anos tem demonstrado que são rápidos, precisos e simples.

Os métodos de equilíbrio limite têm as seguintes características comuns:

- a) Usam a mesma definição para o fator de segurança local FS_{local} :

$$FS_{local} = \frac{s}{\tau} \quad (4.1)$$

onde s representa a resistência ao cisalhamento e τ é a tensão cisalhante atuante.

Em grande parte dos problemas de engenharia geotécnica as maiores incertezas estão relacionadas com a avaliação da resistência ao cisalhamento dos solos. Assim, a definição do fator de segurança em termos da resistência ao cisalhamento s associa FS_{local} diretamente com um parâmetro cujo grau de incerteza é significativo.

Além disso, os métodos de equilíbrio limite consideram que o fator de segurança é o mesmo em todos os pontos da potencial superfície de deslizamento, embora não haja razões para aceitar como verdadeira esta hipótese exceto na ruptura quando $FS_{local} = 1.0$

- b) Consideram como hipótese genérica que os maciços de solo comportam-se mecanicamente como materiais rígido-perfeitamente plásticos, não sendo feitas quaisquer considerações sobre os campos de tensão e deformação gerados pelo carregamento externo. Em certas situações, esta hipótese não é estritamente aplicável, como no caso de taludes em argilas rijas fissuradas onde a resistência residual pode ser significativamente menor do que a resistência no pico. Na prática, esta dificuldade pode ser contornada (Skempton, 1977) usando-se valores de resistência ao cisalhamento inferiores aos avaliados na condição de pico.

c) Usam algumas ou todas as equações de equilíbrio para calcular valores médios da tensão cisalhante mobilizada τ e da tensão normal σ ao longo da potencial superfície de ruptura, necessários para estimativa da resistência ao cisalhamento pelo critério de Mohr-Coulomb.

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (4.2)$$

em que: c e ϕ são os parâmetros de resistência associados ao critério.

d) Introduzem hipóteses para complementar as equações de equilíbrio visto que o número de incógnitas do problema é em geral superior ao número de equações fornecidas pela estática.

Métodos de análise para serem aplicáveis a problemas práticos devem ser versáteis de modo a incluir situações onde as propriedades do solo e valores de poropressão variam no interior do maciço. Por esta razão, a maioria dos métodos de equilíbrio limite subdivide a região de solo delimitada pela superfície potencial de ruptura em um número qualquer de fatias verticais, analisando-se as condições de equilíbrio em cada fatia isoladamente. Este procedimento constitui o chamado método das fatias, com várias versões propostas na literatura dependendo das hipóteses adotadas para satisfazer parcial ou totalmente as equações de equilíbrio de forças e de momentos.

A análise através dos métodos das fatias parte da definição de uma superfície de deslizamento qualquer para toda a massa do talude. Esta superfície é dividida em um número de fatias verticais, mostrando-se na figura 4.1 as forças que agem em uma fatia genérica.

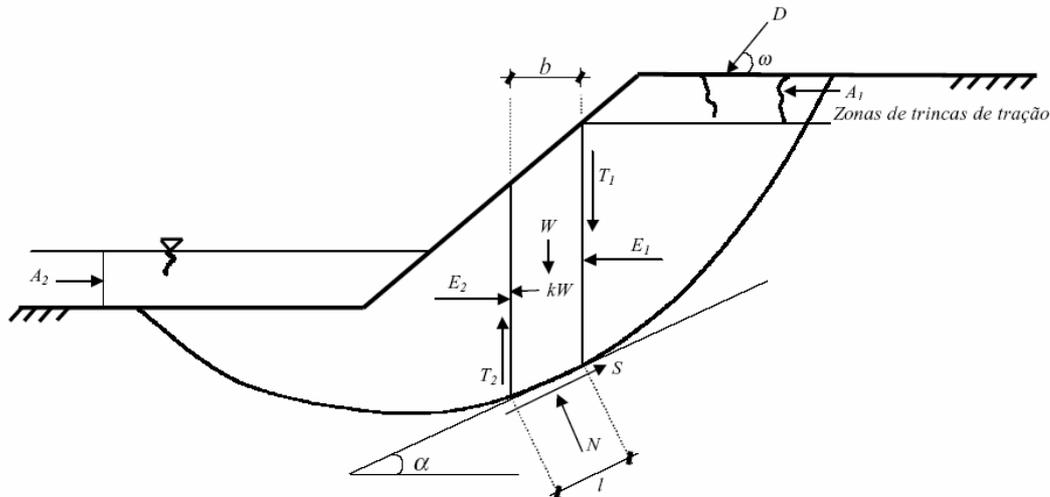


Figura 4.1 – Forças atuantes em uma fatia vertical e a superfície potencial de ruptura (GeoSlope/W)

em que: W é o peso da fatia, kW é a força horizontal para incorporar efeitos sísmicos, N é a força normal à base da fatia, S é a força tangencial à base da fatia ($S = \tau l$), E_1 , E_2 são componentes horizontais das forças entre as fatias, T_1 , T_2 são componentes verticais das forças entre as fatias, D é a força aplicada na superfície, b é a largura da fatia, l é o comprimento da base da fatia, A_1 , A_2 são as forças hidrostáticas.

Da definição do fator de segurança local na equação 4.1 é possível escrever para solos secos ou saturados:

$$S = \tau l = \frac{s l}{FS_{local}} = \frac{l}{FS_{local}} [c' + (\sigma - u) \tan \phi'] \quad (4.3)$$

em que: $\sigma = \frac{N}{l}$ é a tensão normal média na base da fatia, u é a poropressão atuante no centro da base da fatia, c' e ϕ' são os parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas.

Fatores de segurança globais FS podem ser determinados com base nas equações de equilíbrio de forças ou momentos, sendo importante reconhecer sua definição na comparação dos valores dos coeficientes de segurança obtidos nas diferentes versões dos métodos das fatias, propostos por vários autores, considerando-se diversas hipóteses simplificadoras.

Considerando o equilíbrio de momentos em relação a um ponto qualquer,

causados pelas forças que atuam em todas as fatias em que se subdivide o talude, temos:

$$\sum Wx - \sum Sr - \sum Nf + \sum kW e \pm Dd \pm \sum_{i=1}^2 A_i h = 0 \quad (4.4)$$

onde x , r , f , e , d , h representam os braços dos momentos dos diferentes forças em relação ao ponto selecionado.

Admitindo-se, como usualmente, que os fatores de segurança local (FS_{local}) e global (FS) são os mesmos, é possível combinar-se as equações 4.3 e 4.4 para produzir:

$$FS_{momentos} = \frac{\sum [c'l r + (N - ul) r \tan \phi']}{\sum Wx - \sum Nf + \sum kW e \pm Dd \pm \sum_{i=1}^2 A_i h} \quad (4.5)$$

Considerando-se o equilíbrio das forças horizontais que atuam em todas as fatias, obtém-se:

$$\sum (E_1 - E_2) - \sum N \sin \alpha + \sum S \cos \alpha - \sum kW - D \cos \omega \pm \sum_{i=1}^2 A_i = 0 \quad (4.6)$$

Novamente combinando-se as equações 4.3 e 4.6 é possível escrever observando-se que a parcela $\sum (E_2 - E_1)$ é nula para toda a massa deslizando.

$$FS_{forças} = \frac{\sum [c'l \cos \alpha + (N - ul) \tan \phi' \cos \alpha]}{\sum N \sin \alpha + \sum kW + D \cos \omega \mp \sum_{i=1}^2 A_i} \quad (4.7)$$

Ambas as equações para cálculo dos fatores de segurança globais ($FS_{momentos}$ e $FS_{forças}$) são não lineares, visto que a força normal N atuante em cada base da fatia é também fator do coeficiente de segurança.

As equações (4.5) e (4.7) são gerais, porém contendo um número excessivo de incógnitas (problema hiperestático) já que equações adicionais, obtidos considerando-se o comportamento tensão-deformação dos materiais, não são

incorporadas pelos métodos de equilíbrio limite. Hipóteses simplificadoras devem então ser introduzidas. Os diferentes métodos de fatias propostos na literatura (Bishop Simplificado, 1955; Janbu Simplificado, 1968; Morgenstern & Price, 1965; Sarma 1973, 1979; entre outros) se diferenciam conforme as simplificações adotadas no processo de cálculo, geralmente em relação às forças entre fatias e no modo de se determinar a força normal N na base da fatia.

As tabelas 4.1 e 4.2 listam as principais características dos diversos métodos das fatias propostos na literatura:

Tabela 4.1 - Características dos métodos das fatias não rigorosos (de Campos, 1985).

Método	Hipóteses	Comentários (Tipo de Superfície de Ruptura)
Fellenius (1927) (fatias)	Não considera forças entre fatias	(Circular)
Bishop Simplificado (1955) (fatias)	Resultante das forças entre fatias é horizontal.	(Circular) – n hipóteses sobre o ponto de aplicação da força normal e (n-1) sobre a magnitude das forças tangenciais entre fatias. FS determinado a partir da consideração de equilíbrio de momentos.
Janbu Simplificado (1968) (fatias)	Resultante das forças entre fatias é horizontal. Um fator de correção empírico f_0 é usado para levar em conta os efeitos das forças tangenciais.	(Qualquer) – Valores de f_0 sugeridos para condições de solos homogêneos. FS é determinado a partir do equilíbrio de forças.
Janbu Generalizado (1968) (fatias)	Localização da força normal entre fatias definida por uma linha de empuxo arbitrária.	(Qualquer) – n hipóteses sobre o ponto de aplicação das forças normais entre fatias. Posição da última não é usada, com o equilíbrio de momentos não sendo satisfeito na última fatia. FS determinado a partir do equilíbrio de forças e de momentos.

Tabela 4.2 - Características dos métodos das fatias rigorosos (de Campos, 1985)

Método	Hipóteses	Comentários (Tipo de Superfície de Ruptura)
Spencer (1967) (fatias)	Resultantes das forças entre fatias têm inclinações constantes através da massa do solo.	(Qualquer) – método semelhante ao de Morgenstern – Price com $f(x) = 1$.
Morgenstern – Price (1965) (fatias)	Direção da resultante das forças entre fatias definidas usando uma função arbitrária $f(x)$. A parcela de $f(x)$ necessária para satisfazer o equilíbrio de forças e de momentos é calculada.	(Qualquer) – n hipóteses sobre o ponto de aplicação da força normal e (n-1) sobre a magnitude relativa das forças entre fatias. Uma incógnita λ é introduzida. Fatias são de espessura infinitesimal.
Sarma 1973 (fatias)	Resistência interna entre fatias é mobilizada. Distribuição das resultantes das forças tangenciais entre fatias definidas com base em uma função arbitrária. A porcentagem da	(Qualquer) - n hipóteses sobre o ponto de aplicação das forças normais e (n-1) sobre a magnitude relativa das forças tangenciais entre fatias. Incógnita λ introduzida.

	função λ necessária para satisfazer o equilíbrio de forças e momentos é calculada.	
Sarma 1979 (cunhas)	Assume que a resistência ao cisalhamento é mobilizada nos lados de todas as cunhas. A inclinação das interfaces das cunhas é variada para produzir uma condição crítica de equilíbrio.	(Qualquer) – (n-1) hipóteses sobre o ponto de aplicação das forças normais ou das forças tangenciais entre cunhas e (n-1) sobre o valor relativo das forças entre cunhas. Solução obtida na forma de um fator de aceleração crítico K_c .

4.2.2. Solos não saturados

Sob condição de não saturação o critério de Mohr-Coulomb para resistência de solos deve ser modificado para incluir a influência da sucção mátrica, referente à pressão na água em nível inferior ao da pressão do ar presente nos vazios.

$$s = c' + (\sigma_n - \mu_a) \tan \phi' + (\mu_a - \mu_w) \tan \phi^b \quad (4.8)$$

em que: c' é a coesão efetiva, ϕ' é o ângulo de atrito efetivo, σ_n é a tensão normal média na base de cada fatia, μ_a é a pressão do ar, μ_w é a pressão da água, ϕ^b é o ângulo que define o aumento na resistência cisalhante para um aumento na sucção mátrica ($\mu_a - \mu_w$).

A equação acima indica que a resistência cisalhante de um solo não saturado é função de três componentes: a coesão efetiva c' , o ângulo de atrito efetivo ϕ' e incremento da resistência devido à sucção mátrica representado por ϕ^b .

Neste caso, a força tangencial na base da fatia (equação 4.3) pode ser reescrita como

$$S = \frac{l}{FS_{local}} (c' + (\sigma_n - \mu_a) \tan \phi' + (\mu_a - \mu_w) \tan \phi^b) \quad (4.9)$$

Seguindo-se o mesmo procedimento do item 4.2.1 é possível escrever-se para toda a massa de solo não saturado o coeficiente de segurança com respeito ao equilíbrio de momentos

$$FS_{\text{momentos}} = \frac{\sum \left\{ c'l r + \left[N - u_w l \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} - \mu_a l \left(1 - \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \right) \right] r \tan \phi' \right\}}{\sum W x - \sum N f + \sum kW e \pm D d \pm \sum_{i=1}^2 A_i h} \quad (4.10)$$

e a correspondente expressão relativa ao equilíbrio das forças horizontais

$$FS_{\text{forças}} = \frac{\sum \left\{ c'l \cos \alpha + \left[N - \mu_w l \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} - \mu_a l \left(1 - \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \right) \right] \tan \phi' \cos \alpha \right\}}{\sum N \sin \alpha + \sum kW + D \cos \omega \mp \sum_{i=1}^2 A_i} \quad (4.11)$$

Quando o solo é seco a pressão do ar é nula (pressão atmosférica) e no caso de solo saturado considera-se $\phi^b = \phi'$, recuperando-se as correspondentes equações (4.5) e (4.7).

4.2.3. Método dos elementos finitos

Objecções teóricas ao emprego do método de equilíbrio limite em problemas de estabilidade de taludes levaram à utilização de outros métodos de análise que procuram incorporar as relações tensão-deformação dos diversos solos que compõem o talude, e assim evitar a adoção das hipóteses simplificadoras que caracterizam os métodos de equilíbrio limite. Dentre estes métodos de análise alternativos, destaca-se o popular e versátil método dos elementos finitos (MEF).

A introdução do MEF na engenharia geotécnica foi feita por Clough & Woodward (1967), na análise do comportamento de uma barragem de terra usando lei constitutiva não linear, o que tornou de imediato evidente o potencial de sua aplicação na análise do comportamento de vários outros problemas da mecânica dos solos e das rochas. Especificamente no caso da previsão do fator de segurança em análises da estabilidade de taludes, a primeira utilização do MEF parece ter sido feita por Kulhawy et al. (1969).

A aplicação do método pode ser feita de várias maneiras (Rojas, 1999), mas neste trabalho serão descritos apenas os procedimentos implementados em dois dos mais populares programas comerciais para utilização na engenharia geotécnica, i.e., o método da simulação da ruptura, incorporado no programa

Plaxis v.8, e o método de equilíbrio limite aperfeiçoado, disponível no programa GeoSlope/W v.6.

a) Simulação do colapso

Em análises não lineares, o MEF pode ser usado para calcular diretamente o fator de segurança pela redução progressiva dos parâmetros de resistência ou, alternativamente, pelo aumento progressivo do carregamento externo, até a ocorrência da ruptura do talude. Neste último caso, o fator de segurança é definido em termos do carregamento, sendo interpretado como o coeficiente que deve majorar o carregamento real para produzir o colapso do maciço de solo.

A redução dos parâmetros de resistência dos solos envolvidos na análise é feita por:

$$c^* = \frac{c}{M} \quad (4.12a)$$

$$\tan^* \phi = \frac{\tan \phi}{M} \quad (4.12b)$$

onde M é um parâmetro que reduz os valores de c e $\tan \phi$ nas sucessivas análises não lineares pelo MEF, até a ruptura do talude, quando, então $M = FS$ (fator de segurança global).

Esta técnica foi empregada por diversos pesquisadores, dentre os quais Zienkiewics et al. (1975), Naylor (1982), entre outros. Como comentado por Zienkiewics et al. (1975), o fator de segurança global é igual ao valor pelo qual os parâmetros devem ser reduzidos de modo que a solução por elementos finitos não mais apresente convergência numérica ou exiba grandes deformações em pontos do talude.

Além de envolver várias análises não lineares do mesmo problema com diferentes valores de c^* e $\tan^* \phi$, esta técnica de simulação do colapso do talude também depende do esquema numérico empregado para a solução aproximada do sistema de equações não lineares (método de Newton-Raphson, método de Newton-Raphson modificado, método do comprimento de arco, etc). De acordo com o algoritmo utilizado, a não convergência da solução numérica, teoricamente uma indicação da ruptura do talude, pode estar associada a dificuldades numéricas

do próprio algoritmo utilizado na solução do sistema de equações, exigindo incrementos de carga bastante reduzidos e um grande número de iterações para tentar conseguir a convergência da solução numérica.

Um estudo dos autovalores e autovetores da matriz de rigidez do sistema, quando da interrupção do programa computacional, pode auxiliar no diagnóstico da causa da não convergência - ruptura física ou dificuldades numéricas (Farias, 1994). Outra possibilidade, mais fácil e prática, é acompanhar a evolução do comportamento da zona de plastificação do solo ou dos vetores de incremento dos deslocamentos à medida que os parâmetros de resistência c^* e $\tan^*\phi$ são alterados nas sucessivas análises.

b) Método do equilíbrio limite aperfeiçoado

Neste método, de conceituação bastante simples, um campo de tensões é inicialmente gerado através de uma análise do MEF, sendo então utilizado em conjunto com um método de equilíbrio limite para determinação da superfície potencial de ruptura e o correspondente fator de segurança.

As figuras 4.2 e 4.3 ilustram o método de maneira sucinta. Na superfície potencial de ruptura AB da figura 4.2, a variação da resistência ao cisalhamento (s) é representada pela linha pontilhada da figura 4.3, enquanto que a distribuição das tensões cisalhantes mobilizadas (τ) é representada pela linha cheia. Ambas as distribuições foram calculadas com base em resultados de análises por elementos finitos e foram aplicadas ao longo de uma superfície AB obtida (forma e posição) por um método de equilíbrio limite.0

O fator de segurança global do talude é definido pela equação 4.13 que, geometricamente, representa a relação entre as áreas compreendidas entre as distribuições da resistência ao cisalhamento s e da tensão cisalhante mobilizada τ .

$$FS = \frac{\int_A^B s \, dl}{\int_A^B \tau \, dl} \approx \frac{\sum_{i=1}^n [s_i \Delta l_i]}{\sum_{i=1}^n [\tau_i \Delta l_i]} = \frac{\sum_{i=1}^n [(c_i + \sigma_i \tan \phi_i) \Delta l_i]}{\sum_{i=1}^n [\tau_i \Delta l_i]} \quad (4.13)$$

$$\tau_i = \frac{(\sigma_{yi} - \sigma_{xi})}{2} \text{sen } 2\alpha_i + \tau_{xy_i} \text{cos } 2\alpha_i \quad (4.14)$$

Onde:

$$\sigma_i = \sigma_{xi} \text{sen}^2 \alpha_i + \sigma_{yi} \text{cos}^2 \alpha_i - \tau_{xy_i} \text{sen } 2\alpha_i \quad (4.15)$$

implicando que as componentes de tensão σ_y , σ_x e τ_{xy} calculadas nos pontos de Gauss dos elementos finitos devam ser convenientemente interpoladas para a superfície potencial de ruptura AB e, em seguida, transformadas nas componentes σ_i e τ_i atuantes no plano tangente à superfície com inclinação α_i (figura 4.2).

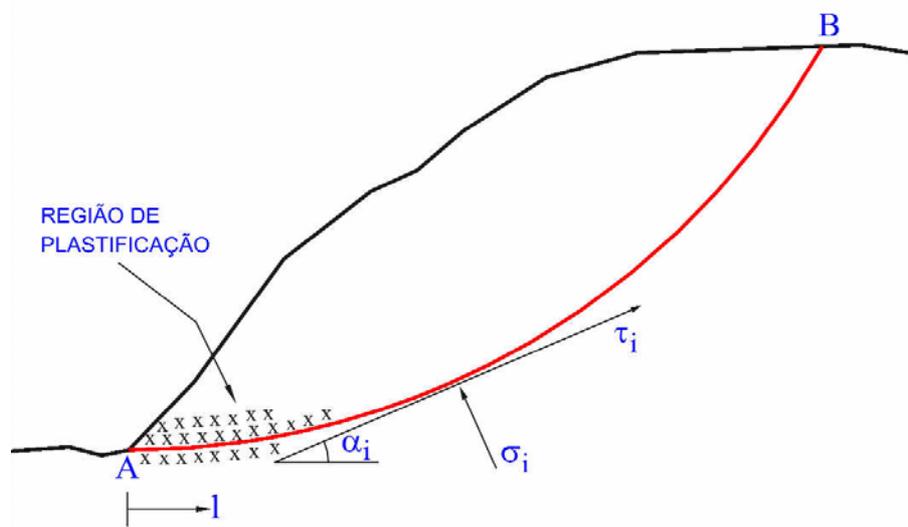


Figura 4.2 - Componentes de tensão na superfície potencial de ruptura.

Ainda que o método de equilíbrio limite aperfeiçoado possa fornecer informações úteis sobre o comportamento de taludes com auxílio de resultados numéricos do MEF, é importante ser lembrado, neste ponto, uma crítica comum decorrente da geralmente incorreta estimativa da resistência ao cisalhamento s nas análises $\phi \neq 0^\circ$. Teoricamente, o critério de ruptura de Mohr-Coulomb estabelece que a componente de tensão normal σ é aquela atuante no plano de ruptura, na iminência da ruptura, mas no método de equilíbrio limite aperfeiçoado as componentes de tensão normal (equação 4.9 e figura 4.2) atuam sobre planos tangentes a uma superfície potencial de ruptura, determinada aproximadamente com base em método de equilíbrio limite, com valores de σ numericamente calculados que geralmente resultam em fatores de segurança superiores a 1 (logo, não se trata da iminência de ruptura no plano de ruptura).

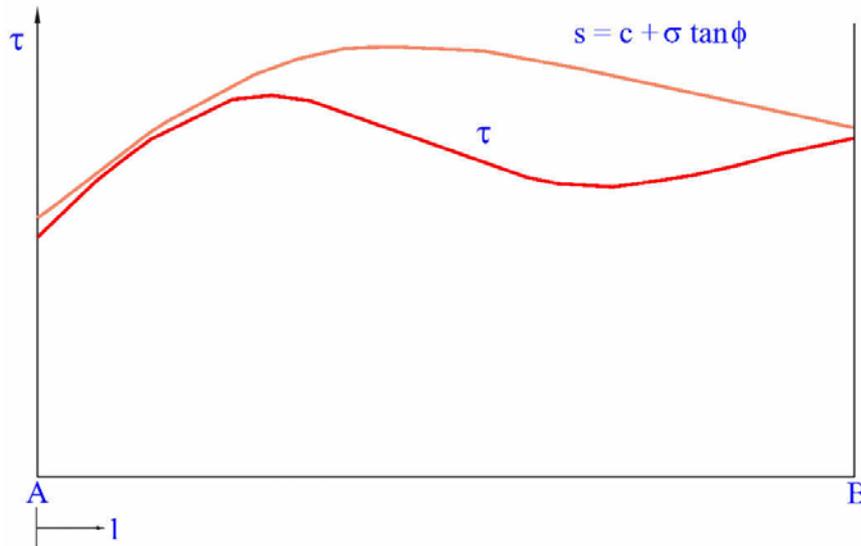


Figura 4.3 - Distribuição de tensões cisalhantes mobilizadas (τ) e da resistência ao cisalhamento (s) ao longo da superfície potencial de ruptura (A→B).

4.3. Análise sísmica de taludes

No caso de eventos sísmicos, taludes são submetidos a acelerações que se amplificam no solo em relação às registradas no substrato rochoso, modificando os valores dos parâmetros geotécnicos dos diversos materiais que compõem o talude.

No caso de barragens, normalmente as acelerações máximas ocorrem em seu topo mas uma correta quantificação deste valor é difícil pois são fortemente influenciadas pela topografia do terreno, estratigrafia dos materiais e parâmetros geotécnicos dependentes das frequências presentes na excitação.

Quando um movimento sísmico for registrado em acelerógrafo engastado em rocha num local próximo da barragem, o registro pode ser utilizado diretamente no estudo do comportamento da barragem. Se estiver localizado afastado, então correções devem ser feitas às acelerações registradas por meio de funções de atenuação determinadas com base em distância da fonte sísmica e características de amortecimento dos materiais geológicos regionais (Schnabel, Lysmer e Seed, 1972).

Quando o acelerógrafo tiver sido instalado em solo, o movimento no substrato rochoso é determinado por meio da teoria de propagação de ondas em processos de deconvolução das acelerações.

Quando nenhum registro de acelerações é disponível, pode-se então definir um espectro de projeto com base na sismicidade local e geração de sismos sintéticos através de técnicas probabilísticas.

4.3.1. Métodos pseudo-estáticos

As diversas soluções do método das fatias obtidas para carregamentos estáticos podem ser estendidas para consideração de carregamentos sísmicos através da inclusão de forças de inércia adicionais (figura 4.1), com módulo proporcional ao peso W da massa de solo potencialmente instável, representando as componentes da força de inércia gerada pelo carregamento dinâmico. Tipicamente, assume-se na maioria das aplicações de métodos pseudo-estáticos a hipótese que $k_v = 0$, permanecendo entretanto a questão de como escolher um valor apropriado do coeficiente horizontal k_h . Um erro comum é empregar o valor da máxima aceleração horizontal esperada como coeficiente sísmico, o que produz resultados excessivamente conservadores, pois a aceleração máxima geralmente atua em um único instante de tempo e apenas em único sentido. Valores típicos para o coeficiente horizontal sísmico k_h estão entre valores limites publicados na literatura e reproduzidos na tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Valores típicos do coeficiente sísmico k_h .

Coeficiente Sísmico k_h	Referência
0,10 – 0,15	Corpo de Engenheiros, 1982
0,05-0,15	Califórnia, EUA
0,15 – 0,25	Japão
0,33 – 0,5 PGA	Marcuson e Franklin (1983)
0,5 PGA	Hynes-Griffin e Franklin (1983)

PGA – aceleração pico do terreno

Sarma (1973) propôs um método de estabilidade baseado na determinação da aceleração horizontal necessária para trazer a massa de solo delimitada pela superfície potencial de ruptura a um estado de equilíbrio limite, considerando o valor desta aceleração crítica como uma medida do fator de segurança do talude.

Uma desvantagem das análises pseudo-estáticas é considerar a barragem

como um corpo rígido submetido a um coeficiente sísmico de valor e sentido constantes durante a duração da excitação, quando na realidade as forças de inércia são reversíveis no tempo, permitindo que um fator de segurança inferior à unidade seja possível, por breves períodos de tempo, durante os quais deslocamentos permanentes do talude ocorrerão.

4.3.2. Método de Newmark (1965)

Os métodos da análise pseudo-estática, como todos os métodos de equilíbrio limite, fornecem um fator de segurança, localizam a superfície potencial de ruptura na massa de solo, mas não informam sobre os deslocamentos permanentes gerados pela excitação sísmica que podem comprometer a servicibilidade do talude. Newmark (1965) desenvolveu um método de cálculo dos deslocamentos permanentes fazendo a analogia de uma massa de solo potencialmente instável com um bloco rígido sobre um plano inclinado, conforme figura 4.4. Analisando as condições de equilíbrio do bloco, Newmark chegou à conclusão que deslocamentos permanentes ocorrem sempre que a aceleração exceder a determinado valor crítico, chamado de aceleração de fluência ou de escoamento.

A aceleração de escoamento a_y é definida como.

$$a_y = K_y g \quad (4.16)$$

onde K_y representa um coeficiente de escoamento e g a aceleração da gravidade. O coeficiente de escoamento K_y corresponde ao valor do coeficiente sísmico horizontal k_h na condição crítica para $FS = 1$.

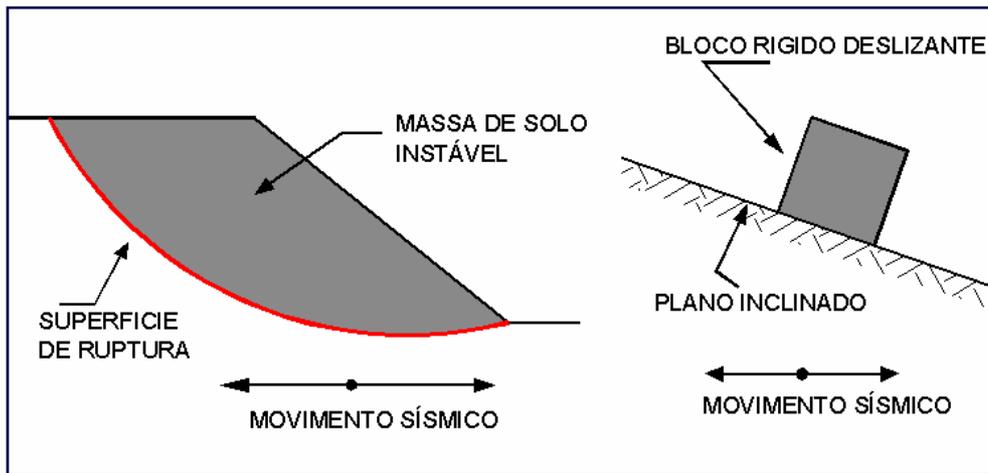


Figura 4.4 – Analogia de Newmark (1965) entre uma massa de solo potencialmente instável e o bloco rígido sobre um plano inclinado.

Quando o bloco estiver sujeito a acelerações maiores que a aceleração de escoamento, este se movimentará em relação ao plano inclinado, podendo-se determinar a aceleração relativa a_{rel} do bloco por.

$$a_{rel} = A - a_y \quad (4.17)$$

onde A é amplitude da aceleração aplicada na base do bloco.

A aceleração relativa do bloco é então integrada em relação ao tempo para se calcular, primeiramente, a velocidade relativa e, posteriormente, os deslocamentos relativos através de uma integração adicional no tempo. A magnitude dos deslocamentos relativos totais depende do valor e da duração em que a aceleração de escoamento for excedida. O processo de dupla integração é mostrado na figura 4.5 para um registro de acelerações observado durante o sismo de Loma Prieta em 1989, na ilha Treasur.

Nesta figura a aceleração de escoamento foi determinada como $a_y = 0,125g$. O movimento do bloco somente se inicia no ponto 1 quando esta aceleração é excedida pela aceleração aplicada na base do bloco, possibilitando a partir deste instante o cálculo da velocidade e do deslocamento relativos do bloco em relação ao plano inclinado por integrações sucessivas no tempo. A velocidade relativa alcança um valor máximo quando a aceleração aplicada retorna ao valor da aceleração de escoamento (ponto 2) produzindo deslocamentos que somente cessam no ponto 3, quando a velocidade relativa torna-se nula.

