



Pedro Gabino Mendoza Pacheco

**Análise Numérica do Fluxo e da Estabilidade de uma Pilha
de Lixiviação de Minério de Cobre**

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

Co-orientador: Denys Parra Murrugarra (UNI-Peru)

Rio de Janeiro, Agosto de 2005

Livros Grátis

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

Milhares de livros grátis para download.



Pedro Gabino Mendoza Pacheco

Análise Numérica do Fluxo e da Estabilidade de uma Pilha de Lixiviação de Minério de Cobre

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

Deane de Mesquita Roehl
PUC – Rio

Anna Paula Lougon Duarte
PUC - Rio

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

Rio de Janeiro, Agosto de 2005

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

Pedro Gabino Mendoza Pacheco

Graduou-se em Engenharia Civil pela Universidade Nacional de Engenharia (UNI-Peru) em 1996. Desenvolveu durante a tese de graduação o programa computacional denominado *GeoDam* para estudo do comportamento de barragens. Atuou na seção geotécnica do Centro de Investigações Sísmicas e Mitigação de Desastres (CISMID-UNI) em Lima, Peru. Ingressou em 2003.2 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 para análise numérica do fluxo e da estabilidade de uma pilha de lixiviação de minério de cobre.

Ficha Catalográfica

Mendoza, Pedro Pacheco.

Análise numérica do fluxo e da estabilidade de uma pilha de lixiviação de minério de cobre / Pedro Mendoza Pacheco; orientador: Celso Romanel; co-orientador: Denys Parra Murrugarra – Rio de Janeiro: PUC, Departamento de Engenharia Civil, 2005.

v., 129 f.: il. ; 29,7 cm

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

Inclui referências bibliográficas.

1. Engenharia civil – Tese. 2. Pilha de lixiviação. 3. Fluxo não-saturado. 4. Estabilidade sísmica de taludes. 5. Elementos finitos. I. Romanel, Celso. II. Murrugarra, Denys Parra. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil. IV Título.

Para meus pais, Matilde e Augusto, pelo apoio de sempre; para mia esposa Ingrid e meu filho Pedro Manuel por seu grande amor e compreensão; aos meus irmãos pelo grande amor com que sempre me brindam.

Agradecimentos

A Deus, por todas as graças recebidas.

À Pontifícia Universidade Católica (PUC-Rio) e ao CNPq por terem me concedido a oportunidade de realizar este trabalho.

Ao professor Celso Romanel, por sua orientação, confiança e apoio, meus sinceros agradecimentos.

A meu co-orientador Denys Parra, pela sincera amizade.

A meus pais Matilde e Augusto, pelo apoio de sempre.

Aos meus irmãos Luz, Javier, Eufemia, Gilmer, Orlando, Wilfredo, Consuelo, Yolanda e Luis pelo grande amor com que sempre me brindam.

A mia esposa Ingrid e meu filho Pedro Manuel por seu grande amor e compreensão.

A meus amigos e companheiros de estudo do curso de Mestrado em Engenharia Civil da PUC-Rio.

Aos funcionários da Secretaria do Departamento de Engenharia Civil, especialmente à Ana Roxo, pela dedicação e paciência com os alunos de pós-graduação, principalmente com os estrangeiros.

Resumo

Mendoza, Pedro Pacheco; Romanel, Celso; Murrugarra, Denys Parra. **Análise numérica do fluxo e da estabilidade de uma pilha de lixiviação de minério de cobre.** Rio de Janeiro, 2005. 129p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Esta dissertação apresenta uma análise numérica do fluxo não saturado em uma pilha de lixiviação de minério de cobre. Adicionalmente, foi feito também um estudo da estabilidade estática e sísmica da pilha de lixiviação, por sua construção estar planejada em região de alta sismicidade no sul do Peru. A pilha será construída com minério de cobre não tratado sobre base impermeável para evitar a contaminação do meio ambiente por fluxo da solução ácida através da fundação. Os resultados obtidos nas análises numéricas indicam que a pilha de lixiviação apresenta fatores de segurança satisfatórios considerando sismos de magnitude até 7,5 com aceleração máxima de até 0,30g. Da mesma forma, constatou-se que a posição da linha freática formada pela solução de lixiviação não atinge as camadas previstas para proteção das tubulações de drenagem.

Palavras – chave

Pilha de lixiviação, fluxo não-saturado, estabilidade sísmica de taludes, elementos finitos.

Abstract

Mendoza, Pedro Mendoza; Romanel, Celso (advisor); Murrugarra, Denys Parra (co-advisor). **Numerical analysis of the flow and stability of a copper ore heap leach**. Rio de Janeiro, 2005. 129p., M.Sc. Thesis – Department of Civil Engineering, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

This dissertation presents a numerical analysis for the non saturated flow throughout a copper ore heap leach. Additionally, static and dynamic stability analyses were also made because the heap leach is planned to be built in a highly seismic region in the south of Peru. The heap will be constructed with non-treated copper ore (run of mine) on impermeable pad specially devised to avoid any possibility of ground contamination by the flow through the foundation of the acid solution used for the lixiviation process. The numerical results obtained in the stability analyses indicate that the heap leach presents satisfactory safety factors even when considering earthquakes of magnitude 7.5 with maximum acceleration of 0.30g. It has been also observed that the phreatic line formed by the lixiviation fluid does not reach the layers devised to protect the drainage pipes of the lixiviation system.

Keywords

Heap leach, unsaturated fluid flow, slope seismic stability; finite elements.

Sumário

1	Introdução	21
2	Pilhas de lixiviação	24
2.1.	Introdução	24
2.2.	Componentes de uma pilha de lixiviação	24
2.2.1.	Fonte de minério	24
2.2.2.	Preparação do minério	25
2.2.3.	Pilha e base (<i>pad</i>)	26
2.2.4.	Aplicação da solução / sistema de coleta	28
2.2.5.	Piscinas de solução fértil e estéril	29
2.3.	Aspectos Geotécnicos	29
2.3.1.	Base da pilha (<i>pad</i>)	30
2.3.2.	Piscinas de solução fértil e estéril (<i>ponds</i>)	32
2.3.3.	Sistema de coleta	32
2.3.4.	Pilha	34
2.4.	Estabilidade de taludes	34
2.5.	Resistência ao cisalhamento	37
3	Relações constitutivas para fluxo em meios não saturados	40
3.1.	Introdução	40
3.2.	Determinação direta da função de condutividade hidráulica	41
3.3.	Determinação indireta da função de condutividade hidráulica	42
3.3.1.	Método de Fredlund, Xing e Huang (1994)	43
3.3.2.	Método de Green e Corey (1971)	45
3.3.3.	Método de van Genuchten (1980)	46
3.4.	Determinação indireta da função de teor de umidade volumétrico	47
3.4.1.	Método de Arya e Paris (1981)	48
3.4.2.	Método Modificado de Kovacs (2001)	49
3.4.3.	Método de Fredlund e Xing (1994)	52

3.4.4. Método de van Genuchten (1980)	53
4 Estabilidade de taludes	54
4.1. Métodos de equilíbrio limite	54
4.1.1. Método das fatias	55
4.1.2. Solos não saturados	59
4.2. Método dos elementos finitos	60
4.2.1. Método direto: simulação do colapso	62
4.2.2. Método indireto: equilíbrio limite aperfeiçoado	63
4.3. Análise sísmica	66
4.3.1. Análise pseudo-estática	66
4.3.2. Método de Newmark (1965)	66
5 Análise do comportamento de pilha de lixiviação	69
5.1. Modelagem da pilha de lixiviação	69
5.2. Propriedades dos materiais	71
5.2.1. Resultados de ensaios no minério de cobre	71
5.2.2. Resultados de ensaios no material das camadas de proteção	74
5.3. Avaliação aproximada do espaçamento entre drenos	77
5.4. Análise numérica do fluxo não saturado 2D	79
5.5. Análises de estabilidade	88
5.5.1. Análise pelo método dos elementos finitos	90
5.5.2. Análise pelo método de equilíbrio limite aperfeiçoado	96
5.5.3. Análise pelo método de equilíbrio limite	97
5.5.4. Comparação dos resultados	98
5.5.5. Análise pseudo-estática	98
5.6. Análise sísmica	99
5.6.1. Terremoto de Lima (1974)	106
5.6.2. Terremoto de Moquegua (2001)	110
5.7. Estabilidade estática pós sismo	112
5.7.1. Análise pelo método dos elementos finitos	112
5.7.2. Análise pelo método de equilíbrio limite	118
6 Conclusões e sugestões	120

6.1. Conclusões	120
6.2. Sugestões	122
7 Referências bibliográficas	123

Lista de figuras

Figura 2.1 – Esquema do processo de uma pilha de lixiviação (Dorey, Zyl e Kiel, 1988).	25
Figura 2.2 – Pilha com base re-utilizável (Dorey, Zyl e Kiel, 1988).	27
Figura 2.3 – Pilha com base expansível (Dorey, Zyl e Kiel, 1988).	27
Figura 2.4 – Pilha de lixiviação em vale (Dorey, Zyl e Kiel, 1988).	28
Figura 2.5 – Características gerais das instalações de uma pilha de lixiviação (Strachan e Dorey, 1988)	30
Figura 2.6 – Aspectos gerais do local de construção da pilha ((Strachan e Dorey, 1988)	31
Figura 2.7 – Aspectos gerais do sistema de coleta (Strachan e Dorey, 1988)	33
Figura 2.8 – Potenciais superfícies de ruptura na pilha (Harper; Leach, Tape - 1987)	35
Figura 2.9 – Ângulo de atrito versus tensão vertical (psi) - (Leps, 1970).	38
Figura 2.10 – influência da técnica de construção na estabilidade da pilha: a) empilhamento para jusante; b) empilhamento para montante (Smith e Giroud, 2000).	39
Figura 3.1 – Função de condutividade hidráulica (Fredlund e Rahardio, 1993).	41
Figura 3.2 – Função do teor de umidade volumétrico (Fredlund e Rahardio, 1993).	42
Figura 3.3 – Funções do teor de umidade volumétrico para areia fina, silte e argila (Ho, 1979)	43
Figura 3.4 – Curva de adsorção e dessorção para um solo de silte (Fredlund, Xing e Huang, 1994)	45
Figura 4.1 – Forças atuantes em uma fatia vertical de uma superfície de deslizamento (GEO - SLOPE/W)	56
Figura 4.2: Tensões atuantes na superfície potencial de ruptura	65
Figura 4.3: Distribuição de tensões cisalhantes (τ e s) ao longo da superfície potencial de ruptura (A→B)	65
Figura 4.4 – Analogia de Newmark (1965) entre uma massa de solo	

potencialmente instável e o bloco rígido sobre um plano inclinado.	67
Figura 4.5 – Integrações no tempo para determinação da velocidade e deslocamento relativos pelo método de Newmark (Smith, 1995).	68
Figura 5.1- Esquema da modelagem da pilha de lixiviação de minério de cobre.	70
Figura 5.2.- Curvas características de sucção do minério de cobre da pilha de lixiviação.	72
Figura 5.3.- Função de condutividade hidráulica para a camada de minério 1	72
Figura 5.4.- Função de condutividade hidráulica para a camada de minério 2	73
Figura 5.5.- Função de condutividade hidráulica para a camada de minério 3	73
Figura 5.6.- Função de condutividade hidráulica para a camada de minério 4	73
Figura 5.7.- Função de condutividade hidráulica para a camada de minério 5	74
Figura 5.8.- Função de condutividade hidráulica para a camada de minério 6	74
Figura 5.9.- Curvas características de sucção para a camada de proteção 2	75
Figura 5.10.- Curvas características de sucção para a camada de proteção 1	76
Figura 5.11.- Função de condutividade hidráulica para a camada de proteção 2	76
Figura 5.12.- Função de condutividade hidráulica para a camada de proteção 1	77
Figura 5.13.- Superfície freática devido à infiltração pela superfície	78
Figura 5.14- Ilustração de parte da malha de elementos finitos correspondente às duas camadas de proteção e camadas de minério 1 e 6.	80
Figura 5.15.- Ilustração dos vetores de velocidades de fluxo e posição da zona de saturação.	81
Figura 5.16.- Distribuição do teores de umidade volumétricos ao longo da altura da pilha.	82
Figura 5.17- Perfil de saturação nas camadas de proteção com a variação da vazão de aplicação da solução ácida.	82
Figura 5.18.- Linha freática e velocidades de fluxo para vazão $q = 8 \text{ l/h/m}^2$	83
Figura 5.19.- Linha freática e velocidades de fluxo para vazão $q = 60 \text{ l/h/m}^2$	83
Figura 5.20 - Perfil de saturação nas camadas de proteção com a variação do coeficiente de permeabilidade saturado da camada de proteção 2.	84
Figura 5.21 - Posição da linha freática e vetores de velocidade de fluxo considerando coeficiente de permeabilidade saturado na camada 2 igual a $k = 2.53 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$.	84
Figura 5.22 - Posição da linha freática e vetores de velocidade de fluxo	

considerando coeficiente de permeabilidade saturado na camada 2 igual a $k = 2.53 \times 10^{-4}$.cm/s	85
Figura 5.23- Perfil de saturação nas camadas de proteção com a variação do coeficiente de permeabilidade saturado da camada de proteção 1.	85
Figura 5.24 - Posição da linha freática e vetores de velocidade de fluxo considerando coeficiente de permeabilidade saturado na camada 1 igual a $k = 2.53 \times 10^{-3}$ cm/s	86
Figura 5.25 - Posição da linha freática e vetores de velocidade de fluxo considerando coeficiente de permeabilidade saturado na camada 1 igual a $k = 2.53 \times 10^{-4}$ cm/s	86
Figura 5.26.- Malha de elementos finitos da seção transversal da pilha de lixiviação.	89
Figura 5.27.- Distribuição dos vetores das velocidades de fluxo, preponderantemente verticais	89
Figura 5.28.- Distribuição das poropressões nas zonas não saturadas e saturadas	89
Figura 5.29.- Distribuição dos teores de umidade volumétrico na pilha de lixiviação	90
Figura 5.30.- Distribuição das cargas totais	90
Figura 5.31.- Distribuição dos valores das tensões principais máximas na pilha de lixiviação.	92
Figura 5.32.- Convergência da solução numérica para valores do fator de redução M.	93
Figura 5.33.- Campo de deslocamentos para $M = 1,10$ a $M = 1,40$	94
Figura 5.34.- Campo de deslocamentos para $M = 1,45$.a $M = 1.65$ com indicação das superfícies plana e composta para $M = 1,60$..	95
Figura 5.35 .- Superfície de ruptura composta (FS = 1,634)	96
Figura 5.36.- Superfície de ruptura plana (FS = 1,645)	96
Figura 5.37.- Potencial superfície de ruptura composta – método de equilíbrio limite.	97
Figura 5.38.- Posição da potencial superfície de ruptura plana – método de equilíbrio limite.	97
Figura 5.39.- Função de redução do módulo de cisalhamento G.	100
Figura 5.40.- Função da redução da razão de amortecimento ξ .	101

Figura 5.41.- Sismicidade na região sul do Peru entre 1964 e 1996 (magnitudes $M > 5$) – Instituto Geofísico do Peru	101
Figura 5.42.- Registro do terremoto de Lima (1974) normalizado para aceleração máxima de 0.30g.	102
Figura 5.43.- Registro do terremoto de Moquega (2001) com aceleração máxima de 0.30g.	102
Figura 5.44.- Registro dos deslocamentos horizontais no topo da pilha	104
Figura 5.45.- Registro das acelerações horizontais no topo da pilha.	104
Figura 5.46.- Registro de deslocamentos horizontais no topo da pilha.	105
Figura 5.47.- Registro das acelerações horizontais no topo da pilha.	105
Figura 5.48.- Variação do fator de segurança no tempo ($F_{\max} = 3,90$, $F_{\min} = 1$).	107
Figura 5.49.- Variação do fator de segurança com a aceleração média da massa deslizante.	107
Figura 5.50.- Variação da aceleração média da massa deslizante em função do tempo.	108
Figura 5.51 - Variação do fator de segurança no tempo ($F_{\max} = 3,50$, $F_{\min} = 1,05$)	108
Figura 5.52 - Variação do fator de segurança com a aceleração média da massa deslizante. .	109
Figura 5.53.- Variação da aceleração média como uma função do tempo	109
Figura 5.54 - Variação do fator de segurança médio da massa deslizante no tempo ($F_{\max} = 3,20$, $F_{\min} = 0,90$).	110
Figura 5.55.- Variação do fator de segurança com a aceleração média da massa deslizante.	111
Figura 5.56.- Variação do fator de segurança médio da massa deslizante no tempo ($F_{\max} = 3,05$, $F_{\min} = 0,95$).	111
Figura 5.57.- Variação do fator de segurança com a aceleração média da massa deslizante.	112
Figura 5.58.- Convergência da solução numérica para variação do fator de redução M	114
Figura 5.59.- Campos de deslocamentos para $M = 1$ a $M = 1.25$, com indicação da superfície plana para $M = 1.20$	115
Figura 5.60 - Convergência da solução numérica para variação do fator de redução	

M. 116

Figura 5.61.- Campos de deslocamentos para o fator de redução $M = 1$ a $M = 1,25$, com indicação da superfície plana para $M = 1.20$. 117

Figura 5.62.- Posição das superfícies de ruptura nas análise pré e pós - sismo 118

Lista de tabelas

Tabela 4.1 - Características dos MEL não rigorosos (de Campos, 1985).	58
Tabela 4.2 - Características dos métodos de equilíbrio limite rigorosos (de Campos, 1985)	59
Tabela 4.3 – Valores típicos do coeficiente sísmico k_h	66
Tabela 5.1.-Resumo das propriedades do minério	71
Tabela 5.2.-Resumo das propriedades do material das camadas de proteção	75
Tabela 5.3.- Altura de saturação para diferentes espaçamentos entre drenos, coeficientes de permeabilidade da camada 1 de proteção do revestimento e vazões de aplicação da solução.	78
Tabela 5.4.- Comparação da altura máxima de saturação (m) determinadas analiticamente e numericamente.	79
Tabela 5.5. Características das 22 modelagens numéricas.	80
Tabela 5.6.- Altura máxima da zona de saturação considerado fluxo 2D não saturado.	87
Tabela 5.7.- Parâmetros do modelo de Van Genuchten (1980)	87
Tabela 5.8.- Valores dos parâmetros de resistência (condição saturada) e peso específico natural das camadas de minério de cobre.	88
Tabela 5.9.- Redução da resistência das camadas de minério na simulação do colapso.	90
Tabela 5.10.- Redução da resistência das camadas de minério na simulação do colapso.	91
Tabela 5.11.- Valores dos parâmetros para as análises de tensões elastoplásticas.	92
Tabela 5.12.- Fatores de segurança para superfície composta	97
Tabela 5.13.- Fator de segurança para superfície plana.	98
Tabela 5.14.- Valores dos fatores de segurança estáticos	98
Tabela 5.15.- Fatores de segurança para superfície composta	99
Tabela 5.16.- Fatores de segurança para superfície plana	99
Tabela 5.17.- Parâmetros para análise dinâmica.	100

Tabela 5.18 .-Comparação dos fatores de segurança dinâmicos avaliados com os registros dos terremotos de Lima (1974) e de Moquegua (2001)	112
Tabela 5.19 .-Redução do ângulo de resistência ao cisalhamento na simulação do colapso.	113
Tabela 5.20 .-Fator de segurança pós sismo para superfície composta	119
Tabela 5.21 .-Fator de segurança pós sismo para superfície plana	119
Tabela 5.22 .-Fator de segurança pós sismo para superfície composta.	119
Tabela 5.23 .-Fator de segurança pós sismo para superfície plana.	119

Lista de Símbolos

θ	Teor de umidade volumétrico
θ_s	Teor de umidade volumétrico saturado
θ_r	Teor de umidade volumétrico residual
ψ	Sucção mátrica
k_s	Coefficiente de permeabilidade saturado
κ_ω	Coefficiente de permeabilidade não saturado
m_v	Coefficiente de compressibilidade volumétrica
a	Valor aproximado de entrada de ar
n	Parâmetro controla pendeiente do ponto de inflexão da função θ
m	Parâmetro que descreve o teor de umidade volumétrico residual
$C(\psi)$	Função de conexão
C_r	Constante que descreve ψ correspondente a θ_r
$k(\theta)_i$	Coefficiente de permeabilidade saturado para um θ específico
k_s/k_{sc}	Fator de igualdade
k_{sc}	Coefficiente de permeabilidade saturado calculado
T	Tensão superficial da a água
β	Ângulo de contato
η	Viscosidade da água
γ_ω	Densidade da água
g	Constante de gravidade
S_p	Pendente da função de condutividade hidráulica não saturada
V_w	Volume da água
V	Volume total
V_i	Volume de poros por unidade de massa de um segmento
W_i	Massa sólida por unidade de massa de um segmento

ρ_p	Densidade da partícula do solo
e	Índice de vazios
α	Constante da forma da partícula
R_i	Radio de uma partícula esférica equivalente à massa sólida W_i
r_i	Radio de poros de cada segmento
n_i	Número de partículas
S_c	Força capilar
S_a	Função de conexão
S_r	Grau de saturação
h_{co}	Elevação de capilaridade média
D_{10}	Diâmetro da partícula correspondente ao 10% que passa
C_u	Coefficiente de uniformidade
W_L	Limite líquida (%)
v	Velocidade de Darcy
i	Gradiente de carga hidráulica
k	Coefficiente de permeabilidade
H	Carga total
k_x, k_y	Coefficiente de permeabilidade na direção x e y
Q	Fluxo de contorno
t	Tempo
FS	Fator de segurança
s	Resistência ao cisalhamento
τ	Tensão cisalhante induzida sob o potencial superfície de ruptura
c, ϕ	Parâmetros de resistência
c', ϕ'	Parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas
k_h, k_v	Coefficiente sísmico vertical e horizontal

W	Peso da massa do solo
W_i	Peso da fatia de solo i
$k_h W$	Força de inércia
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 interfatias
E_1, E_2	Componente horizontal das forças entre as fatias
FS	Fator de segurança
D	Força aplicada na superfície do talude
l	Comprimento da base da fatia
σ_n	Tensão normal média na base da fatia de comprimento unitário
K_0	Coefficiente em repouso
μ_a	Pressão de poros de ar
μ_w	Pressão de poros de água
f_o	Fator de correção
μ	Poropressão médio na base da fatia
ϕ^b	Ângulo que define o aumento na resistência cisalhante
S_m	Parcela mobilizada da resistência ao cisalhamento
MEF	Método dos elementos finitos

1 Introdução

Pilha de lixiviação é uma tecnologia para processamento de minerais na qual uma grande quantidade de minério é lixiviada por soluções químicas que extraem os minerais desejados. As maiores instalações, tanto em área quanto em altura, se destinam ao processamento de cobre usando uma solução à base de ácido sulfúrico. Esta solução dissolve o cobre e a solução assim enriquecida (solução fértil) percola através da pilha e é recolhida em sua base, onde existe um revestimento (geomembrana), protegido por uma camada de material drenante no interior da qual é instalado um sistema de coleta da solução. O cobre é extraído da solução fértil por processos químicos, deixando uma solução empobrecida (solução estéril) que será mais adiante recomposta para um novo ciclo de lixiviação.