O método de Newmark (1965) foi modificado posteriormente por vários pesquisadores considerando a resistência do solo dependente dos níveis de deformação (modelos com endurecimento ou amolecimento do material), ângulo de atrito variável com o tempo (Lemos e Coelho, 1991; Tika-Vassilikos et al., 1993), etc.

Makdisi e Seed (1977) também empregaram o modelo de Newmark para cálculo dos deslocamentos permanentes em um talude assumindo que a massa de solo comporta-se elasticamente até o escoamento plástico (material elasto-perfeitamente plástico). O método envolve os seguintes passos de cálculo: i) determinação da aceleração de escoamento, através da condição $FS = 1$ em cada superfície potencial de ruptura analisada; ii) as acelerações na barragem, considerada como corpo deformável, são determinadas através de análises dinâmicas, via teoria da elasticidade linear ou empregando o método dos elementos finitos, determinando-se as histórias de aceleração para as várias superfícies potenciais de ruptura pré-selecionadas; iii) a avaliação dos deslocamentos é executada novamente por dupla integração das acelerações no tempo, sempre que a aceleração induzida pelo terremoto exceder à aceleração de escoamento do material.

Mineiro (1979) propôs um método baseado no modelo de Newmark (1965) no qual as poropressões desenvolvidas durante o sismo são incorporadas no processo de cálculo.

O método de Newmark encontra-se implementado no programa computacional GeoSlope/W, permitindo o acompanhamento da variação do coeficiente de segurança do talude com o tempo e a ocorrência de acréscimos de deslocamentos permanentes sempre que, e momentaneamente, $FS < 1$. As acelerações médias na massa potencial de ruptura são calculadas pelo método dos elementos finitos e os fatores de segurança determinados em métodos pseudo-estáticos baseados em extensões dos métodos de Bishop Simplificado (1955), Morgenstern-Price (1965), etc., num procedimento que, sob a perspectiva de aplicação do método dos elementos finitos para análise do problema, é similar ao método de equilíbrio limite aperfeiçoado descrito anteriormente para análises estáticas.

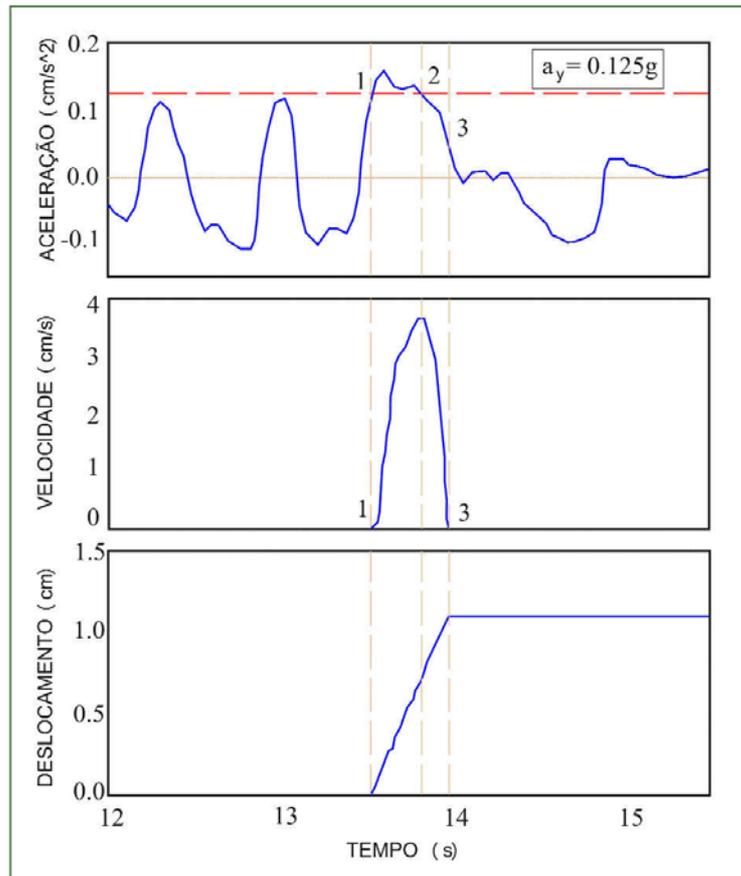


Figura 4.5 – Integrações no tempo para determinação da velocidade e deslocamento relativos pelo método de Newmark (Smith, 1995).

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.

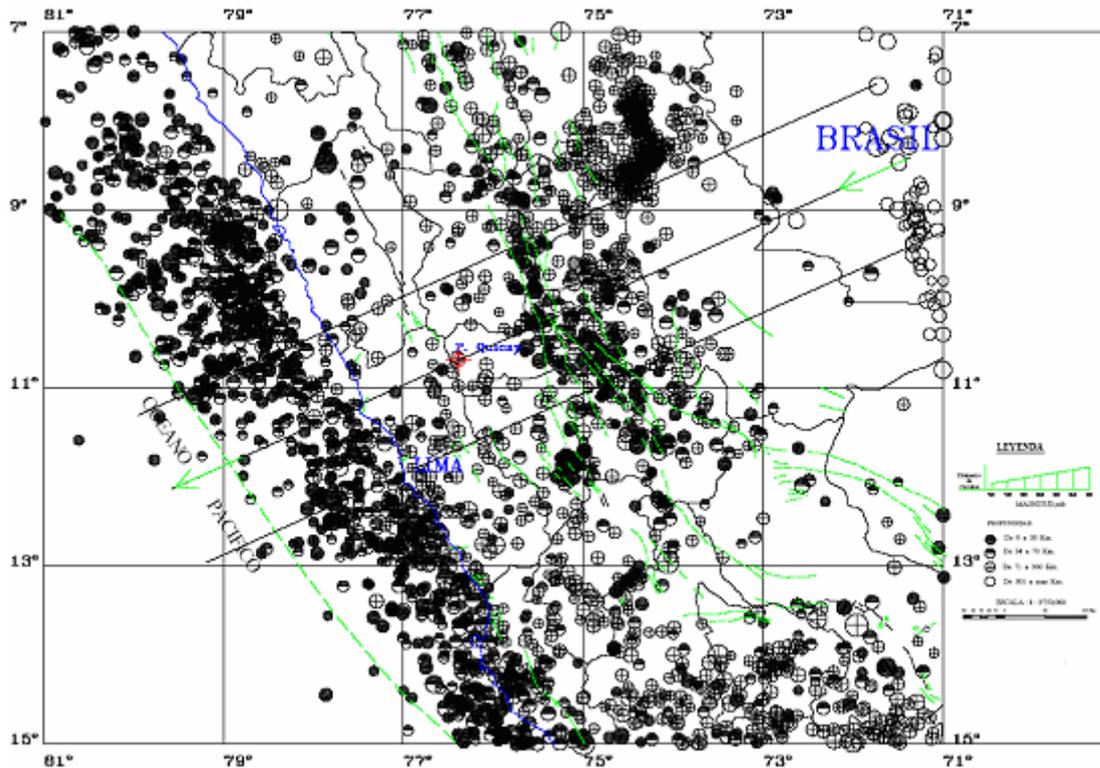


Figura 5.1- Sismicidade na região sul do Peru entre 1964 e 1996 com magnitudes superiores a 5 (Instituto Geofísico do Peru).

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).

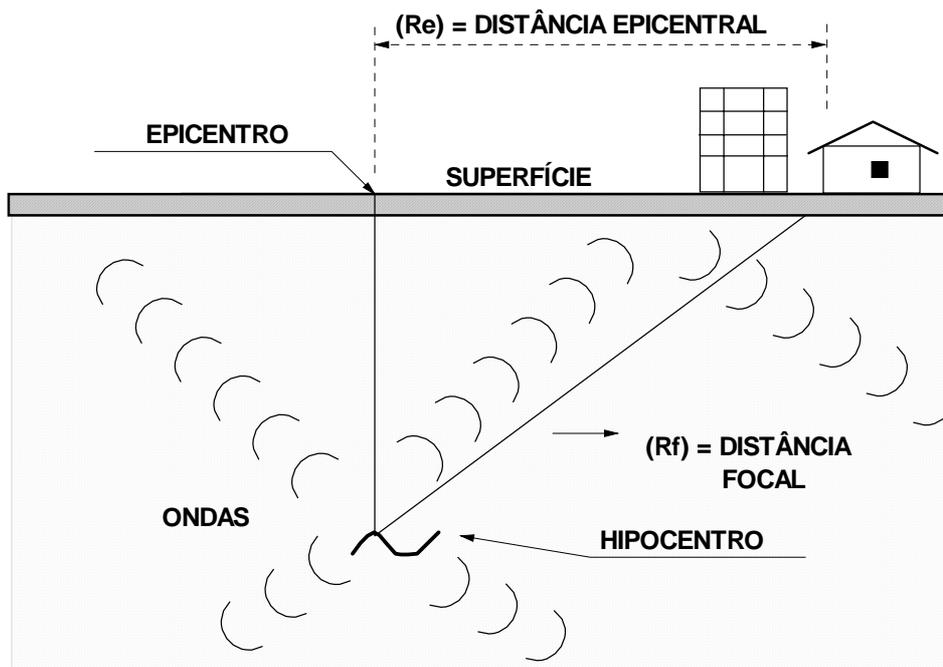


Figura 5.2 - Distâncias características em um terremoto.

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.

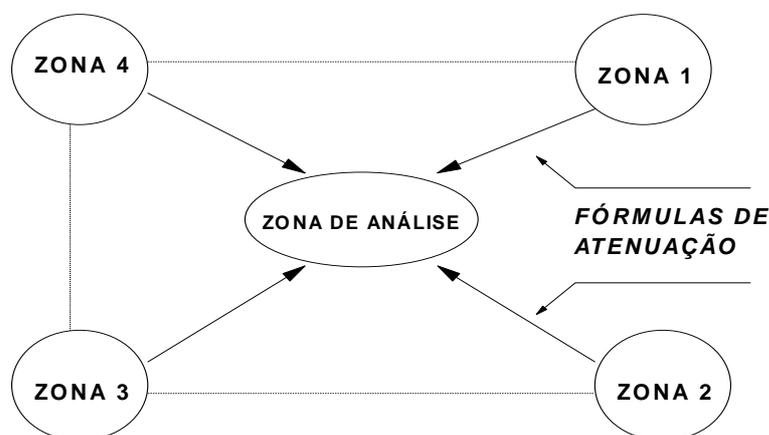


Figura 5.3: Procedimento geral para a determinação do perigo sísmico por um método determinístico

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	
	subducção profunda	70	6,8	0,17	
	falha de Incapuquio	25	6,9		0,17

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.

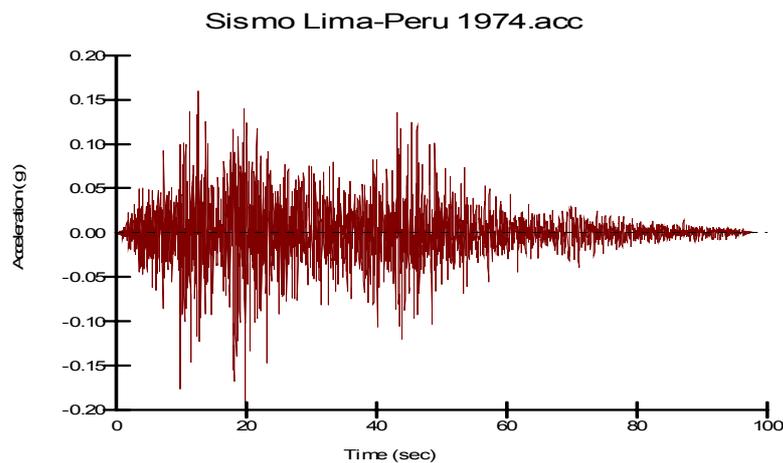


Figura 5.4 – Acelerograma do sismo de Lima, Peru, em 1974.

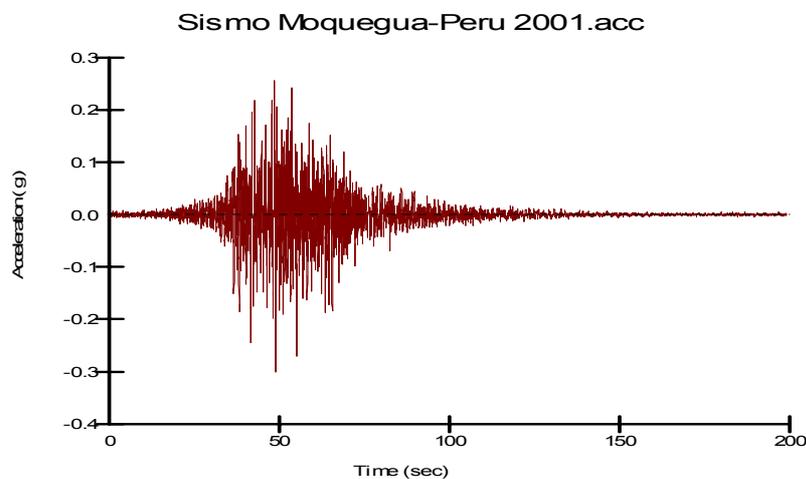


Figura 5.5 – Acelerograma do sismo de Moquegua, Peru, em 2001.

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

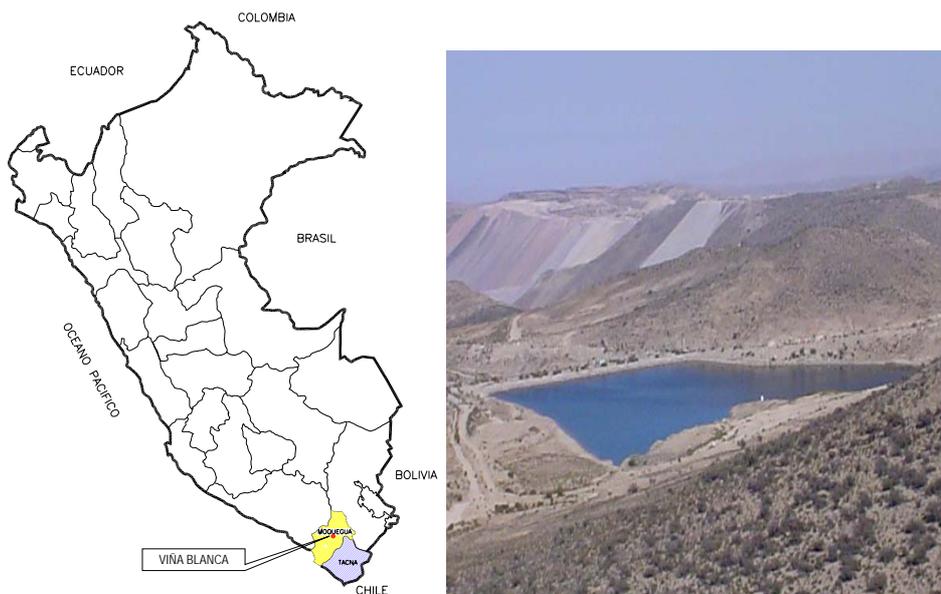


Figura 5.6 – Localização da barragem de Viña Blanca, ao sul do Peru, no departamento de Moquegua.

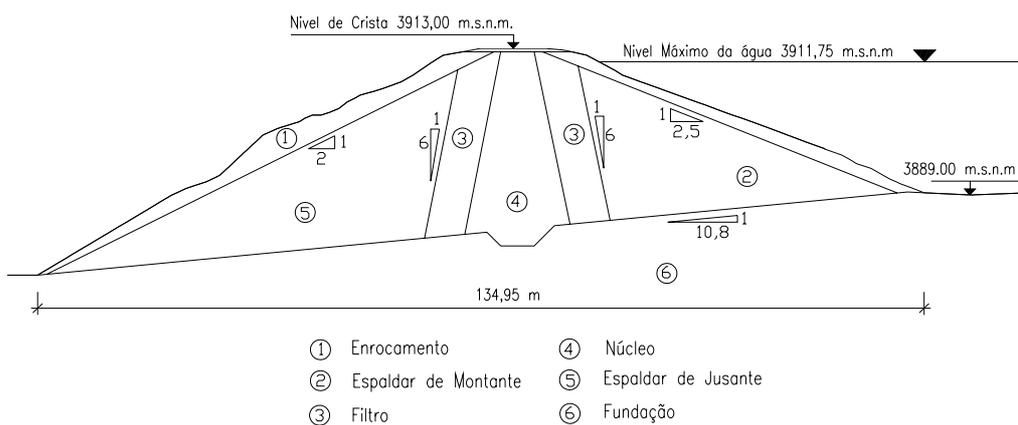


Figura 5.7 – Seção atual da barragem de Viña Blanca.

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).

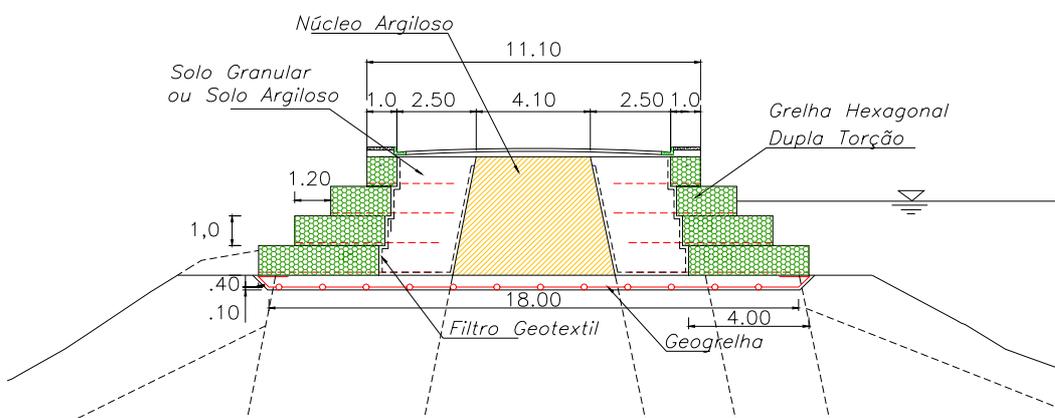


Figura 5.8– Alteamento com muro de gabião.

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

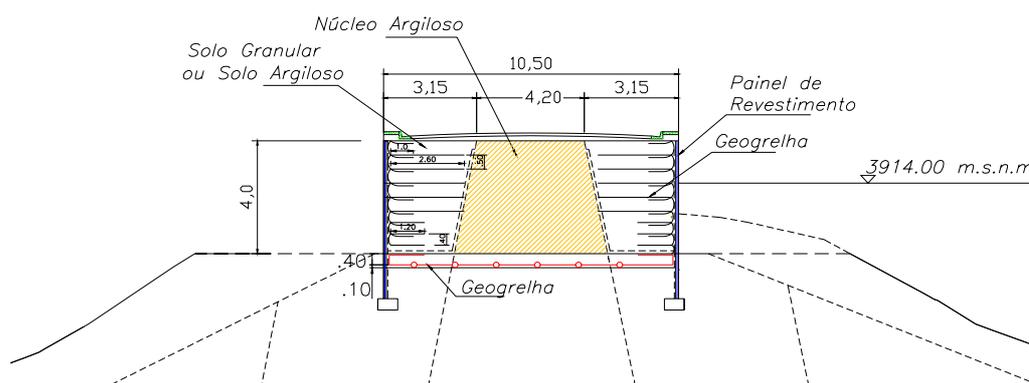


Figura 5.9 – Aterramento com solo reforçado e revestimento com painéis de concreto.

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

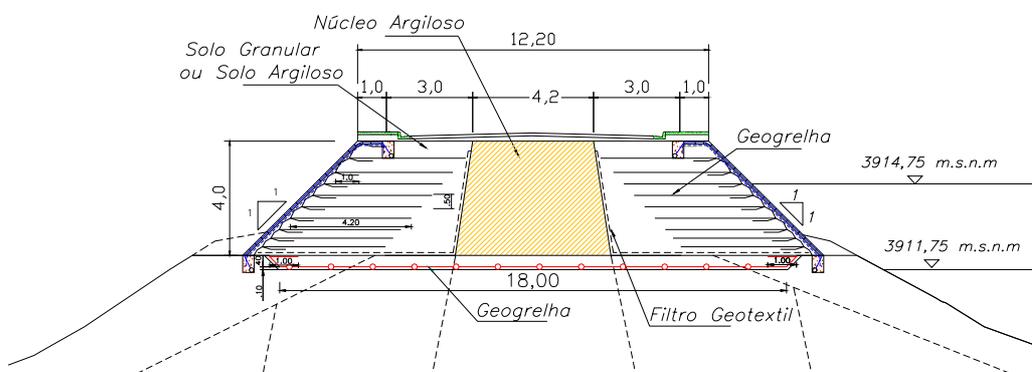


Figura 5.10 – Aterramento com solo reforçado sem revestimento.

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

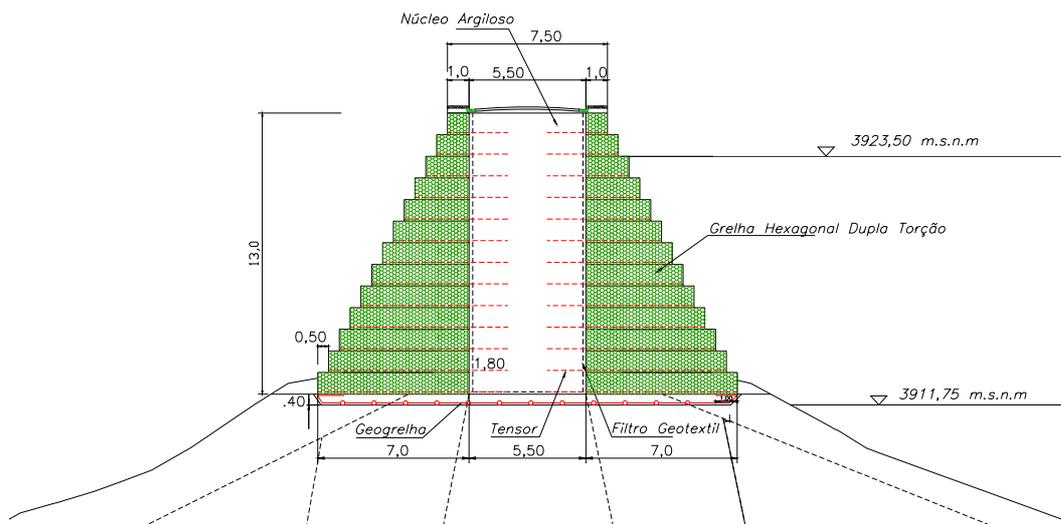


Figura 5.11 – Proposta de alteamento máximo com muro de gabião.

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 ρ 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 ₁ (Hz)	f ₂ (Hz)	f ₃ (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.

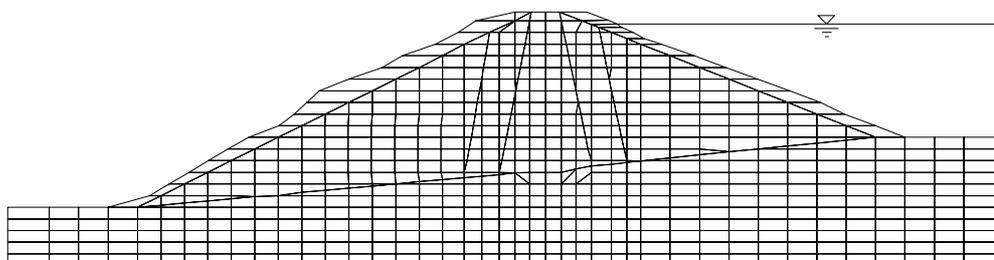


Figura 5.12 – Malha de elementos finitos da seção atual da barragem de Viña Blanca.

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

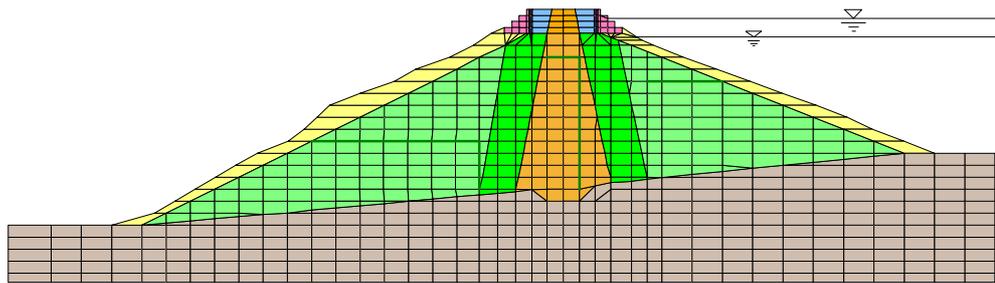


Figura 5.13 – Malha de elementos finitos do alteamento com muro de gabião.

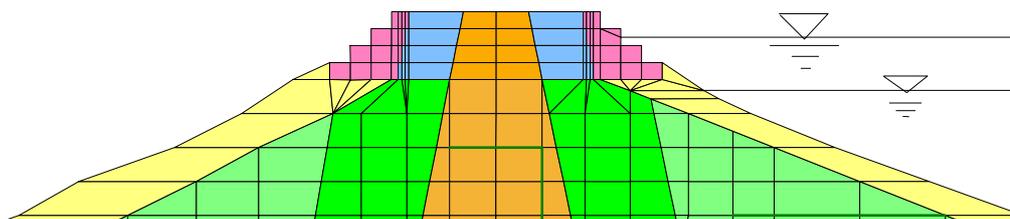


Figura 5.14 – Detalhe da malha de elementos finitos para alteamento com muro de gabião.

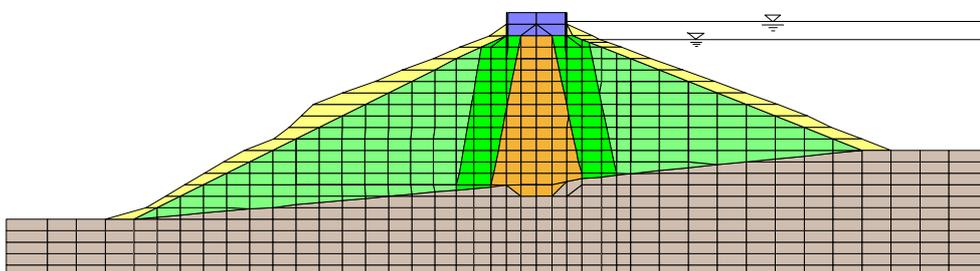


Figura 5.15 – Malha de elementos finitos do alteamento com muro de solo rforçado com revestimento de concreto.

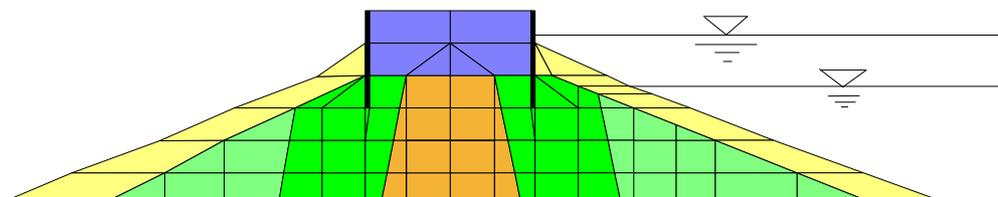


Figura 5.16 – Detalhe da malha de elementos finitos do alteamento com muro de solo rforçado com revestimento de concreto.

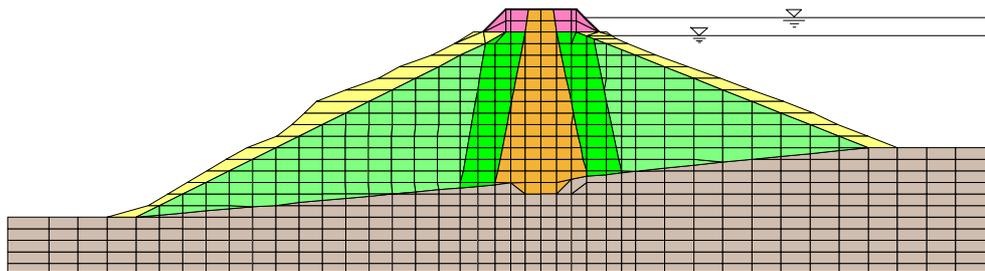


Figura 5.17 – Malha de elementos finitos do alteamento com solo reforçado com geotêxteis, sem revestimento.

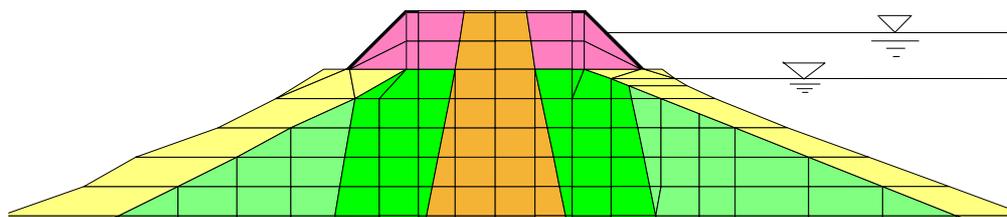


Figura 5.18 - Detalhe da malha de elementos finitos do alteamento com solo reforçado com geotêxteis, sem revestimento.

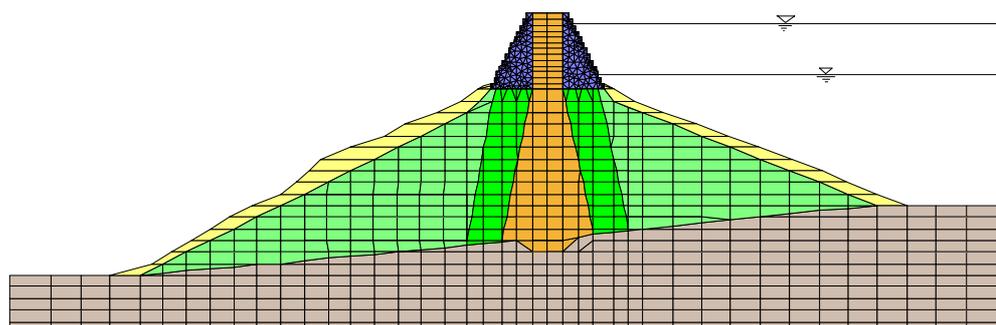


Figura 5.19– Malha de elementos finitos do máximo alteamento previsto com muro de gabião.

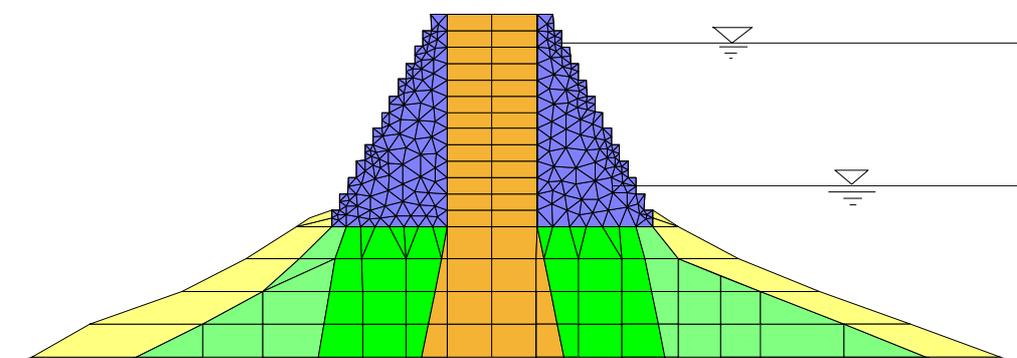


Figura 5.20 – Detalhe da malha de elementos finitos do máximo alteamento previsto com muro de gabião.

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 validacao e os materiais que compoe a barragem Viña Blanca foram determinados empregando as equacoes (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.

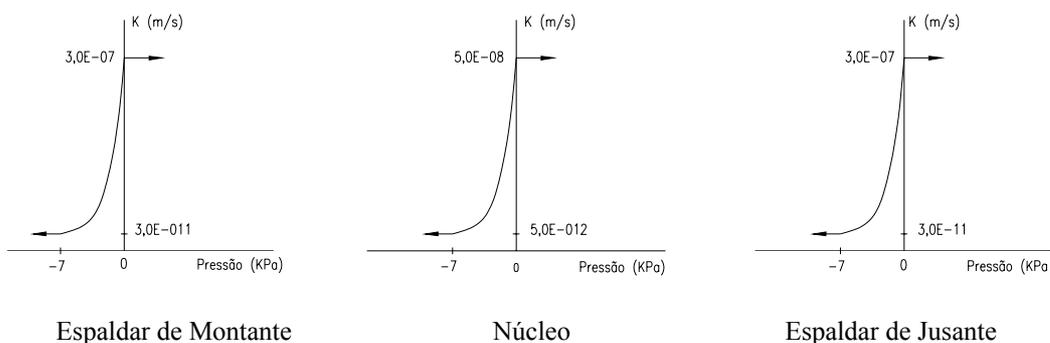


Figura 5.21 – Funções de permeabilidade empregadas no exemplo de validação.

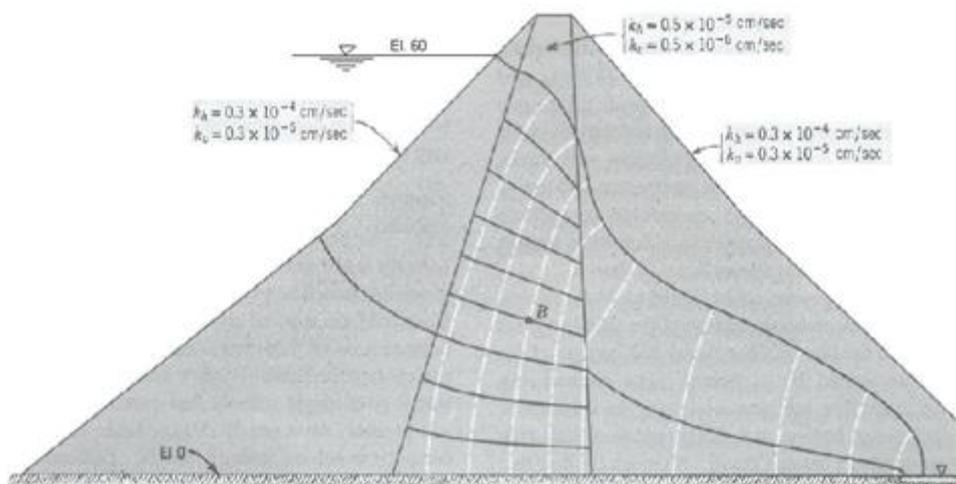


Figura 5.22 – Rede de fluxo através de barragem de terra zonada (Lambe e Whitman, 1975).

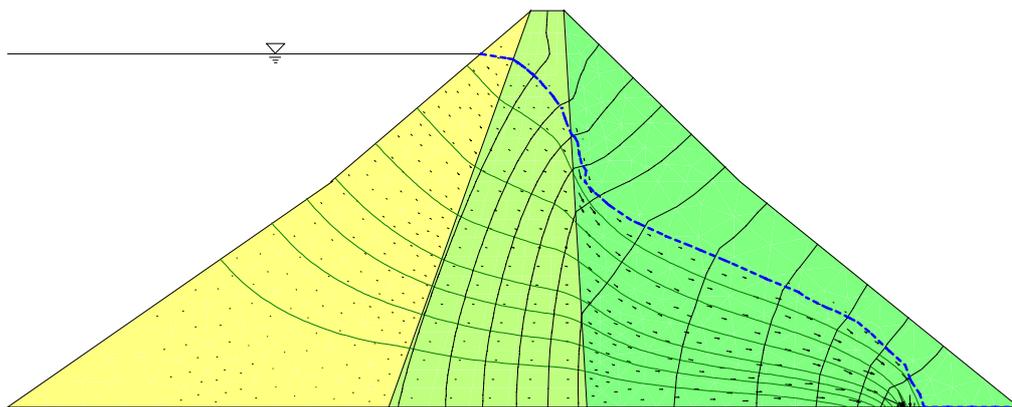


Figura 5.23 – Resultados numéricos obtidos com o programa Seep/W.

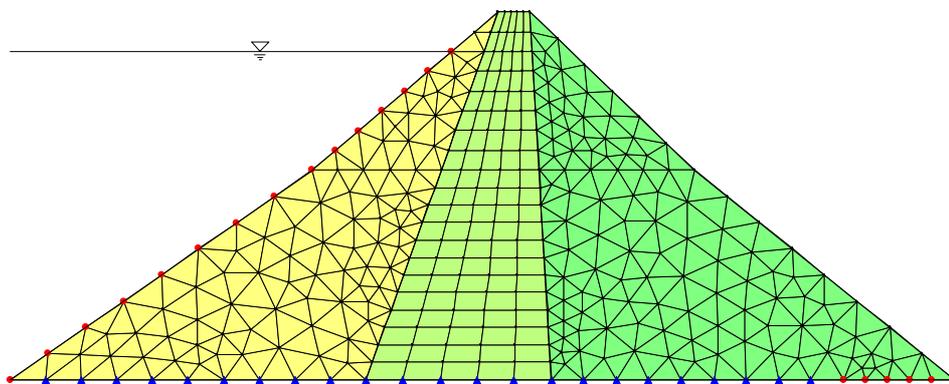


Figura 5.24 – Malha de elementos finitos utilizada para obtenção dos resultados numéricos de fluxo pela barragem zonada do exemplo de validação.

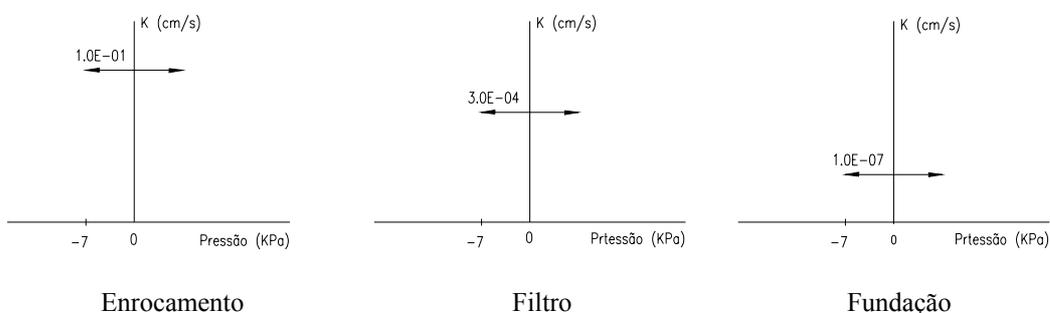
5.6.2. Fluxo na seção atual e alteamentos

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.



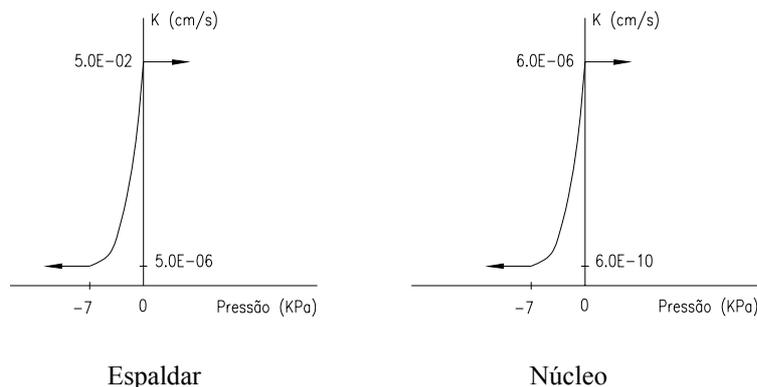


Figura 5.25 – Funções de condutividade hidráulica para os materiais da barragem de Viña Blanca.

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 ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$), que multiplicado pelo comprimento total da crista (246m) fornece o valor final de vazão em ℓ/s . Na seção atual, por exemplo, a vazão total é de apenas $43 \ell/\text{s}$ e para o alteamento máximo previsto com muro de gabião este valor aumenta para $140 \ell/\text{s}$, 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 (ℓ /s/m)	Q _t (ℓ /s)	i _{saida}
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_t é a vazão total.

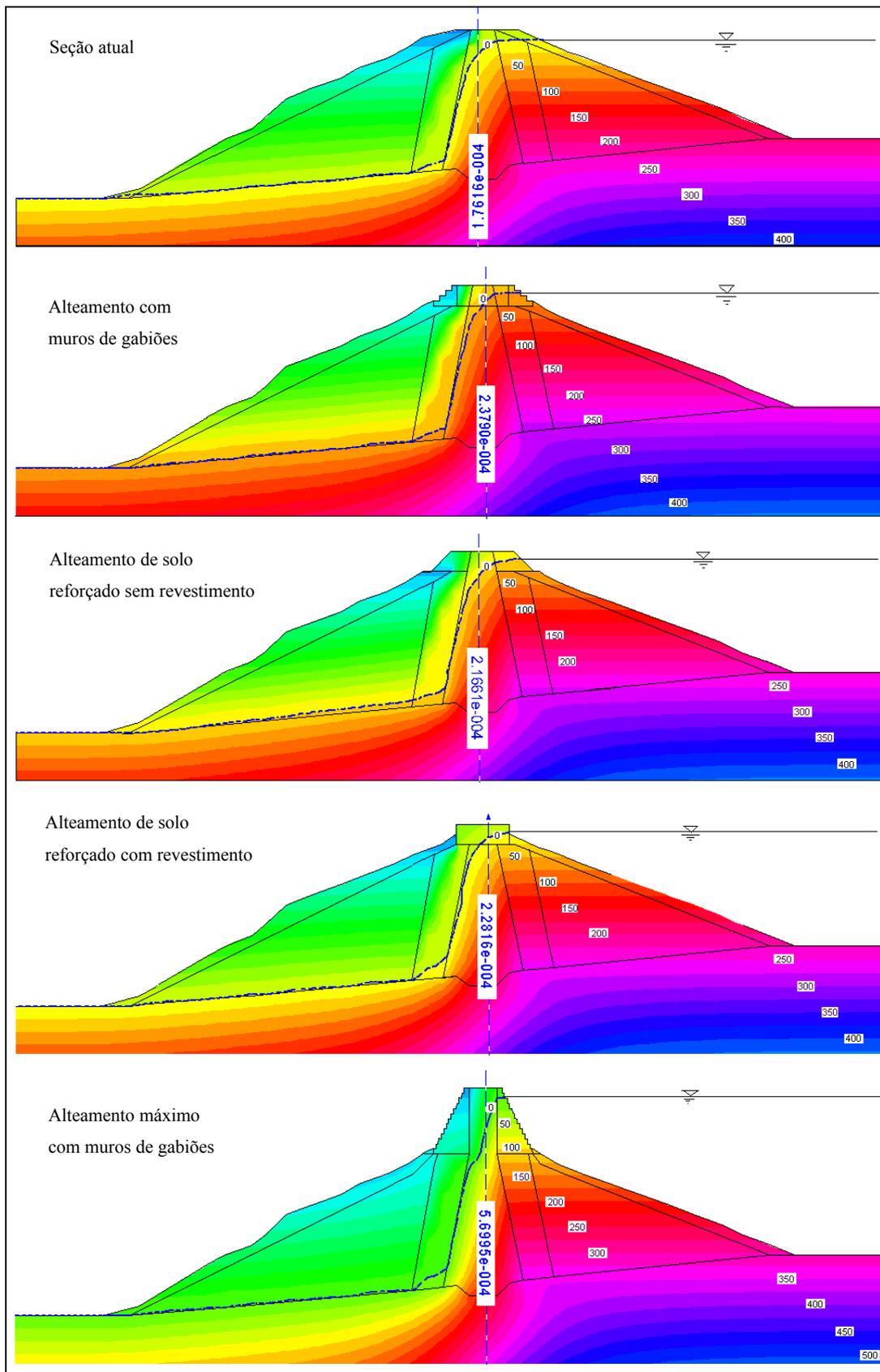


Figura 5.26 – Distribuição de poropressões e posição da linha freática na seção atual e nas opções de alteamento da barragem de Viña Blanca. Valores de vazão no eixo central.

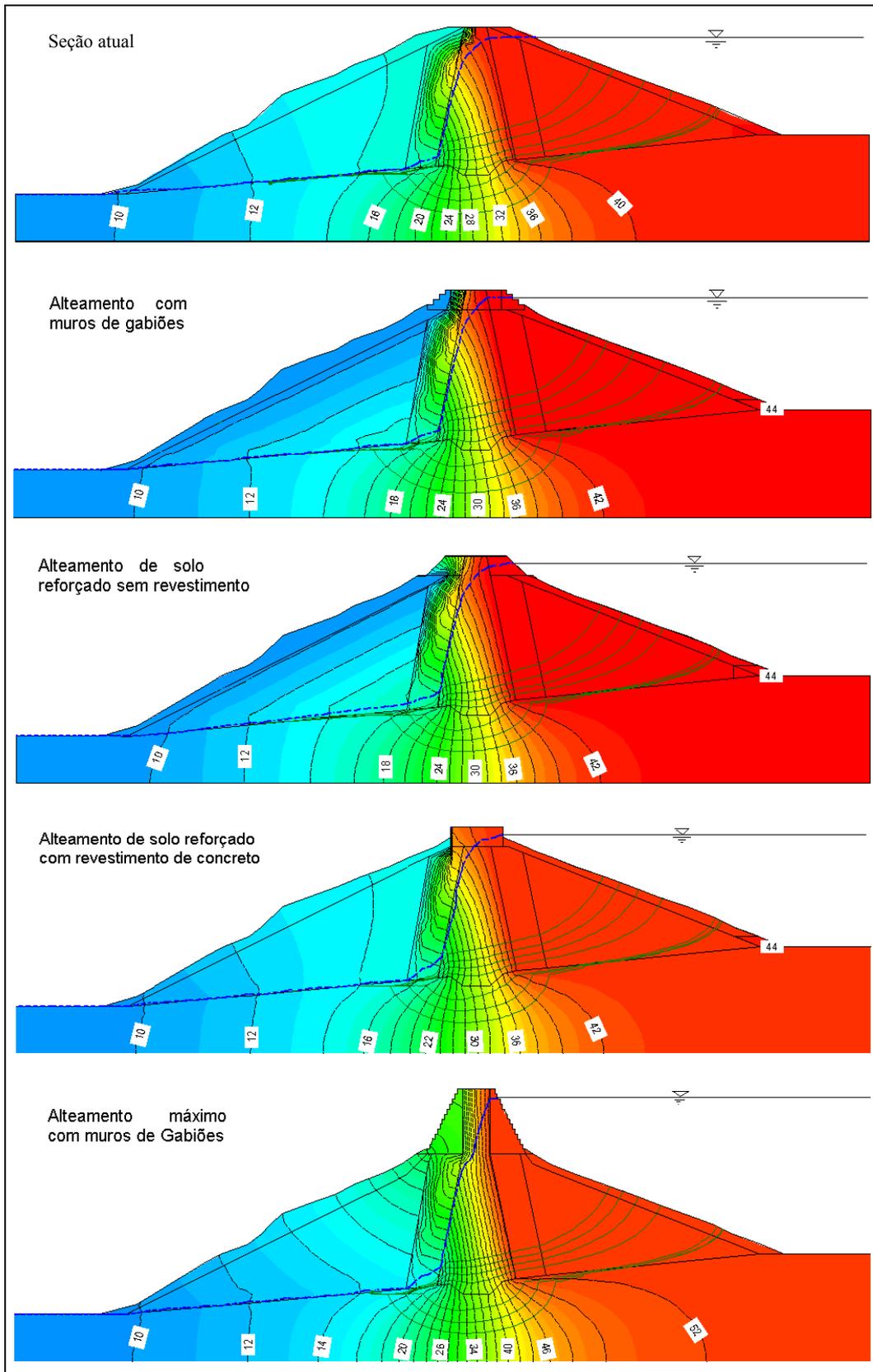


Figura 5.27 – Distribuição das cargas totais na seção atual e nas opções de alteamento da barragem de Viña Blanca.

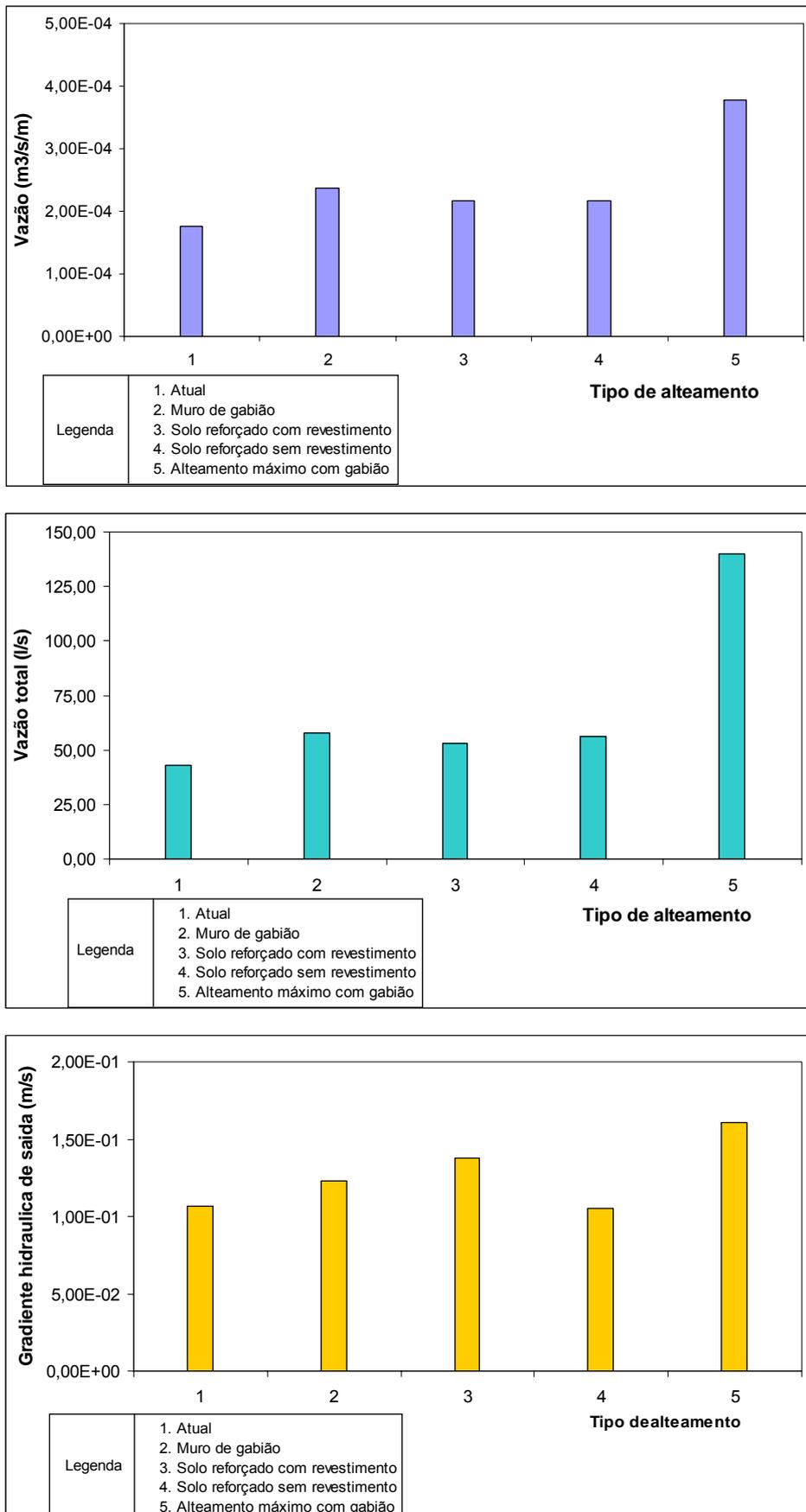


Figura 5.28 – Comparação dos valores de vazão e gradiente hidráulico de saída. A numeração do tipo de alçamento se refere à tabela 5.12.

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 ³)	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)	ϕ' (°)
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)	ϕ' (°)
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 20kN/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.

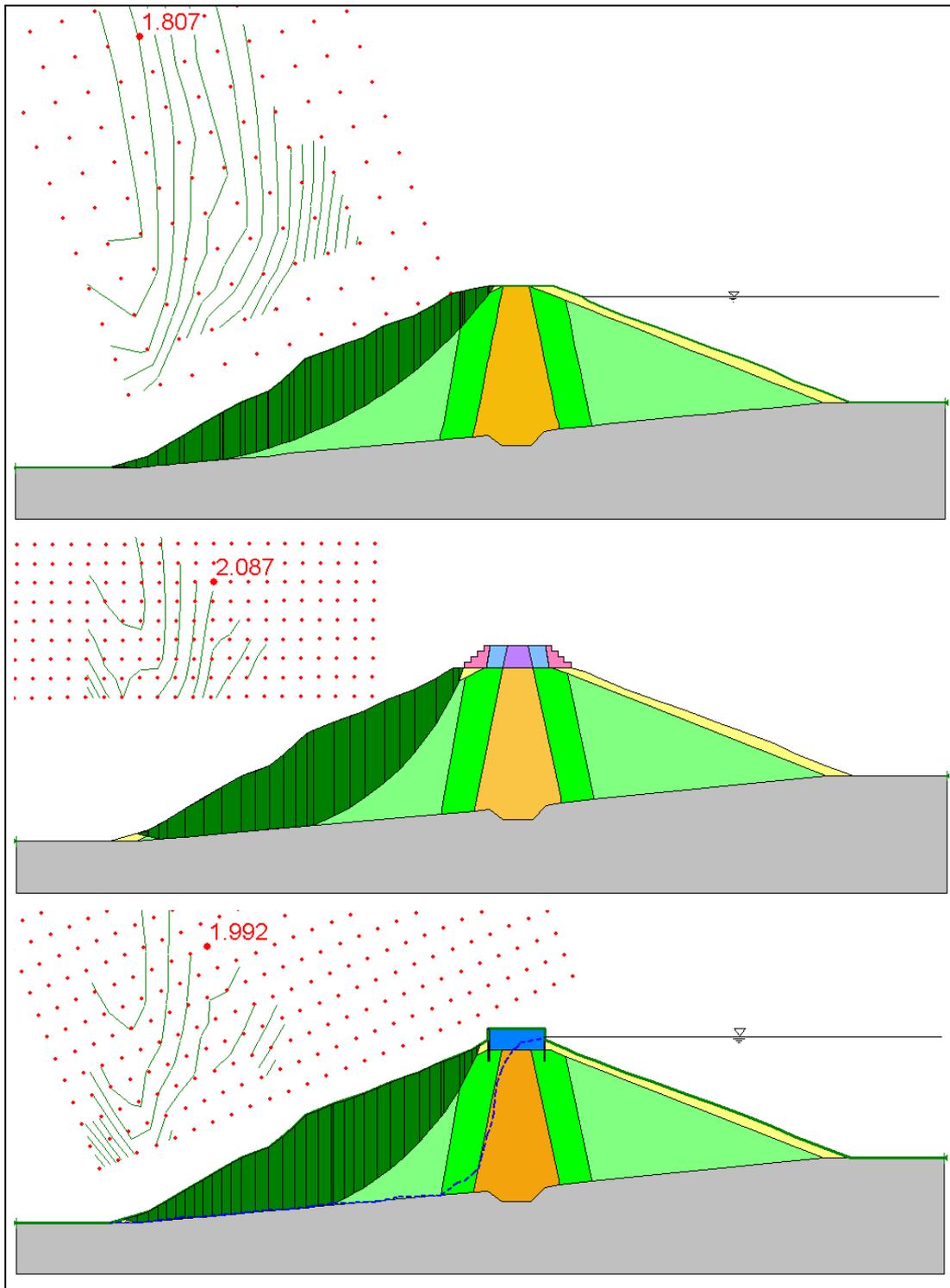


Figura 5.29 – Superfície potencial de ruptura considerando a seção atual, alteamento com muro de gabião e solo reforçado com revestimento de concreto determinada pelo método de Morgenst-Price (Slope/W)

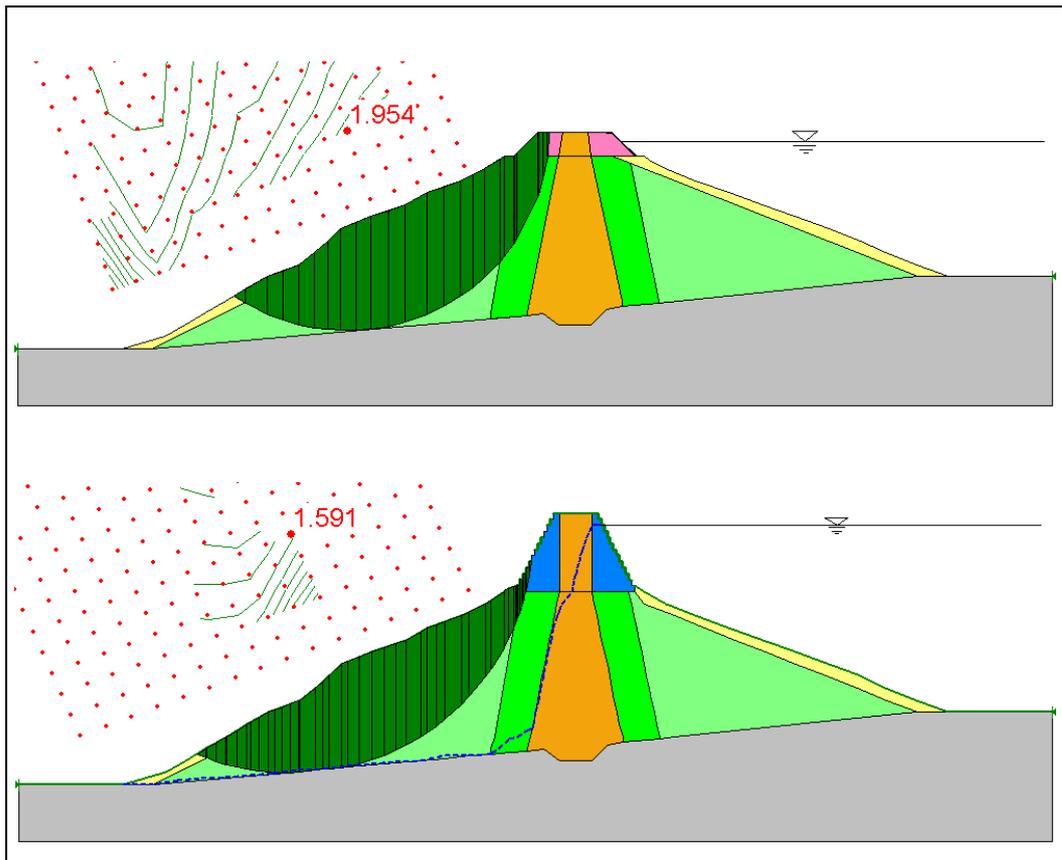


Figura 5.30 – Superfície potencial de ruptura considerando o alteamento de solo reforçado sem revestimento e alteamento máximo de gabião determinada pelo método de Morgenst-Price (Slope/W).

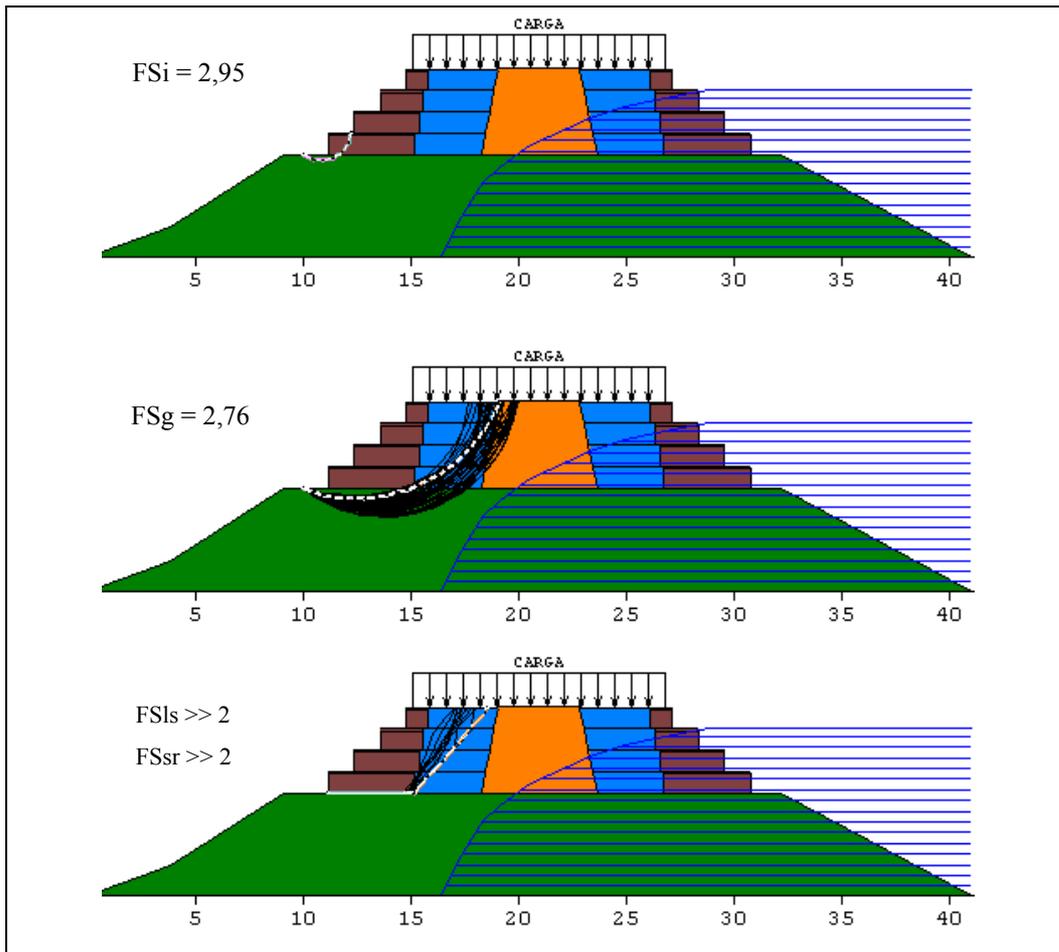


Figura 5.31 – Fatores de segurança na análise estática de estabilidade para alteamento com muro de gabião (MacStars 2000).