A aplicação de pilhas de lixiviação na extração de cobre vem de longa data tendo sido empregada por mineradores da Hungria e da Espanha em meados do século XVI (Hiskey, 1985). A partir do início do século XX ganhou grande impulso com o emprego de ciclos de lixiviação e de repouso para maximizar a recuperação do cobre (Thorstad, 1987).

Esta técnica constitui-se em tratamento eficiente de minérios, sendo utilizada também no processamento de ouro, prata e urânio. Em geral, suas vantagens sobre o tratamento convencional em moinhos incluem a maior simplicidade do processo, menores custos de produção, menores necessidades de capital e de controles e salvaguardas ambientais.

Pilhas de lixiviação para processamento de urânio à base de soluções ácidas ou alcalinas têm sido usadas desde 1950, enquanto que a extração de ouro através de soluções à base de cianeto (*cyanidation*) tornou-se um processo comercial patenteado desde 1889 (Hiskey, 1985). De acordo com Dorey, Zyl e Kiel (1988), a lixiviação na mineração de ouro teve um grande avanço a partir da década de 1970, sendo que 30% da produção de ouro nos Estados Unidos, em 1986, foi feita

com base neste processo, empregando-se minérios com teor de ouro tão baixo quanto 0,65 mg de metal por tonelada de minério.

O projeto de pilhas de lixiviação de cobre está em constante desenvolvimento, principalmente pelo fato de geralmente estarem localizadas junto a minas em áreas geologicamente ativas, sujeitas à ocorrência de sismos como no norte do Chile e sul do Peru. À medida que as melhores jazidas são exploradas, a indústria procura por novos depósitos que, provavelmente, estarão situados em áreas que apresentarão desafios geotécnicos cada vez mais difíceis.

Pilhas de lixiviação atualmente se constituem em algumas das maiores obras feitas pelo homem, com construção de estruturas gigantescas por qualquer escala de comparação, ocupando áreas de 150 a 200 hectares e atingindo atualmente alturas de 150m.

Neste trabalho, será pesquisado o comportamento de uma pilha de minério de cobre localizada no Peru com altura projetada de 127,5m. As análises se referem ao estudo do fluxo não-saturado da solução ácida através da pilha, a posição da zona saturada junto ao revestimento da base em relação ao espaçamento entre drenos e a estabilidade dos taludes da pilha sob os pontos de vista de carregamentos estático e dinâmico.

A estrutura desta dissertação está dividida em 6 capítulos. No capítulo 2 apresentam-se os componentes de uma pilha de lixiviação e discutem aspectos geotécnicos do projeto relacionados com a estabilidade de taludes e resistência ao cisalhamento de minérios.

No capítulo 3 é feita uma breve revisão das relações constitutivas para fluxo de solo não-saturado (funções características de sucção e de condutividade hidráulica) para análise numérica do problema de fluxo não saturado, feita utilizando-se o módulo SEEP/W do programa comercial de elementos finitos GEO-SLOPE (v.5.11).

O capítulo 4 discute os principais métodos de análise de estabilidade de taludes sob carregamentos estático e sísmico enquanto que o capítulo 5 apresenta os resultados das análises de fluxo não saturado bidimensional e das análises de estabilidade considerando-se uma pilha projetada de minério de cobre de 127,5m de altura, a ser construída em 6 camadas de 21m de espessura e duas camadas de proteção do sistema de drenagem com 0,75m cada.

O capítulo 6 finalmente resume as principais conclusões deste trabalho e apresenta sugestões para pesquisas futuras na área do projeto e análise do comportamento hidráulico e mecânico de pilhas de lixiviação.

2

Pilhas de lixiviação

2.1.

Introdução

Além da existência local de grandes depósitos de minérios, a escolha da técnica de pilhas de lixiviação para extração de minerais é influenciada por fatores como a topografia do terreno, evitando-se áreas montanhosas, e a hidrologia do local. De maneira a tornar o processo efetivo e econômico, a manutenção de determinada concentração da solução ácida é necessária, a qual pode ser afetada pelas condições hidrológicas da região. Em climas áridos, com altas taxas de evaporação, uma grande quantidade adicional de água pode ser requerida para manter o volume necessário de água no circuito de lixiviação. Em contrapartida, em climas úmidos, a água infiltrada por chuvas pode resultar em quantidades crescentes de água no circuito, diminuindo a concentração da solução e comprometendo todo o processo industrial.

2.2.

Componentes de uma pilha de lixiviação

Um diagrama esquemático do processamento de minérios de cobre por pilhas de lixiviação é apresentado na figura 2.1. Alguns dos componentes desta técnica é brevemente descrito a seguir:

2.2.1.

Fonte de minério

O material a ser processado pode ser proveniente de diversas fontes tais como minério recém lavado, minério previamente estocado, resíduos de tratamentos convencionais, etc. A maioria das aplicações envolvendo pilhas de lixiviação é feita com minério recém lavado, resultando em um tratamento

econômico para processamento de grandes volumes de minérios com baixo teor de metais.

2.2.2. Preparação do minério

O objetivo principal da preparação do minério é produzir fragmentos suficientemente pequenos para permitir o contato da solução com os metais, mas ao mesmo tempo garantir uma permeabilidade adequada ao fluxo através de toda a pilha. O pré-tratamento do minério pode ser em alguns casos dispensável (lixiviação direta do material extraído na mina em blocos de até 120cm de diâmetro – *run-of-mine ore*), enquanto que em outros pode exigir operações de britagem e/ou aglomeração. O coeficiente de permeabilidade em minérios com alta porcentagem de finos pode tornar-se muito baixo, resultando em longos intervalos de tempo para o tratamento e baixas quantidades de metal produzido. No caso de metais preciosos (ouro e prata) a técnica de aglomeração procura formar, pela adição de ligantes, um material denso, poroso e estável quando manuseado, empilhado e percolado pela solução de lixiviação. O procedimento é similar ao tratamento de solos pela adição de cimento ou cal, sendo mais comum para o caso de aglomeração de minérios com alta porcentagem de finos o emprego de cimento Portland (McClelland e van Zyl, 1988).

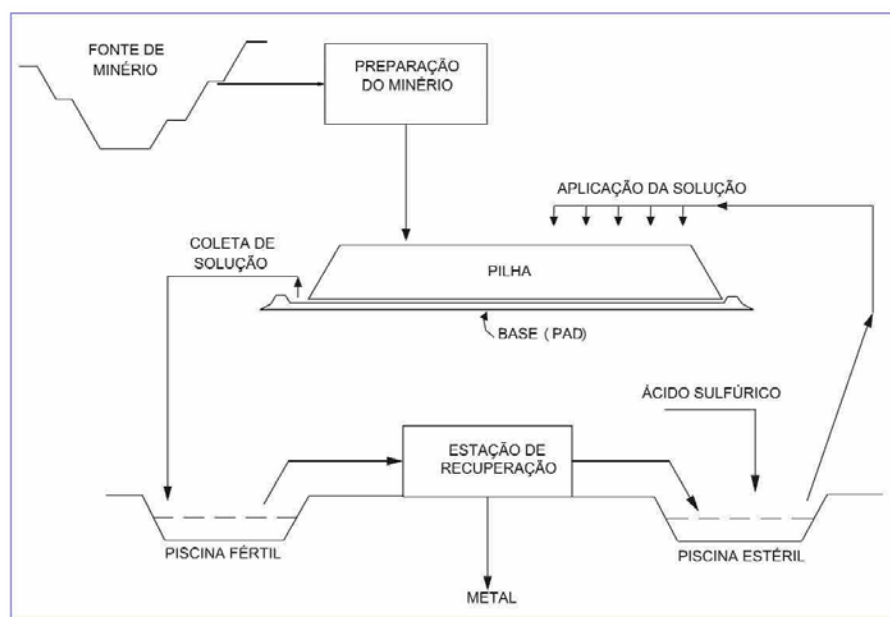


Figura 2.1 – Esquema do processo de uma pilha de lixiviação (Dorey, Zyl e Kiel, 1988).

2.2.3.

Pilha e base (*pad*)

Cada pilha de lixiviação é única e o projeto da pilha e sua base (*pad*) requer a consideração de vários fatores como tipo de minério, conveniência da utilização de processo de lixiviação, topografia do terreno, propriedades geotécnicas e hidrológicas da área escolhida para a sua construção.

A pilha deve formar uma estrutura estável sob carregamento estático (peso próprio) ou dinâmico, se projetada em local de alta sismicidade, e sua fundação deve ser capaz de suportar os carregamentos aplicados, não apenas em relação à capacidade de carga mas também em termos da possibilidade de ocorrência de recalques diferenciais que podem afetar o sistema de drenagem, revestimentos e sua base. Ensaios geotécnicos de campo e/ou laboratório devem ser realizados para determinar as características de resistência e de deformabilidade do material da fundação.

Revestimentos impermeáveis são necessários para conter a solução ácida dentro dos limites da instalação da pilha, prevenindo a possibilidade de vazamentos e contaminação do meio ambiente.

Três métodos básicos para construção de pilhas são utilizados: a) pilha com base re-utilizável (figura 2.2) sobre a qual o minério é carregado, lixiviado, lavado e neutralizado, se necessário, e em seguida disposto em uma pilha de minérios já processados; b) pilha com base expansível (figura 2.3) onde, após a lixiviação, o minério é mantido no mesmo local, possibilitando subseqüentes ciclos de lixiviação para recuperação de quantidades residuais de metal, antes de ser lavado, neutralizado (se necessário) e finalmente reconstituído; c) pilha de lixiviação em vale (figura 2.4) que envolve a deposição do minério atrás de uma estrutura de contenção, com a lixiviação acontecendo através de subseqüentes camadas do material, possibilitando que a maior parte do minério permaneça em contato com a solução ácida durante toda a operação. A capacidade de armazenamento dos vazios do minério é freqüentemente usada para conter a solução fértil, reduzindo ou mesmo eliminando a necessidade de construção de uma piscina para esta finalidade. Uma discussão detalhada das principais vantagens de cada método de

construção pode ser encontrada, pelo leitor interessado, em Dorey, van Zyl e Kiel (1988) e Muhtadi (1988).

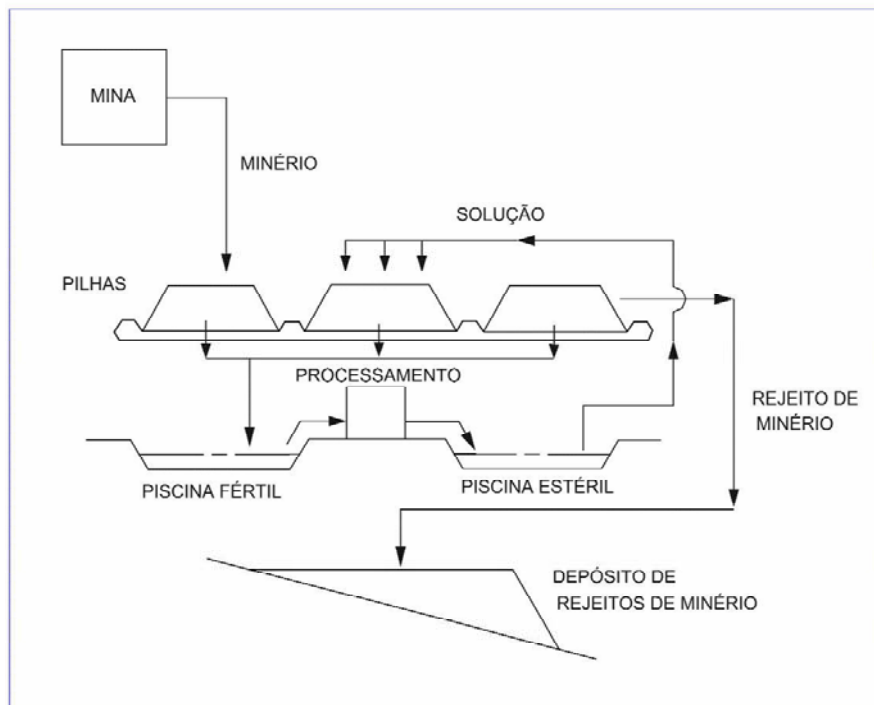


Figura 2.2 – Pilha com base re-utilizável (Dorey, Zyl e Kiel, 1988).

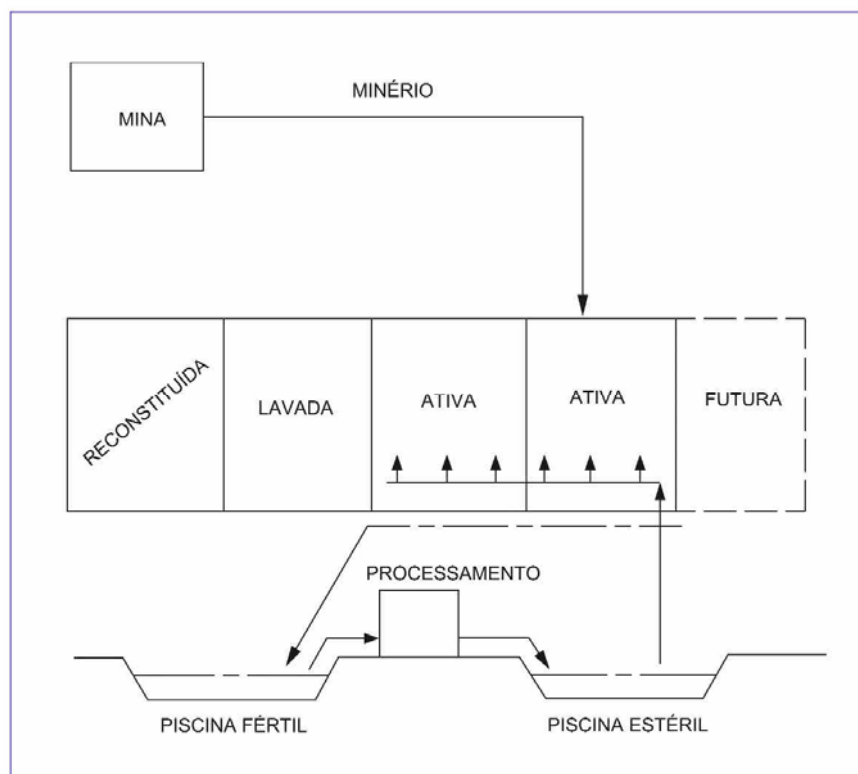


Figura 2.3 – Pilha com base expansível (Dorey, Zyl e Kiel, 1988).

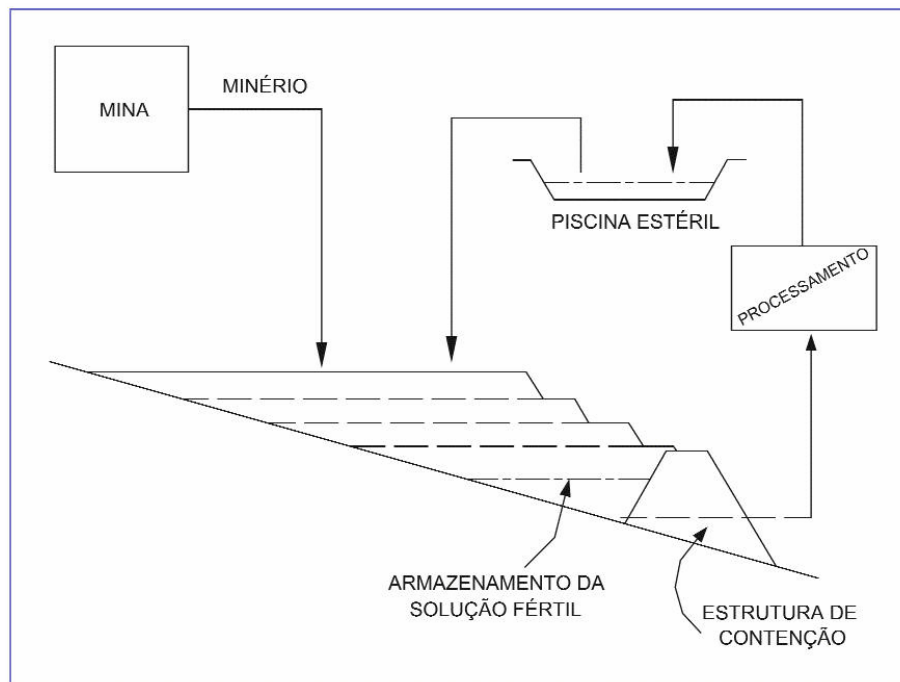


Figura 2.4 – Pilha de lixiviação em vale (Dorey, Zyl e Kiel, 1988).

2.2.4. Aplicação da solução / sistema de coleta

A solução de lixiviação (à base de ácido sulfúrico em mineração de cobre) é transportada da piscina estéril (*barren pond*) para a pilha através de um sistema de tubulações. Um conjunto de bombas é também necessário para fornecer pressão suficiente aos irrigadores (*sprinklers*). Um requerimento básico da operação é que a distribuição da solução seja uniforme no topo da pilha, e vazões típicas de aplicação garantam condições de fluxo 1-D não saturado ao longo da altura da pilha. A reação química na qual os metais são dissolvidos exige a presença de oxigênio e, portanto, a condição não-saturada do fluxo é essencial para o processo de lixiviação. Geralmente, a vazão por metro quadrado de área está entre 1×10^{-4} cm/s a 5×10^{-4} cm/s, suficiente para conservar o minério de cobre úmido e não-saturado. De acordo com Thiel e Smith (2003) o coeficiente de permeabilidade do minério saturado deve ser ao menos 10 vezes maior do que a vazão de aplicação da solução ácida para garantir condições de não saturação na pilha.

Uma camada de material permeável é geralmente colocada diretamente sobre o revestimento impermeável antes da construção da pilha. O propósito desta

camada é possibilitar tanto a drenagem da solução quanto atuar como elemento de proteção do revestimento durante a construção da pilha.

A solução fértil (*pregnant solution*) é coletada da pilha através de um sistema de drenagem constituído por tubos perfurados, colocados no interior da camada permeável sobre a base (*pad*) da pilha. Estes tubos ajudam a diminuir os valores de carga de pressão sobre a base da pilha e são por sua vez conectados a um sistema de coleta que recolhe o fluido para a piscina de solução fértil.

2.2.5. Piscinas de solução fértil e estéril

A solução fértil (*pregnant solution*) contém os minerais dissolvidos e, portanto, é economicamente imperativo que nenhum tipo de vazamento ocorra através da piscina. Um revestimento impermeável é utilizado para conter a solução fértil bem como para evitar possíveis impactos ambientais causados por sua liberação.

A solução estéril (*barren solution*) contém a solução de lixiviação após o processo de remoção do metal na estação de recuperação. Por razões econômicas e ambientais, a piscina da solução estéril deve ser igualmente contida por revestimento impermeável. Antes de re-aplicação da solução para um novo ciclo de lixiviação, a concentração da mesma é corrigida na piscina.

É comum que ambas as piscinas sejam construídas adjacentes, confinando os grandes volumes de solução em uma área específica, minimizando custos de construção e operacionais.

2.3. Aspectos Geotécnicos

Em geral, uma investigação das propriedades geotécnicas do local escolhido para construção da pilha (figura 2.5) procura reunir as seguintes informações: a) condições do solo de fundação da pilha e das piscinas de contenção (*ponds*), submetido a uma grande variação das condições iniciais de tensão; b) condições das escavações, ou quão facilmente materiais podem ser retirados de áreas onde cortes são previstos para construção da base da pilha; c) qualidade e quantidade de materiais de construção potencialmente disponíveis para revestimentos, camadas

de drenagem e aterros; d) riscos associados ao local, como atividade sísmica, existência de falhas geológicas, solos moles ou colapsíveis, condições inaceitáveis da água subterrânea, etc.

O programa de investigação geotécnica pode consistir em inspeções de campo, sondagens de reconhecimento, execução de poços, trincheiras e furos com coleta e ensaios de amostras. Os objetivos e detalhamento da campanha de investigação dependerão, entretanto, das dimensões da pilha e das estruturas envolvidas; do estágio do projeto (final ou estudo de viabilidade técnica); das condições do subsolo (rocha sã ou solo de baixa resistência); do tipo de material de construção disponível localmente (existência ou não de depósitos de solo para revestimento das piscinas e base da pilha).

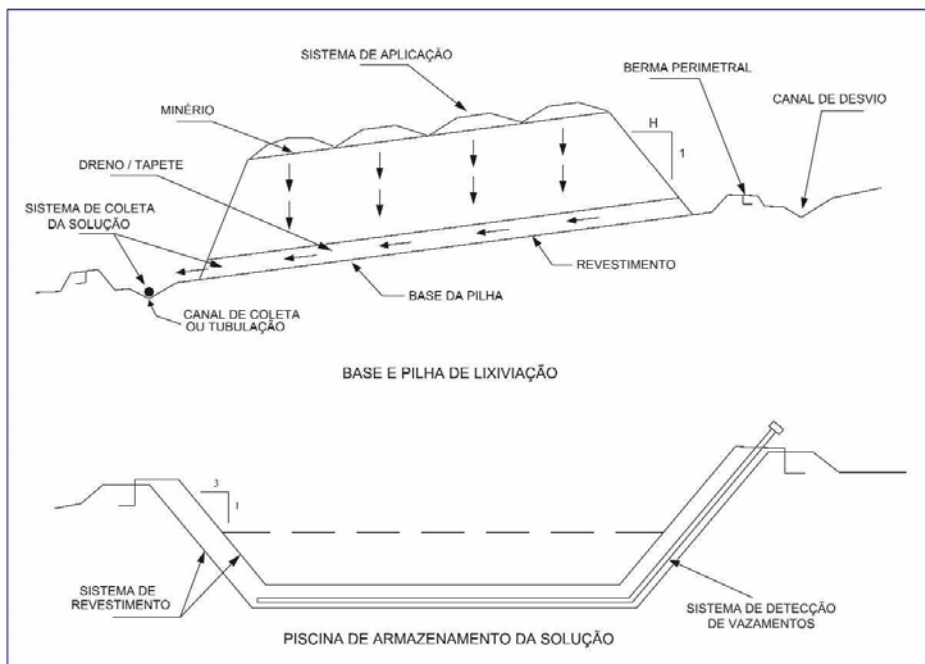


Figura 2.5 – Características gerais das instalações de uma pilha de lixiviação (Strachan e Dorey, 1988)

2.3.1. Base da pilha (*pad*)

A construção da base da pilha deve observar estritamente as seguintes condições: a) funcionar como fundação estável e indeformável da pilha durante sua vida útil; b) dispor de revestimento impermeável para interceptar a solução ácida que percola através da pilha.

O projeto da base da pilha deve também levar em conta a inclinação do terreno (figura 2.6), tal que pela ação da gravidade a solução seja drenada para os pontos topograficamente mais baixos e então recolhida para a piscina de solução fértil. Se a região escolhida para a construção da pilha for muito plana ou íngreme, trabalhos de corte e escavação devem ser executados para atingir uma inclinação adequada do terreno (tipicamente menor do que 5%, preferencialmente em torno de 2%). Alternativamente, em caso de taludes muito acentuados, pode ser utilizada a técnica de pilha em vale (figura 2.4).

A seleção do tipo de revestimento depende da legislação ambiental (revestimentos duplos, sintéticos, etc) e simultaneamente com sua definição deve ser feita uma avaliação do material localmente disponível para ser utilizado como proteção do revestimento e drenagem da pilha.