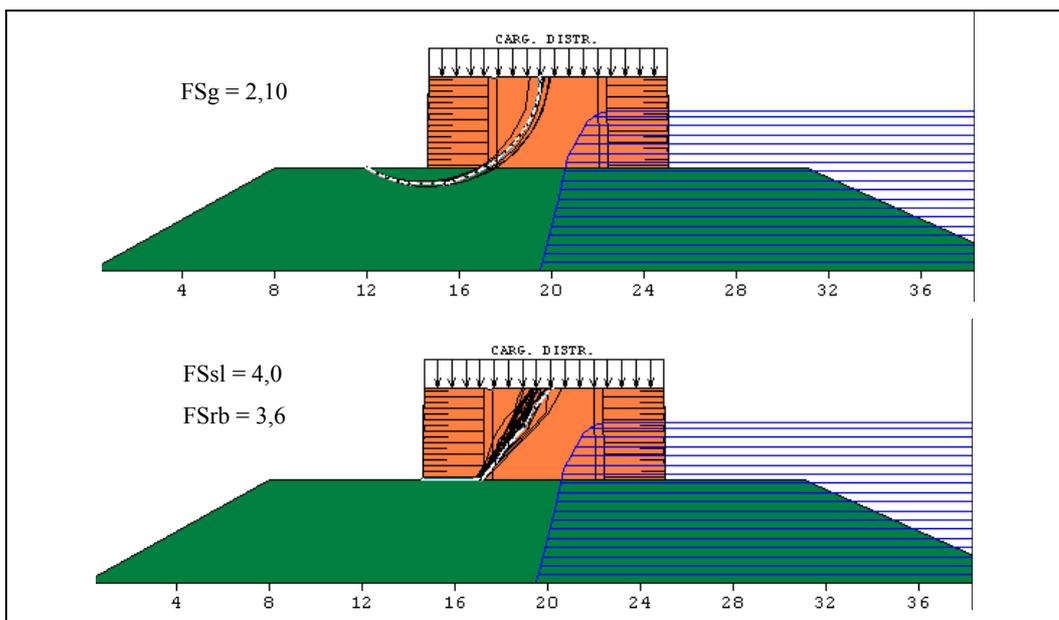


Figura 5.32 – Fatores de segurança na análise estática de estabilidade para alteamento de solo reforçado com revestimento de concreto (MacStars 2000).

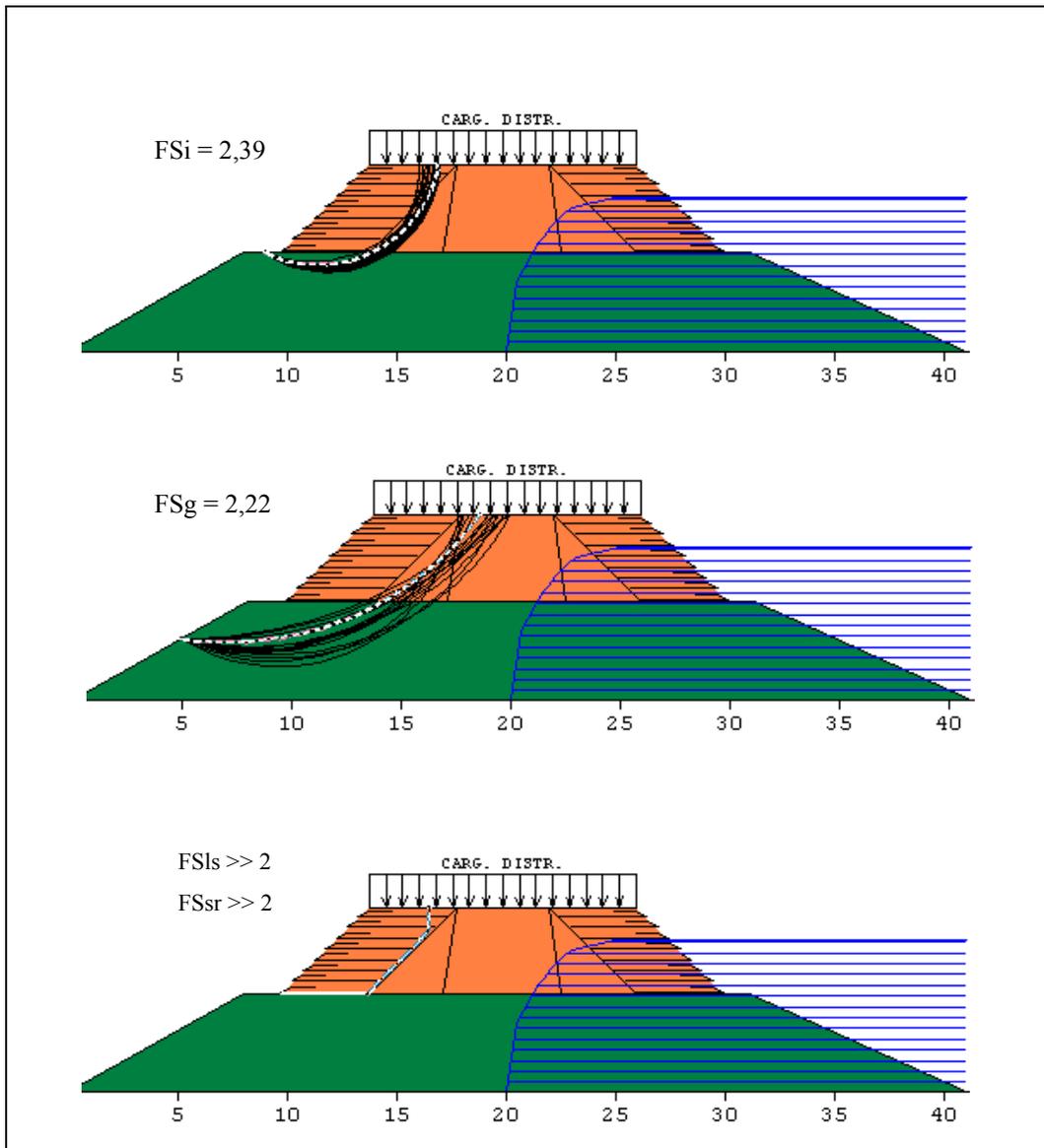


Figura 5.33 – Fatores de segurança na análise estática de estabilidade para alteamento de solo reforçado sem revestimento (MacStars 2000).

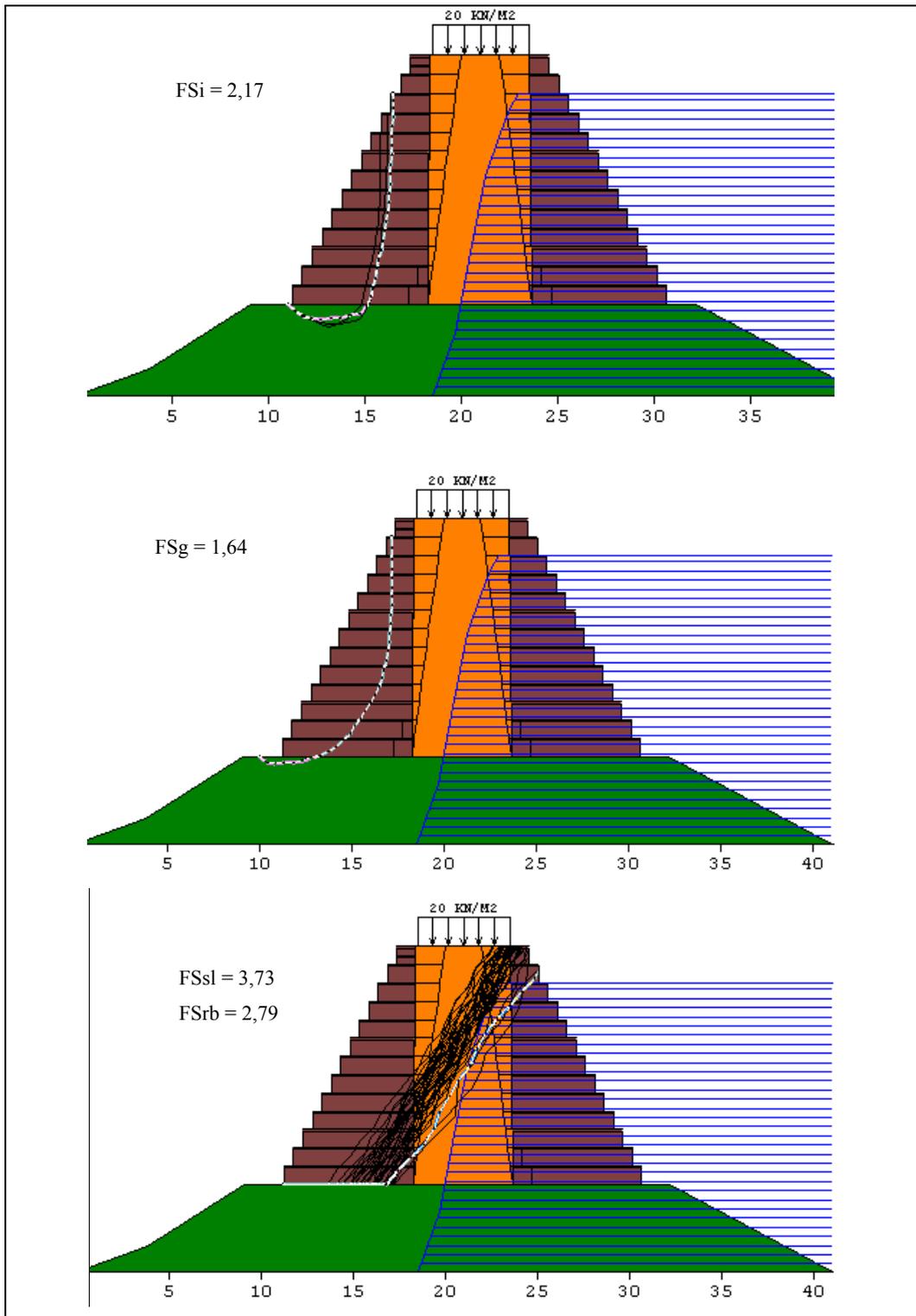


Figura 5.34 – Fatores de segurança na análise estática de estabilidade para alteamento máximo com muro de gabião (MacStars 2000).

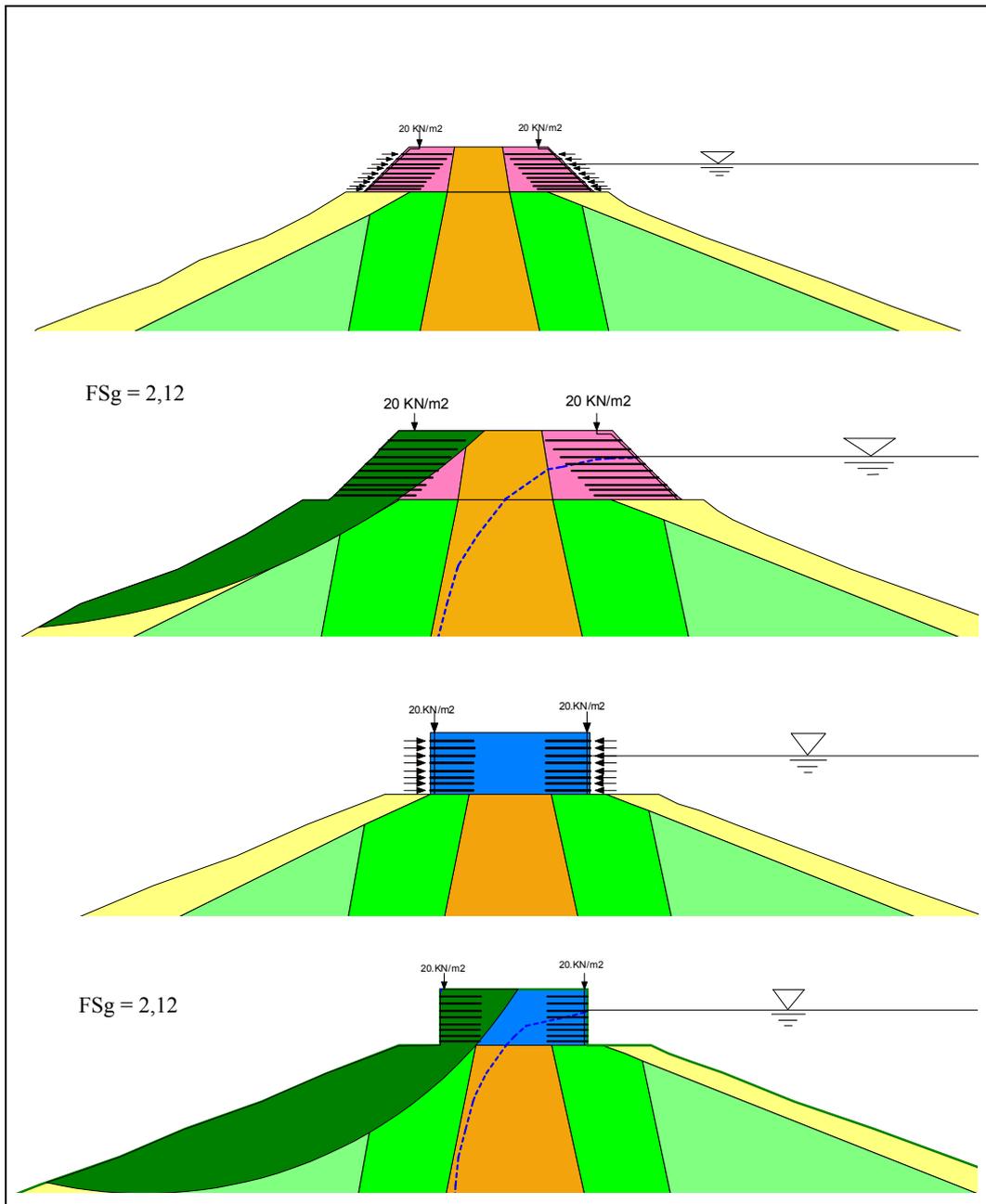


Figura 5.35 – Superfície potencial de ruptura considerando o alteamento de solo reforçado sem revestimento e solo reforçado com revestimento determinada pelo método de Morgenst-Price (Slope/W).

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 20kN/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.

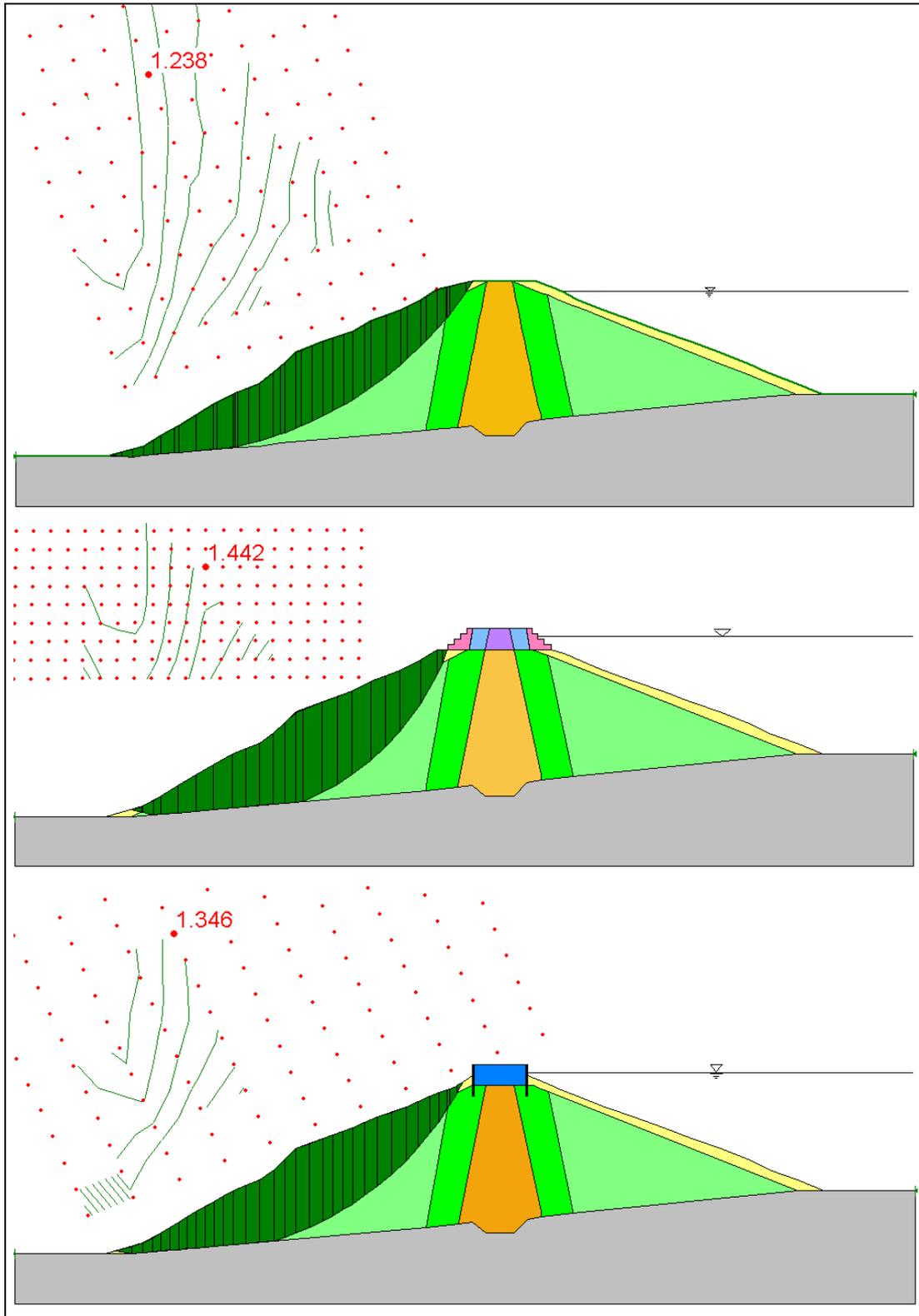


Figura 5.36 – Superfície potencial de ruptura considerando a seção atual, alteamento com muro de gabião e solo reforçado com revestimento de concreto na análise pseudo-estática pelo método de Morgenstern-Price (Slope/W)

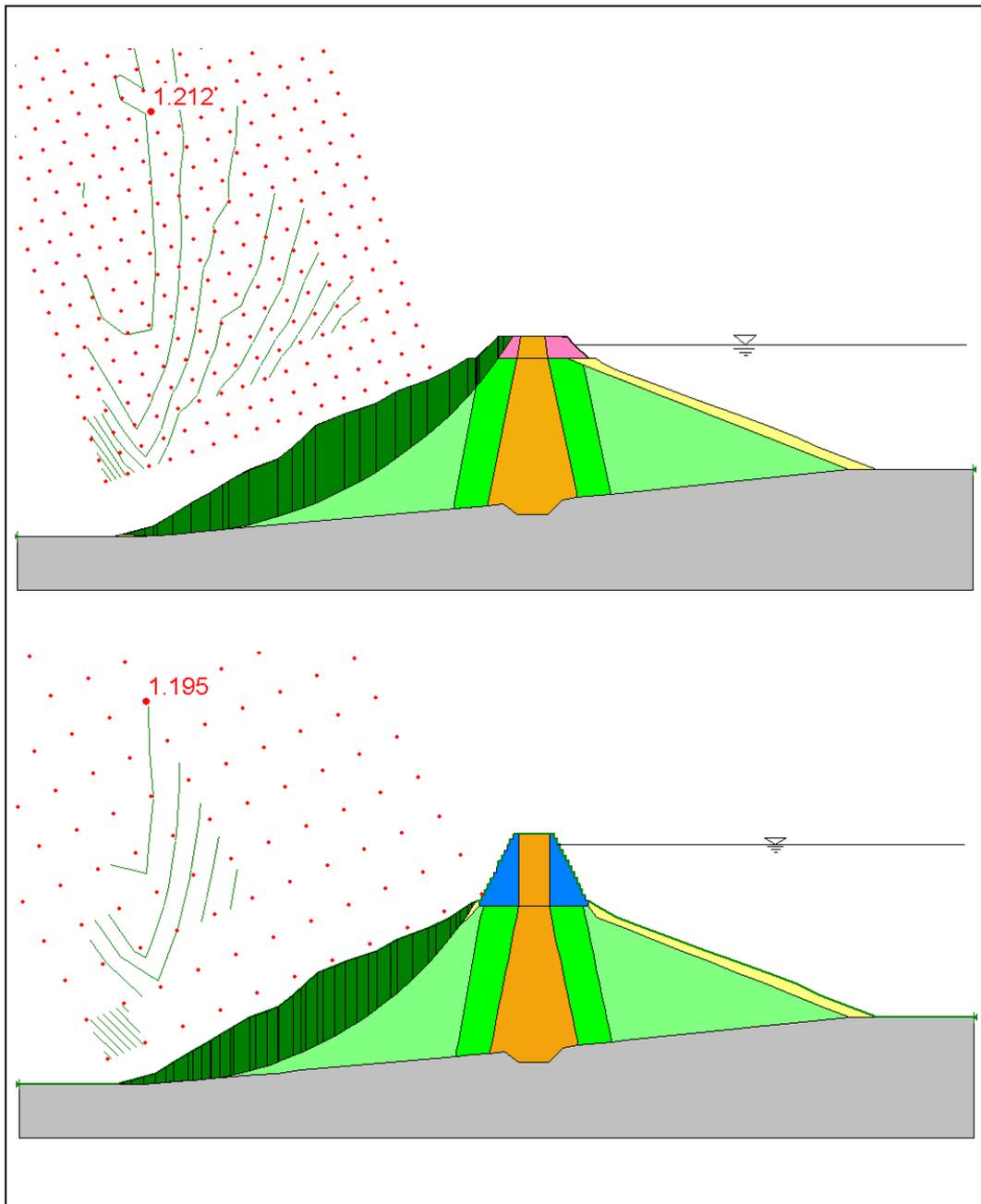


Figura 5.37 – Superfície potencial de ruptura considerando o alteamento com solo reforçado sem revestimento e alteamento máximo de gabião na análise pseudo-estática pelo método de Morgenstern-Price (Slope/W).

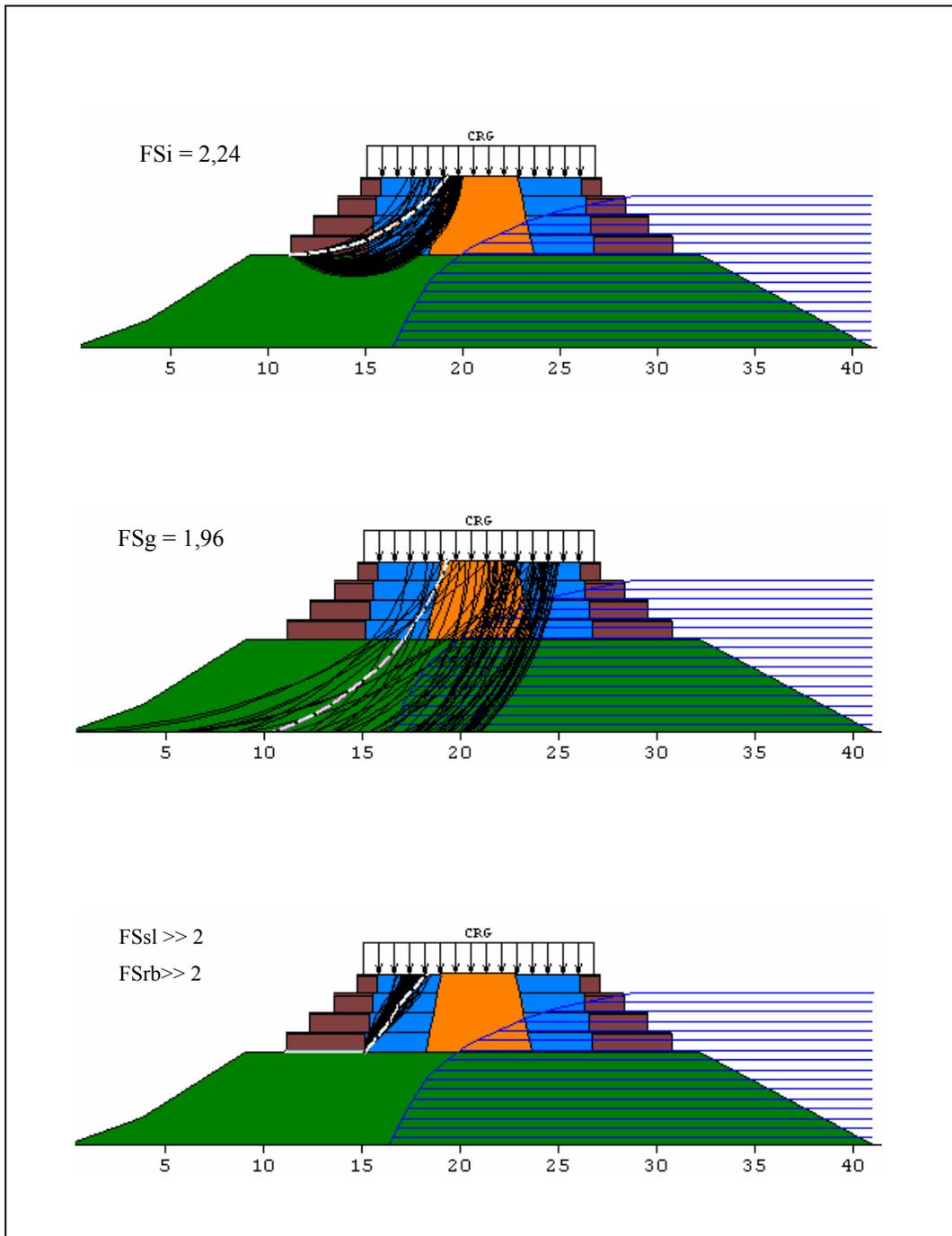


Figura 5.38 – Análise de estabilidade pseudo-estática do alteamento com muro de gabião. Método de Bishop Modificado para determinação dos fatores de segurança global (FSg) e interno (FSi) - MacStars 2000.

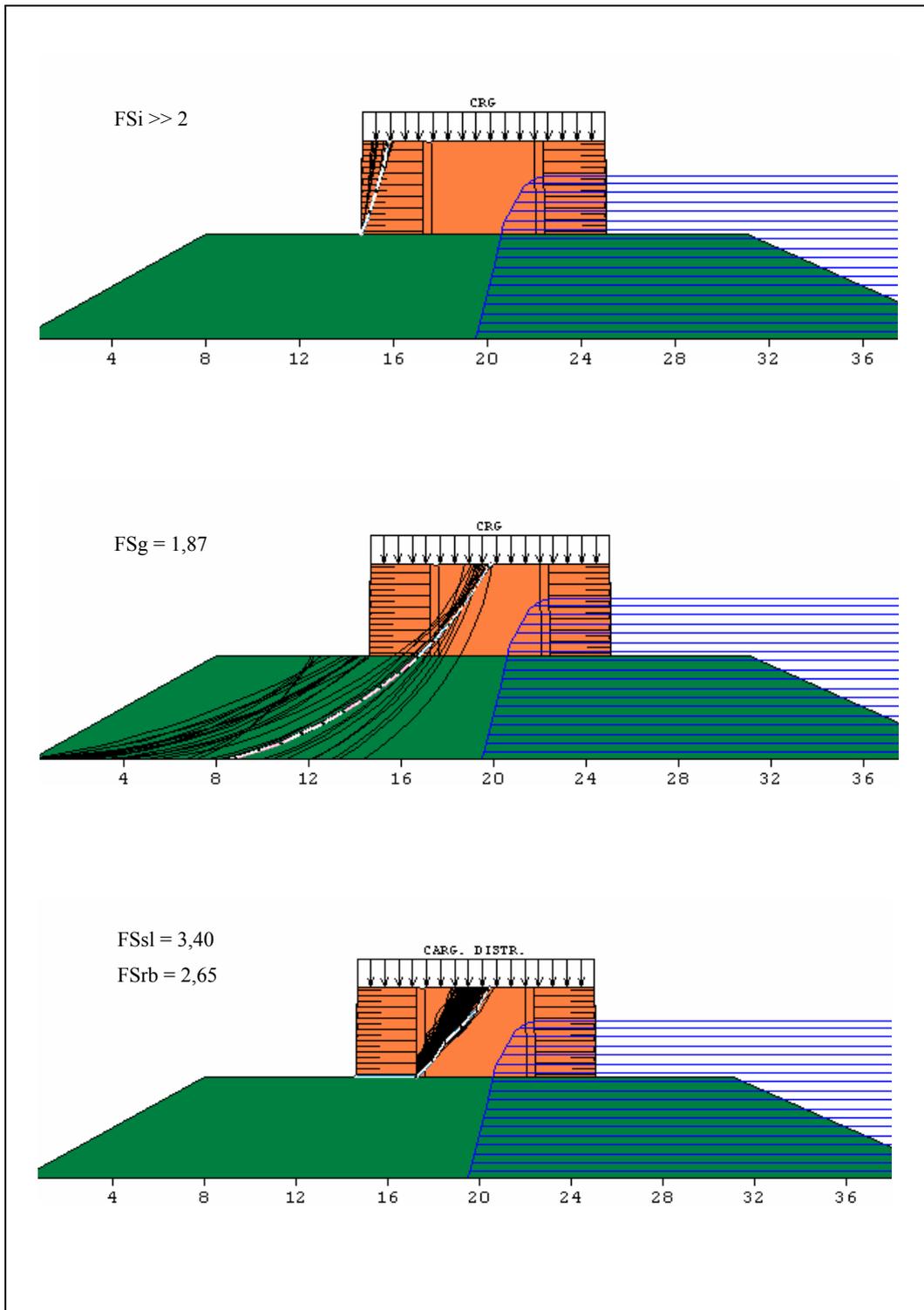


Figura 5.39 – Análise de estabilidade pseudo-estática do alteamento com muro de solo reforçado e revestimento de concreto. Método de Bishop Modificado para determinação dos fatores de segurança global (FSg) e interno (FSi) - MacStars 2000.