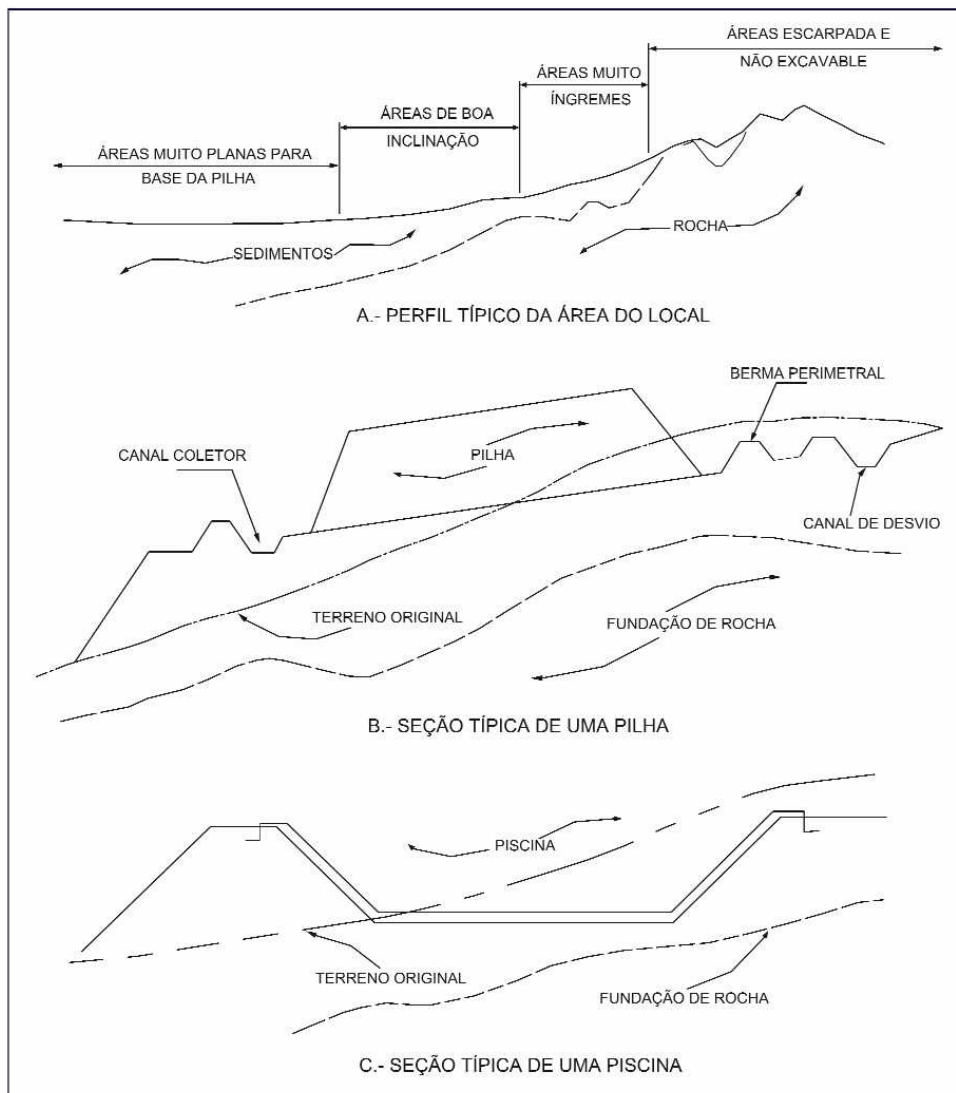


Figura 2.6 – Aspectos gerais do local de construção da pilha ((Strachan e Dorey, 1988)

2.3.2. **Piscinas de solução fértil e estéril (*ponds*)**

Devido ao valor econômico da solução armazenada nas piscinas, o revestimento das mesmas deve ser feito com material de menor permeabilidade possível, freqüentemente sintético. Em muitas instalações, é adotada ainda a técnica de duplo revestimento, com material drenante e sistema de coleta instalado entre ambos, permitindo que vazamentos através do revestimento superior possam ser detectados. O revestimento deve ser resistente à luz do sol, variações de temperatura, pressão do vento e deve suportar, sem dano, o fluxo da solução proveniente do sistema de coleta (tubos ou canais). Adicionalmente, as piscinas devem ser projetadas para armazenar além da solução de lixiviação a água proveniente de chuvas.

Piscinas com revestimento sintético em solo compactado apresentam geralmente inclinação 2,5:1 ou 3:1. Para instalações de pequeno porte, tanques também tem sido usados para armazenamento da solução.

2.3.3. **Sistema de coleta**

O sistema de coleção consiste em uma série de componentes destinados a captar a solução na pilha e transportá-la, por gravidade, à piscina de solução fértil. O sistema de coleta no interior da pilha também auxilia na redução da zona de saturação acima do revestimento. O sistema de coleta é projetado para acomodar à vazão da solução ácida bem como o fluxo gerado por percolação, através da pilha, da água de chuvas.

Tipicamente, o sistema de coleta é constituído por uma zona de drenagem acima do revestimento, formada pelo próprio minério se suficientemente permeável, material para filtro (pedregulho) e tubos de drenagem. Regras práticas para seleção destes materiais podem ser obtidas, por exemplo, em Welsh (1987).

O projeto do sistema de coleta no interior da pilha é baseado na inclinação da sua base, a permeabilidade do minério e a vazão de aplicação da solução ácida no topo da pilha. Se o minério for bastante permeável, pode ser considerado adequado como único elemento de drenagem; se for considerado de baixa

permeabilidade, tendo em vista a vazão aplicada, a zona de saturação acima do revestimento da base deve ser reduzida instalando-se um sistema de tubos de drenagem (figura 2.7).

O sistema de coleta deve ser projetado para manter as zonas de saturação acima do revestimento em níveis tão baixos quanto possível. Além disso, deve também funcionar como filtro, prevenindo que as partículas menores de minério sejam transportadas para as piscinas. Devem também ser quimicamente compatíveis com a solução transportada, para minimizar a possibilidade da ocorrência de fissuras, desgastes, etc.

Na figura 2.7 também aparece a zona de saturação entre drenos paralelos cuja posição pode ser aproximadamente determinada com base na teoria de fluxo vertical 1D não-confinado. Outras soluções mais apropriadas para representação do fluxo 2D entre drenos, baseadas no método das diferenças finitas (Duke, 1973) ou no método dos elementos finitos (East et al., 1987) podem também ser obtidas.

Com base nos níveis de saturação assim determinados, o engenheiro deve julgar a posição da linha freática é aceitável ou, caso contrário, utilizar material de drenagem ou tubos menos espaçados a fim de reduzir a altura da zona saturada para valores aceitáveis.

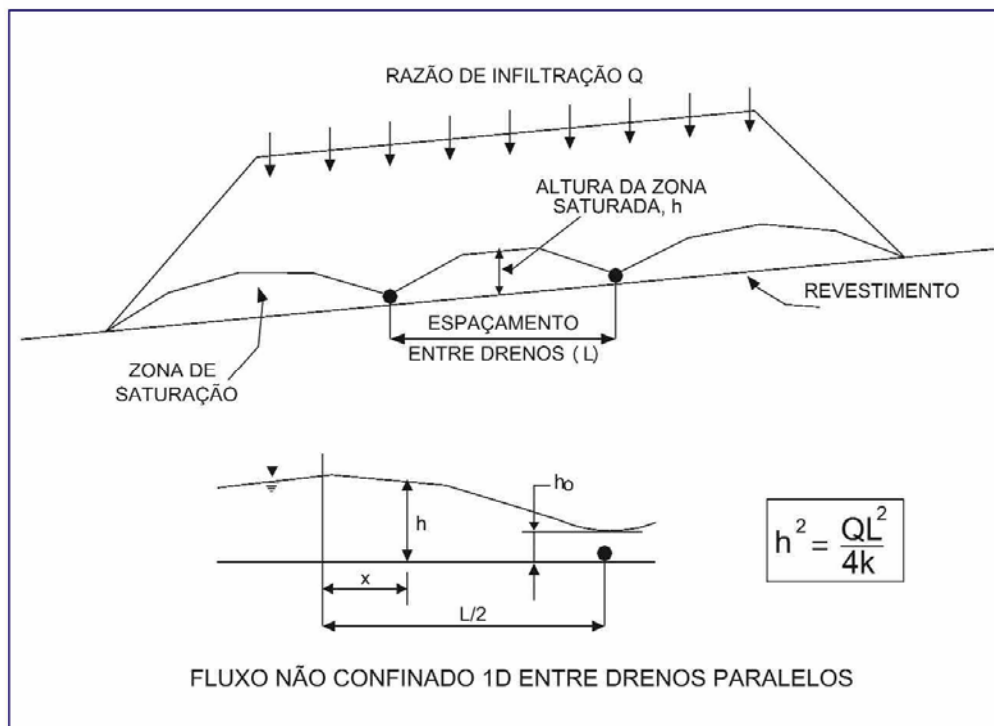


Figura 2.7 – Aspectos gerais do sistema de coleta (Strachan e Dorey, 1988)

2.3.4.

Pilha

A pilha deve ser projetada tão permeável quanto possível, com características de fluxo homogêneo para permitir um fluxo rápido através do minério e sua coleta no sistema de drenagem da base. Deve também permitir o contato da solução com o máximo do minério possível e maximizar a quantidade de oxigênio nos vazios da pilha.

Uma ou mais camadas são usadas na construção da pilha, com a altura total da pilha dependendo das condições da fundação, da resistência da base e de seu revestimento, da topografia do terreno, como também das propriedades mecânicas do minério e do tipo de equipamento utilizado na construção.

As alternativas de construção da pilha incluem transporte do material através de esteiras, descarregamento por caminhão e espalhamento por motoniveladoras, etc. (Muhtadi, 1988). O tráfego de equipamentos pode fragmentar e compactar o minério, criando uma região superficial de baixa permeabilidade. Ao final da construção, esta zona deve ser escarificada e providências devem ser tomadas para minimizar o trânsito de equipamentos, quando possível.

2.4.

Estabilidade de taludes

A estabilidade deve ser avaliada em casos onde movimentos ou deslizamentos da pilha possam ocorrer, especialmente nas situações envolvendo fundação pouco resistente, pilhas de grande altura, terrenos muito inclinados, desenvolvimento de zonas de saturação acima do revestimento da base, possível ocorrência de movimentos sísmicos, etc. A análise de estabilidade auxilia o engenheiro em decidir se as dimensões da pilha são adequadas ou se a base da pilha e o sistema de coleta são aceitáveis.

A avaliação da estabilidade da pilha é geralmente feita através de uma análise 2D, considerando-se uma seção transversal representativa e o cálculo do fator de segurança, ao longo de potenciais superfícies de ruptura (figura 2.8), através de um método de equilíbrio limite, geralmente o método das fatias

(método de Bishop Simplificado, 1955; método de Janbu Simplificado, 1968; método de Morgenstern & Price, 1965; método de Sarma, 1973, 1979; entre outros). O cálculo do fator de segurança é geralmente feito através de microcomputadores que geram aleatoriamente as potenciais superfícies de ruptura. Alguns métodos simplificados (método das cunhas) podem também ser empregados manualmente para análise da estabilidade de pilhas (Caldwell e Moss, 1985).

Potenciais superfícies de ruptura (figura 2.8) devem considerar as seguintes situações: a) superfícies através do minério somente; b) superfícies através da fundação e/ou dique de contenção; c) superfície compreendendo trecho do revestimento; d) superfícies ao longo da totalidade, ou da maior parte, do revestimento.

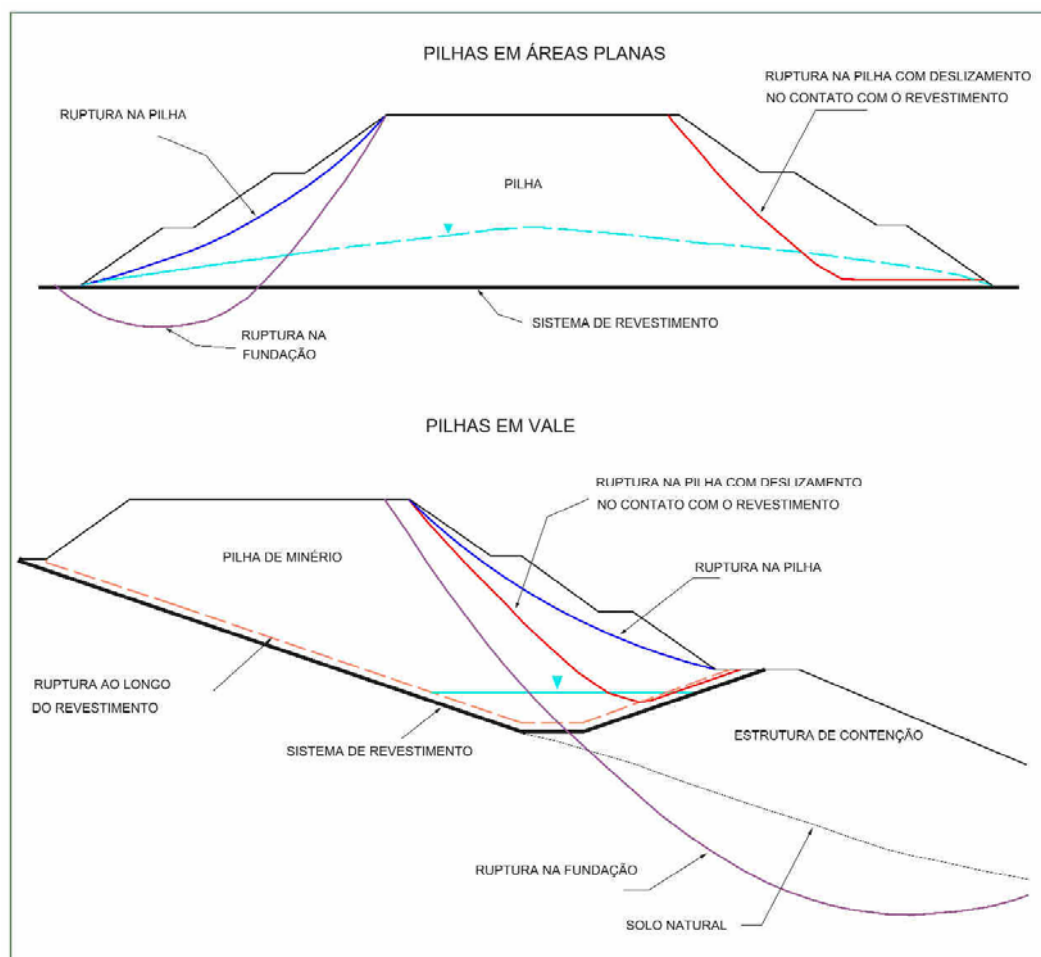


Figura 2.8 – Potenciais superfícies de ruptura na pilha (Harper; Leach, Tape - 1987)

Estabilidade estrutural da pilha e integridade hidráulica do revestimento são fatores de mesma importância no projeto de engenharia. Geotêxteis colocados acima do revestimento para protegê-lo de perfurações produzidas pelo minério ou equipamentos pode reduzir o ângulo de atrito neste contato, diminuindo a estabilidade da pilha em consequência. Este conflito é resolvido usando-se uma fina camada de areia entre ambos os materiais.

Recomendações técnicas (U.S. Army Corps of Engineers, 1982; Wilson e Marsal, 1979) sugerem o fator de segurança estático mínimo para barragens de terra entre 1,3 e 1,5, valores também geralmente utilizados para pilhas de lixiviação sob carregamentos estáticos, adotando-se o fator mínimo de 1,3 no caso em que a solução é armazenada acima do revestimento da base, típico da construção de pilhas em vale.

Considerações a respeito de excitações sísmicas são mais complexas. Geralmente, a estabilidade deve ser sustentada durante e após a ocorrência do terremoto de projeto, cuja magnitude depende do histórico de terremotos registrados ao redor do local de construção da pilha (raio de 100 km), selecionando-se, no caso de localidades remotas e pouco povoadas, a máxima magnitude da excitação já ocorrida em um período de 100 anos. Dois cenários podem dificultar a análise, entretanto: a) risco de liquefação se o material da fundação for constituído por solos granulares saturados ou caso a pilha torne-se localmente saturada pela solução de lixiviação; b) possibilidade de movimento em falhas geológicas devido à ocorrência do terremoto. As áreas do mundo onde a lixiviação é mais intensidade aplicada em mineração de metais (norte o Chile e sul do Peru) são também zonas de sismicidade bastante ativa. O deserto de Atacama, no Chile, foi a região onde o maior terremoto já foi registrado, atingindo a magnitude 9,5 na escala Richter, em maio de 1960.

Na falta de outras informações, normalmente adotam-se as recomendações de Seed (1979) propôs para análises pseudo-estáticas de barragens de terra: a) coeficiente sísmico horizontal de 0,1g e fator de segurança mínimo de 1,15 para terremotos com magnitude 6,5 ou inferior; b) coeficiente sísmico horizontal de 0,15g e fator de segurança mínimo de 1,15 para terremotos com magnitude entre 6,5 e 8,25.

É importante ressaltar que análises de estabilidade a longo-prazo devem também ser consideradas, procurando-se analisar o comportamento da pilha após

seu fechamento e reconstituição ambiental. De acordo com os estudos de Breitenbach (2004) a estabilidade estática crítica da pilha ocorre após logo após a sua construção, com a resistência ao cisalhamento do minério e revestimento (geomembrana, modernamente) tendendo a crescer com o tempo. Outros pesquisadores (Thiel e Smith, 2003) sustentam que não há ainda resultados definitivos sobre a influência a longo prazo da degradação do minério causada pela dissolução do mineral e ação biológica durante o processo de lixiviação.

2.5. Resistência ao cisalhamento

Valores típicos de resistência ao cisalhamento para materiais usados em aplicações da engenharia de minas foram listados por Vick (1983), Holtz e Kovacs (1981) e Leps (1970). De modo geral, o ângulo de atrito geralmente varia entre 30° a 50°, dependendo do tamanho e angulosidade das partículas bem como da estrutura do material granular.

É importante lembrar que para altos níveis de tensão, como os existentes em pilhas de grande altura – 150m – a envoltória de ruptura pode apresentar-se curva, fazendo com que os valores normalmente utilizados do ângulo de atrito, obtido em ensaios realizados sob menor estado de tensão, sejam na realidade não conservativos para o projeto de estruturas de enrocamento de grande altura (Thiel e Smith, 2003).

A resistência ao cisalhamento entre materiais naturais e sintéticos (revestimento) deve ser bastante investigada no caso de pilhas construídas em terrenos de grande inclinação ou pilhas em vale. Em alguns casos, esta resistência pode controlar o projeto da pilha. Valores para materiais típicos foram obtidos por Deatherage et al. (1987), Martin et al. (1984), Saxena e Wong (1984). Uma grande variação destes valores pode ser observada, com o ângulo de atrito na interface cobrindo um intervalo de menos do que 10° a mais do que 30°, dependendo do tipo do material sintético, sua espessura, tamanho e angulosidade do material acima e abaixo do revestimento, etc.

Naturalmente, valores obtidos na literatura deveriam ser considerados apenas informativos, necessitando-se de ensaios especiais para a sua determinação em laboratório (cisalhamento direto ou triaxial), de difícil execução devido à

escala necessária para amostragem e teste de material de enrocamento. Uma estimativa aproximada da resistência do minério pode ser feita em campo observando-se o ângulo de repouso natural dos taludes da pilha.

Ensaio de grande escala executados por Leps (1970), Marachi et al. (1972) e Barton e Kjaernsli (1981) estão apresentados na figura 2.9. Estes resultados mostram a influência das tensões de confinamento, que tendem a decrescer a resistência do enrocamento (ângulo de atrito) com a altura da pilha (tensão vertical). Estes resultados são mais aplicáveis para minérios provou provenientes diretos da mina (*run-of-mine ore*), pouco fragmentados, mostrado que o acréscimo de resistência com o aumento da densidade relativa do material à medida que a pilha é construída pode ser contrabalançado pelo aumento da tensão vertical. Em outras palavras, a pilha construída pelo lançamento de minérios não compactados, umedecida durante a lixiviação e subsequente carregada por camadas sucessivas de material pode ganhar resistência até determinada altura ótima, a partir da qual qualquer carregamento adicional tende a decrescer a resistência da pilha.

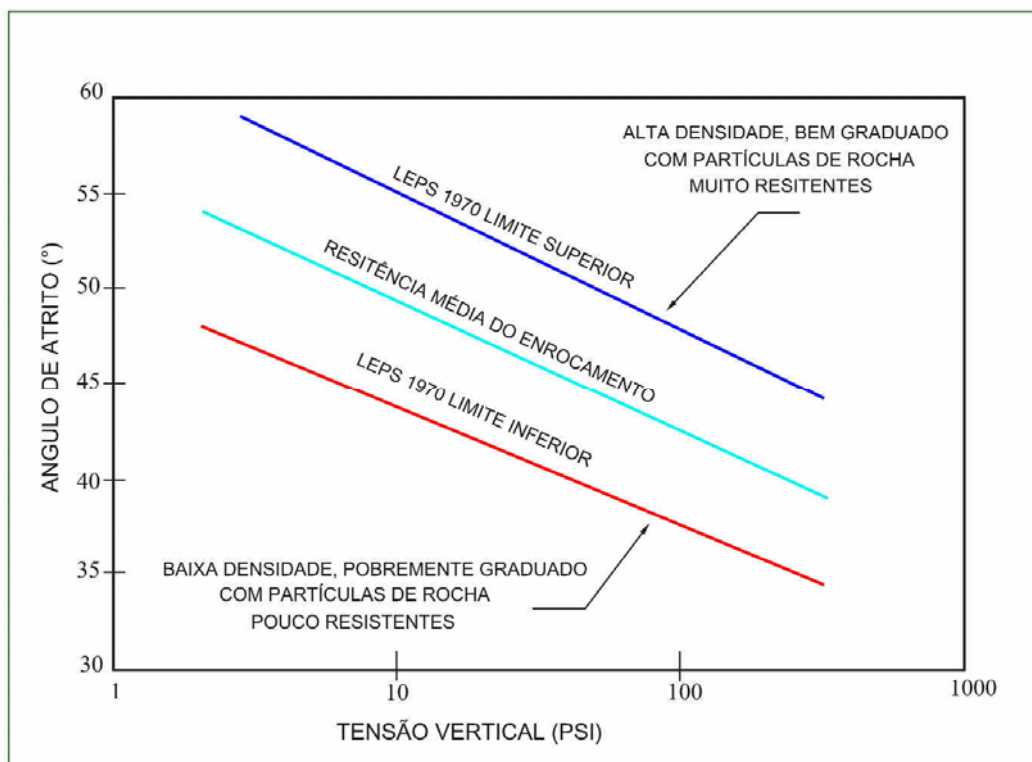


Figura 2.9 – Ângulo de atrito versus tensão vertical (psi) - (Leps, 1970).

De acordo com Breitenbach (1993) a altura ótima da pilha pode ser obtida experimentalmente em ensaios de compressão 1D verificando-se para qual aumento do carregamento (acréscimo de nova camada de minério) a variação do peso específico seco material é mínima.

Antes portanto de atingir a altura ótima, pode-se admitir que a resistência ao cisalhamento aumenta à medida em que novas camadas são adicionadas à pilha. Alguns autores (Smith e Giroud, 2000) consideram que a estabilidade da primeira camada de minério lançada sobre a base, sem compactação, é a mais crítica em termos de estabilidade. Além disso aqueles autores também argumentam que o fator de segurança será maior na construção para montante (*up-gradient slope*) do que para a direção de jusante (*down-gradient slope*) conforme ilustra a figura 2.10.