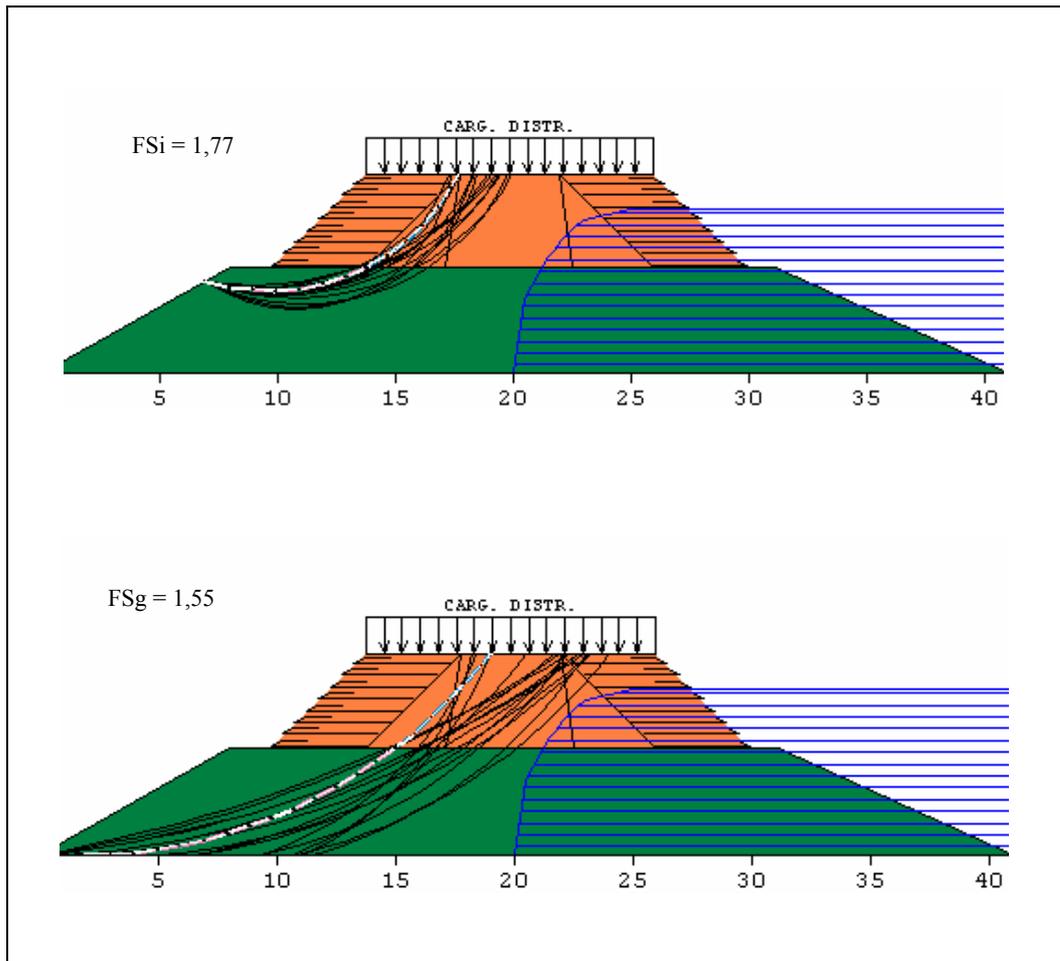


Figura 5.40 – Análise de estabilidade pseudo-estática do alteamento com muro de solo reforçado sem revestimento. Método de Bishop Modificado para determinação dos fatores de segurança global (FSg) e interno (FSi) - MacStars 2000.

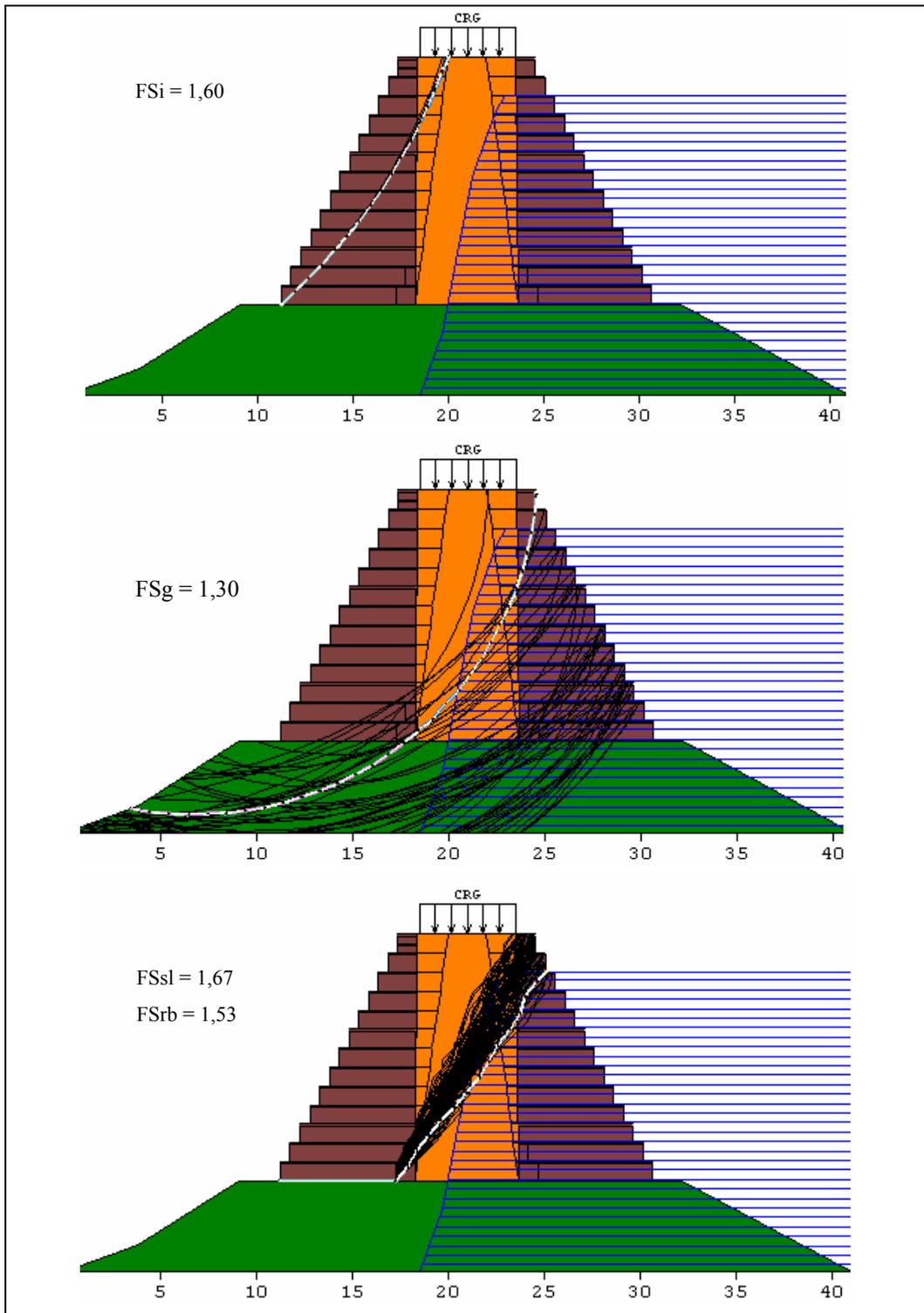


Figura 5.41 – Análise de estabilidade pseudo-estática do alteamento máximo com muro de gabião. Método de Bishop Modificado para determinação dos fatores de segurança global (FSg) e interno (FSi) - MacStars 2000.

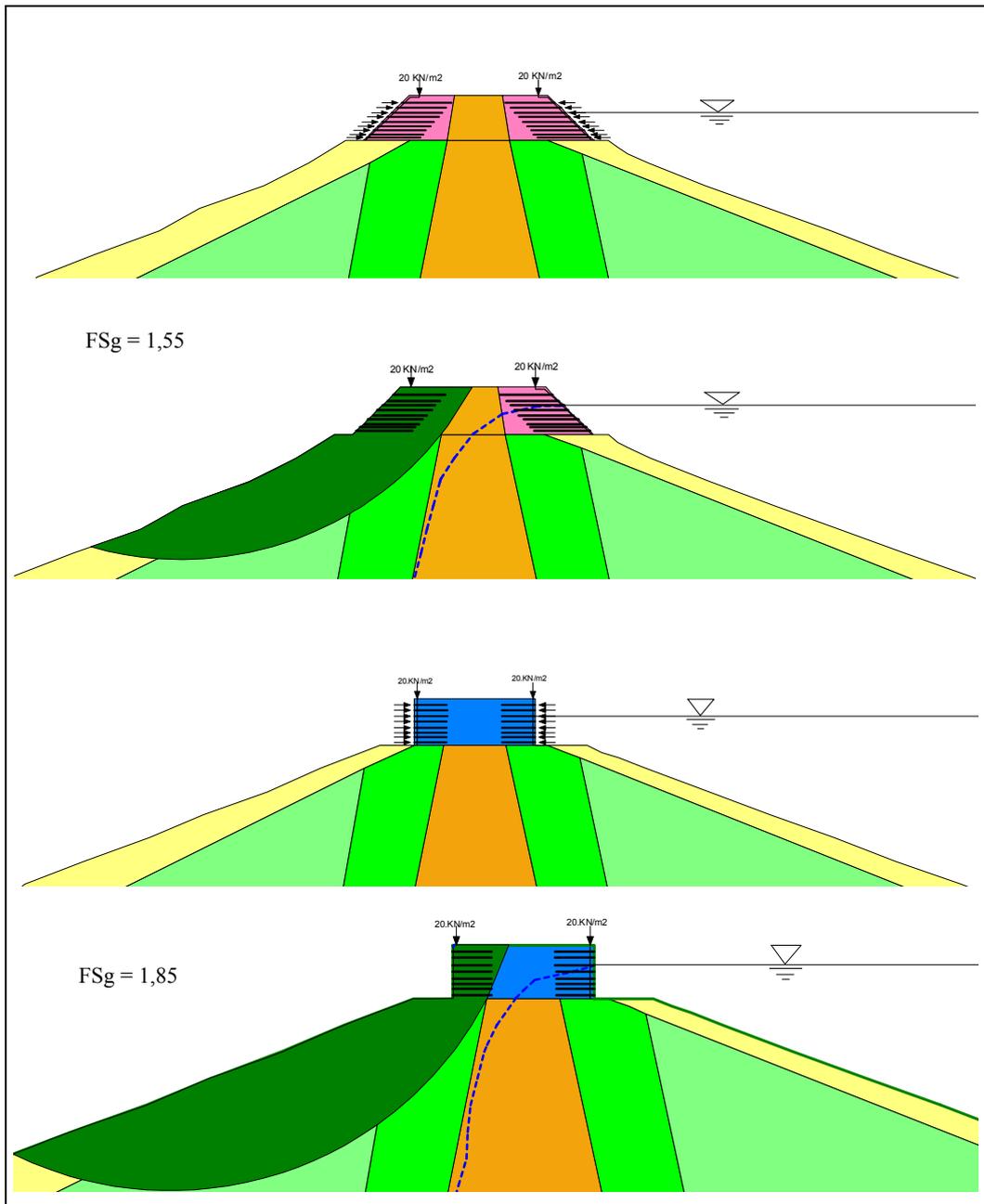


Figura 5.42 - Análise de estabilidade pseudo-estática do alteamento com muro de solo reforçado sem revestimento e solo reforçado com revestimento determinada pelo método de Morgenst-Price (Slope/W).

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 ζ 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 ζ (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 ζ 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.

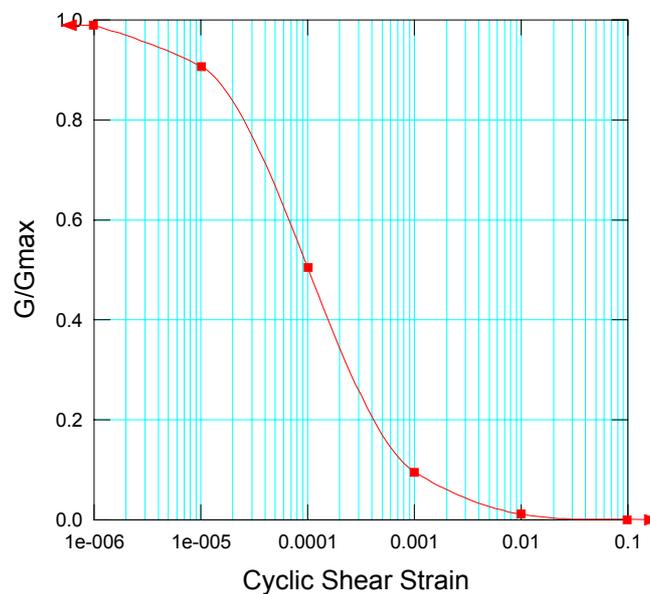


Figura 5.43 - Função de redução do módulo de cisalhamento G.

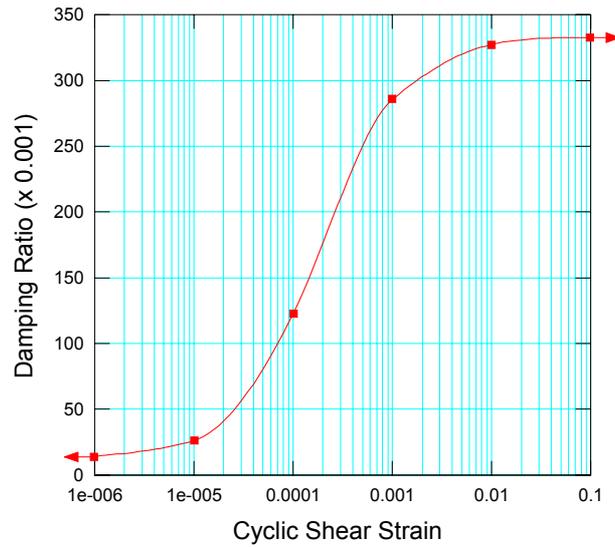


Figura 5.44 - Função da redução da razão de amortecimento ξ .

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

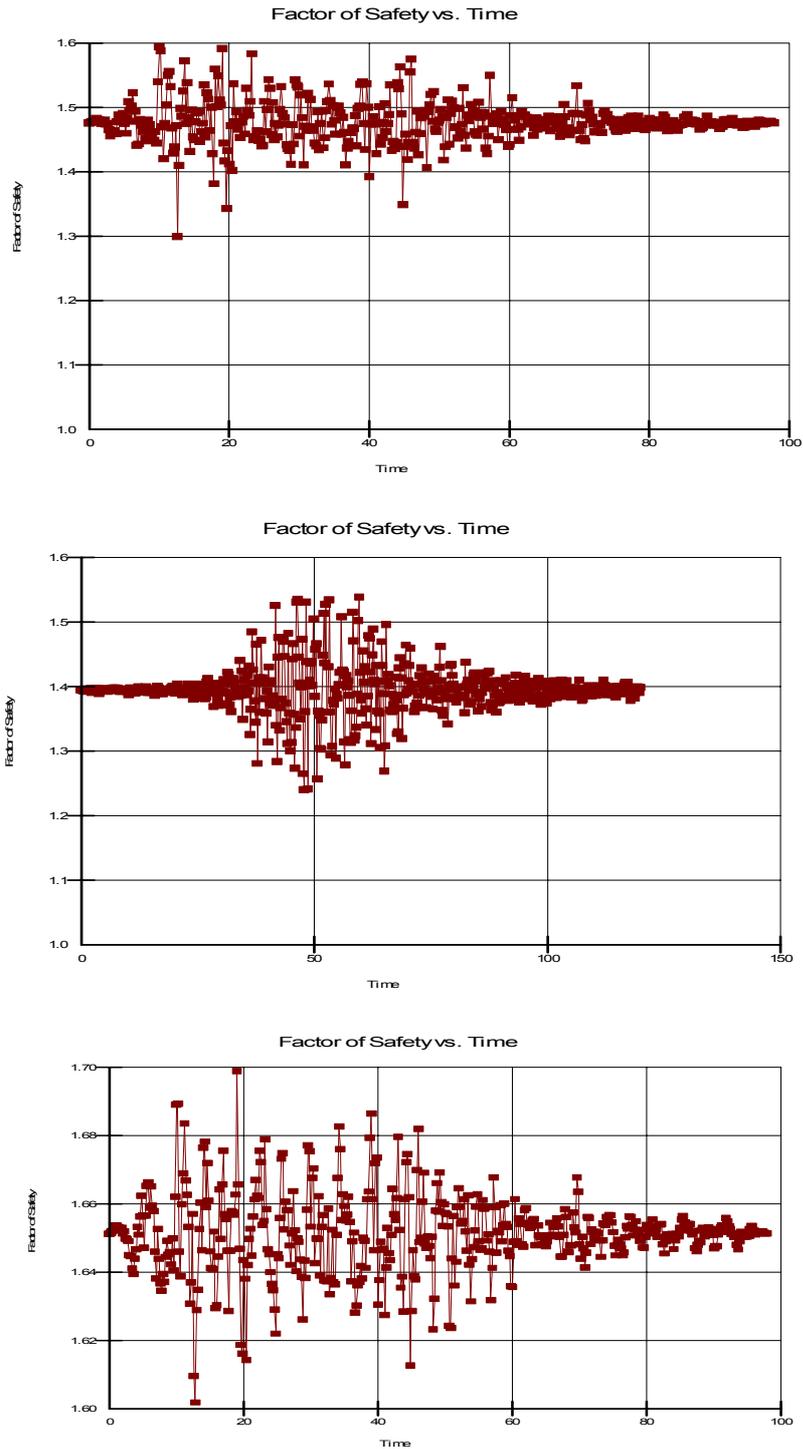


Figura 5.45 – Variação do coeficiente de segurança durante o terremoto de Lima (1974) para a seção atual da barragem (gráfico superior), alteamento com muro de gabião e alteamento com solo reforçado e revestimento de concreto (gráfico inferior).

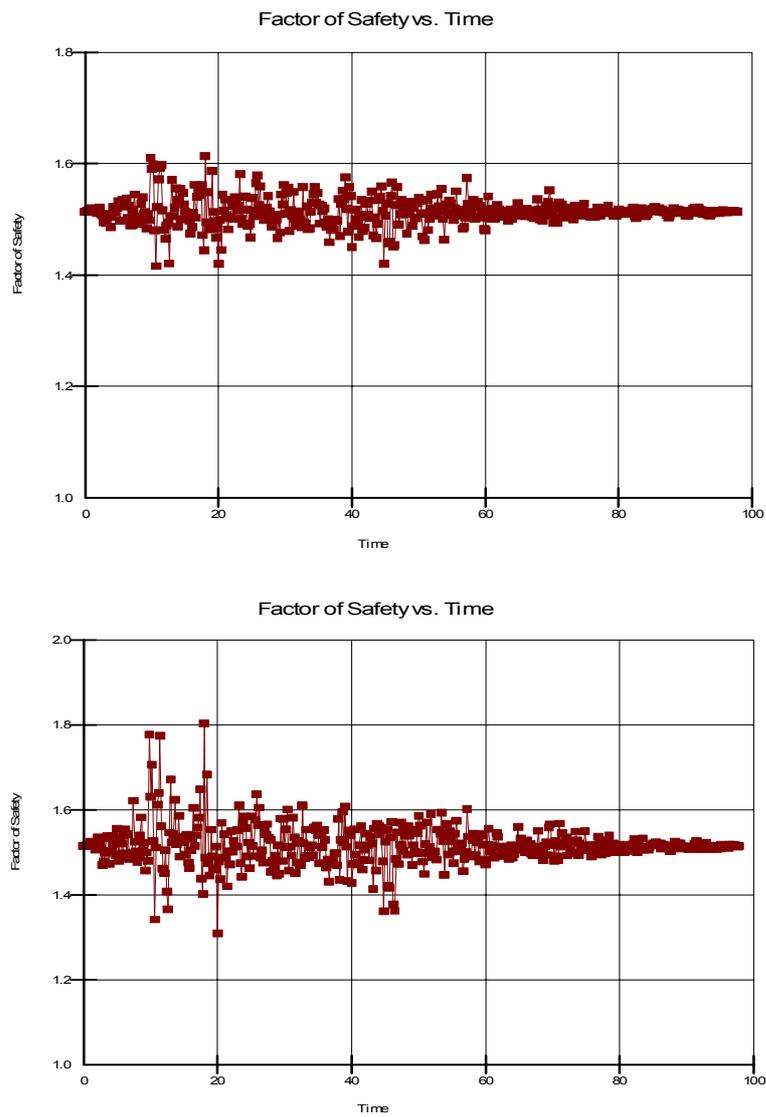


Figura 5.46 – Variação do coeficiente de segurança durante o terremoto de Lima (1974) para a seção com alteamento de solo reforçado sem revestimento (gráfico superior) e alteamento máximo com gabiões (gráfico inferior).

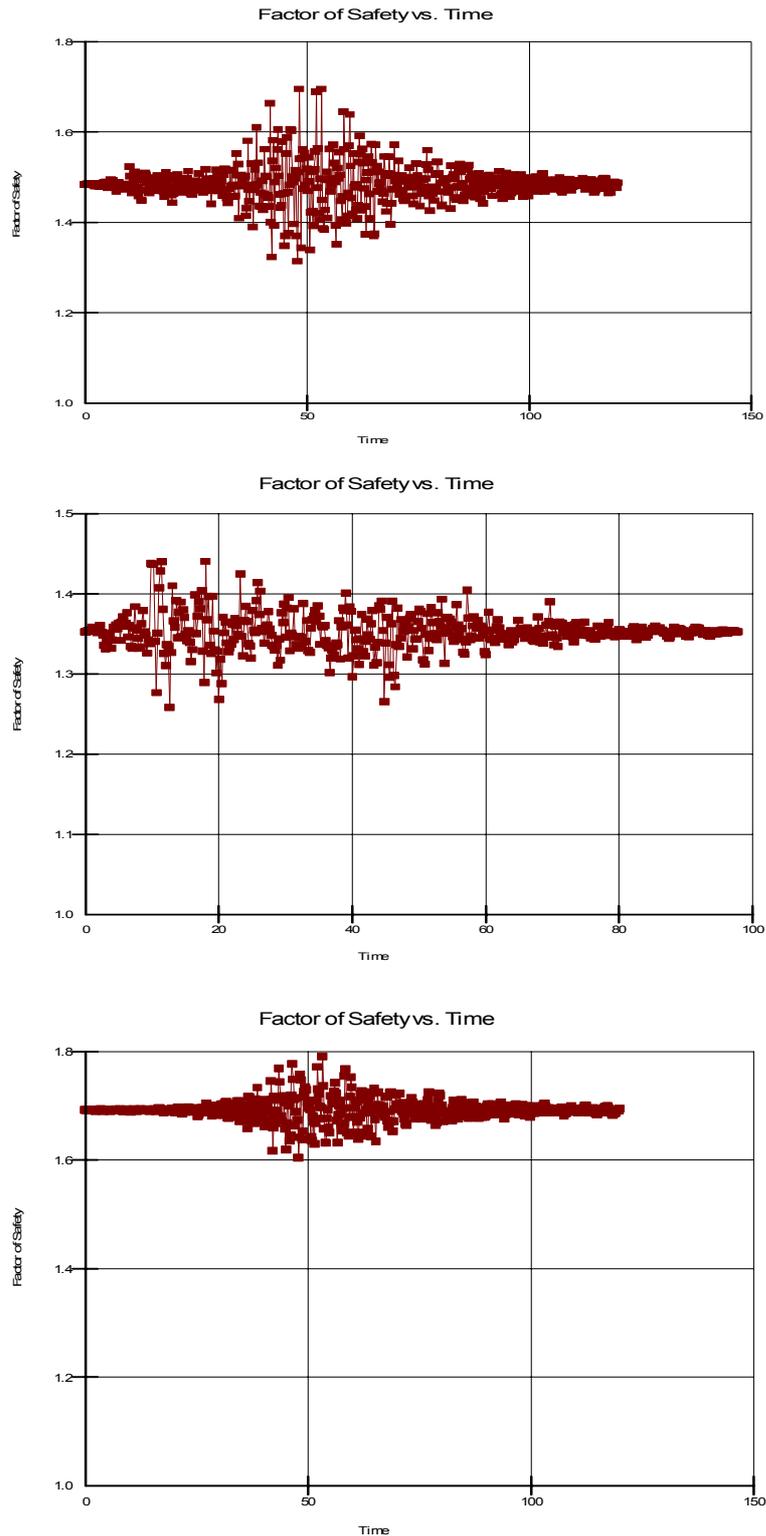


Figura 5.47 – Variação do coeficiente de segurança durante o terremoto de Moquegua (2001) para a seção atual da barragem (gráfico superior), alteamento com muro de gabião e alteamento com solo reforçado e revestimento de concreto (gráfico inferior).

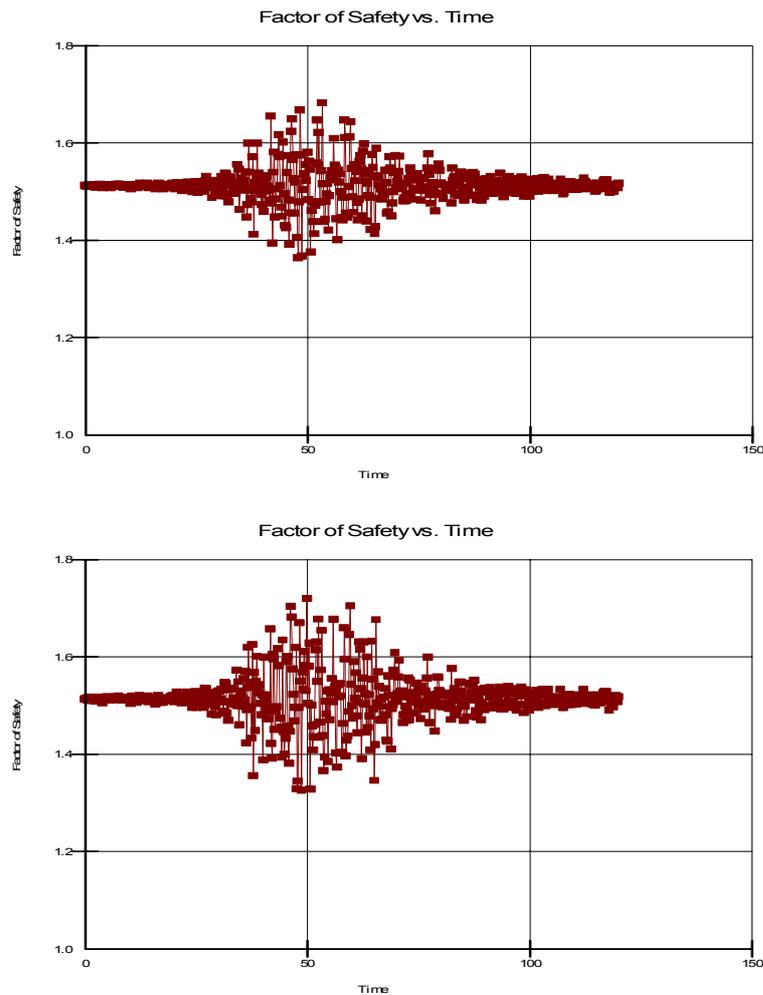


Figura 5.48 – Variação do coeficiente de segurança durante o terremoto de Moquegua (2001) para a seção com alteamento de solo reforçado sem revestimento (gráfico superior) e alteamento máximo com gabiões (gráfico inferior).