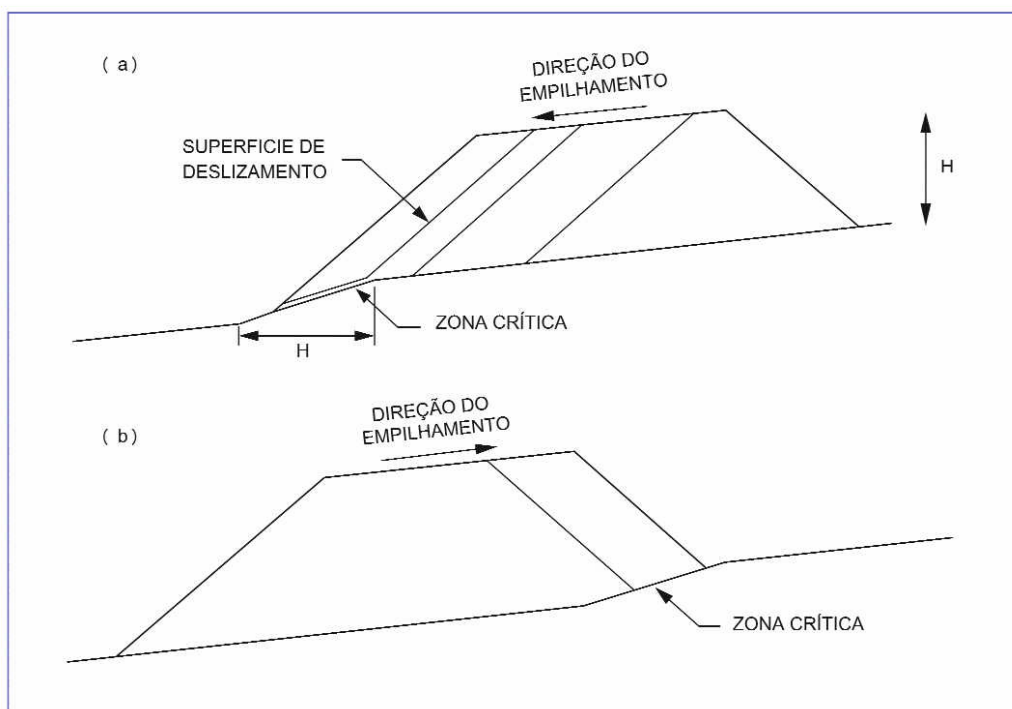


Figura 2.10 – influência da técnica de construção na estabilidade da pilha: a) empilhamento para jusante; b) empilhamento para montante (Smith e Giroud, 2000).

3

Relações constitutivas para fluxo em meios não saturados

3.1.

Introdução

Na natureza, a maioria dos processos de fluxo ocorre em meios não saturados. Em um solo inicialmente seco, por exemplo, sujeito à infiltração de água pela sua superfície, o gradiente hidráulico é mais alto junto à frente de umedecimento, com uma parcela preponderante do gradiente devido a efeitos de sucção. Em geral, os altos valores de gradientes desenvolvidos compensam os baixos valores dos coeficientes de permeabilidade de solos não saturados, possibilitando assim a ocorrência de fluxo nestes materiais.

O coeficiente de permeabilidade varia portanto com o grau de saturação do meio, decrescendo com a presença de ar nos vazios. Com a diminuição do grau de saturação, os vazios maiores, responsáveis em grande parte pela condutividade hidráulica do meio poroso, são os primeiros a serem drenados, interrompendo o canal de fluxo, com o volume de água neles remanescente se concentrando sob forma de meniscos no contato com as partículas. A maior parte do fluxo se transfere para os vazios menores, diminuindo assim o coeficiente de permeabilidade do meio em até 100 mil vezes em relação ao seu valor na condição saturada. Para baixos teores de umidade ou altas sucções o coeficiente de permeabilidade pode ser tão pequeno que podem ser necessários gradientes hidráulicos elevados ou intervalos de tempo muito grandes para que seja possível detectar a ocorrência de fluxo no meio.

A equação geral que governa o fluxo através de meios não saturados é naturalmente mais complexa do que a correspondente equação para meios saturados em virtude da interdependência entre os valores do coeficiente de permeabilidade e da carga de pressão (sucção) por meio da chamada função de condutividade hidráulica (figura 3.1). No caso de fluxo transiente, é ainda necessário conhecer-se a variação do teor de umidade volumétrico com a

poropressão (função do teor de umidade volumétrico ou função característica de sucção da figura 3.2).

Uma análise geral de processos de fluxo através de meios porosos portanto requer o conhecimento de ambas as funções com base na realização direta de ensaios de laboratório ou por meio indireto através de correlações. A função do teor de umidade volumétrico pode ser prevista com base na curva de distribuição granulométrica e a função de condutividade hidráulica pode ser obtida utilizando-se a função do teor de umidade volumétrico e o coeficiente de permeabilidade na condição saturada.

3.2. Determinação direta da função de condutividade hidráulica

Esta função pode ser, em princípio, estabelecida diretamente através da execução de ensaios de laboratório, obtendo-se os valores dos coeficientes de permeabilidade da amostra de solo sob vários níveis de sucção controlada. As técnicas de ensaio estão documentadas na literatura mas há dificuldades na determinação experimental geralmente associadas com fenômenos de difusão do ar e em virtude das pequenas quantidades de fluxo medidas (Brooks e Corey, 1996).

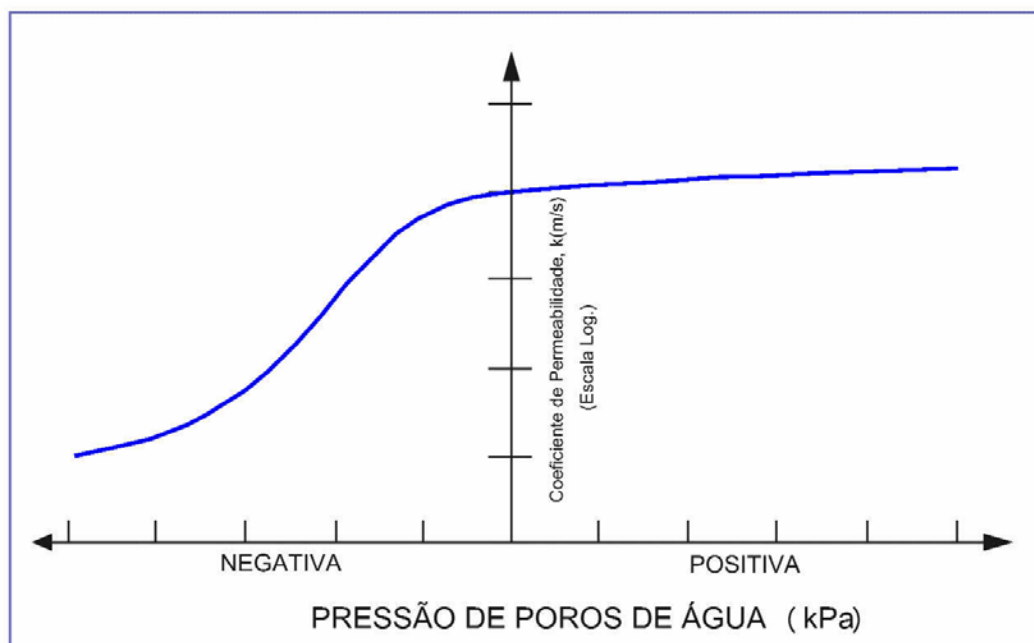


Figura 3.1 – Função de condutividade hidráulica (Fredlund e Rahardio, 1993).

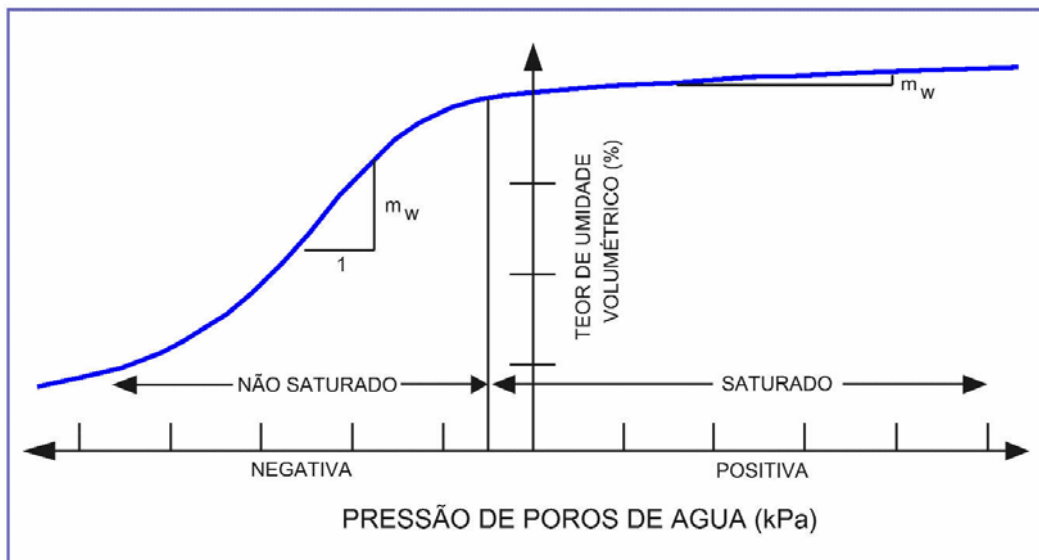


Figura 3.2 – Função do teor de umidade volumétrico (Fredlund e Rahardio, 1993).

3.3. Determinação indireta da função de condutividade hidráulica

Alternativamente, a função de condutividade pode ser obtida por meio de uma função do teor de umidade volumétrica determinada em laboratório (célula de pressão) ou modeladas através de várias propostas publicadas na literatura.

O teor de umidade volumétrico (θ) é definido pela equação 3.1 como o volume de água (V_w) presente no interior do meio poroso em relação ao seu volume total. É dependente dos valores da poropressão, conforme ilustra a curva característica de sucção da figura 3.2. Quando o grau de saturação for 100%, o teor de umidade volumétrico é equivalente à definição da porosidade do solo, razão entre o volume de vazios e seu volume total. A inclinação da curva característica de sucção (m_w) representa a taxa de variação da quantidade de água armazenada em resposta à variação da poropressão da água existente nos vazios.

$$\theta = V_w / V \quad (3.1)$$

A função do teor de umidade volumétrico para solos coesivos tem configuração relativamente horizontal enquanto que para solos granulares pode apresentar-se bastante inclinada (figura 3.3) evidenciando que além dos valores de

poropressão (água) a curva característica de sucção depende também das propriedades da estrutura sólida (solo).

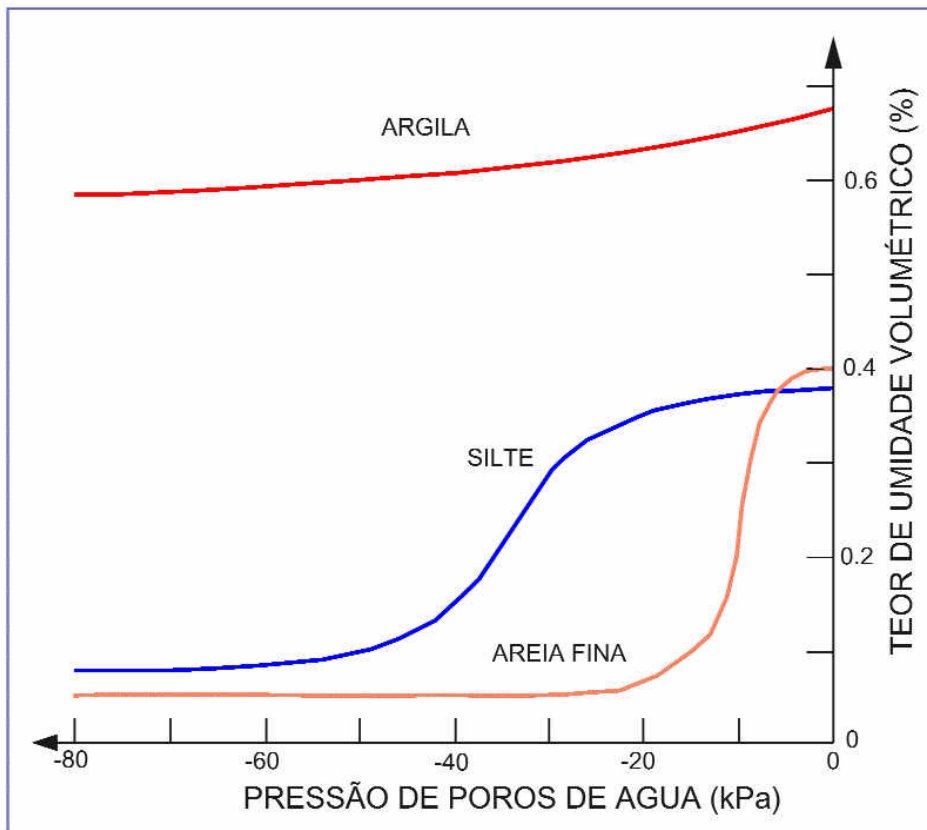


Figura 3.3 – Funções do teor de umidade volumétrica para areia fina, silte e argila (Ho, 1979)

3.3.1. Método de Fredlund, Xing e Huang (1994)

Este método permite calcular o coeficiente de permeabilidade k correspondente ao teor de umidade volumétrica θ através da integração (ou soma) da função do teor de umidade volumétrica proposta por Fredlund e Xing (1994) no intervalo de sucção entre 0 a 10^6 kPa. Este método produz, em princípio, melhores resultados para solos arenosos do que para coesivos.

$$k(\psi) = k_s \frac{\sum_{i=j}^N \frac{\theta(e^{y_i}) - \theta(\psi)}{e^{y_i}} \theta'(e^{y_i})}{\sum_{i=1}^N \frac{\theta(e^{y_i}) - \theta_s}{e^{y_i}} \theta'(e^{y_i})} \quad (3.2)$$

onde:

$k(\psi)$ = coeficiente de permeabilidade na sucção ψ (m/s);

k_s = coeficiente de permeabilidade na condição saturada (m/s);

θ = teor de umidade volumétrico

θ_s = teor de umidade volumétrico na condição saturada

N = número de intervalos de integração ao longo da curva característica de sucção;

e = constante 2,71828

y_i = logaritmo da sucção no meio do intervalo $[i, i+1]$;

i = número do intervalo de integração

j = intervalo de integração correspondente à sucção ψ ;

ψ = sucção correspondente a j^{th} intervalo

θ' = derivada da função

$$\theta = C(\psi) \frac{\theta_s}{\left\{ \ln \left[e + (\psi / a)^n \right] \right\}^m} \quad (3.3)$$

onde

a , = parâmetro da função de teor de umidade volumétrico relacionado com o valor de entrada de ar (figura 3.4);

n = parâmetro da função de teor de umidade volumétrico que controla a inclinação no ponto de inflexão da curva;

m = parâmetro da função de teor de umidade volumétrico relacionado com o teor de umidade volumétrico residual;

$C(\psi)$ = função de correção definida como

$$C(\psi) = 1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\psi}{C_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{1000000}{C_r} \right)} \quad (3.4)$$

onde

C_r = constante relacionada com a sucção mátrica no teor de umidade volumétrico residual. Um valor típico é aproximadamente 1500 kPa.

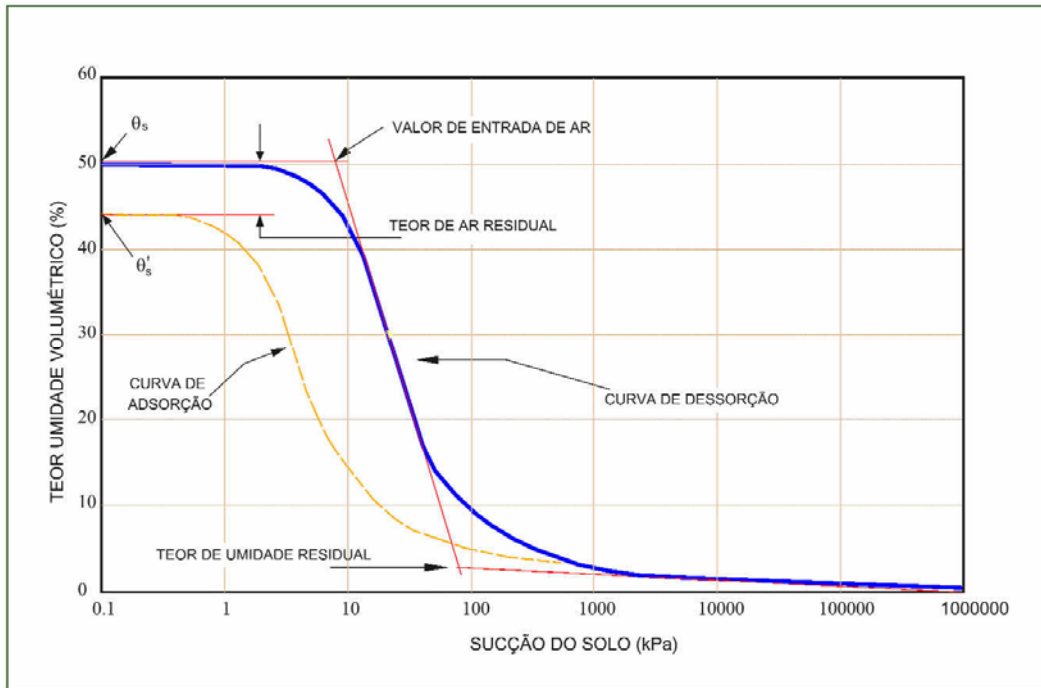


Figura 3.4 – Curva de adsorção e dessorção para um solo de silte (Fredlund, Xing e Huang, 1994)

3.3.2. Método de Green e Corey (1971)

Um método para calcular a função de condutividade hidráulica para solos não saturados com base na função característica de sucção foi também proposto por Green e Corey (1971), produzindo resultados com precisão suficiente para a maioria das aplicações (Elzefrawy e Cartwright, 1981).

$$k(\theta)_i = \frac{k_s}{k_{sc}} \cdot \frac{30T^2}{\mu g \eta} \cdot \frac{\zeta^p}{n^2} \cdot \sum_{j=i}^m [(2j+1-2i)h_i^{-2}] \quad (3.5)$$

onde

$k(\theta)_i$ = coeficiente de permeabilidade correspondente ao teor de umidade volumétrico θ_i ;

k_s / k_{sc} = razão entre o coeficiente de permeabilidade saturado medido (k_s) e calculado (k_{sc});

n = número de intervalos de sucção considerados;

h_i = carga de sucção (cm);

m = máximo intervalo de integração (soma), correspondente ao teor de umidade volumétrico na condição saturada;

n = número total de intervalos entre i e m

T = tensão superficial da água (dyn/cm)

ξ = porosidade na condição saturada;

η = viscosidade da água

g = aceleração da gravidade

μ = massa específica da água (g/cm^3)

p = parâmetro cujo valor, de acordo a literatura, está no intervalo [1-2].

O termo $\frac{30T^2}{\mu g \eta} \cdot \frac{\xi^p}{n^2}$ é constante e pode ser feito igual a 1 no processo de

obtenção da forma da função de condutividade hidráulica desejada. A forma geométrica é fundamentalmente controlada pelo termo no interior do somatório da equação (3.5). Uma vez conhecida a forma da curva, sua posição final é obtida pela restrição de que deve passar pelo valor conhecido k_s na condição saturada

3.3.3. Método de van Genuchten (1980)

Van Genuchten, propôs a seguinte equação analítica para determinação do coeficiente de permeabilidade não saturado k_ψ de um solo em função da sucção mátrica ψ :

$$k_\psi = k_s \cdot \frac{\left[1 - (a\psi^{(n-1)}) * (1 + (a\psi)^n)^{-m}\right]^2}{\left[1 + a\psi^n\right]^{\frac{m}{2}}} \quad (3.6)$$

onde:

k_s = coeficiente de permeabilidade na condição saturada;

a, n, m = parâmetros para ajuste da curva com ($m = 1 - 1/n$), $n > 1$

Da equação (3.6) observa-se que a função de condutividade hidráulica pode ser estabelecida conhecendo-se o coeficiente de permeabilidade na condição saturada e dois parâmetros de ajuste da curva (a, n ou a, m). De acordo com van Genuchten (1980) estes parâmetros podem ser estimados da função de teor de umidade volumétrico considerando-se um ponto P equidistante do teor de umidade volumétrico nas condições saturada e residual.

Se θ_p for o teor de umidade volumétrico neste ponto e ψ_p o correspondente valor da sucção mátrica, então a inclinação S_p da tangente à função neste ponto pode ser calculada como:

$$S_p = \frac{1}{(\theta_s - \theta_r)} \left[\frac{d\theta_p}{d(\log \psi_p)} \right] \quad (3.7)$$

Van Genuchten (op.cit.) sugeriu o seguinte procedimento para estimativa dos parâmetros a e m após a avaliação de S_p pela equação (3.7):

$$m = 1 - \exp(-0.8S_p) \text{ para } 0 < S_p < 1 \quad (3.8a)$$

$$m = 1 - \frac{0.5755}{S_p} + \frac{0.1}{S_p^2} + \frac{0.025}{S_p^3} \text{ para } S_p > 1 \quad (3.8b)$$

$$a = \frac{1}{\psi_p} \left(2^{\frac{1}{m}} - 1 \right)^{(1-m)} \quad (3.8c)$$

Alternativamente, e principalmente nos casos em que o teor de umidade volumétrico residual não é claramente identificado, o método dos mínimos quadrados considerando-se ajustes não-lineares (van Genuchten, 1978) pode ser empregado para determinação simultânea dos parâmetros a , m e θ_r .

3.4. Determinação indireta da função de teor de umidade volumétrico

Ainda que não seja particularmente difícil a obtenção da função de teor de umidade volumétrico através de ensaios de laboratório, vários métodos indiretos foram propostos na literatura. A seguir, são brevemente escritos alguns deles:

3.4.1. Método de Arya e Paris (1981)

Arya e Paris (1981) propuseram um método empírico para relacionar a função de teor de umidade volumétrico com base na curva de distribuição granulométrica do solo e em sua massa específica.

A curva de distribuição granulométrica é dividida em um número de segmentos. Admitindo-se que a função de teor de umidade volumétrico é fundamentalmente uma função da distribuição do tamanho de poros, calcula-se para cada segmento o volume de poros V_i por

$$V_i = \frac{W_i}{\gamma_p} \cdot e \quad (3.9)$$

onde:

W_i é o peso das partículas sólidas do segmento, γ_p o peso específico do solo, e o índice de vazios.

Os volumes de poros assim calculados, para cada segmento da curva granulométrica, podem ser somados progressivamente para fornecer o valor do teor de umidade volumétrico do segmento através da relação:

$$\theta_i = \sum_{i=1}^n (V_i \gamma_p) \quad (3.10)$$

Assumindo-se que em cada segmento o peso das partículas W_i é equivalente ao peso de muitas partículas esféricas de mesmo raio R_i , então o número de partículas n_i pode ser determinado como

$$n_i = \frac{3W_i}{4\pi R_i^3 \gamma_p} \quad (3.11)$$

Arya & Paris (1981) propõem que o raio do poro r_i em cada segmento seja estimado por

$$r_i = R_i \left[\frac{4n_i^{(1-\alpha)} e}{6} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.12)$$

onde:

α é uma constante de forma da partícula empiricamente estimada igual a 1,38. Uma vez obtido raio dos poros no segmento i , a sucção mátrica ψ_i é calculada com base na equação de capilaridade como

$$\psi_i = \frac{2T \cos \beta}{\rho_w g r_i} \quad (3.13)$$

onde:

T = tensão superficial da água,

ρ_w = massa específica da água, e

β = ângulo de contato.