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)	ϕ' (°)
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

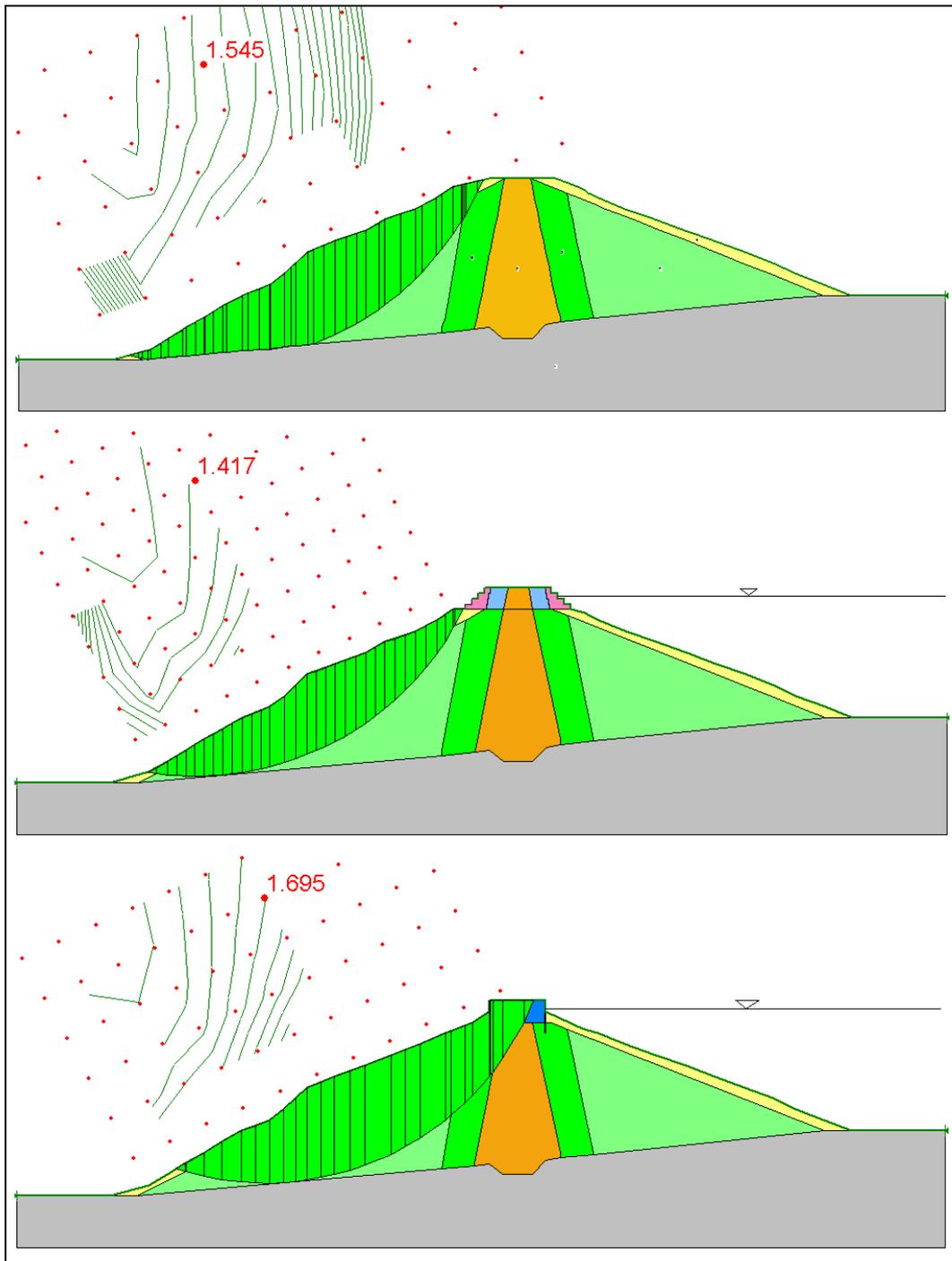


Figura 5.49 – Análise de estabilidade pós-sismo (Lima, 1974) por equilíbrio limite (método de Morgenstern-Price) da seção atual, alteamento com muro de gabião e alteamento com solo reforçado com revestimento

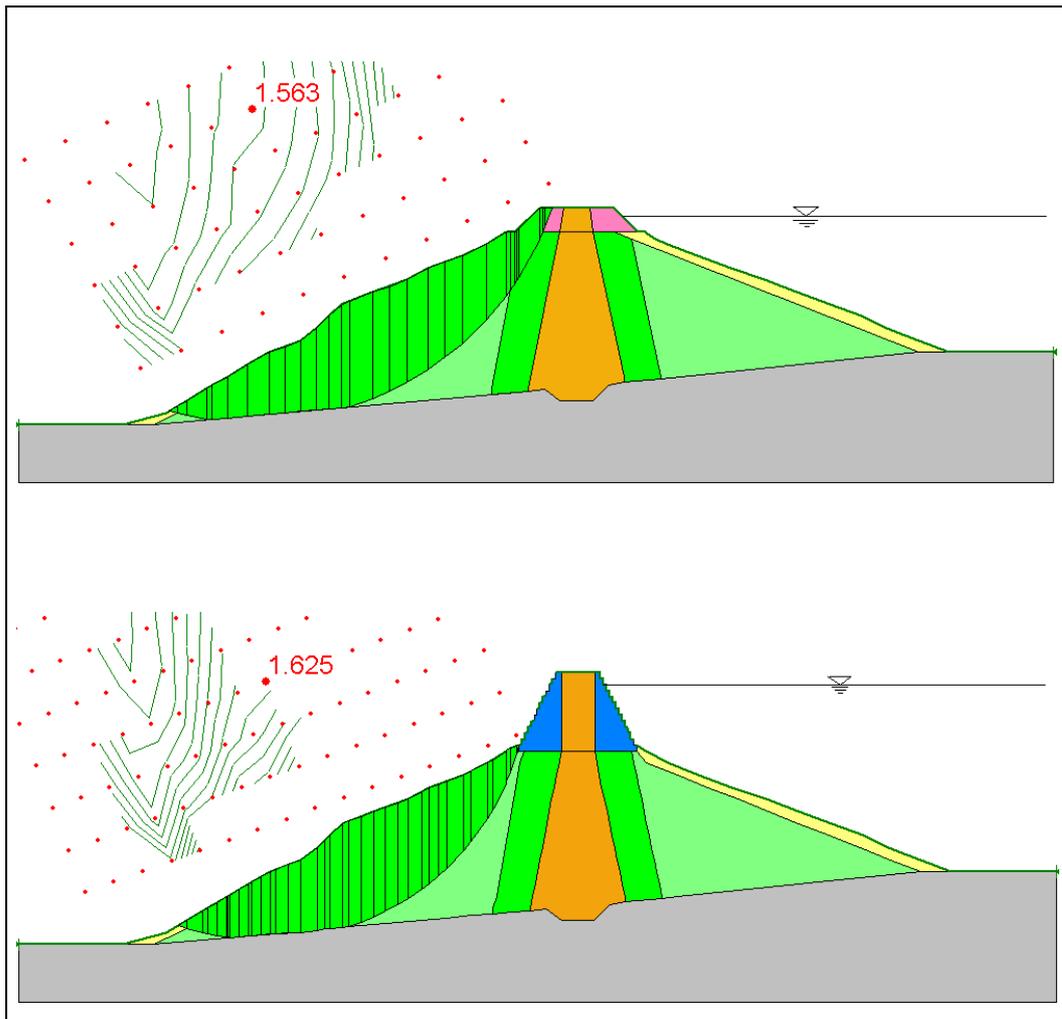


Figura 5.50 – Análise de estabilidade pós-sismo (Lima, 1974) por equilíbrio limite (metodo de Morgenstern-Price) do alteamento de solo reforçado sem revestimento e alteamento máximo com muro de gabião.

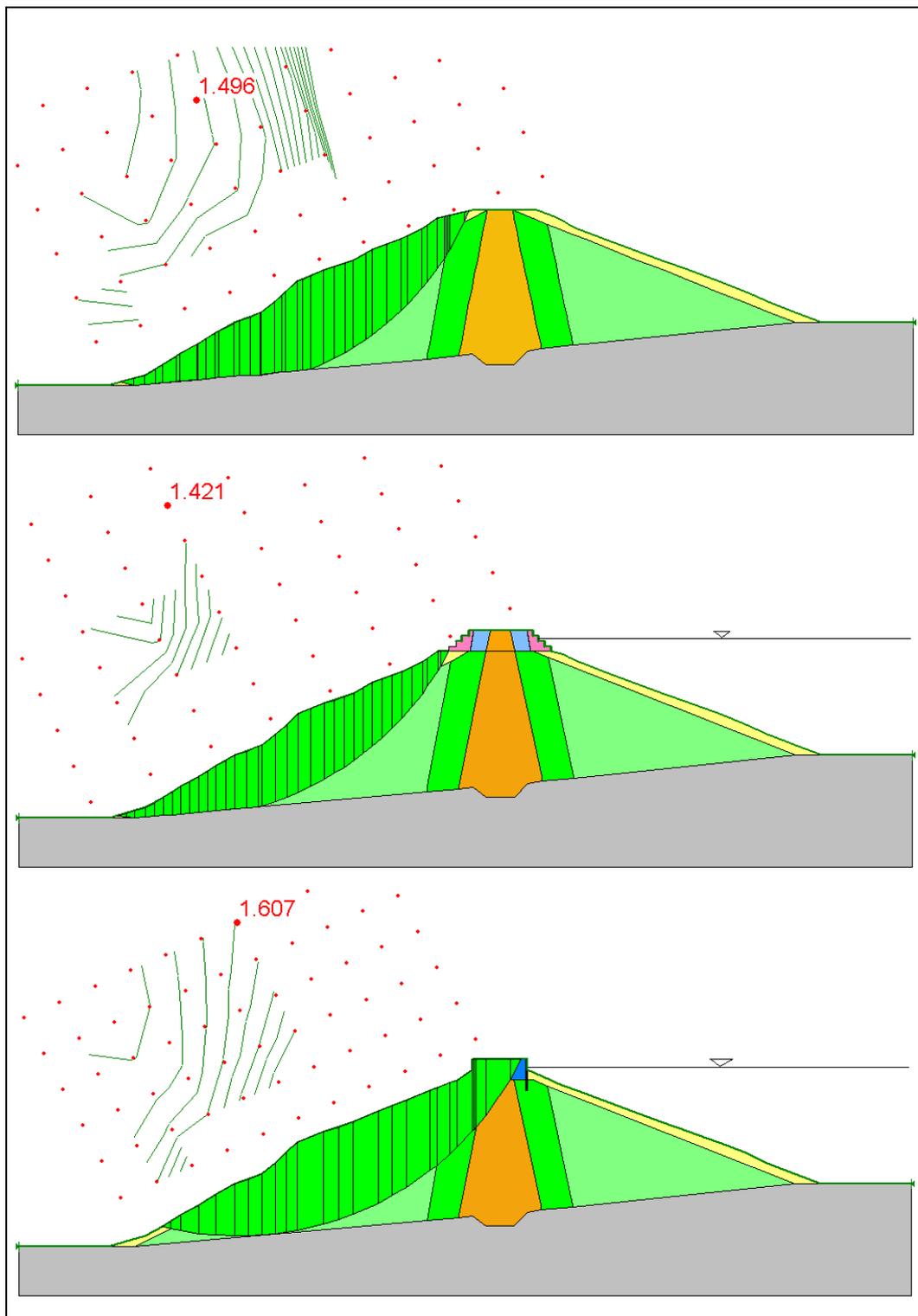


Figura 5.51 – Análise de estabilidade pós-sismo (Moquegua, 2001) por equilíbrio limite (metodo de Morgenstern-Price) da seção atual, alteamento com muro de gabião e alteamento com solo reforçado com revestimento.

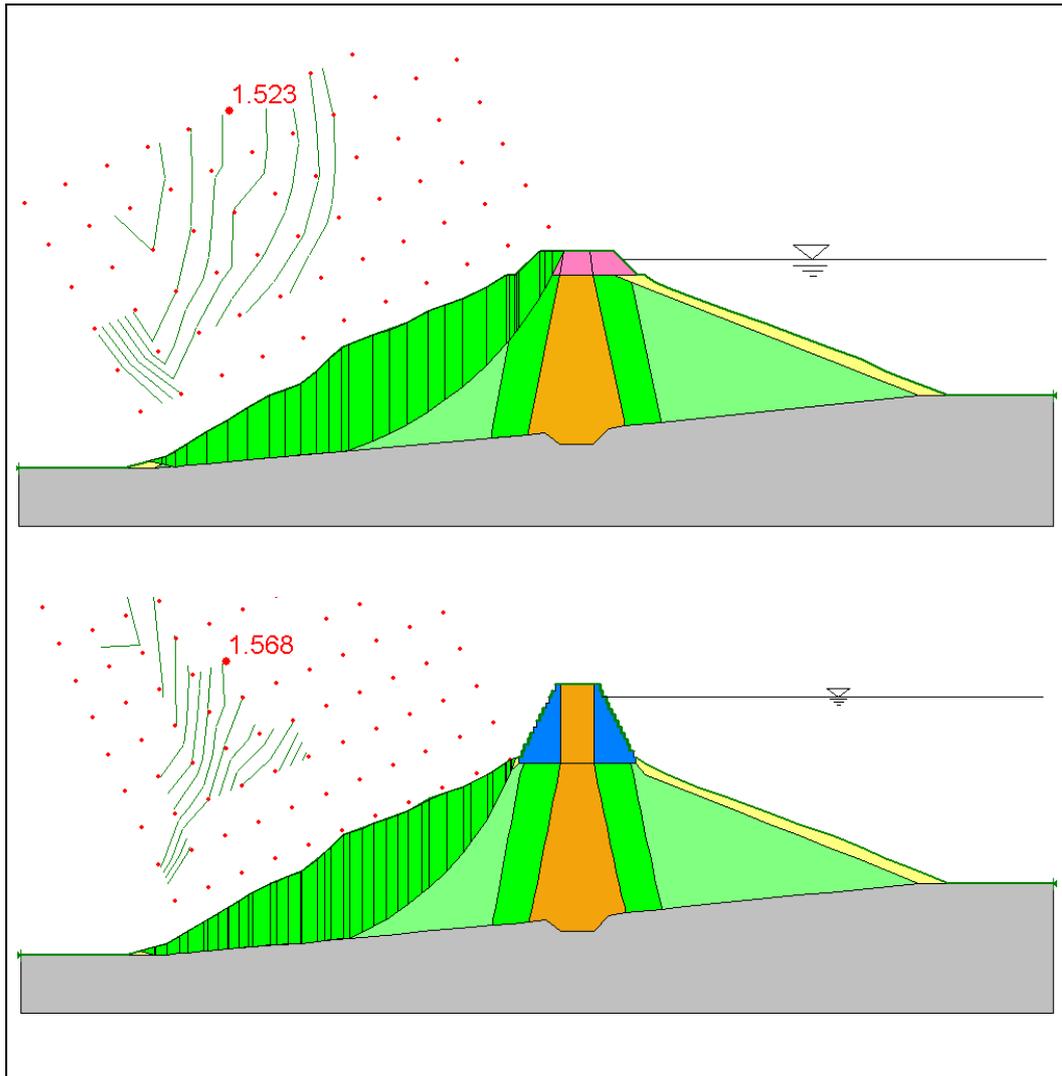


Figura 5.52 – Análise de estabilidade pós-sismo (Moquegua, 2001) por equilíbrio limite (método de Morgenstern-Price) do alteamento de solo reforçado sem revestimento e alteamento máximo com muro de gabião.

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 amplificações 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 amplificações 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 amplificações de acelerações.

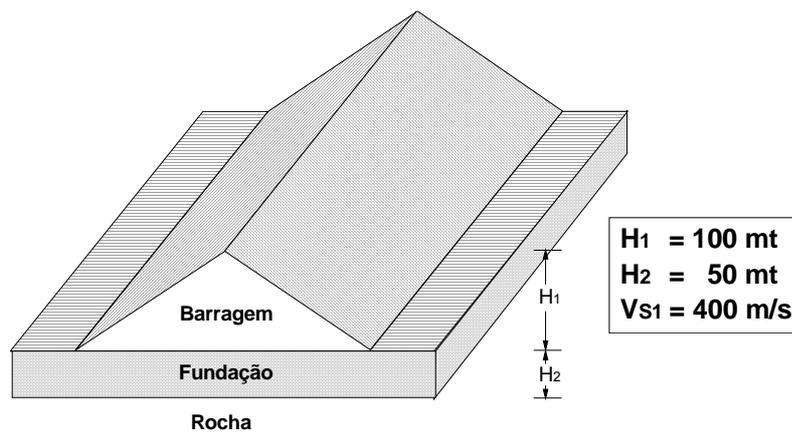
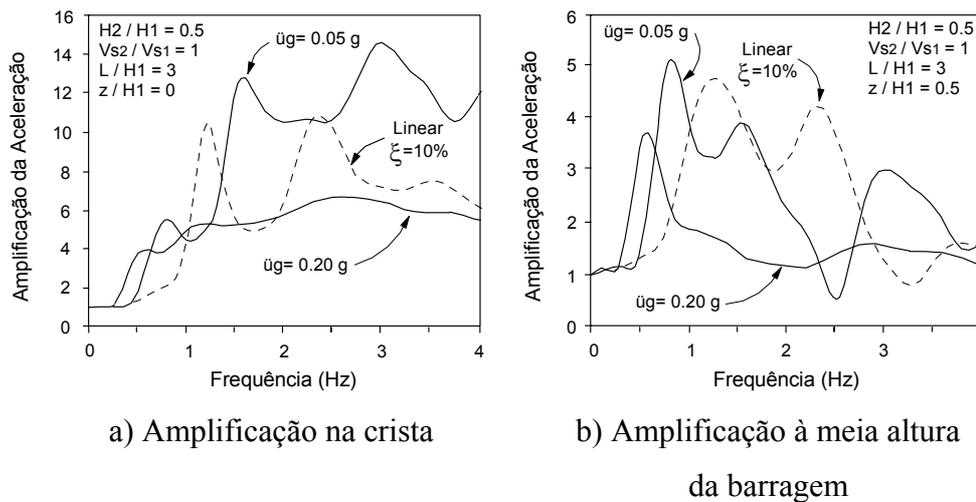


Figura 5.53 - Barragem e fundação em vale retangular (de Dakoulas, 1990).

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.

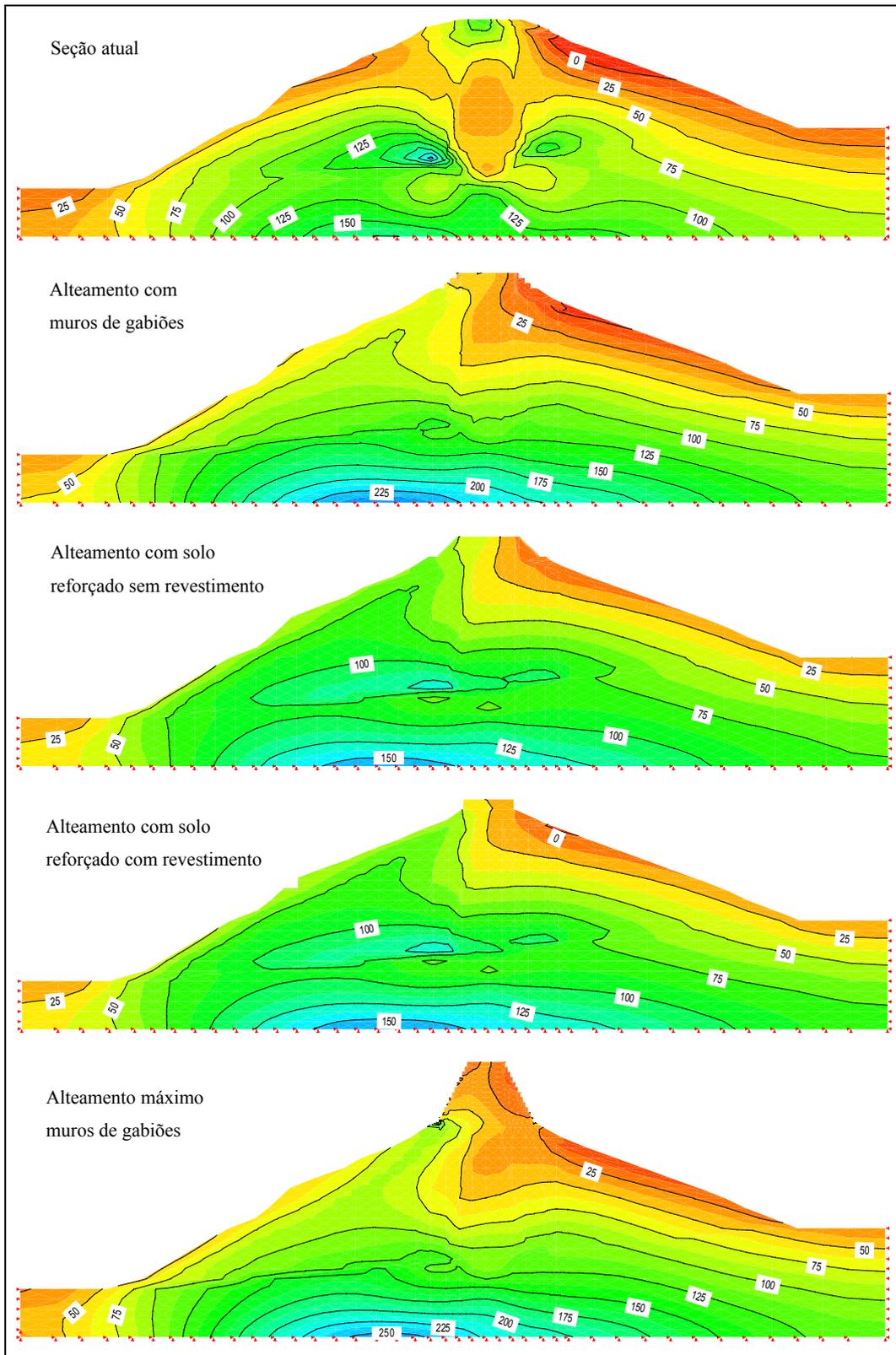


Figura 5.55 – Distribuição de tensões efetivas horizontais ($\bar{\sigma}_x$), devido ao carregamento estático, na seção atual e alteamentos da barragem de Viña Blanca.

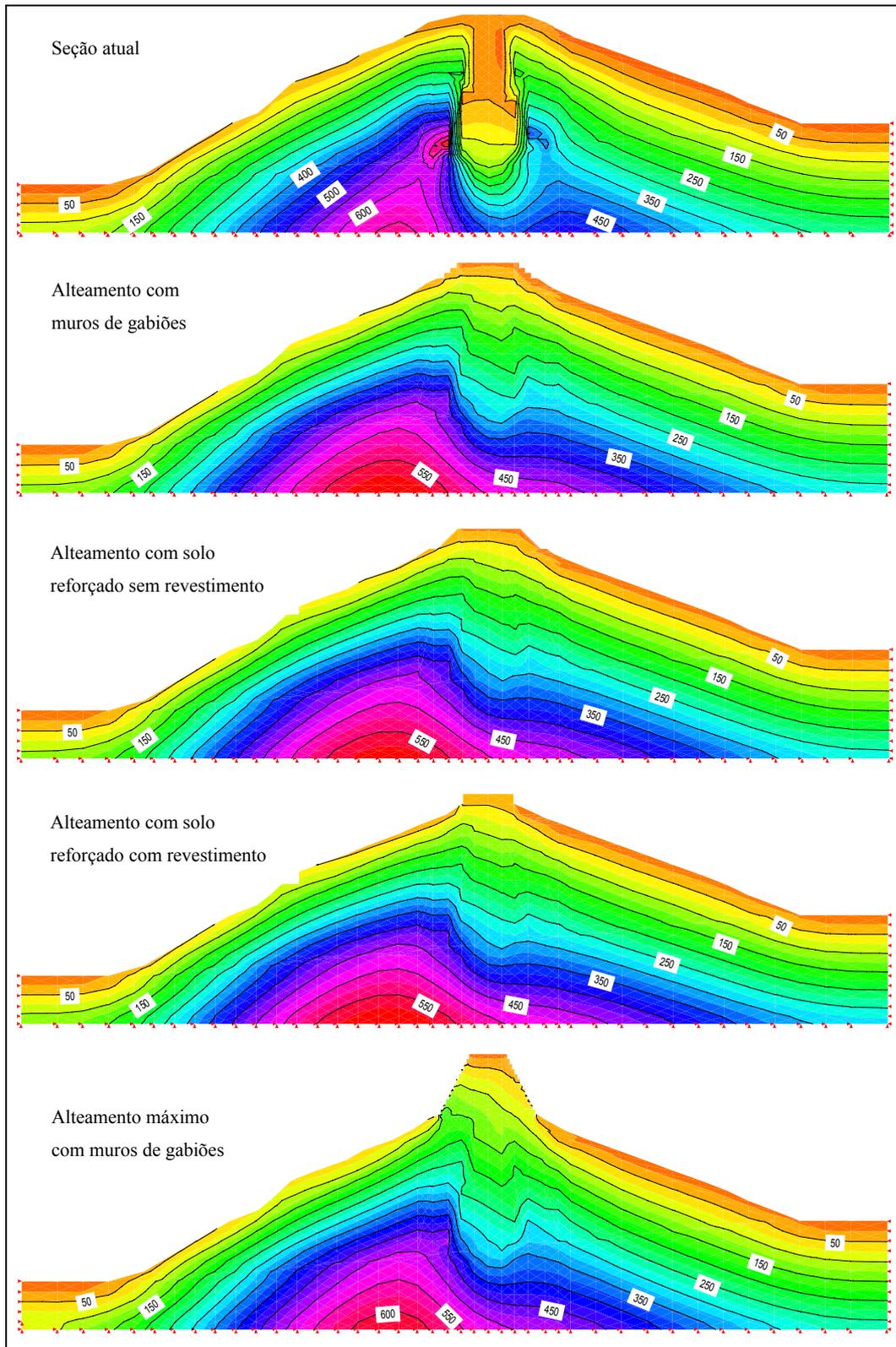


Figura 5.56 – Distribuição de tensões efetivas verticais ($\bar{\sigma}_y$), devido ao carregamento estático, na seção atual e alteamentos da barragem de Viña Blanca.

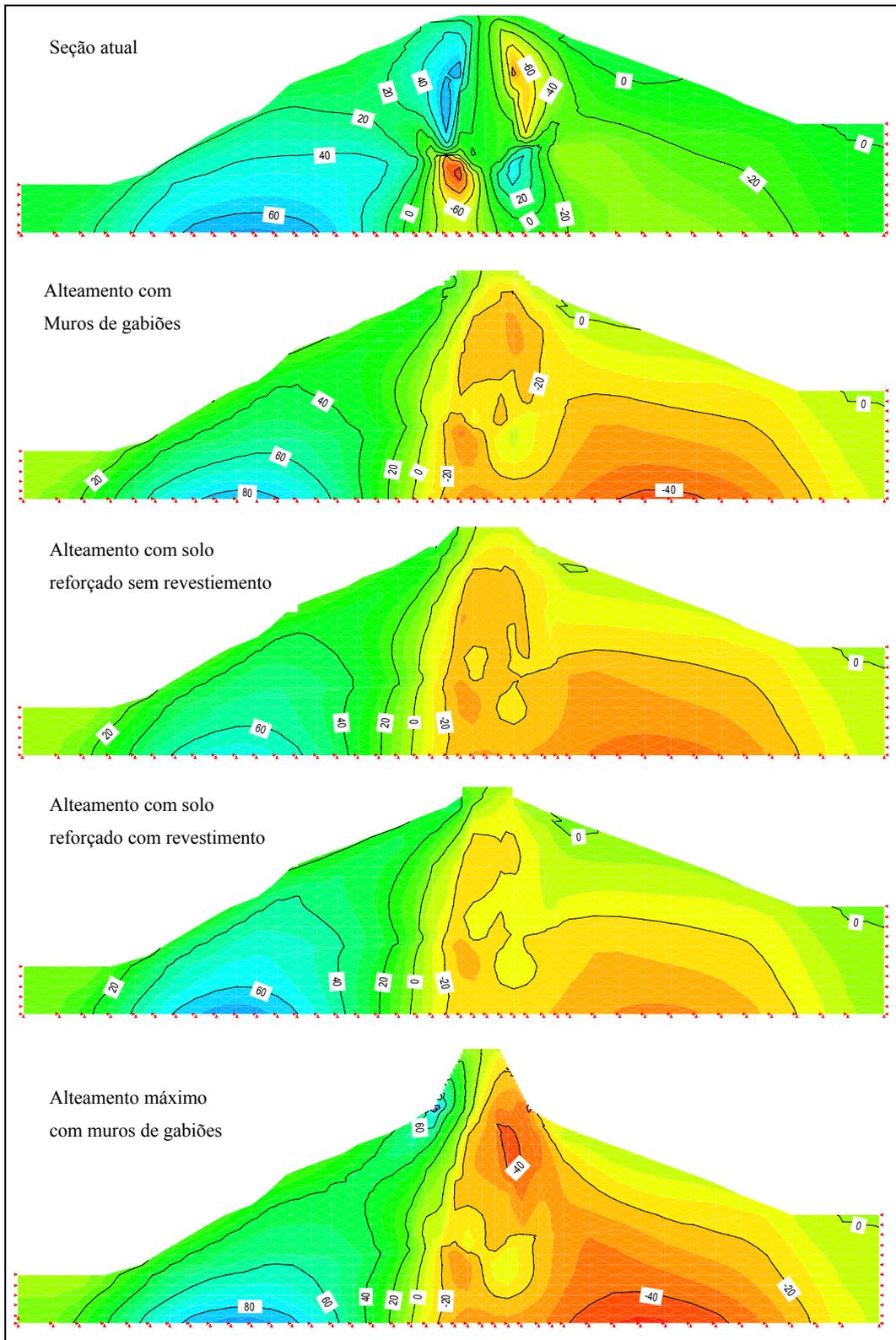


Figura 5.57 – Distribuição de tensões cisalhantes (τ_{xy}), devido ao carregamento estático, na seção atual e alteamentos da barragem de Viña Blanca.

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

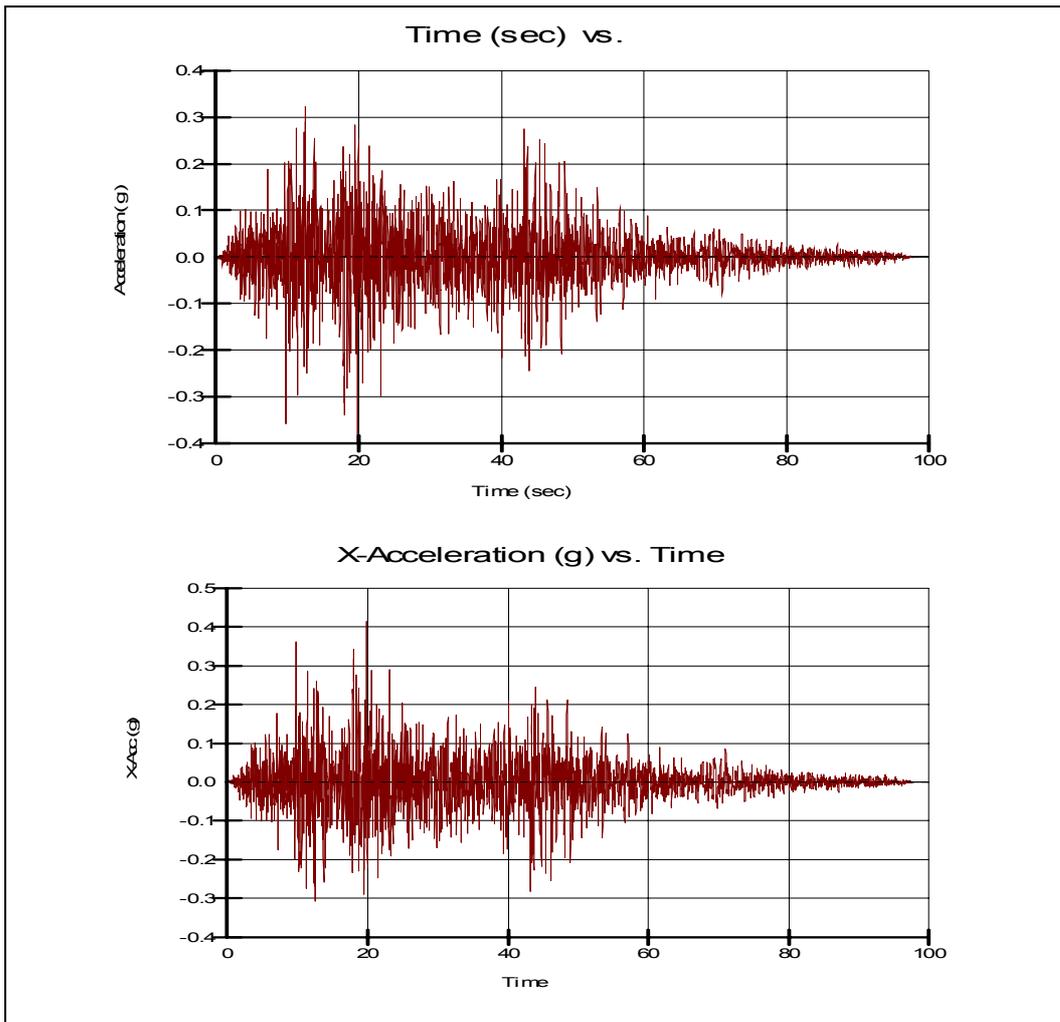


Figura 5.58 – Registros das acelerações na base rochosa (gráfico superior) e na crista da seção atual da barragem de Viña Blanca (gráfico inferior) – sismo de Lima (1974).