Na temperatura de 25°C, assume-se $T = 72,8$ dyn/cm e $\beta \approx 0$.

O método de Arya & Paris (1981) é geralmente aplicado para materiais granulares onde toda a curva de distribuição granulométrica é bem definida. Nestes casos a função de teor de umidade volumétrica assim prevista apresenta boa concordância com curvas determinadas experimentalmente em laboratório.

3.4.2. Método Modificado de Kovacs (2001)

Aubertin, Mbonimpa, Bussiere e Chapuis (2001) sugeriram uma modificação do método apresentado por Kovacs (1981) para determinação da função do teor de umidade volumétrico, expressando-a em termos de propriedades básicas do material, o que o procedimento bastante útil para emprego em análises preliminares.

A função é inicialmente obtida como uma função do grau de saturação e posteriormente convertida para uma função de teor de umidade volumétrico. A função é desenvolvida definindo-se duas componentes do grau de saturação: a primeira contribuindo para o armazenamento de água pela ação de forças de capilaridade (S_c), sob poropressões negativas relativamente pequenas, e a segunda componente atuando sob poropressões negativas bastante grandes onde a água que existe no solo é principalmente sob forma de adesão (S_a). Ambas componentes (S_c

e S_a) podem ser avaliadas da pressão negativa nos poros e de informações das propriedades do mio poroso tal como tamanho e forma das partículas, porosidade.

O grau de saturação S_r com base nas componentes S_c e S_a pode ser expresso por:

$$S_r = \frac{\theta_w}{n} = S_c + S_a^*(1 - S_c) \quad (3.14)$$

onde:

θ_w = teor de umidade volumétrico

n = porosidade

S_a^* = valor limite da componente S_a do grau de saturação, definido por

$$S_a^* = (1 - S_a) + 1$$

A componente de adesão deve ser limitada porque para valores baixos de sucção seria possível obter-se valores de $S_a > 1$. Assim, para $S_a < 1$ impõe-se $S_a^* = 1$ e para valores de $S_a < 1$ então considera-se $S_a^* = S_a$.

A componente S_a é associada com a fina película de água que recobre a superfície de grãos do solo e depende de propriedades como valor da sucção, porosidade, tamanho e forma das partículas, sendo aproximadamente determinada por:

$$S_a = aC_w \frac{\left(\frac{h_{co}}{\psi_n}\right)^{2/3}}{e^{1/3} \left(\frac{\psi}{\psi_n}\right)^{1/6}} \quad (3.15)$$

onde:

a = parâmetro de ajuste da curva;

ψ = sucção;

ψ_n = termo de sucção para garantir termos adimensionais na equação (3.15);

e = índice de vazios

h_{co} = elevação média por capilaridade estimada pelas equações:

$$h_{co}(cm) = \frac{b(cm^2)}{eD_{10}(cm)}, \text{ para solos granulares} \quad (3.16a)$$

$$h_{co,P} = \frac{\xi W_L^{1.45}}{e}, \text{ para solos coesivos} \quad (3.16b)$$

$$b(cm^2) = \frac{0.75}{1.17 \log(C_u) + 1} \quad (3.17)$$

onde:

D_{10} = diâmetro efetivo (cm);

C_u = coeficiente de uniformidade

W_L = Limite de liquidez (%)

ξ = constante aproximadamente igual a $402,2 \text{ cm}^2$

C_ψ = coeficiente de correção que permite um decréscimo progressivo do teor de umidade volumétrico sob altas sucções, forçando os valores da função $\theta_w = 0$ para $\psi_o = 10^6$ kPa, como proposto por Fredlund e Xing (1994).

$$C_\psi = 1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{\psi_o}{\psi_r}\right)} \quad (3.18)$$

onde:

ψ_r = sucção no teor de umidade volumétrico residual,

θ_r = representando o valor além do qual um incremento de sucção não é suficiente para remover mais água do solo.

$$\psi_r (cm) = 0.86 h_{co}^{1.20} = 0.86 \left(\frac{\xi}{e}\right)^{1.2} W_L^{1.74} \quad (3.19)$$

A saturação por capilaridade, que depende basicamente do diâmetro dos poros e de sua distribuição é determinada por:

$$S_c = 1 - \left[\left(\frac{h_{co}}{\psi} \right)^2 + 1 \right]^m \exp \left[-m \left(\frac{h_{co}}{\psi} \right)^2 \right] \quad (3.20)$$

onde:

m = parâmetro de ajuste que leva em conta a distribuição do tamanho dos poros e controla a forma e posição da função de teor de umidade volumétrico na zona de capilaridade

Para solos coesivos os parâmetros m e a podem assumir valores constantes $m = 3 \times 10^{-5}$ e $a = 7 \times 10^{-4}$ nas aplicações computacionais com o programa SEEP/W. Para solos granulares, os parâmetros de saturação por capilaridade podem ser também considerados como $m = 1$, $a = 0,01$.

3.4.3. Método de Fredlund e Xing (1994)

O método consiste de uma solução analítica que pode ser usada para obtenção da função de teor de umidade volumétrico θ_v caso sejam conhecidos os valores de um conjunto de parâmetros de ajuste da curva (a , n , m).

$$\theta_v = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right\}^m} \quad (3.21)$$

Ou, se a função é prevista no intervalo completo $0 < \theta_w < 10^6$ kPa,

$$\theta_v = \frac{\theta_s}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right\}^m} \quad (3.22)$$

onde:

θ_r = teor de umidade volumétrico residual

θ_s = teor de umidade volumétrico saturado

O parâmetro a , que tem unidades de kPa, é o ponto de inflexão da função de teor de umidade volumétrico, sendo ligeiramente maior do que o valor de entrada de ar. O parâmetro n controla a inclinação da função de teor de umidade volumétrico e o parâmetro m o teor de umidade residual.

$$a = \psi_i \quad (3.23)$$

$$m = 3.67 \ln \left(\frac{\theta_s}{\theta_i} \right) \quad (3.24)$$

$$n = \frac{1.31^{m+1}}{m\theta_s} 3.72s\psi_i \quad (3.25)$$

onde:

ψ_i = sucção correspondente ao teor de umidade volumétrico θ_i onde ocorre o ponto de inflexão da curva característica de sucção;

s = inclinação da tangente à função de teor de umidade volumétrico no ponto de inflexão da curva.

$$s = \frac{\theta_i}{\psi_p - \psi_i} \quad (3.26)$$

onde ψ_p é o intercepto da tangente com o eixo das sucções.

3.4.4. Método de van Genuchten (1980)

Van Genuchten (1980) sugeriu a seguinte equação analítica para obtenção da função de teor de umidade volumétrica:

$$\theta_\psi = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right]^m} \quad (3.27)$$

Onde:

a, n, m são parâmetros de ajuste da curva.

O parâmetro a pode ser expresso como uma função de outros dois parâmetros b, c conforme:

$$a = \frac{\psi_{50}}{(2^{1/c} - 1)^{1/b}} \quad (3.28)$$

considerando

$$\psi_{50} = \frac{\theta_s + \theta_r}{2} \quad (3.29)$$

4 Estabilidade de taludes

4.1. Métodos 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 = 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.

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

onde:

c , 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 potencial superfície de ruptura em um número qualquer de fatias verticais, analisando-se as condições de equilíbrio das forças atuantes em cada fatia isoladamente.

4.1.1. Método das fatias

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.

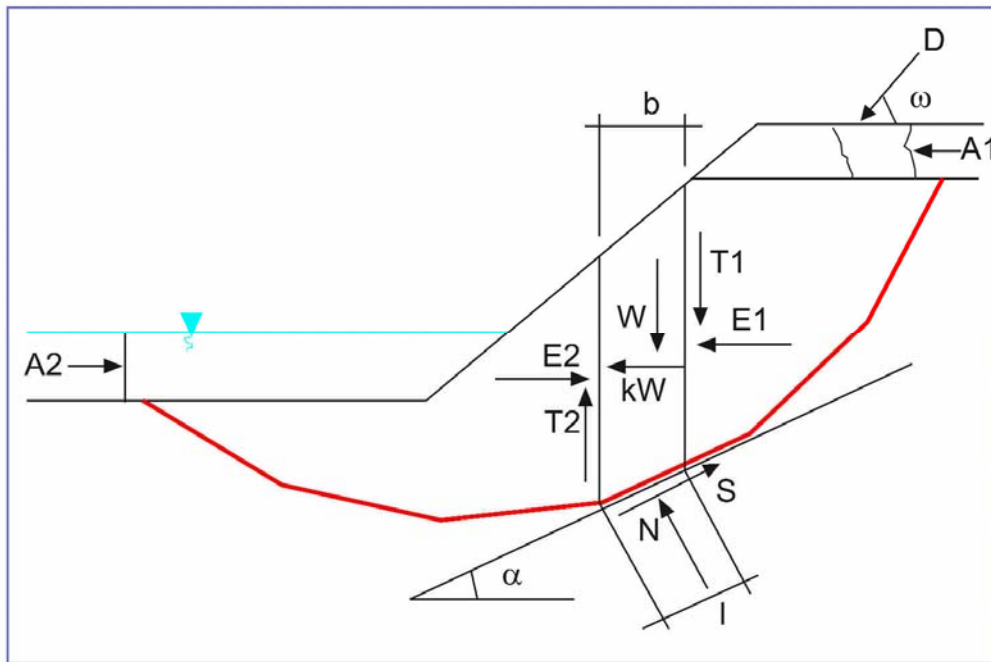


Figura 4.1 – Forças atuantes em uma fatia vertical de uma superfície de deslizamento (GEO - SLOPE/W)

onde:

- W : peso da fatia
 kW : força horizontal para incorporar efeitos sísmicos
 N : força normal à base da fatia
 S : força tangencial à base da fatia ($S = \tau l$)
 E_1, E_2 : componente horizontal das forças entre as fatias
 T_1, T_2 : componente vertical das forças entre as fatias
 D : força aplicada na superfície
 b : largura da fatia
 l : comprimento da base da fatia
 A_1, A_2 : forças hidrostáticas

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

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

onde:

$\sigma = \frac{N}{l}$ tensão normal média na base da fatia

u poropressão atuante no centro da base da fatia

c', ϕ' 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.

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

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 de equilíbrio limite propostas na literatura:

Tabela 4.1 - Características dos MEL 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 de equilíbrio limite 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 função λ necessária para satisfazer o equilíbrio de forças e momentos é calculada.	(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.
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 .

4.1.2. 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.

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

onde:

c' : coesão efetiva

ϕ' : ângulo de atrito efetivo

σ_n : tensão normal média na base de cada fatia

μ_a : pressão do ar

μ_w : pressão da água

ϕ^b : 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

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

Seguindo-se o mesmo procedimento do item 4.1.1 é possível escrever-se para toda a massa de solo não saturado o coeficiente de segurança com respeito ao equilíbrio de momentos

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

e a correspondente expressão relativa ao equilíbrio das forças horizontais

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

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. 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). As principais razões que dificultaram um uso mais amplo podem ser: a falta de acesso a computadores, que até finais dos anos 80 eram basicamente constituídos por computadores de grande porte; alto custo de processamento, incluindo-se o tempo para preparação dos dados de entrada; pouca disponibilidade de programas computacionais de caráter geral na área geotécnica; desconhecimento da formulação do MEF, suas vantagens e limitações; existência de poucos estudos que comparem os fatores de segurança calculados pelo MEF com aqueles obtidos por procedimentos mais simples (método de equilíbrio limite) ou com resultados de observações em campo; etc.

Atualmente, muitas destas limitações foram removidas ou bastante reduzidas graças à grande disponibilidade de microcomputadores, cada vez mais rápidos, poderosos e de menor custo; ao desenvolvimento de pré e pós-processadores gráficos que diminuíram o tempo investido na preparação de malhas e na análise dos resultados; à existência de vários programas comerciais voltados especificamente para análise de problemas geotécnicos, etc.

Assim, torna-se oportuno examinar as características das diversas técnicas baseadas em resultados do método dos elementos finitos para análise da estabilidade de taludes que podem ser classificadas em duas categorias básicas:

- a) Métodos diretos
- b) Métodos indiretos

4.2.1. Método direto: simulação do colapso

Nesta classe de métodos, o MEF é empregado diretamente para localização na massa de solo da potencial superfície de deslizamento e subsequente cálculo do fator de segurança a ela associado.

Várias técnicas para aplicação do método direto foram propostas na literatura, dependendo do rigor da simulação computacional do processo de ruptura do talude de solo. Quanto mais próximo da situação de deslizamento iminente, maior o esforço computacional, o tempo necessário para a análise e mais sofisticado o controle da precisão da solução do sistema de equações não lineares.

A simulação do colapso do talude por ser executada através da redução progressiva dos parâmetros de resistência de solos (equação 4.12) ou, alternativamente, pelo aumento progressivo do carregamento externo. 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 (no caso solos secos ou saturados) é feita por.

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

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

onde:

M = parâmetro adotado para redução dos valores de c e $\tan \phi$ nas sucessivas análises não lineares pelo MEF, até a ruptura do talude, quando $M = FS$ (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 aparenta convergência numérica ou exiba grandes deformações em pontos do talude.

Além de envolver várias, sucessivas, demoradas e dispendiosas 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 no MEF para a solução aproximada do sistema de equações não lineares (método de rigidez tangente, 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 incremento de carga bastante reduzidos e um grande número de iterações para tentar conseguir a convergência da solução numérica.

4.2.2.

Método indireto: equilíbrio limite aperfeiçoado

No método de equilíbrio limite aperfeiçoado um campo de tensões é inicialmente calculado através de uma análise do MEF, sendo então utilizado um método de equilíbrio limite para determinação do fator de segurança. A diferença entre métodos direto e indireto é que este último geralmente não precisa de um grande esforço computacional, análises repetidas do problema variando-se os parâmetros de resistência dos materiais até a ocorrência iminente da ruptura ou mesmo o emprego de uma relação constitutiva elasto-plástica, podendo ser considerados relações tensão-deformação mais simples como o modelo elástico linear ou hiperbólico. O fator de segurança global é calculado da mesma maneira que no método de equilíbrio limite tradicional (equação 4.1). O método de equilíbrio limite aperfeiçoado parece ter sido utilizado pela primeira vez por Brown & King (1966) e, desde então, aplicado por vários outros pesquisadores no estudo da estabilidade de taludes.

De conceituação bastante simples, envolvendo análises por elementos finitos com menor esforço computacional, o método de equilíbrio limite aperfeiçoado é um método versátil e simples embora, muitas vezes, estas vantagens possam ser anuladas se um trabalho adicional (não automatizado por programas computacionais) for necessário para as tediosas interpolações necessárias para cálculo do fator de segurança na potencial superfície de ruptura.

As figuras 4.2 e 4.3 ilustram o método de maneira sucinta. Na potencial superfície 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 ao longo da superfície AB foram calculadas com base nos resultados de análise por elementos finitos.

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 .

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

onde:

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

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

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 crítica de deslizamento AB e, em seguida, transformadas nas componentes σ_i e τ_i atuantes no plano tangente à superfície de ruptura, com inclinação α_i (figura 4.2).

Ainda que o método de equilíbrio limite aperfeiçoado possa fornecer informações úteis sobre o comportamento de taludes nas análises por elementos finitos que não cheguem a simular o colapso da estrutura, é importante ser lembrado, neste ponto, uma crítica comum a todos os métodos indiretos, originada 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. Nesta metodologia, entretanto, as componentes de tensão

normal (equação 4.15) atuam sobre planos tangentes a uma superfície crítica de deslizamento, determinada aproximadamente com base em método de equilíbrio limite, com valores de σ calculados a partir de análises pelo MEF geralmente envolvendo $FS > 1$.

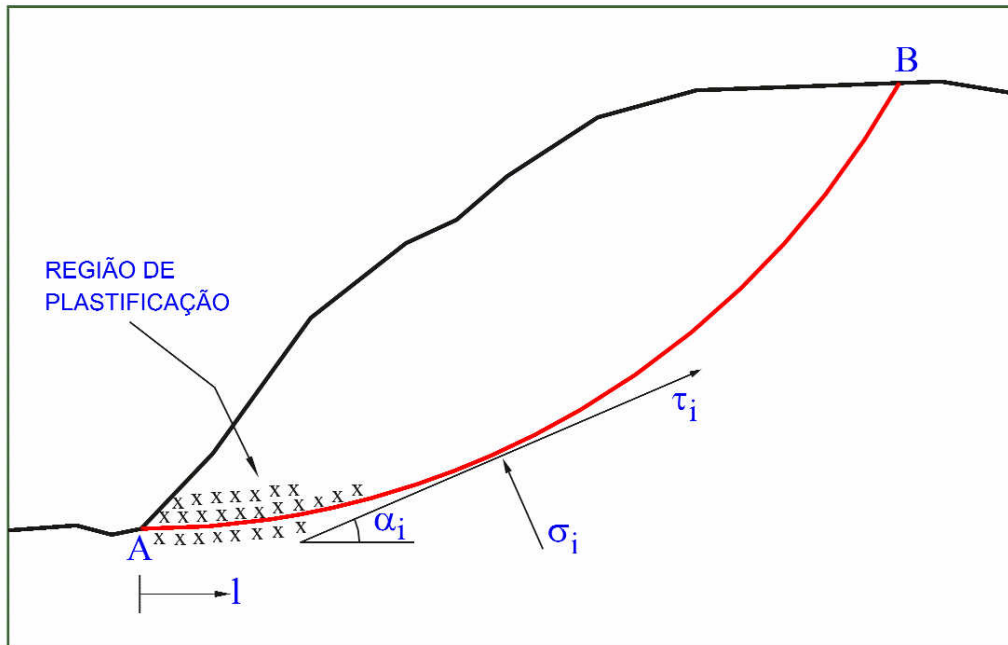


Figura 4.2: Tensões atuantes na superfície potencial de ruptura

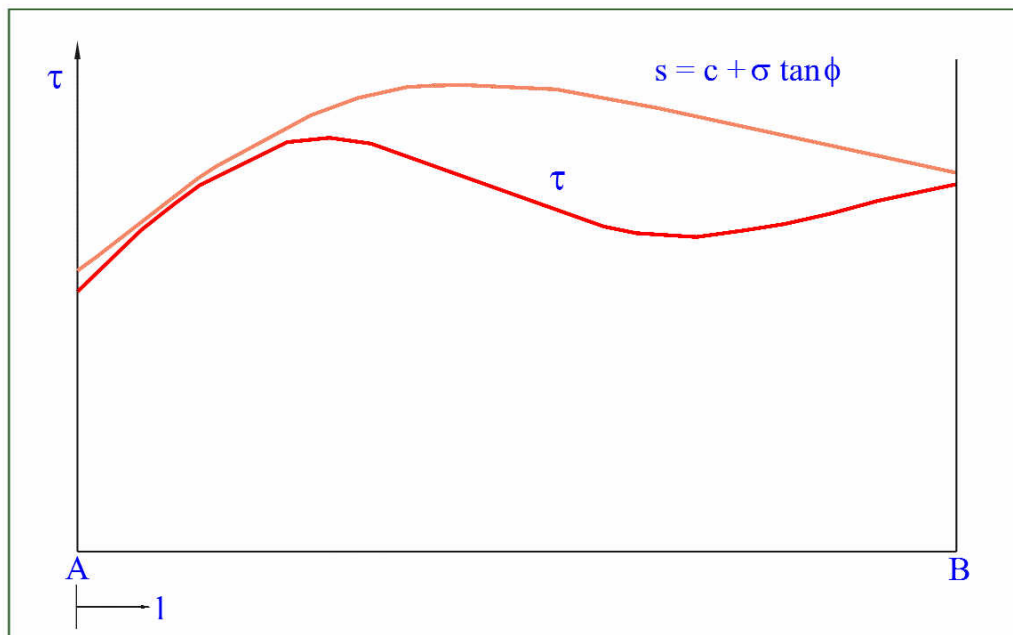


Figura 4.3: Distribuição de tensões cisalhantes (τ e s) ao longo da superfície potencial de ruptura (A→B)

4.3. Análise sísmica

4.3.1. Análise pseudo-estática

As diversas soluções do método das fatias obtidas para carregamentos estáticos podem ser estendidas para consideração de carregamentos sísmicos através da inclusão de forças 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

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 potencial superfície de ruptura na massa de solo, mas não informam sobre as 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 (item 4.3.1) na condição crítica para $FS = 1$.

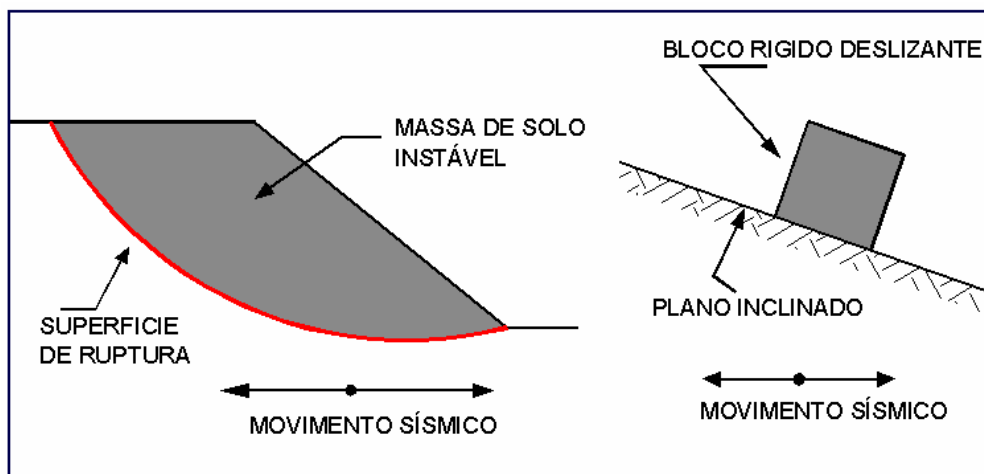


Figura 4.4 – Analogia de Newmark (1965) entre uma massa de solo potencialmente instável e o bloco rígido sobre um plano inclinado.

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.

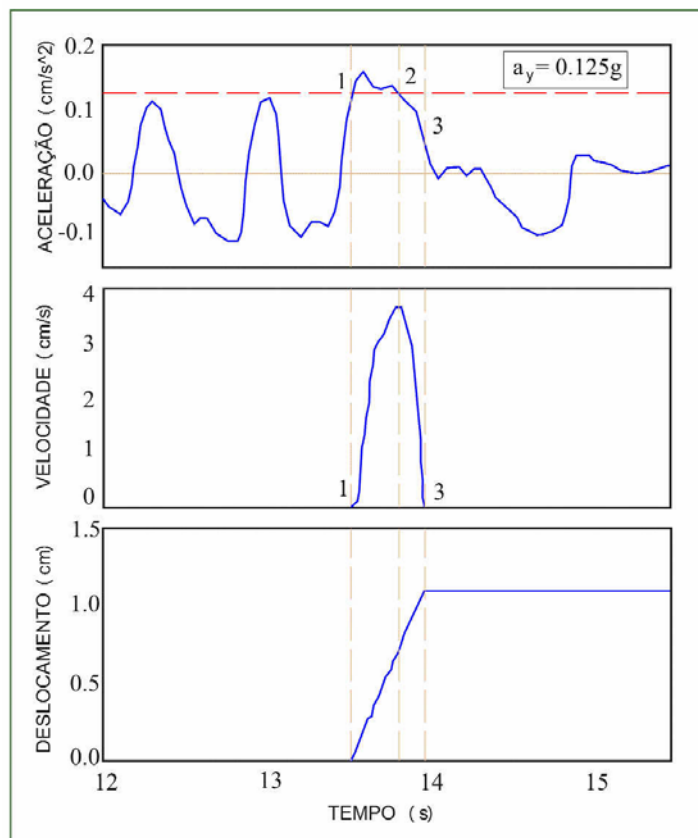


Figura 4.5 – Integrações no tempo para determinação da velocidade e deslocamento relativos pelo método de Newmark (Smith, 1995).

5

Análise do comportamento de pilha de lixiviação

Apresenta-se neste capítulo os resultados das análises de fluxo não saturado 2D e as estimativas do fator de segurança, sob carregamentos estático e sísmico, para uma pilha de minério de cobre de 127,5m de altura situada ao sul do Peru. As análises numéricas foram executadas com os módulos SEEP/W, SIGMA/W, SLOPE/W e QUAKE/W do programa comercial de elementos finitos GEO-SLOPE (v. 5.11).

A pilha de lixiviação de cobre projetada para ser construída no sul do Peru em zona de atividade sísmica alcançará uma altura máxima de 127,5 m, com comprimento total de 4.000m e largura 2.000m, formada por 6 sucessivas camadas de minério de cobre de 21 m cada uma e duas camadas de proteção do revestimento de 0.75 m de espessura cada. Os taludes das camadas de minério tem uma inclinação de 37°, obtendo-se uma envoltória final da inclinação do talude de H:2 e V:1.

Os resultados dos ensaios de laboratório nos minérios de cobre utilizados nesta dissertação foram obtidos junto a empresa consultora americana, localizada em Lima (Peru).

5.1. Modelagem da pilha de lixiviação

A modelagem da pilha para análise do fluxo não-saturado da solução ácida através da pilha pelo método dos elementos finitos (módulo SEEP/W) encontra-se ilustrada na figura 5.1. A preocupação, nesta fase da pesquisa, é verificar os níveis de saturação acima do revestimento da pilha já que a altura máxima da linha freática não poderá ultrapassar as espessuras das camadas de proteção do revestimento.

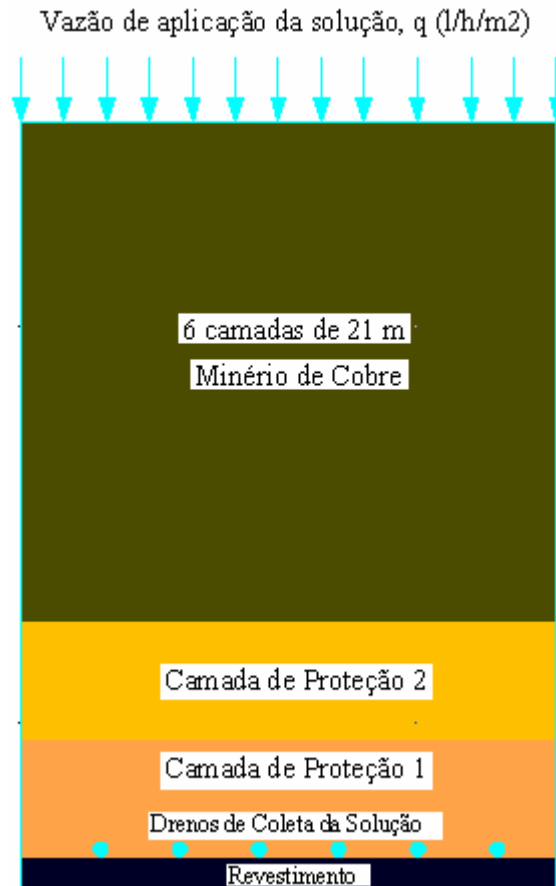


Figura 5.1- Esquema da modelagem da pilha de lixiviação de minério de cobre.

O sistema de revestimento que impermeabilizará a fundação é uma geomembrana de polietileno de baixa densidade, de 1,5 mm de espessura colocada sobre uma camada preparada com material local. O sistema de coleta da solução consiste de tubos perfurados de 7", fabricados em polietileno de alta densidade, corrugados, de parede dupla, colocados diretamente sobre o revestimento para captar a solução ácida e transportá-la para a piscina de solução fértil. Na modelagem numérica estes drenos são admitidos como pontos nodais de carga total fixa, igual à correspondente carga de elevação.

O valor da vazão de aplicação da solução no topo da pilha foi obtido através de ensaios metalúrgicos em laboratório (ensaio de coluna). O projeto considerará uma vazão mínima de 8 l/h/m² para um ciclo de lixiviação de 265 dias de irrigação contínua, o que justifica a simulação computacional através de uma análise permanente de fluxo. A vazão de aplicação da solução foi majorada para os valores 15, 30 e 60 l/h/m² com o propósito de avaliar seus efeitos nos níveis de saturação acima do revestimento da base.

5.2. Propriedades dos materiais

Uma quantidade razoável de ensaios de laboratório nas amostras de minério de cobre e no material utilizado para a construção das camadas de proteção foi executada. Incluem-se ensaios para determinação do coeficiente de permeabilidade na condição saturada sob vários estados de tensão, simulando as diversas etapas de construção da pilha, bem como análises granulométricas para obtenção indireta das curvas características de sucção.

5.2.1. Resultados de ensaios no minério de cobre

Ensaio para determinação do coeficiente de permeabilidade na condição saturada, com permeâmetro de parede fixa e carga constante em amostras de 12” diâmetro, foram executados para as várias etapas de construção da pilha. As amostras foram submetidas a estados de tensão correspondentes à construção em campo das 6 camadas de 21m de espessura. Para cada etapa de ensaio foram também determinados os pesos específicos do minério, conforme mostram os dados da tabela 5.1.

Tabela 5.1.-Resumo das propriedades do minério

Condição de Carregamento	Peso Específico Seco (kN/m ³)	Porosidade	Gravidade Específica de Sólidos, GS	Coefficiente de Permeabilidade, k (cm/s)
Profundidade 10.5 m	15.66	0.3462	2.70	3.47E-01
Profundidade 31.5 m	17.44	0.2731	2.70	1.78E-01
Profundidade 52.5 m	18.68	0.2241	2.70	9.14E-02
Profundidade 73.5 m	19.13	0.2031	2.70	5.32E-02
Profundidade 94.5 m	19.93	0.1761	2.70	3.53E-02
Profundidade 115.5 m	20.55	0.1499	2.70	2.20E-02

Foram também obtidas 6 curvas características de sucção para o minério de cobre (figura 5.2), obtidas diretamente por ensaios de laboratório (*pressure plate*) executados por consultora americana, todas subparalelas mas com diferentes pontos de início devido aos diferentes valores de porosidade e do teor de umidade volumétrico em cada etapa de construção.

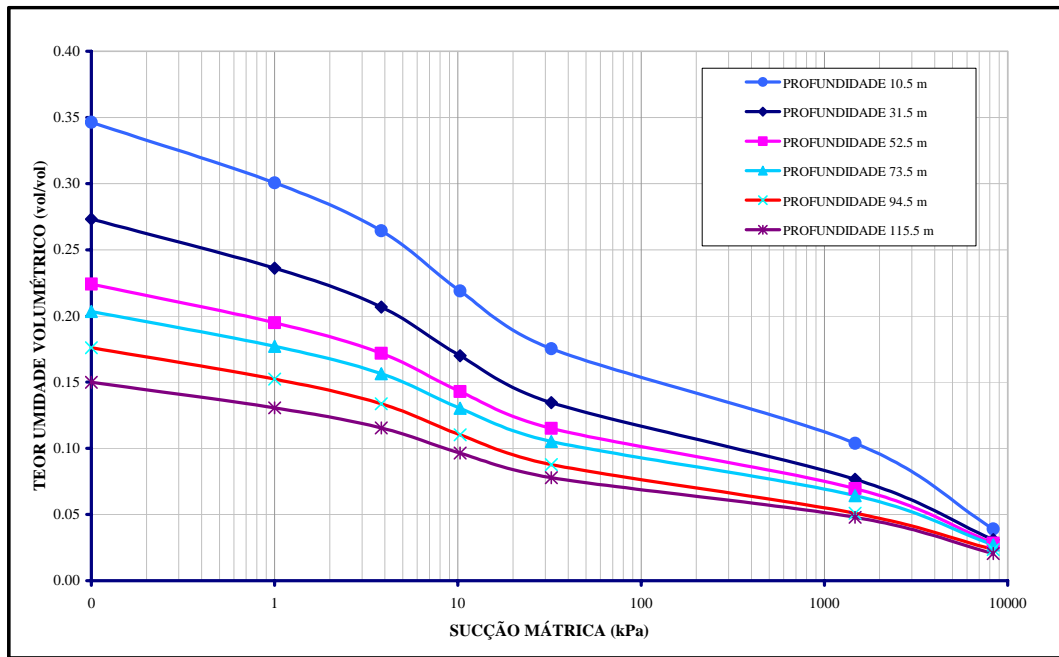


Figura 5.2.- Curvas características de sucção do minério de cobre da pilha de lixiviação.

As correspondentes funções de condutividade hidráulica puderam então ser obtidas pelo programa computacional SEEP/W através do método proposto por Fredlund, Xing e Huang (1994) – ver item 3.2.1 – conforme mostram as curvas da figuras 5.3 a 5.8. Os valores dos coeficientes de permeabilidade na condição saturada (tabela 5.1) foram também utilizados para marcar o ponto pelo qual as funções de condutividade hidráulica devem passar.

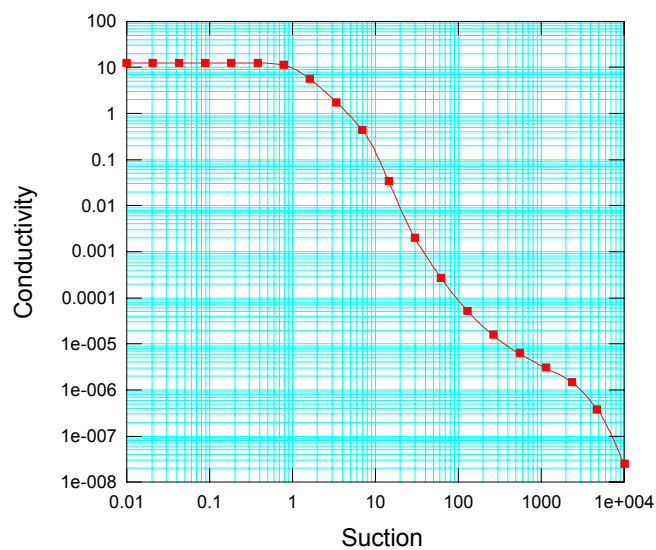


Figura 5.3.- Função de condutividade hidráulica para a camada de minério 1

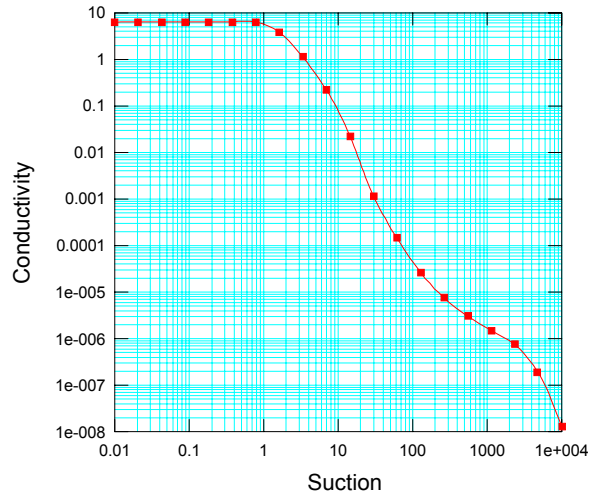


Figura 5.4.- Função de condutividade hidráulica para a camada de minério 2

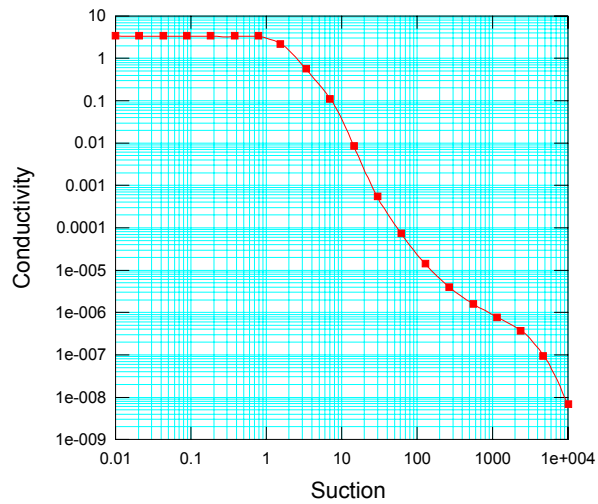


Figura 5.5.- Função de condutividade hidráulica para a camada de minério 3

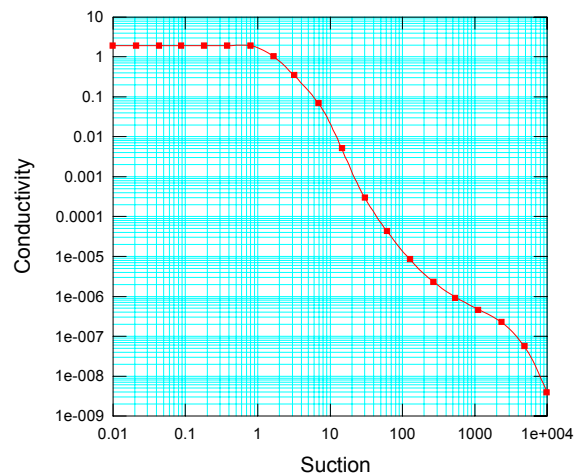


Figura 5.6.- Função de condutividade hidráulica para a camada de minério 4

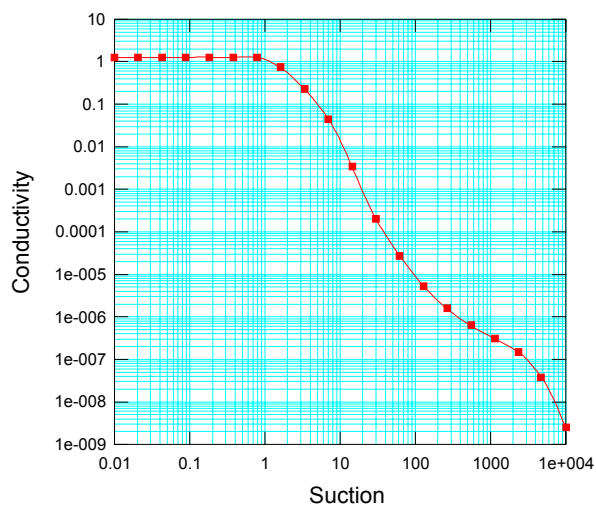


Figura 5.7.- Função de condutividade hidráulica para a camada de minério 5

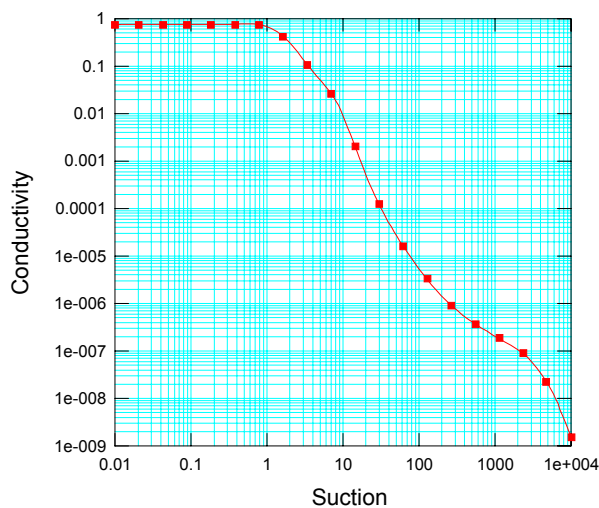


Figura 5.8.- Função de condutividade hidráulica para a camada de minério 6

5.2.2. Resultados de ensaios no material das camadas de proteção

Resultados das análises granulométricas, ensaios de permeabilidade na condição saturada e a determinação das curvas características de sucção para as 6 etapas de construção da pilha foram também obtidos para o material das camadas de proteção / drenagem situadas na base da pilha, conforme apresentado na tabela 5.2.

Foram obtidas 4 curvas características de sucção (figuras 5.9 e 5.10), duas para cada camada de proteção considerando-se 2 diferentes valores da gravidade específica dos sólidos. Estas curvas mostraram-se também subparalelas, com diferentes pontos de início devido aos diferentes valores de teor de umidade saturado e de porosidade em ambas as camadas.

A razão de se utilizar duas medidas de gravidade específica dos sólidos foi que inicialmente determinou-se o valor de 2,72 em ensaios limitados de laboratório. Quando da execução de um ensaio mais abrangente e completo (ensaio de coluna) constatou-se que devido a migração de finos o valor da gravidade específica dos sólidos foi alterado para 2,582.

Tabela 5.2.-Resumo das propriedades do material das camadas de proteção

Condição de Carregamento	Peso Específico Seco (kN/m ³)	Porosidade	Gravidade Específica de Sólidos, GS	Coefficiente de Permeabilidade, k (cm/s)
Camada de Proteção 2				
Profundidade 126 m	19.21	0.2095	2.720	2.53E-02
	19.21	0.1681	2.582	2.53E-02
Camada de Proteção 1				
Profundidade 126 m	17.88	0.2645	2.720	2.53E-02
	17.88	0.2261	2.582	2.53E-02

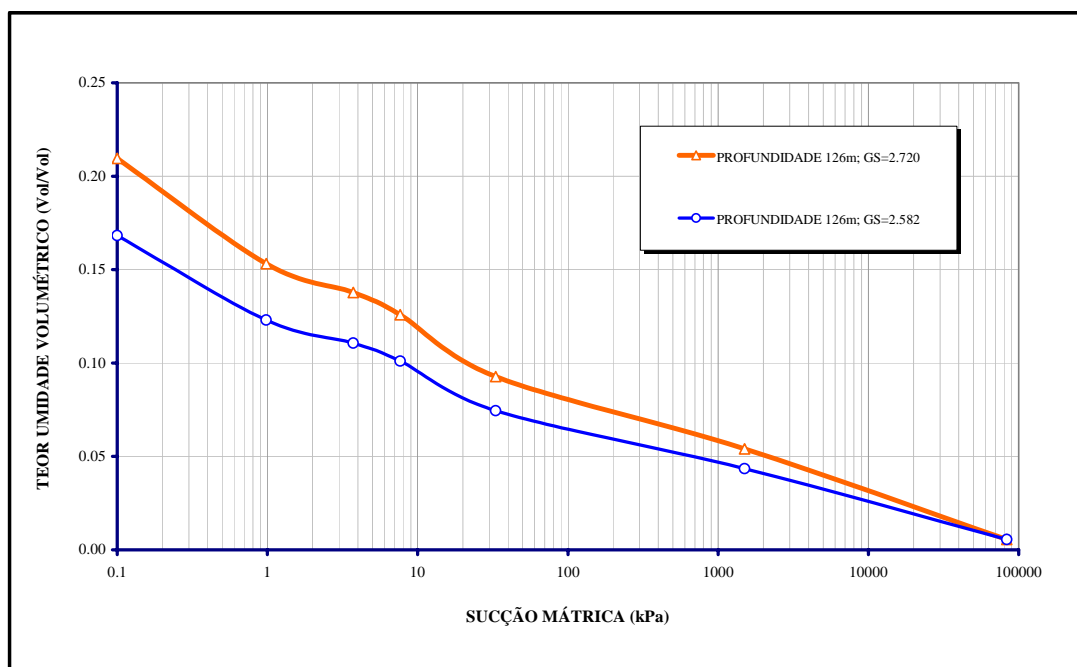


Figura 5.9.- Curvas características de sucção para a camada de proteção 2

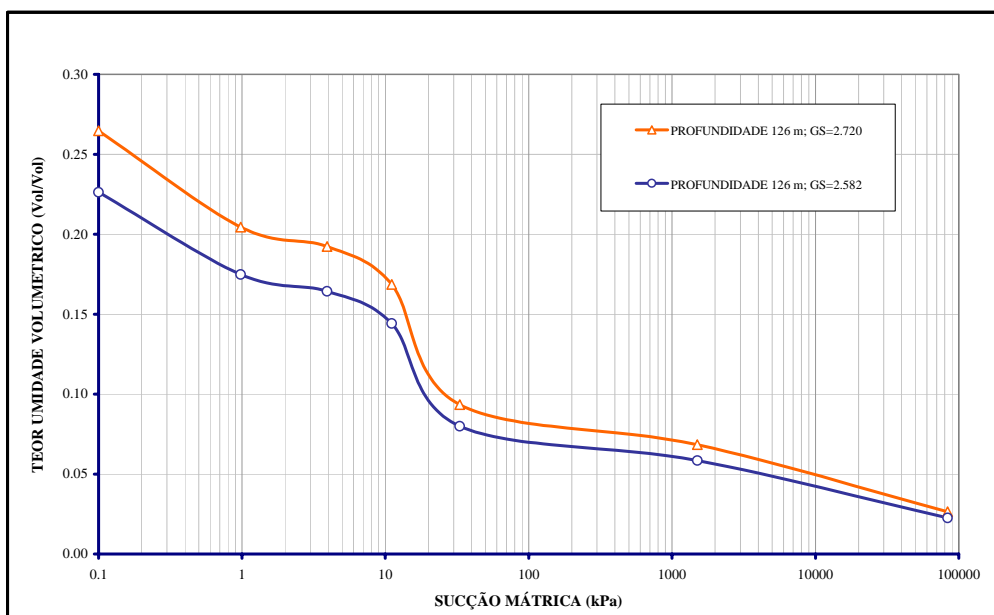


Figura 5.10.- Curvas características de sucção para a camada de proteção 1

As correspondentes funções de condutividade hidráulica foram novamente determinadas pelo programa computacional SEEP/W através do método proposto por Fredlund, Xing e Huang (1994), considerando as funções características de sucção para $GS = 2,72$. O método de Fredlund, Xing e Huang (1994) foi aqui selecionado porque aqueles autores indicaram ser o mesmo bastante aplicável para materiais granulares, ainda que produzindo resultados não tão precisos para solos coesivos. Os resultados estão mostrados nas figuras 5.11 e 5.12. Novamente, os valores do coeficiente de permeabilidade na condição saturada (tabela 5.2) foram usados para estabelecer o ponto final de saturação das funções de condutividade hidráulica.