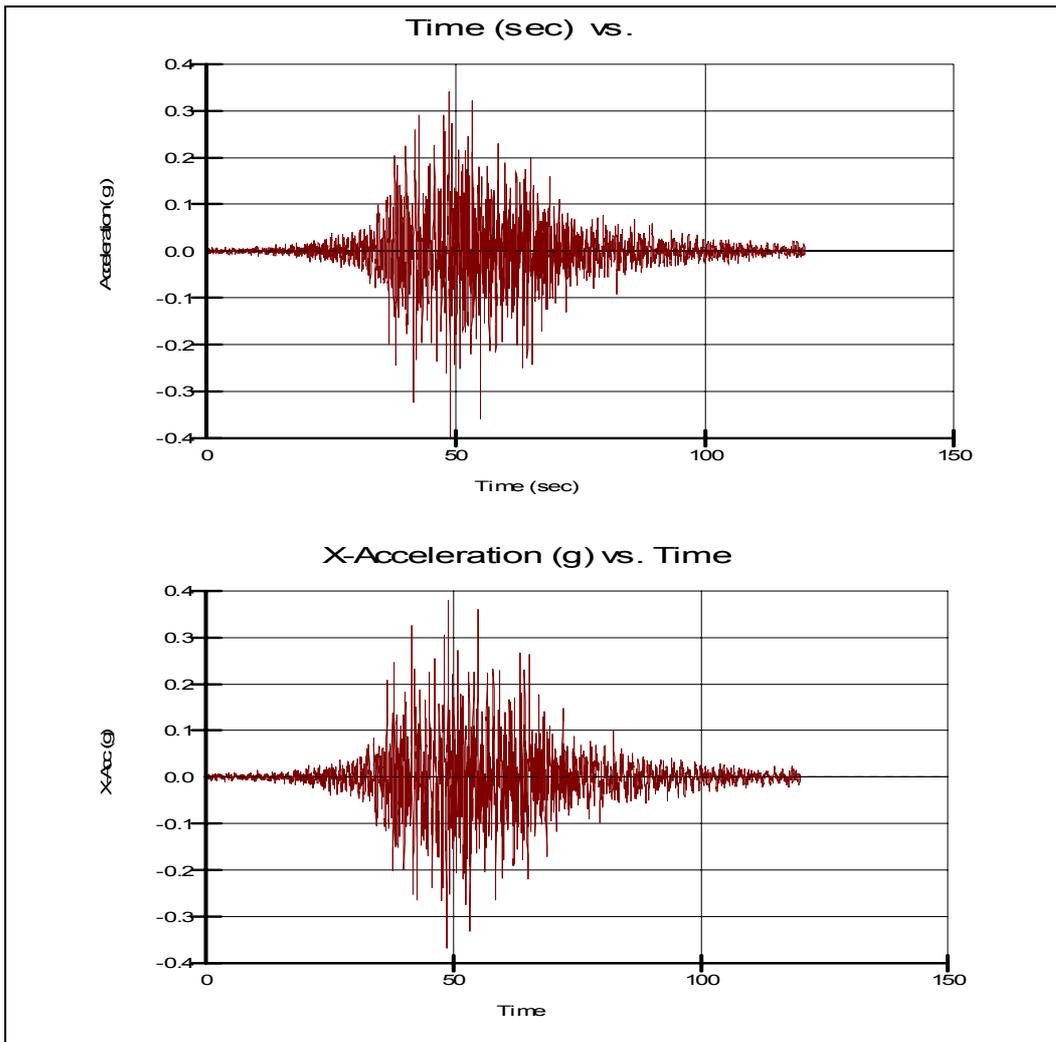


Figura 5.59 – Registros das acelerações na base rochosa (gráfico superior) e na crista da seção atual da barragem de Viña Blanca (gráfico inferior) – sismo de Moquegua (2001).

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).

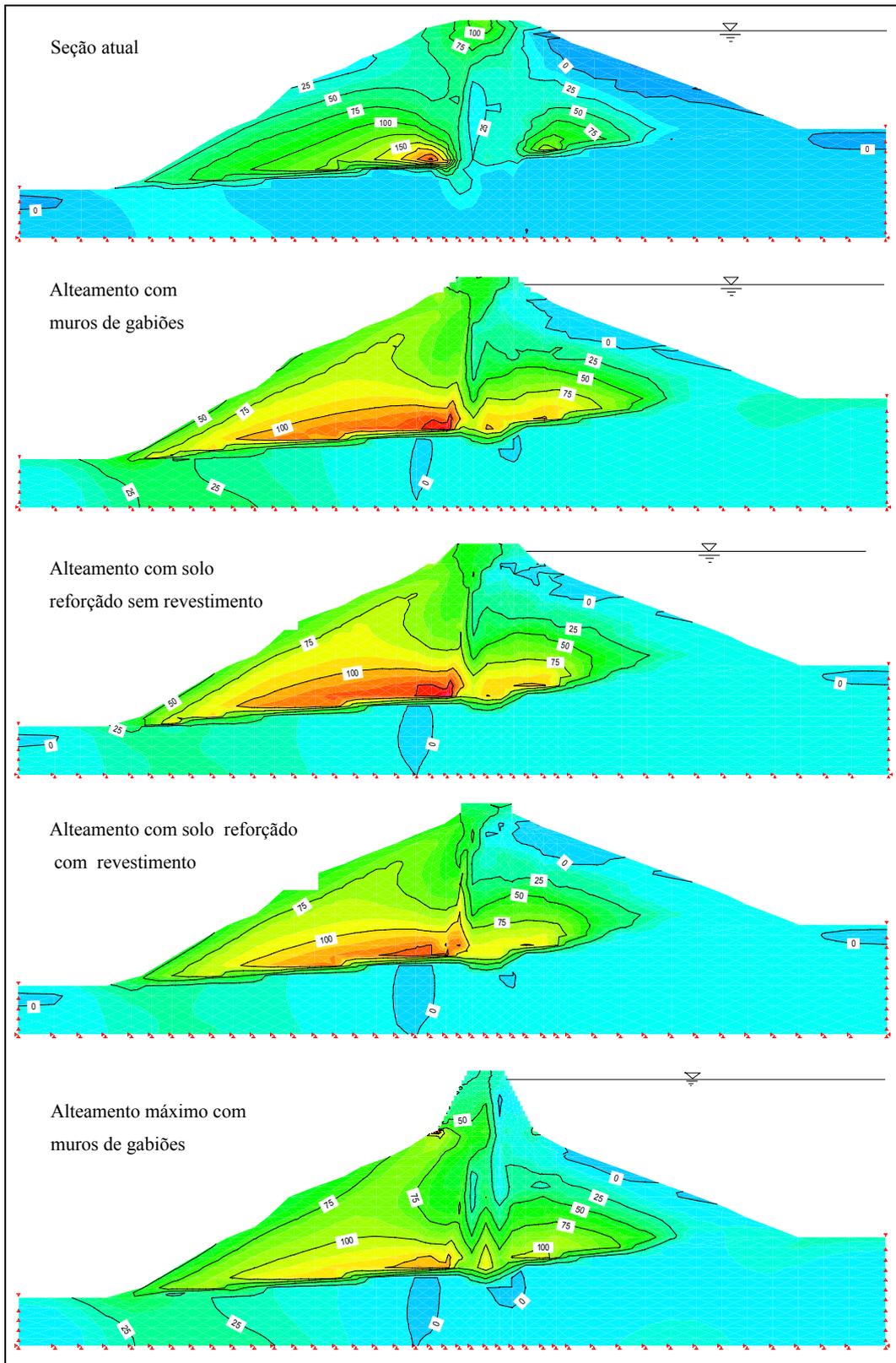


Figura 5.60 - Distribuição de tensões efetivas horizontais ($\bar{\sigma}_x$) na seção atual e alteamentos geradas pelo sismo de Lima (1974), no tempo 19,80s.

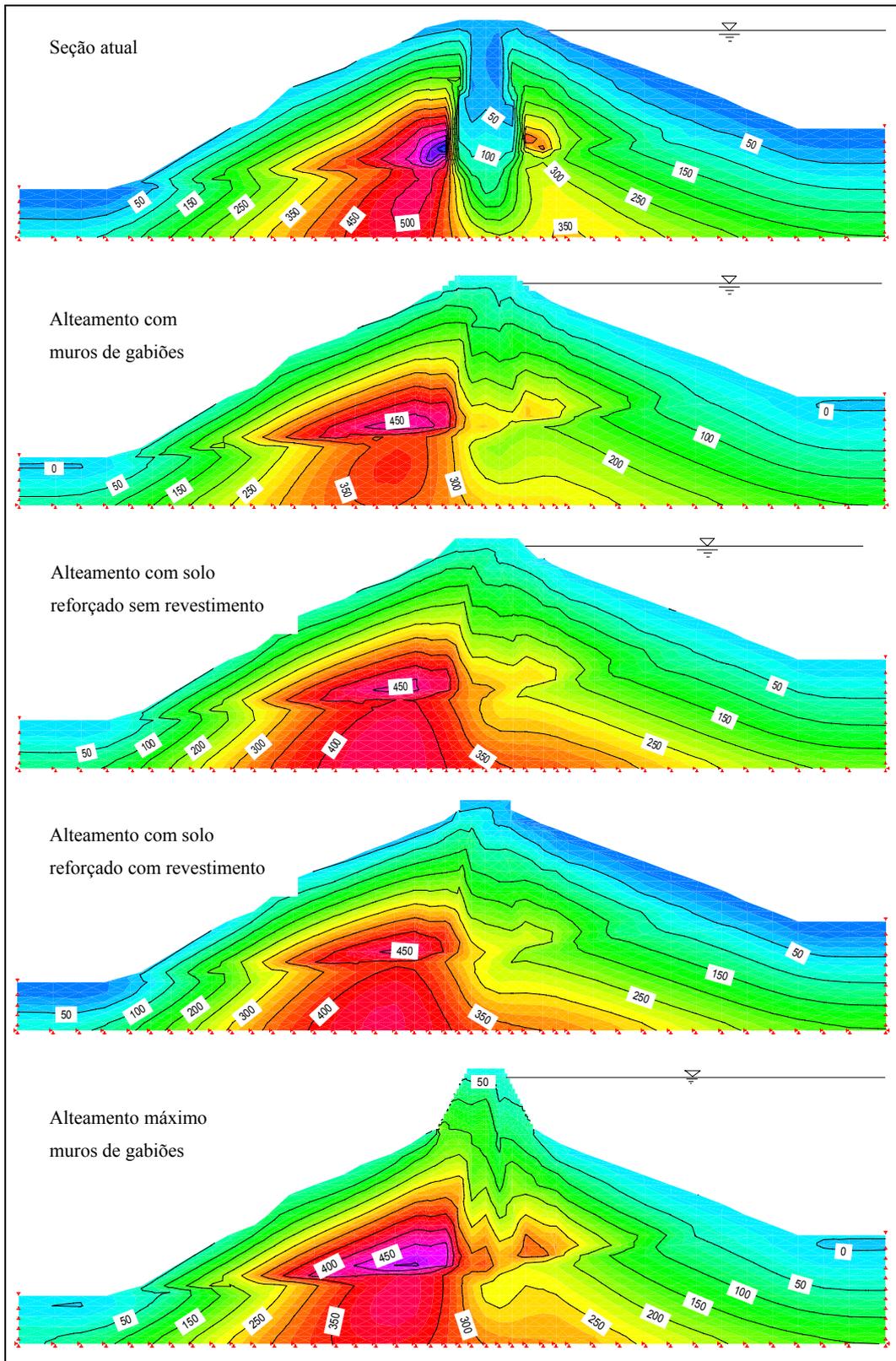


Figura 5.61 - Distribuição das tensões efetivas verticais ($\bar{\sigma}_y$) na seção atual e alteamentos geradas pelo sismo de Lima (1974), no tempo 19,80s.

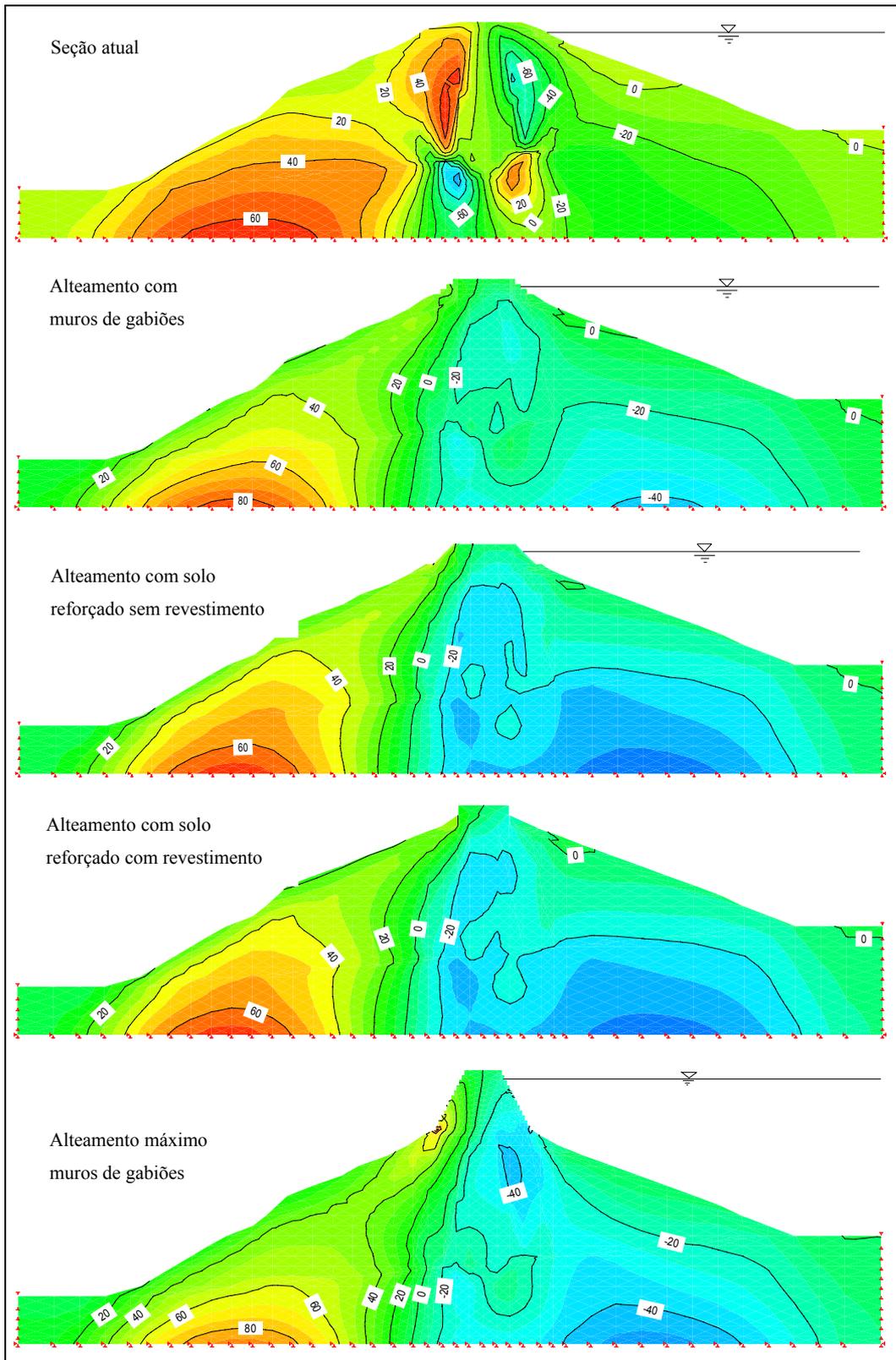


Figura 5.62 - Distribuição das tensões cisalhantes (τ_{xy}) na seção atual e alteamentos geradas pelo sismo de Lima (1974), no tempo 19,80s.

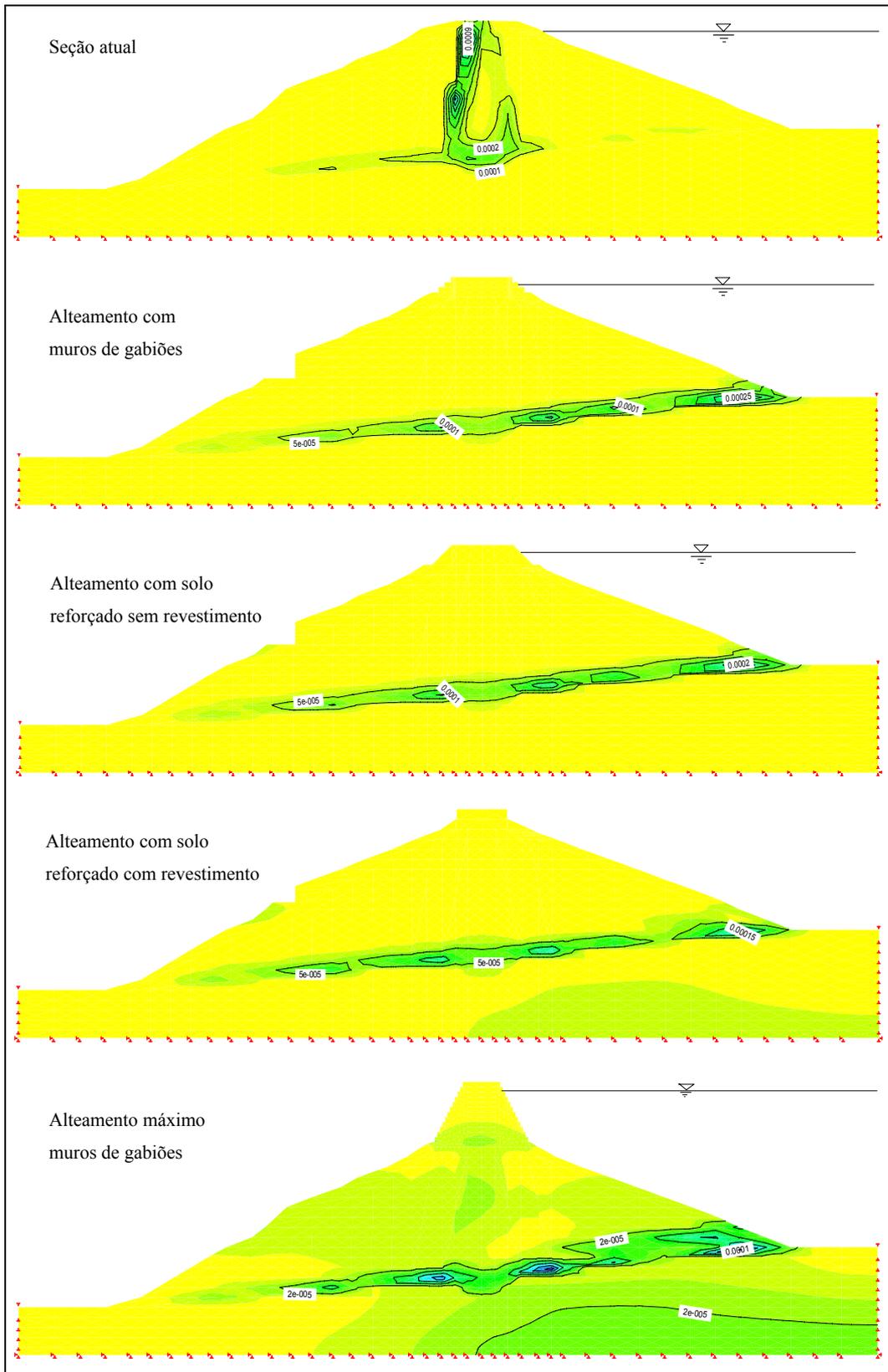


Figura 5.63 - Distribuição das deformações cisalhantes máximas (γ_{\max}) na seção atual e alteamentos geradas pelo sismo de Lima (1974), no tempo 19,80s.

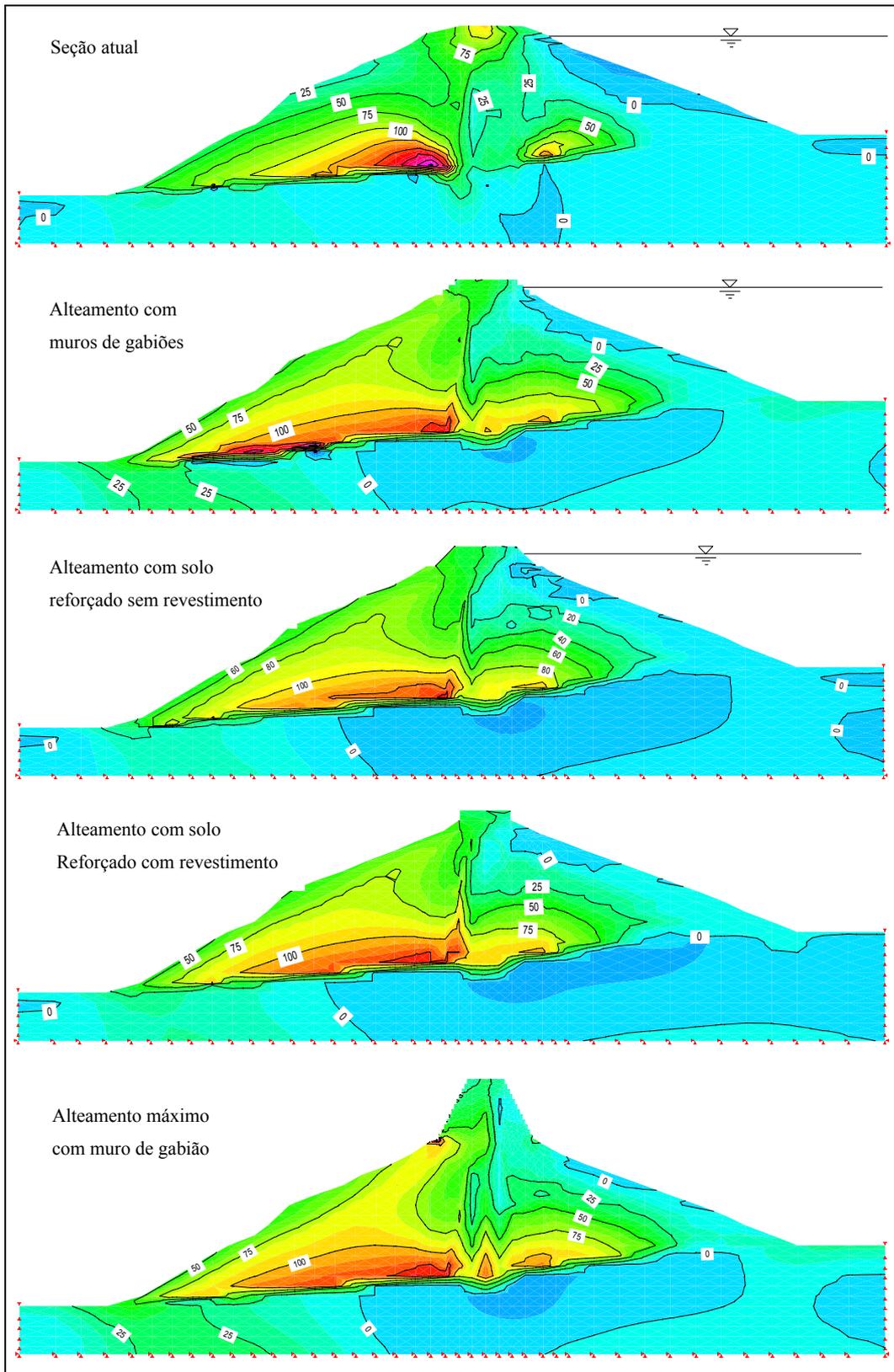


Figura 5.64 - Distribuição das tensões efetivas horizontais ($\bar{\sigma}_x$) na seção atual e alteamentos geradas pelo sismo de Moquegua (2001) no tempo 48,80s.

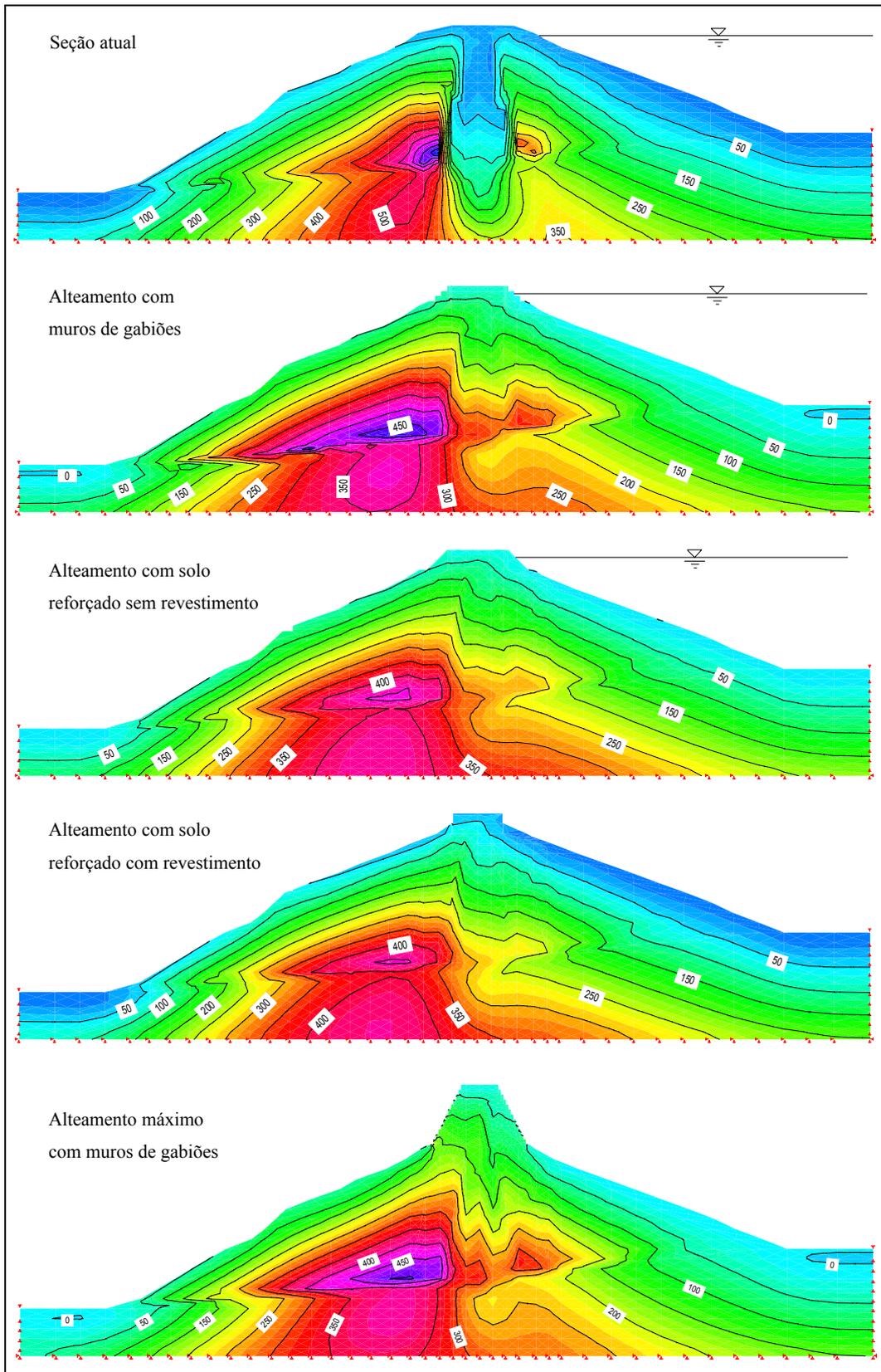


Figura 5.65 - Distribuição das tensões efetivas verticais ($\bar{\sigma}_y$) na seção atual e alteamentos geradas pelo sismo de Moquegua (2001), no tempo 48,80s.

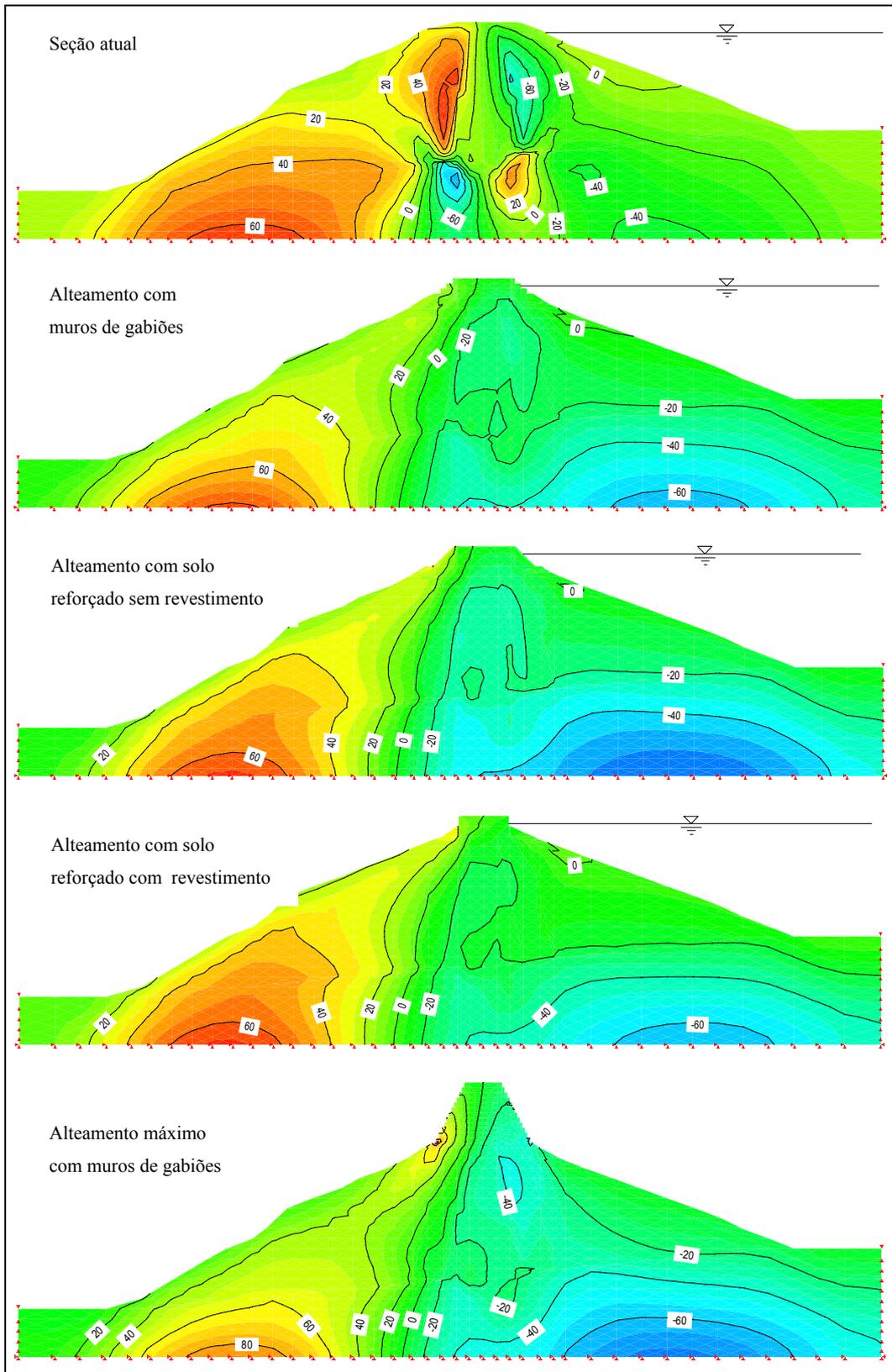


Figura 5.66 - Distribuição das tensões cisalhantes (τ_{xy}) na seção atual e alteamentos geradas pelo sismo de Moquegua (2001), no tempo 48,80s.