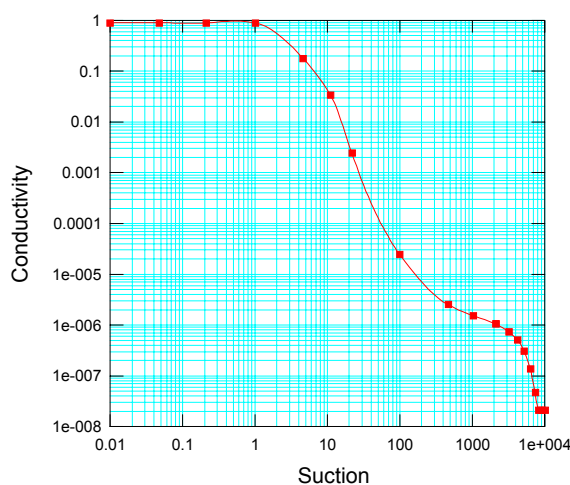


Figura 5.11.- Função de condutividade hidráulica para a camada de proteção 2

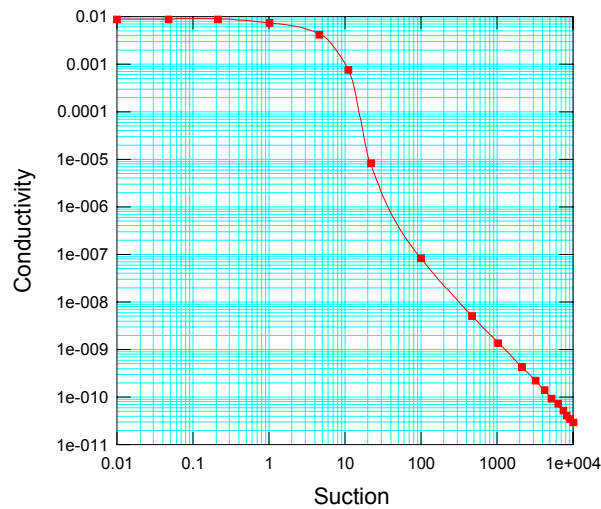


Figura 5.12.- Função de condutividade hidráulica para a camada de proteção 1

5.3. Avaliação aproximada do espaçamento entre drenos

Uma solução analítica para fluxo vertical 1D não confinado pode ser obtida com base na teoria de Dupuit. Assumindo q como a vazão de infiltração na superfície (figura 5.13), obtém-se da equação diferencial de fluxo permanente.

$$k \frac{d}{dx} \left(h \frac{dh}{dx} \right) + q = 0 \implies kh^2 + qx^2 = c_1x + c_2 \quad (5.1)$$

onde:

k - coeficiente de permeabilidade saturado (cm/s)

h - carga hidráulica (m)

q - vazão de infiltração por m^2 de área ($l/h/m^2$)

c_1 e c_2 - constantes de integração

Aplicando-se as condições de contorno $h = h_1$ em $x = 0$ e $h = h_2$ em $x = L$ obtém-se a equação

$$h = \sqrt{h_1^2 - \frac{(h_1^2 - h_2^2)}{L}x + \frac{q}{k}(L-x)x} \quad (5.2)$$

No caso de drenos paralelos (figura 5.13) para a condição $h_1 = h_2 = 0$ determina-se a altura máxima de elevação da linha freática em $x = L/2$ através de

$$h^2 = \frac{q}{4k} L^2 \quad (5.3)$$

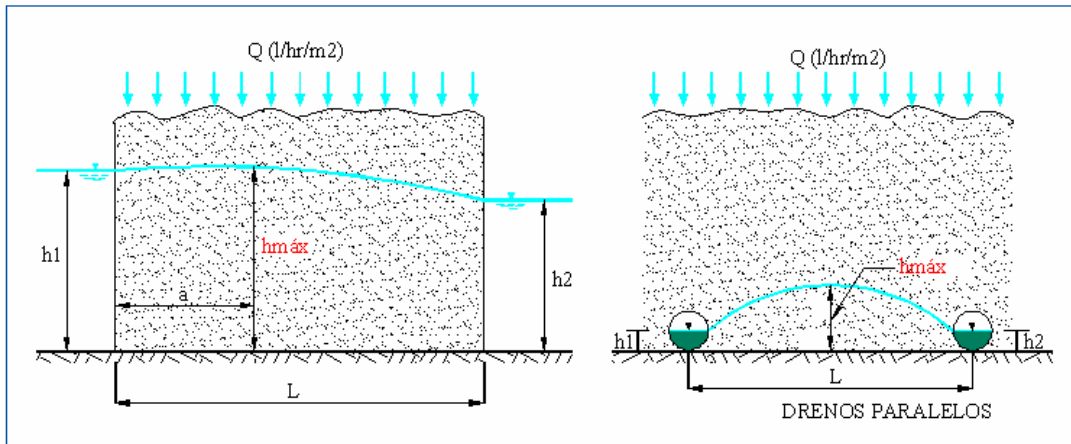


Figura 5.13.- Superfície freática devido à infiltração pela superfície

Os valores de carga máxima na zona saturada calculados pela equação 5.3 para diferentes espaçamentos de drenos, coeficientes de permeabilidade na condição saturada e diferentes vazões de aplicação da solução ácida estão resumidos na tabela 5.3. O espaçamento de drenos proposto para cumprir com o requisito de projeto é de 3 m. O caso mais crítico, dentre os analisados mantendo-se o espaçamento de 3m, ocorreu para vazão $q = 60 \text{ l/h/m}^2$ com coeficiente de permeabilidade na camada de proteção 1 igual a $k = 2.53 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ quando a altura da zona saturada atingiria o valor $h_{\text{máx}} = 3,85\text{m}$.

Tabela 5.3.- Altura de saturação para diferentes espaçamentos entre drenos, coeficientes de permeabilidade da camada 1 de proteção do revestimento e vazões de aplicação da solução.

q (l/h/m ²)	8.0					
	2.53E-02		2.53E-03		2.53E-04	
Espaçamento	h _{máx}	h _{média}	h _{máx}	h _{média}	h _{máx}	h _{média}
L (m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
3.00	0.14	0.09	0.44	0.30	1.41	0.94
6.00	0.28	0.19	0.89	0.59	2.81	1.87
9.00	0.42	0.28	1.33	0.89	4.22	2.81
	60.0					
3.00	0.38	0.26	1.22	0.81	3.85	2.57
6.00	0.77	0.51	2.43	1.62	7.70	5.13
9.00	1.15	0.77	3.65	2.43	11.55	7.70

Outras soluções mais apropriadas para representação do fluxo 2D entre drenos, baseadas no método das diferenças finitas (Duke, 1973) ou no método dos elementos finitos (East et al., 1987) foram apresentadas na literatura. A tabela 5.4 compara os resultados da solução analítica 1D com os valores numéricos obtidos por elementos finitos para fluxo não confinado 2D, na condição seca / saturada. Facilmente se observa que a solução analítica produz estimativas mais conservadoras da altura máxima de saturação.

Tabela 5.4.- Comparação da altura máxima de saturação (m) determinadas analiticamente e numericamente.

$q = 8 \text{ l/h/m}^2$	Solução Analítica			Solução Numérica		
k (cm/s)	2.53E-02	2.53E-03	2.53E-04	2.53E-02	2.53E-03	2.53E-04
L = 3 m	0.14	0.44	1.41	0.07	0.24	0.98
L = 6 m	0.28	0.89	2.81	0.09	0.46	2.39
L = 9 m	0.42	1.33	4.22	0.12	0.70	3.92

5.4. Análise numérica do fluxo não saturado 2D

Foram executados 22 análises de fluxo 2D, não saturado, com o programa computacional SEEP/W para estimativa das alturas de saturação nas camadas de proteção, sob carregamento máximo das 6 camadas de minério, totalizando a altura de 127,5m, com espaçamento entre drenos de 3m. As variações assumidas nos valores dos parâmetros considerados nestas diferentes análises estão listadas na tabela 5.5.

Tabela 5.5. Características das 22 modelagens numéricas.

Nome do Modelo	Camada Proteção 2 k (cm/s)	Camada Proteção 1 k (cm/s)	Vazão de Aplicação q (l/h/m ²)	Camadas de Proteção 1 e 2 G.S.
Modelo 01	2.53E-02	2.53E-02	08	2.72
Modelo 02	2.53E-02	2.53E-02	08	2.582
Modelo 03	2.53E-02	2.53E-02	15	2.72
Modelo 04	2.53E-02	2.53E-02	15	2.582
Modelo 05	2.53E-02	2.53E-02	30	2.72
Modelo 06	2.53E-02	2.53E-02	30	2.582
Modelo 07	2.53E-02	2.53E-02	60	2.72
Modelo 08	2.53E-02	2.53E-02	60	2.582
Modelo 09	2.53E-02	2.53E-03	08	2.72
Modelo 10	2.53E-02	2.53E-03	08	2.582
Modelo 11	2.53E-02	2.53E-04	08	2.72
Modelo 12	2.53E-02	2.53E-04	08	2.582
Modelo 13	2.53E-03	2.53E-02	08	2.72
Modelo 14	2.53E-03	2.53E-02	08	2.582
Modelo 15	2.53E-04	2.53E-02	08	2.72
Modelo 16	2.53E-04	2.53E-02	08	2.582
Modelo 17	2.53E-03	2.53E-03	08	2.72
Modelo 18	2.53E-03	2.53E-03	08	2.582
Modelo 19	2.53E-04	2.53E-03	08	2.72
Modelo 20	2.53E-04	2.53E-03	08	2.582
Modelo 21	2.53E-04	2.53E-04	08	2.72
Modelo 22	2.53E-04	2.53E-04	08	2.852

A malha de elementos finitos utilizada foi formada por 13.248 elementos conectados por 14.977 nós, sendo 12.096 elementos quadrilaterais de 4 nós e 1.152 elementos triangulares de 6 nós. Por questão de simetria, os modelos admitiram uma largura de 6m (figura 5.14) com condições de contorno (fronteiras à esquerda, à direita e inferior da malha) consideradas impermeáveis. Os drenos são modelados como pontos nodais com carga de pressão nula.

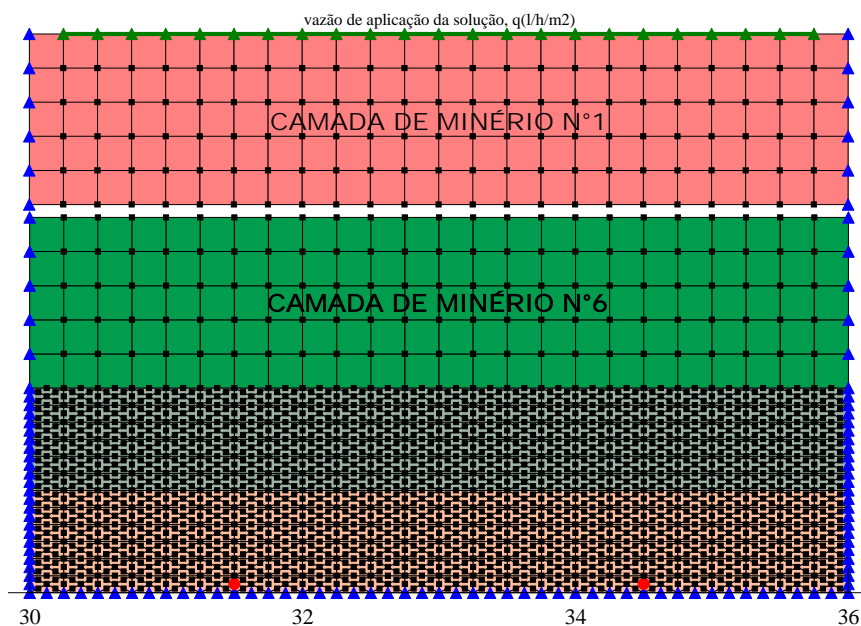


Figura 5.14- Ilustração de parte da malha de elementos finitos correspondente às duas camadas de proteção e camadas de minério 1 e 6.

A figura 5.15 mostra uma representação vetorial das velocidades de fluxo, de onde se observa a natureza basicamente 1D através das camadas de minério e de características bidimensionais nas camadas de proteção devido à influência dos drenos horizontais paralelos. A mesma figura também ilustra a posição da linha freática que delimita a zona de saturação acima do revestimento da base.

As figuras 5.16 apresentam a distribuição dos teores de umidade volumétricos ao longo da altura da pilha, enquanto que a figura 5.17 representa os efeitos da variação da vazão de aplicação da solução ácida na zona de saturação da camada de proteção 1. Observa-se da figura que um incremento de vazão de 8 l/h/m² para 60 l/h/m² corresponde a um aumento da altura de saturação de 8,80cm para 31,80 cm, respectivamente. A posição da linha freática e a distribuição das velocidades de fluxo estão ilustradas nas figuras 5.18 e 5.19.

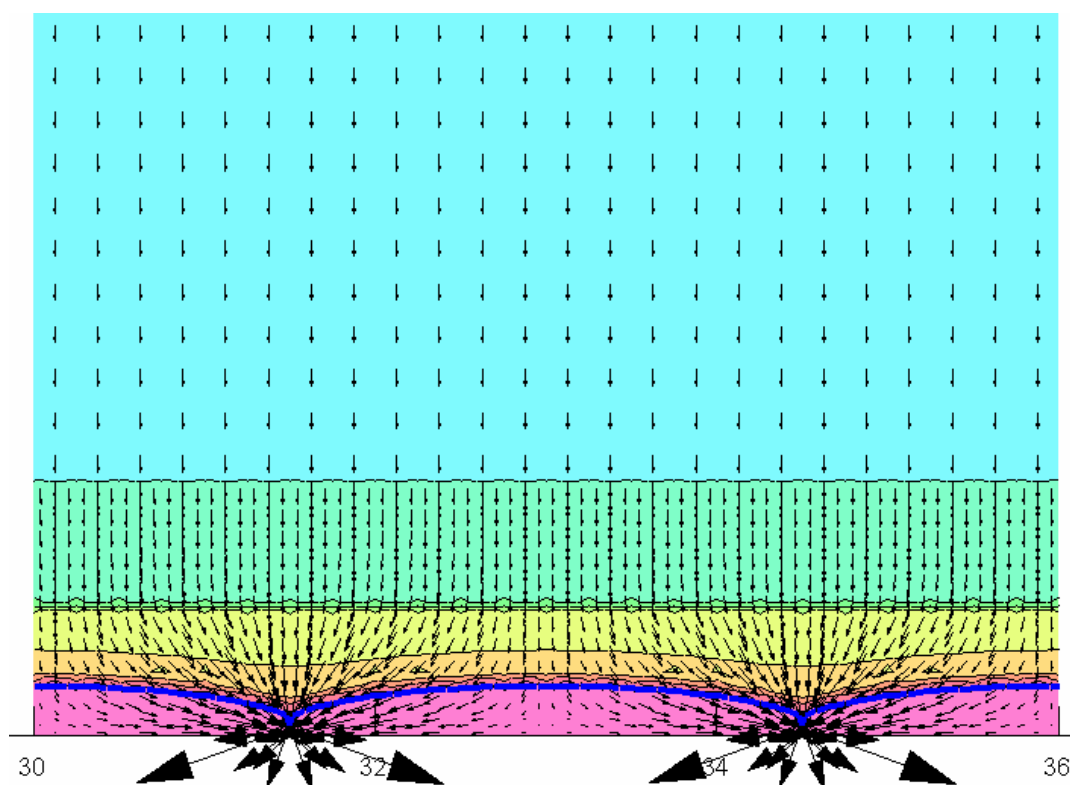


Figura 5.15.- Ilustração dos vetores de velocidades de fluxo e posição da zona de saturação.

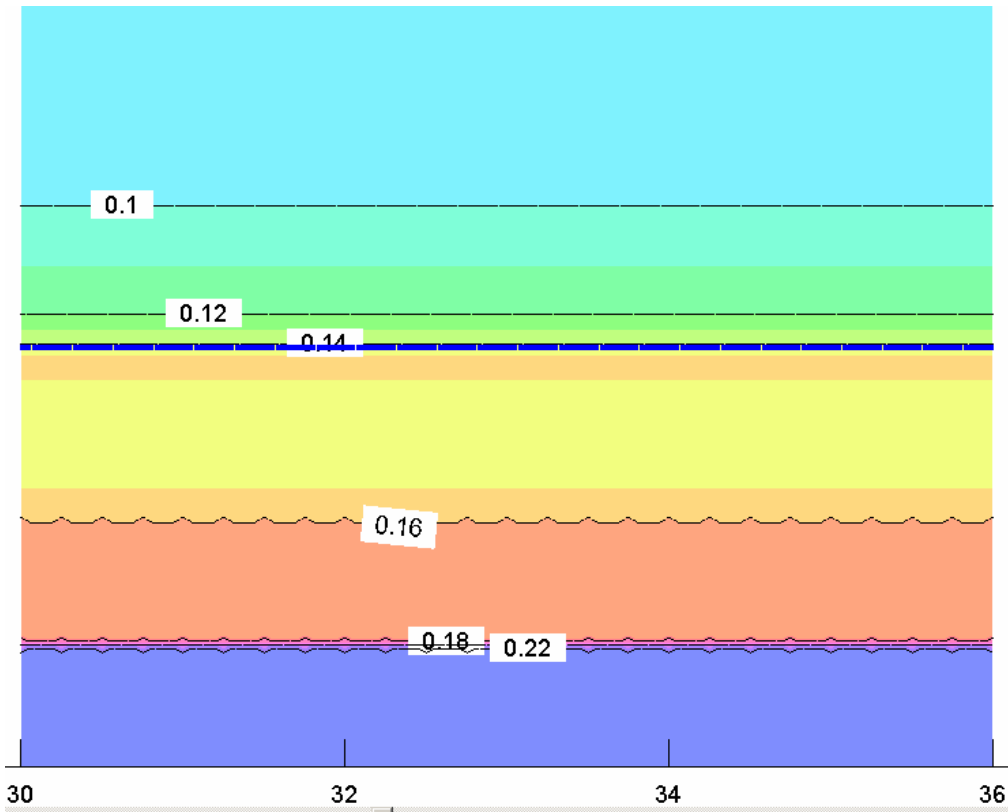


Figura 5.16.- Distribuição do teores de umidade volumétricos ao longo da altura da pilha.

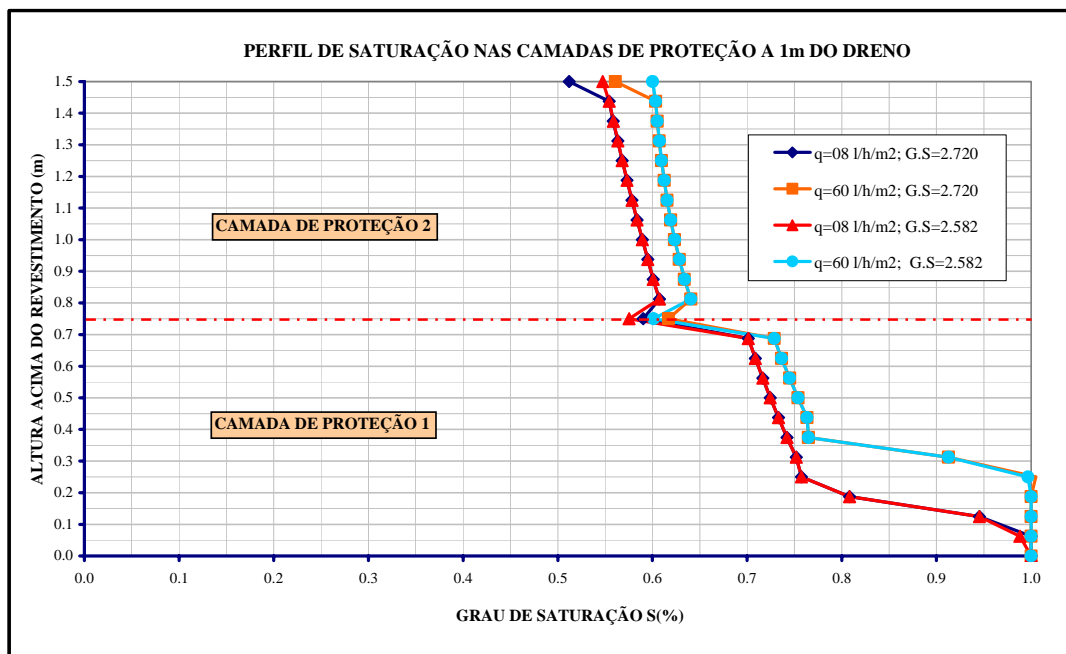


Figura 5.17- Perfil de saturação nas camadas de proteção com a variação da vazão de aplicação da solução ácida.

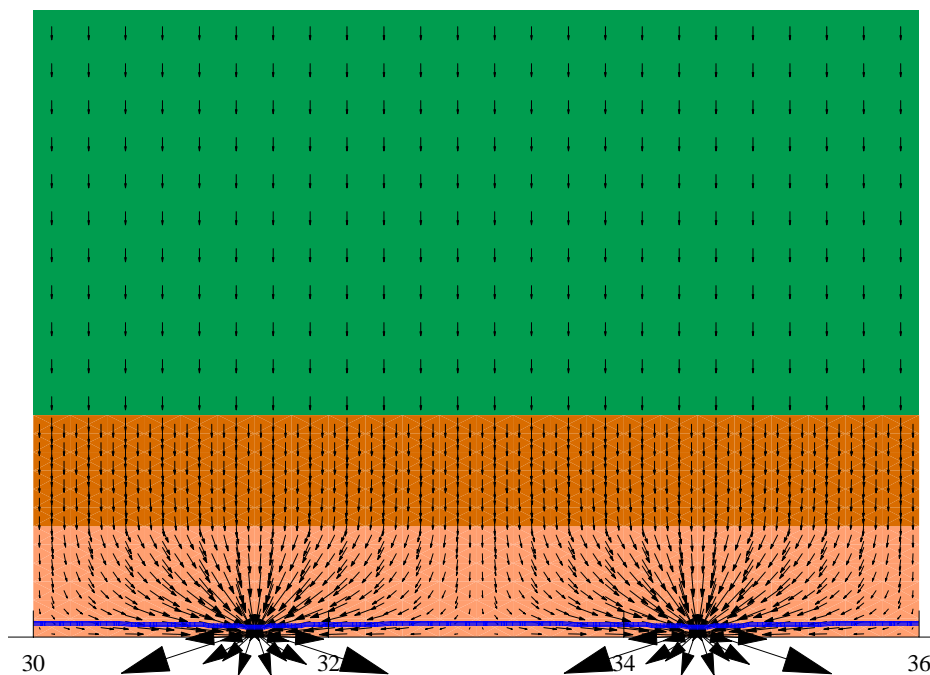


Figura 5.18.- Linha freática e velocidades de fluxo para vazão $q = 8 \text{ l/h/m}^2$

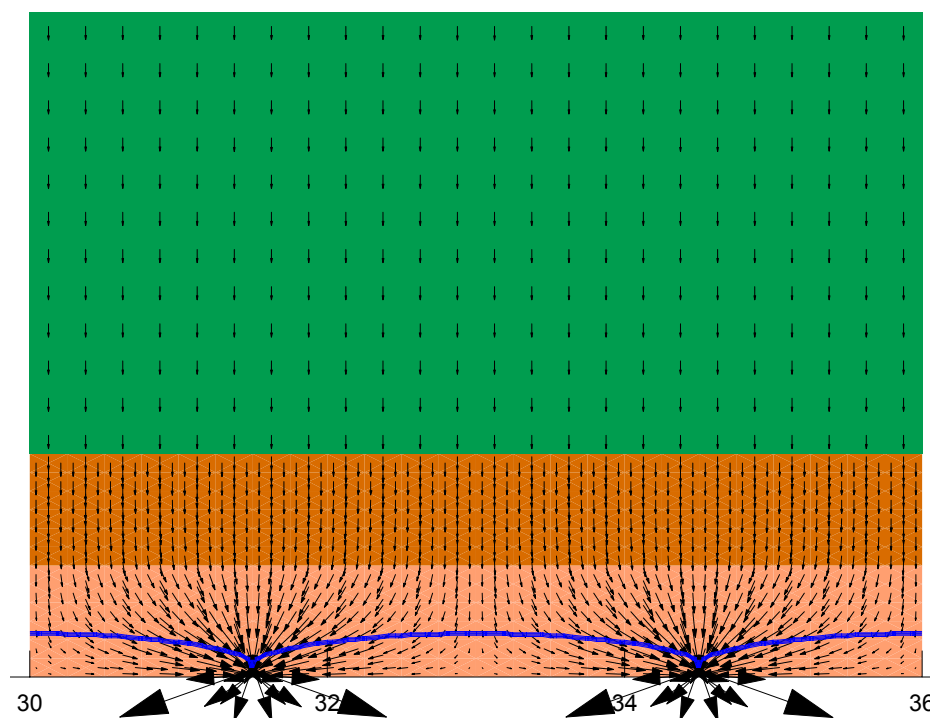


Figura 5.19.- Linha freática e velocidades de fluxo para vazão $q = 60 \text{ l/h/m}^2$

As figuras 5.20, 5.21 e 5.22 mostram a influência da variação do coeficiente de permeabilidade saturado da camada de proteção 2 na posição da linha freática desenvolvida na camada de proteção 1 junto à base da pilha. Mantendo-se constantes o coeficiente de permeabilidade da camada de proteção 1 (2.53×10^{-2}

cm/s) e a vazão de aplicação da solução no topo da pilha, observa-se que para um decréscimo de 10 vezes no valor do coeficiente de permeabilidade da camada 2 (de 2.53×10^{-3} cm/s para 2.53×10^{-4} cm/s), a altura máxima de saturação praticamente mantém-se estacionária (aumentando apenas de 8.75cm para 8.79cm).