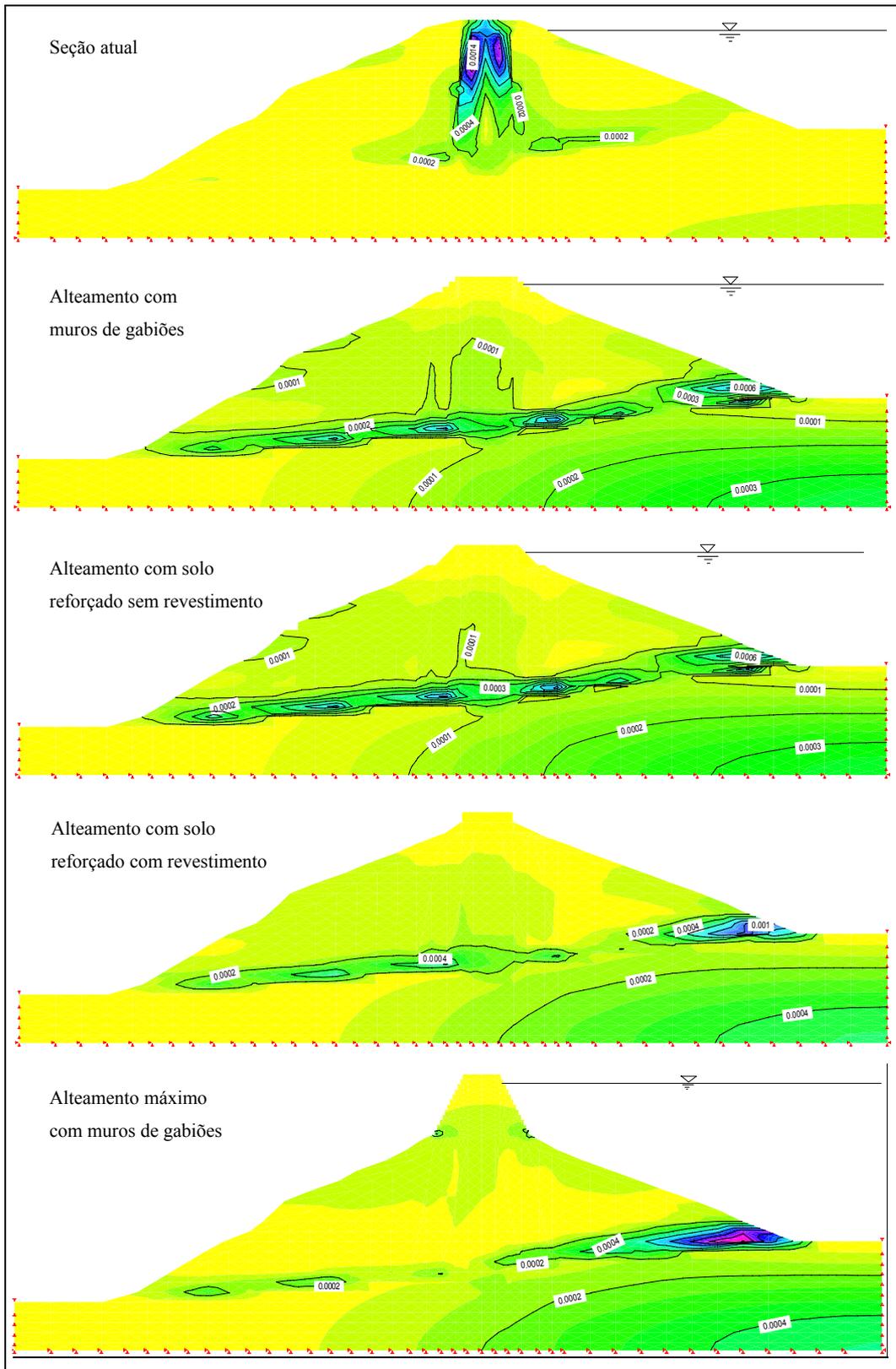


Figura 5.67 - Distribuição das deformações cisalhantes máximas (γ_{\max}) na seção atual e alteamentos geradas pelo sismo de Moquegua (2001), no tempo 48,80s..

6 Conclusões e sugestões

6.1. Conclusões

A barragem de terra de Viña Blanca deve ter a sua altura aumentada com o objetivo de aumentar a capacidade de armazenamento de água de seus reservatórios. Várias opções de alteamento foram consideradas neste estudo, como muro parapeito, solo compactado, solo reforçado com revestimento de concreto, solo reforçado com geotêxteis e muro de gabião, considerando o alteamento pretendido e a situação de máximo alteamento possível.

O método dos elementos finitos e o método de equilíbrio limite, isolada ou conjuntamente, foram empregados para a análise desta barragem. Em regiões de alta sismicidade, como no sul do Peru onde se situa a barragem, as análises da resposta dinâmica de estruturas de maior importância devem ser executadas com base em investigações de perigo sísmico, como neste trabalho, onde os valores de máxima aceleração nos substratos rochosos locais foram estimados a partir de estudos probabilísticos utilizando os dados sismológicos do Instituto Geofísico do Peru (IGP).

A análise das condições de fluxo, estabilidade de taludes sob carregamentos estático e sísmico, bem como a resposta dinâmica devido à ocorrência de terremotos, mostrou que a barragem, em sua geometria atual ou previsão de alteamento, opera dentro de limites de segurança aceitáveis. A decisão sobre qual tipo de alteamento é mais conveniente passa então sob o critério econômico e a disponibilidade de materiais de construção local. Sob este aspecto, tendo em vista a geologia local, a opção de alteamento à base de muros de gabião parece ser a escolha mais acertada.

Embora os alteamentos tenham sido de pequena altura (3m para a barragem de Viña Blanca) a vantagem deste estudo, que poderia ser estendido para outras barragens de maior porte, é a sistemática do procedimento de engenharia, envolvendo desde análises das condições de fluxo permanente até o

comportamento pós-sismo de taludes, passando por análises de estabilidade estática, resposta dinâmica da barragem, verificação da ocorrência de deslocamentos permanentes e variação do fator de segurança devido a carregamentos sísmicos, etc.

Ainda que o estudo da barragem tenha sido bastante geral, este foi baseado em modelos simplificados (método de equilíbrio limite, método linear equivalente). A utilização de modelos elasto-plásticos mais complexos, provavelmente produziria resultados semelhantes, mas à custa de avaliações experimentais mais sofisticadas de um maior número de parâmetros dos materiais, o que, ainda que atraente sob ponto de vista acadêmico, certamente para fins de engenharia seria dispensioso, demorado e pouco provável de ser realizado.

6.2. Sugestões

Dando continuidade ao tema de pesquisa, são feitas as seguintes sugestões:

- a) análise do potencial de liquefação de materiais da barragem devido à ocorrência de sismos;
- b) estudo mais detalhado, com base no método dos elementos finitos, da estabilidade de taludes pós-sismo tendo em vista o desenvolvimento de poropressões geradas pelo terremoto.

7

Referências bibliográficas

AGUILAR Z. (2004), “**Análise de Peligro Sísmico de las Presas Viña Blanca y Pampa de Vaca**”, Estudio de factibilidad para las presas Viña Blanca y Pampa de Vaca, Lima, Perú.

AMBRASEYS NN, SARMA SK (1967), “**Response of earth dams to strong earthquakes**”, Géotechnique , 1967; 17(2): 181-283.

AMORIM, P. C. (1976), “**Análise da percolação na barragem de Curuá-Una pelo método dos elementos finitos**”, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-RIO.

ANTONOPOULUS, G. C.; ZIPPARRO, V. J. (1994), “**Raising of dams design considerations and experience**”, In: xviii congress on large dams, 18. Durban. Anais... Durban – África do Sul: ICOLD, v.3, pp.585-599.

AZEVEDO FILHO, R. N. (1990), “**Análise do comportamento de barragens pelo método dos elementos finites utilizando um modelo elasto-plástico**”, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-RIO.

BARTON, N.; KJAERNSLI, B. (1981), “**Shear Strength of Rockfill**”, Proceedings of ASCE, Geotechnical Testing Journal, Volume 7, pp. 873 to 891.

BATHE, K.J. and KHOSHGOFTAAR, M.R. (1979), “**Finite element free surface seepage analysis without mesh iteration**”, Internat. J. Numer. Anal. Methods Geomech., Vol 3, pp. 13–22.

BISHOP, A. W. (1955), “**The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes**”, Géotechnique, Vol. 5.

BONAPARTE, R.; HOLTZ, R. D. E GIROUD, J. P. (1985), “**Soil Reinforcement Design Using Geotextiles and Geogrids**”, In: Symposium on Geotextile Testing and the Design Engineer. Philadelphia. Proceeding... Philadelphia: J.E. Flet Jr. Ed. Vol. 1, pp. 69-116.

BOLTON, M. D. (1989), **“Reinforced Soil Laboratory Testing and Modeling”**, Performance of Reinforced Soil Structures, Proc. Intl. Reinforced Soil Conference, Editors McGown et al, 1989, Thomas Telford.

BREITENBACH, A. J. (1993), **“Rockfill Placement and Compaction Guidelines”**, Proceedings of ASCE, Geotechnical Testing Journal, Volume 16, pp 76 to 84

BROOKS, R. H.; COREY, J. C. (1996), **“Properties of Porous Media Affecting Fluid Flow”**, ASCE Journal, Irrigating and Drainage Division.

BROMS, B. B. (1988), **“Fabric Reinforced Retaining Wall”**, Proc. Of Intl. Geotechnical Symp. On Theory and Practice of Earth Reinforcing. Is Kyushu, Japan, Balkema, 282 p.

BUREAU OF RECLAMATION (1987), **“Design of small dams”**, Third edition. Washington DC, pp 187-312.

CASAVARDE L. Y VARGAS J. (1980), **“Zonificación Sísmica del Perú”**, II Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismo-Resistente, Organización de Estados Americanos y Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Peru.

CASTILLO J. (1993), **“Peligro Sísmico en el Perú”**, Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Peru.

CASTILLO, S. L. M. (2003), **“Modelagem Estática e Sísmica da Barragem de Terra de Pomacocha-Peru”**, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-RIO.

CELEPE, Z. and BAZANT, Z. (1983), **“Spurious reflection of elastic waves due to gradually changing finite element size”**, IJNME, Vol. 19, 1983, pp.631-646.

CHACINSKI, Z.; DLUZEWSKI, J.M.; FIEDLER, K. (1994), **“Analysis of failure mechanism for raised Iwiny Dam by finite element method”**, In: International Congress on Large Dams, 18, Durban. Anais... Durban – África do Sul: CIGB-ICOLD, v.1, pp. 77-84.

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD DE MEXICO (1980), **“Comportamiento de las presas el Infiernillo y la Villita, incluyendo el temblor de marzo 14, 1979”**, 1ra edicion, D.F., Mexico.

CORNELL A. (1968), "**Engineering Seismic Risk Analysis**", **Bulletin of the Seismological Society of America**", Vol 58, N°5 págs. 1538-1606.

CLOUGH, R. W.; WOODWARD, R. J. (1967), "**Analysis of Embankment Stresses and Deformations**", **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**. pp. 529 – 549.

DAKOULAS, P.(1990), "**Nonlinear response of dams founded on alluvial deposits in narrow canyons**", **JSDEE**, Vol. 9, No. 6, 1990, pp.301-312.

DE AGUIAR V. R. (2003), "**Ensaio de Rampa para Estudo da Resistência de Interfaces Solo-Geossintético**", Tese de Mestrado, Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

DEATHERAGE, J. D.; J. R. FAHY; AND L. A. HANSEN (1987), "**Shear Testing of Geomembrane Soils Interface**", In **Geotechnical aspects of heap leach design**, ed. D. van Zyl. SME-AIME, pp. 45-50.

DE CAMPOS, T. M. P.(1985), "**Análise de Estabilidade: Métodos, Parâmetros e Pressões Neutras**", Relatório Técnico, Departamento de Engenharia Civil, PUC/RJ, Rio de Janeiro.

DESAI, C. S. (1976), "**Finite Element Residual Scheme for Unconfined Flow**", **IJNME**, Vol. 10, 1976, pp. 1415-1418.

DUNCAN, J. M.; CHANG, C. Y. (1970), "**Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils**", **Proc. Am. Soc. Civil Eng.**, 96, N°. SM5, 1629-1653.

DUNCAN, J. M.; WRIGHT S. G. W. (2005), "**Evaluating the satability of slopes in soil is an important, interesting, and challenging aspect of civil engineering...**", John Wiley & Sons (january25, 2005), 312 p.

EINSENSTEIN, Z. (1974), "**Application of Finite Element Method to Analisis of Earth Dams**", **State-of-the-Art-Report**, First Brazilian Seminar on Aplication of Finite Element Method in Soil Mechanics, Septiembre 16-18, Rio de Janeiro, Brasil.

ELIAS, V.; SWANSON, P. (1983), "**Cautions of Reinforced Earth with Residual Soils**", In **Transportation Research Record 919**. Transportation Research Board, Washington, D.C.

ELZEFTAWY, A.; CARTWRIGHT, K. (1981), **“Evaluation the Saturated and Unsaturated Hydraulic Conductivity of Soils”**, Permeability and Groundwater Contaminant Transport, ASTM STP, T.F. Zimmie and C.D. Riggs Editors, pp. 168-181.

ENGEMOEN; HENSLEY (1989), **“Geogrid Steepened Slope at Davis Creek Dam”**, Proceedings, Geosynthetics '89, San Diego, CA, Vol 2, pp 255-268.

FELL R.; MACGREGOR P.; STAPLEDON D. (1992), **“Geotechnical engineering of embankment dams”**, Netherlands, A. A. Balkemar, pp. 318-513.

FINN, W. D. L. (1998), **“Seismic Safety of Embankment Dams Developments in Research and Practice 1988-1998”**, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Seattle, WA, 812-852.

FREDLUND, D. G.; ANQING XING (1994), **“Equations for the Soil - Water Characteristic Curve”**, Canadian Geotechnical Journal. Vol. 31, pp: 521-532

FREDLUND D. G.; RAHARDJO H.(1993), **“Soil Mechanics for Unsaturated Soils”**, John Wiley & Sons, Inc. Canada.

GAZETAS, G. (1987), **“Seismic response of earth dams: some recent developments”**, JSDEE, Vol. 6, No. 1, 1987, pp.2-47.

GEOMATRIX CONSULTANTS (2004), **“Dinamic Stability Analysis of San Pablo Dam”**, Final Report, Contra Costa County, California.

GEO-SLOPE International Ltd. SLOPE/W, SEEP/W e QUAKE/W. **“For finite element stress and deformation analysis”**. Calgary, Alberta, Canada.

GIODA G. and DESIDERI A. (1988), **“Some numerical techniques for free-surface seepage analysis”**, Numerical Methods in Geomechanics, Swoboda, Balkema, Rotterdam, pp. 71-83

GIROUD J. P.; BONAPARTE R. (1987). **“Geosynthetics in dam rehabilitation”**, Geotechnical practice in dam rehabilitation, ASCE. North Carolina State University Raleigh, North Carolina, Vol. 35. pp. 1043-1068

GOODMAN RE, SEED HB (1966), **“Earthquake induced displacements in sands and embankments”**, J Soil Mech Foundation Div ASCE 1966;92(SM2):125-46.

GREEN, R. E.; COREY, J. C. (1971), "**Calculation of Hydraulic Conductivity**", A Further Evaluation of Some Predictive Methods. Soil Science Society of America Proceedings, Vol. 35, pp. 3-8.

ROCSCIENCE INC. (2005), GROUNDWATER MODULE IN PHASE2, "**2D Finite Element Program for Ground Water Analysis**", Verification Manual v6, www.rocscience.com.

HAMMER, G. G. (1991), "**Seepage Control Using Geomembranes - Case History in Colorado**", paper presented at Eleventh Annual USCOLD Lecture Series, Use of Geosynthetics in Dams, White Plains, New York, USA, April 1991, 11p.

HAMMER, G. G. and LIPPERT, T. L. (1993), "**Geomembranes barrier for Raising Embankment Dam Pactola Dam on Rapid Creek, South Dakota, USA**", Geosynthetics Case Histories, Raimond, G. P. and J. P., Eds., ISSFE, 1993.

Ho, P. G., (1979), "**The Prediction of Hydraulic conductivity from Soil Moisture Suction Relationship**", B.Sc. Thesis, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada.

HOLTZ, R. D.; KOVACS W. D. (1981), "**An Introduction to Geotechnical Engineering**", Prentice Hall, New York, pp. 167-185.

HOLTZ, R. D.; BROMS, B. B. (1977), "**Walls Reinforced by Fabrics—Results of Model Tests**", Proceedings of the International Conference on the Use of Fabrics in Geotechnics, Paris, France, Vol. I.

HYNES-GRIFFIN, M. E.; FRANKLIN, A. G. (1983), "**Rationalizing the seismic coefficient method**". Miscellaneous Paper GL-84-13, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS. 1983.

INGOLD, T. S. (1984), "**A Laboratory Investigation of Soil-Geotextile Friction**", Ground Engineering, Vol. 17, No. 18.

INSTITUTO GEOFÍSICO DEL PERÚ, (2001), "**Catálogo Sísmico del Perú: Versión Revisada y Actualizada**". Lima, Peru.

JANBU, NILMAR (1968), Discussion of Paper **“Dimensionless Parameters for Homogeneous Earth Slopes”**, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, No. SM6, pp. 367-374.

JEWELL, R.A.; WROTH, C.P. (1987), **“Direct Shear Tests on Reinforced Sand”**, Geotechnique, Vol. 37, No. 1.

JONES, C. J. F. P. (1992), **“Geosynthetic Reinforced Soil in Retaining Walls in United Kingdom”**, Proc. Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Walls, J. T. H. Wu, Editor, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 153-158.

JONES, C. J. F. P. (1994), **“Economic Construction of Reinforced Soil Structures”**, Proc. Of the Intl. Symp. On Recent Case Histories os Permanent Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls, Tokio, Nov. 1992 (editors: Tatsuoka, H. and Leshchinsky, D.); A. A. Balkema, pp. 103-106.

KONDNER, R. L. (1963), **“Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils”**, ASCE Proceedings of the Soil Mechanics and Foundation Division, 89(SM1), 115-143.

KOPPULA, S. D. (1984), **“Pseudo-Static Analises of Clay Slopes Subjected to Earthquakes”**, Géotechnique vol.34, pp. 71-79.

KUHLEMEYER, R. L.; LYSMER, J. (1973), **“Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems”**, Journal of Soil Mechanics & Foundation Division, ASCE, 99(SM5), 421-427.

KULHAWY, F. H. (1969), **“Finite Element Analysis of the Behavior of Embankments”**, Ph.D. thesis, University of California, Berkley, CL, USA.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. (1979), **“Soil mechanics, SI version”**, New York: John Wiley & Sons, USA.

LEE, K. L., SEED, H. B., IDRIS, I. M., AND MAKDISI, F. I. (1975), **“The Slides in the San Fernando Dams During the Earthquake of February 9, 1971”**, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 101, No. GT7, pp 651-688.

LIGOCKY, L. P. (2003), **“Comportamento geotecnico da barragem de Curuá-Una, Pará”**, Disertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-RIO.

LYSMER, J., UDAKA, T., TSAI, C-F., AND SEED, H.B. (1975), "**FLUSH - A computer program for approximate 3-D analysis of soil structure interaction problems**", Rpt. No. UCB/EERC-75/30, Earthquake Engrg. Research Ctr., Univ. of California, Berkeley.

MAKDISI, F. I. ; SEED, H. B. (1977), "**A Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deformations in Dams and Embankments**", Earthquake Engineering Research Center.

MAKDISI, F. I. ; SEED, H. B. (1978), "**Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations**", Jurnal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, GT 7, pp. 849-867 , USA.

MACSTARS 2000, MACCAFERRI DO BRASIL (2005), "**Para análise da estabilidade dos solos reforçados pelo método de equilíbrio limite**", Rio de Janeiro.

MACCAFERRI DO BRASIL LTDA (2003), "**Manual Sobre Estruturas de Contenção a Gravidade**", Publicação técnica.

MAJUMDAR, D. K. (1971), "**Satability os Slopes Under Horizontal Earthquake Force**", Technical Notes, pp. 84-89.

MARCUSON, W. F.; HADALA, P. F.; LEDBETTER, R. H. (1996), "**Seismic Rehabilitation of Earth Dams**", Journal of Geotechnical Engineering, 122(1), 7-20.

MARSAL, R.J. and RAMIRES, L. (1967), "**Performance of El Infiernillo dam**", JSMFD, ASCE, Vol.93, No. SM4, 1967, pp.265-298.

MATSUMOTO, N.; YASUDA N.; OHKUBO, M.; SAKAINO, N. (1988), "**Dynamic Analysis of a Rockfill Dam**", Tsukuda International Center, Japan International Cooperation Agency, Japon.

MCGUIRE R.K. (1974), "**Seismic Structural Response Risk Analysis incorporating Peak Response Regression on Earthquake Magnitude and Distance**", MIT Report R74-51 Cambridge MA, USA.

MCGUIRE R.K. (1976), "**Fortran Computer Program for Seismic Risk Analysis**", Open-File Report 76-67, U.S. Geological Survey.

MORGENSTERN, N. R.; PRICE, V. E. (1965), **“The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces”**, Technical Notes, pp. 79-93.

MULLEN, R. and BELYTSCJKO, T. (1982), **“Dispersion analysis of finite element semidiscretizations of the two-dimensional wave equation”**, IJNME, Vol. 18, 1982, pp.11-29.

MURRAY D. FREDLUND; G. WARD WILSON; DELWYN G. FREDLUND (1998), **“Estimation of Hydraulic Properties of an Unsaturated Soil Using a Knowledge - Based System”**, Department of Civil engineering University of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada.

MURRUGARRA, D. A. P. (1996), **“Modelagem numérica do comportamento estatico e sísmico de barragens de terra”**, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-RIO.

NAYLOR, D. J. (1982), **“Finite Elements and Slope Stability”**, Numerical Methods in Geomechanics, Martins, J.B. ed., D. Reidel Publishing, pp. 229-244.”

NEUMAN, S. P. and WITHERSPOON, P. A. (1970), **“ Finite Element Method of Analysis Steady State Seepage with a Free Surface”**, Water Resources Research, Vol. 6, No. 3, 1970, pp. 889-897.

NEWMARK, N. M. (1965), **“Effects of Earthquakes on Dams and Embankments”**, Fifth Rankine Lecture, vol2, pp.139-159.

NOBARI, E. S. and DUNCAN, J. M. (1972), **“Movements in Dams due to Reservoir Filling”**, Preseedings of the ASCE Speciality Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, pp. 797-816, Lafayette, USA.

OLDECOP, L.A. (1992), **“Análisis del comportamiento de la presa de Ullum ante movimientos sísmicos destructivos”**, Instituto de Investigaciones Antisísmicas “Ing. Aldo Bruschi”, Universidad Nacional de San Juan, Argentina, 1992.

OTA, J. J. (1991), **“Noções gerais sobre o uso de barragens infláveis”**, Revista brasileira de Engenharia: caderno de recursos hídricos, v.9, n.1, pp. 85-89, Rio de Janeiro.

PREVOST, J.H., ABADEL-GHAFFAR, A.M. and LACY, S.J. (1985), “**Non linear dynamic analyses of na earth dam**”, JGED, ASCE, Vol. 111, No. 7, 1985, pp.882-897.

RESÉNDIZ, D. (1975), “**Optimum Seismic Desing of Embankment Dams**”, Proc. V Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 4, pp. 389-434, Buenos Aires, Argentina.

RESÉNDIZ, D. and ROMO, M. P. (1972), “**Analysis de Embankment Deformation**”, Proc. ASCE Specialty Conference on Performance of Herat and Herat-Supported Structures, vol. 1, part 1, pp. 817-836, Lafayette, USA.

ROJAS M. E. R. (1999), “**Aplicação do Método dos Elementos Finitos na Análise de estabilidade de Taludes em Solos**”, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-RIO.

ROMO, M.P., SEED, H.B., SUN, J.I., JAIME, A., AND LYSMER, J. (1987), “**Relationships between soil conditions and earthquake ground motions in Mexico City in the earthquake of September 19, 1985**”, Rpt. No. UCB/EERC-87/15, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley.

ROWE, R. K.; S. K. HO. (1992), “**Keynote Lecture: A review of the behavior of reinforced soil walls**”, Proc. Of the Int. Symp. On Earth Reinforcement Practice, Editors: Ochiai, H. S. Hayashi & J. Otani, A. A. Bakema, Vol. II.

SARE, A. R. (2003), “**Análise do fluxo da barragem de Curuá-Una, Pará**”, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-RIO.

SARMA, S. K. (1973), “**Stability Analysis of Embankments and Slopes**”, Geotechnique, Vol, 23 (3), pp. 423-433.

SARMA, S. K. (1979), “**Stability Analysis of Embankments and Slopes**”, Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE. Vol. 105, N°. GT12. pp. 1511-1524.

SCHNABEL, P., H.B. SEED, and J. LYSMER (1972), “**Modification of seismograph records for effects of local soil conditions, Bull**”, Seism. Soc. Am. 62, 1649-1664.

SCHROEDER W. L. “**Increasing reservoir capacity, spillway modifications and overtopping**”, Geotechnical practice in dam rehabilitation, ASCE. North Carolina State University Raleigh, North Carolina, Vol. 35. pp. 174-225.

SEED, H. B. (1979), “**Considerations in the Earthquake-Resistant Design of Earth and Rockfill Dams**”, Geotechnique, V. 29, N° 3, pp. 215-263.

SEED, R.B. and L.F. HARDER. (1990), “**SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength**”. In J.M. Duncan, editor, Proc. H. Bolton Seed Memorial Symp., volume 2, pages 351-376.

SEED, H. B.; IDRIS, I. M. (1970). “**Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential**”. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 97, No SM9, pp. 1249-1273.

SEED, H.B., and IDRIS, I.M. (1982), “**Ground motions and soil liquefaction during earthquakes**”, Monograph Series, Vol. 5, Earthquake Engineering Research Institute.

SHERARD, J. L.; WOODWARD, R. J.; GIZIENSKI, S. F.; CLEVINGER, W. A (1963), “**Earth and earth-rock dams**”, Nova York; Ed. John Wiley and Sons, pp. 96-97.

SERFF, N., SEED, H. B., MAKDISI, F. I., and CHANG, C. Y. (1976), “**Earthquake Induced Deformations of Earth Dams**”, Report No. EERC 76-4, University of California, Berkeley, USA.

SIEIRA, A. C. C. F. (2003), “**Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo Geogrela**”, Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-RIO.

SKEMPTON, A. W. (1977), “**Slope stability of Cuttings in Brown London Clay**”, Proc. 9th Intl. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo, vol. 3, pp. 261-270.

SCHMERTMANN, G. R.; CHOUERY-CURTIS, V. E.; JOHNSON, R. D.; BONAPARTE, R. (1987), “**Design charts for geogrid-reinforced soil slopes**”, Geosynthetics’ 87. 1987, New Orleans. Proceedings ... New Orleans, pp. 108-120.

STEVEN L. KRAMER (1996), “**Geotechnical Earthquake Engineering**”, University of Washington. Prentice – Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics.

STRUFALDI, E. G. B.(2004), **“Retroanálise Probabilística: Aplicação Prática de Análise de Percolação em uma Barragem de Terra”**, Dissertação de Mestrado, Escola Politecnica da Universidade de Sao Paulo.

TAGA, N.; S. TAYAMA, S. UECHARA ; Y. DÓI (1992), **“Stability Nomograms for Reinforced Earth with Steel Bars against Shallow Sliding of Steep Slope”**, Proc. Of the Intl. Symp. On Earth Reinforcement Practice, Nov. 11-13, 1992 (Editors: Ochiai, H., S. Hayashi & J. Otani); A. A. Bakema, Vol. I & II, pp. 549-554.

TAYLOR, D. W. (1937), **“Estability of Earth Slopes”**. J. Boston Soc. Civ. Eng, 24, pp.197-246.

TAYLOR, R. L. and BROWN, C. B. (1967), **“Darcy Flow Solution with a Free Surfaces”**, ASCE, Journal Hydraulics Division, Vol. 93, No. HY2, 1967, pp. 25-33.

TENAX SpA (2002), **“Assesment of Tenax TT SAMP geogrids for reinforced soil”**, Technical Document: TDR003 – 02/04, Italy.

TIKA-VASSILIKOS, T. E.; SARMA, S. K.; AMBRASEYS, N. (1993), **“Seismic Displacements on Shear Surfaces in Cohesive Soils”**, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 22, pp. 709-721.

TORAN, J. (1958), **“Heightening of exiting dams including of constructing new dams in successive stages”**, In: VI Congress on Large Dams, 6. 1958, Nova York. Anais... Nova York: ICOLD, v.1, pp.303-365.

U.S. Army Corps of Engineers (2004), **“Geral Desing and Construction Considerations for Earth and Rockfill Dams”**, EM 1110-2-2300.

U.S. Army Corps of Engineers (1982), **“Engineering and Design Stability for Earth and Rockfill Dams”**, EM 1110-2-1902.

Van Genuchten, M.Th. (1980), **“A Closed - Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils”**, Soil Science Society of America Journal 44:892-898.

VAN GENUCHTEN, R. (1978), **“Calculating the Unsaturated Hydraulic Conductivity with a New, Closed - Form Analytical Model”**, Research Report 78-WR-08, Water Resources Program, Dep. Of Civil Engineering, Princeton Univ., Princeton, N.J.

WILSON, S. D.; R. J. MARSAL (1979), **“Current trends in the Design and Construction of Embankment Dams”**, ASCE.

ZER GEOSYSTEM PERU S.A.C. (2004), **“Estudio de factibilidad para las presas Viña Blanca y Pampa de Vaca”**, Lima, Perú.

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)