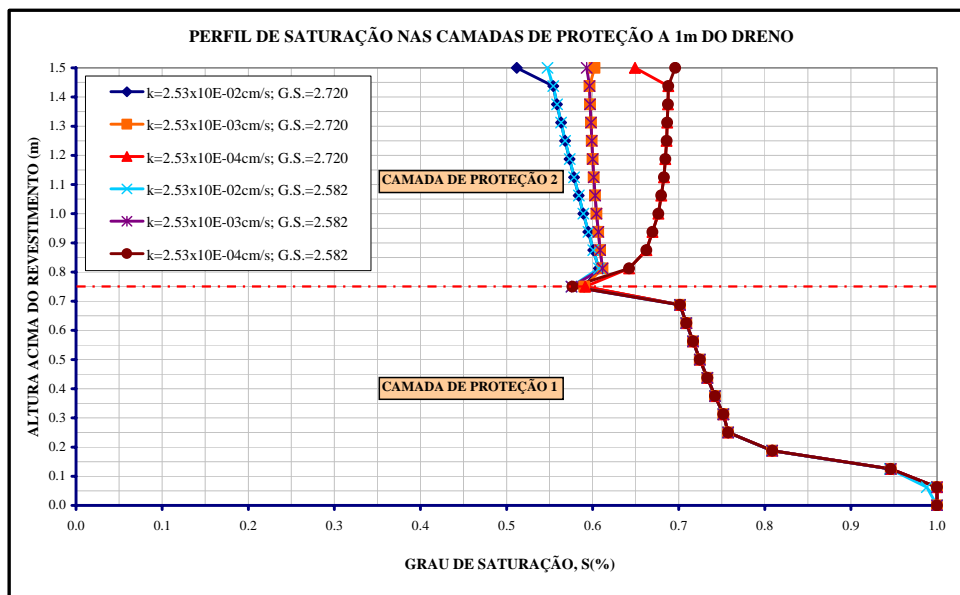


Figura 5.20 - Perfil de saturação nas camadas de proteção com a variação do coeficiente de permeabilidade saturado da camada de proteção 2.

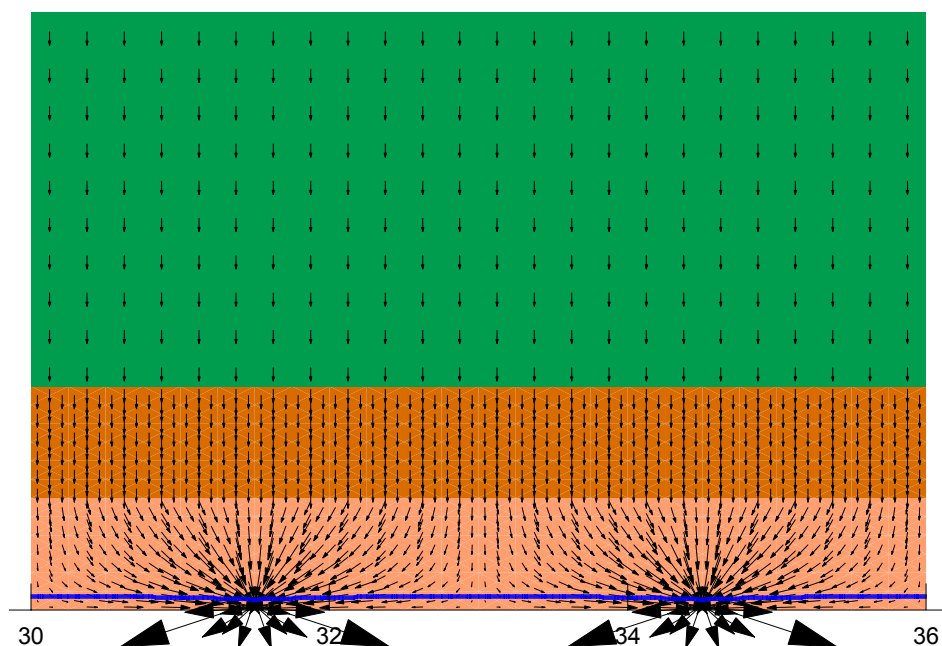


Figura 5.21 - Posição da linha freática e vetores de velocidade de fluxo considerando coeficiente de permeabilidade saturado na camada 2 igual a $k = 2.53 \times 10^{-3}$ cm/s.

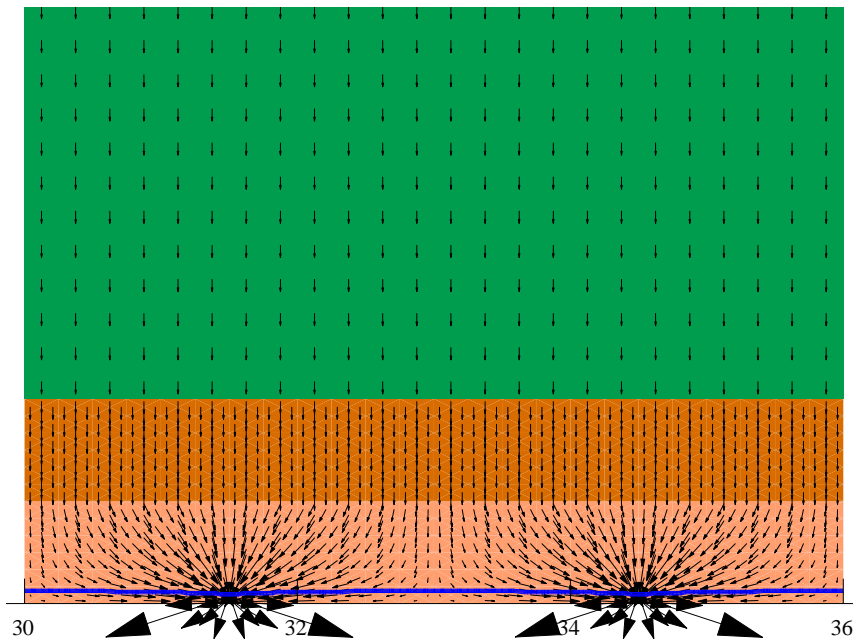


Figura 5.22 - Posição da linha freática e vetores de velocidade de fluxo considerando coeficiente de permeabilidade saturado na camada 2 igual a $k = 2.53 \times 10^{-4}$.cm/s

Nas figuras 5.23, 5.24 e 5.25 são apresentados resultados similares, desta feita obtidos variando-se o coeficiente de permeabilidade saturado da camada de proteção 1 (de 2.53×10^{-3} cm/s para 2.53×10^{-4} cm/s), conservando constantes o coeficiente de permeabilidade da camada de proteção 2 e a vazão de aplicação da solução ácida $q = 8$ l/h/m². Neste caso a variação da altura máxima da linha freática foi significativa, passando de 28cm para 246cm, respectivamente.

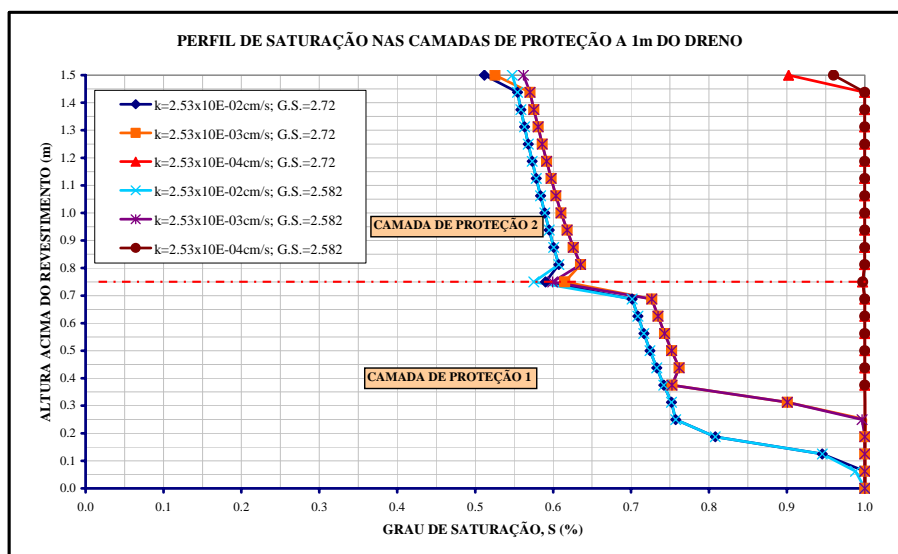


Figura 5.23- Perfil de saturação nas camadas de proteção com a variação do coeficiente de permeabilidade saturado da camada de proteção 1.

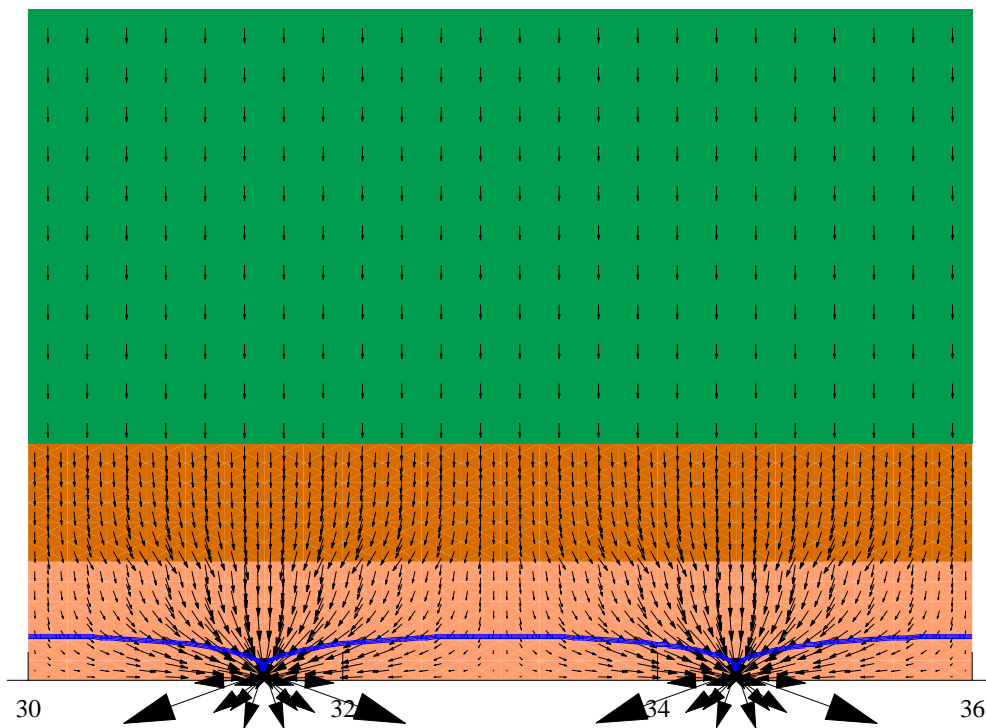


Figura 5.24 - Posição da linha freática e vetores de velocidade de fluxo considerando coeficiente de permeabilidade saturado na camada 1 igual a $k = 2.53 \times 10^{-3}$ cm/s

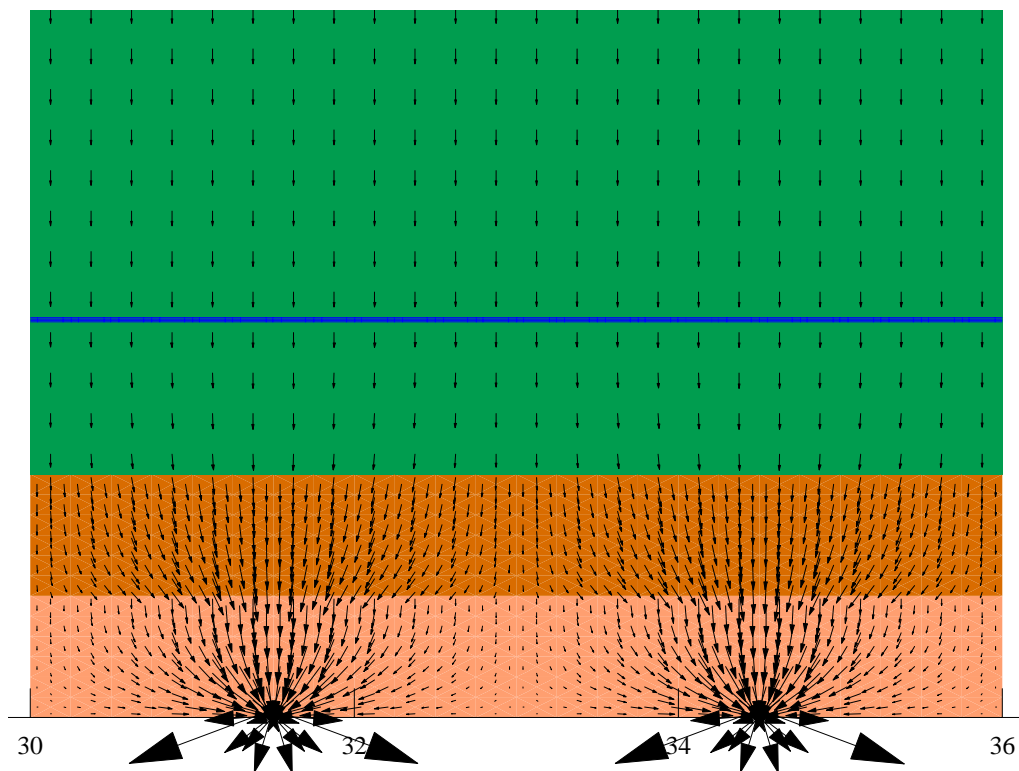


Figura 5.25 - Posição da linha freática e vetores de velocidade de fluxo considerando coeficiente de permeabilidade saturado na camada 1 igual a $k = 2.53 \times 10^{-4}$ cm/s

Finalmente, foi investigada a posição da linha freática considerando constantes o coeficiente de permeabilidade da camada de proteção 2 ($k = 2.53 \times 10^{-2}$ cm/s) e a vazão de aplicação da solução 8 l/h/m², variando-se o coeficiente de permeabilidade da camada de proteção 1 e a distância entre drenos (3m, 6m, 9m), simulando a situação que 1 ou 2 drenos adjacentes deixassem de funcionar, por exemplos, por problemas de entupimento ou esmagamento de minério pelas altas tensões atuantes na base da pilha. A tabela 5.6 mostra os resultados obtidos com as funções de condutividade hidráulica avaliadas pelos métodos de Fredlund e Xing (1994) e Van Genuchten (1980), observando-se que para $k = 2,53 \times 10^{-4}$ cm/s a zona de saturação atinge alturas ($h_{\text{máx}}$) inadequadas para um bom funcionamento do processo de lixiviação mesmo para o espaçamento $L = 3\text{m}$, em ambos os casos.

Os parâmetros a , n , m necessários no modelo de Van Genuchten (op.cit.), para as diversas camadas da pilha, estão listados na tabela 5.7. Foram obtidos pelo método dos mínimos quadrados usando-se o aplicativo Excel do sistema Office / Windows considerando-se diversos pontos das curvas características de sucção obtidas em laboratório (figuras 5.2, 5.9 e 5.10) e valores dos coeficientes de permeabilidade saturados conforme tabelas 5.1 e 5.2.

Tabela 5.6.- Altura máxima da zona de saturação considerado fluxo 2D não saturado.

Método	Fredlund e Xing, 1994			Van Genuchten, 1980		
	k1 (cm/s)	2.53E-02	2.53E-03	2.53E-04	2.53E-02	2.53E-03
L = 3 m	0.09	0.28	2.46	0.13	0.42	2.36
L = 6 m	0.14	0.55	3.65	0.26	0.80	3.52
L = 9 m	0.23	0.75	4.96	0.39	0.99	4.83

Tabela 5.7.- Parâmetros do modelo de Van Genuchten (1980)

Camada	k (cm/s)	θ_s (%)	θ_r (%)	a (kPa ⁻¹)	n	m
Camada1	3.47E-01	34.62	0	1.030	1.195	0.160
Camada2	1.78E-01	27.31	0	1.043	1.194	0.165
Camada3	9.14E-02	22.41	0	1.072	1.188	0.155
Camada4	5.32E-02	20.31	0	1.066	1.178	0.154
Camada5	3.53E-02	17.61	0	1.118	1.185	0.159
Camada6	2.20E-02	14.99	0	1.091	1.180	0.152
C.Proteção 2	2.53E-02	20.95	0	2.507	1.189	0.160
C.Proteção 1	2.53E-02	26.45	0	1.688	1.200	0.167

5.5. Análises de estabilidade

Para avaliar o fator de segurança estático faz-se uso do método dos elementos finitos e de alguns métodos das fatias (equilíbrio limite) propostos na literatura. Os valores de poropressão na base das fatias são importados da análise numérica do problema de fluxo 2D, não saturado, executada com o módulo SEEP/W. Os parâmetros de resistência para as diversas camadas de minério da pilha são apresentados na tabela 5.8. Observe-se que o ângulo de atrito, em hipótese conservadora, foi considerado decrescente do topo para a base da pilha, embora a mesma ainda não tivesse atingido a sua altura ótima, como se verifica da evolução dos valores do peso específico das diversas camadas. Por outro lado, conforme mencionado no item 2.5, sob tensões muito altas a envoltória de resistência se apresenta curva fazendo com que os ângulos de atrito tenham a tendência de diminuir à medida que as camadas de minério são lançadas na pilha.

Tabela 5.8.- Valores dos parâmetros de resistência (condição saturada) e peso específico natural das camadas de minério de cobre.

Tipo de Material	Altura da Pilha (m)	Peso Específico (kN/m ³)	Ângulo de Atrito (ϕ)	Coesão (kPa)
Camada 1	0 a 21	20.30	37	0
Camada 2	21 a 42	21.50	37	0
Camada 3	42 a 63	22.27	36	0
Camada 4	63 a 84	22.69	36	0
Camada 5	84 a 105	23.08	35	0
Camada 6	105 a 126	23.52	35	0
Camada Proteção 2	126 a 126.75	22.69	34	0
Camada Proteção 1	126.75 a 127.5	21.78	34	0
Revestimento	0 - 127.5	10.00	27	0

A malha de elementos finitos utilizada contém um total de 3.324 elementos (quadrilaterais de 8 nós e triangulares de 6 nós) conectados por 9.777 pontos nodais. As condições de contorno aplicadas nos nós situados nas fronteiras inferior e da direita implicam que o fluxo através das mesmas é nulo (condição impermeável). Na parte superior da malha, ao longo dos lados dos elementos, são aplicadas as vazões da solução ácida e os drenos na base são novamente modelados como nós com carga de pressão nula. A base da pilha apresenta uma inclinação de 4,5% (figura 5.26).

As figuras 5.27, 5.28, 5.29 e 5.30 ilustram, respectivamente, a distribuição na seção transversal do talude dos vetores de fluxo, dos valores de poropressão, do teor de umidade volumétrica da pilha e dos valores de carga total.

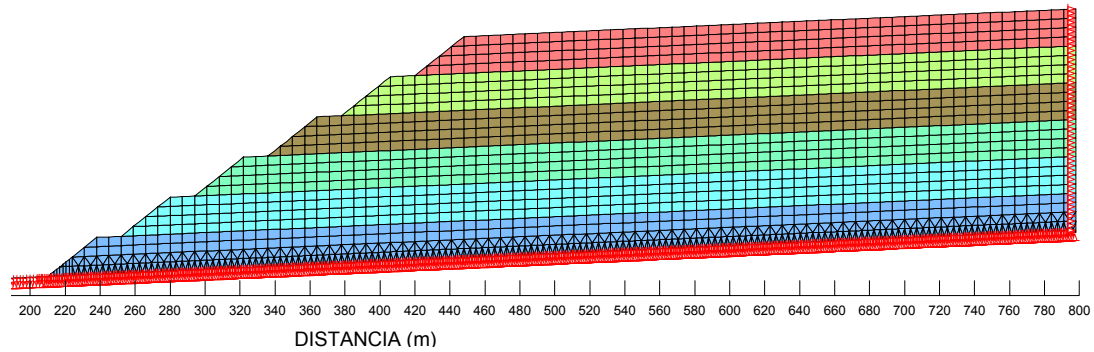


Figura 5.26.- Malha de elementos finitos da seção transversal da pilha de lixiviação.

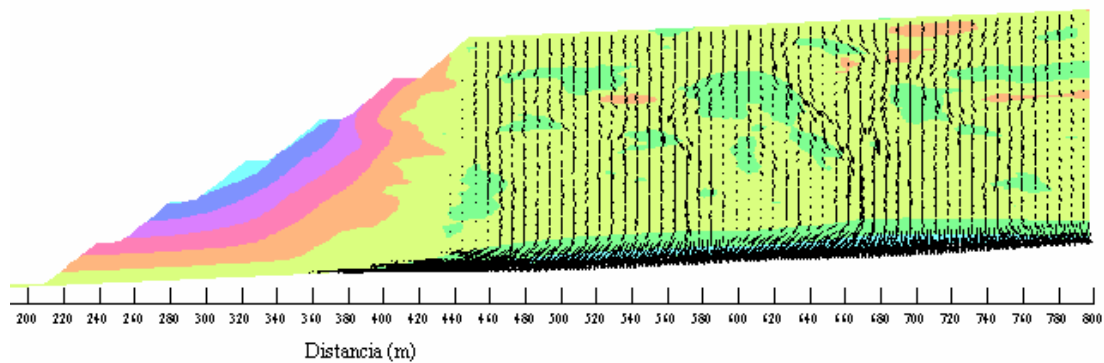


Figura 5.27.- Distribuição dos vetores das velocidades de fluxo, preponderantemente verticais

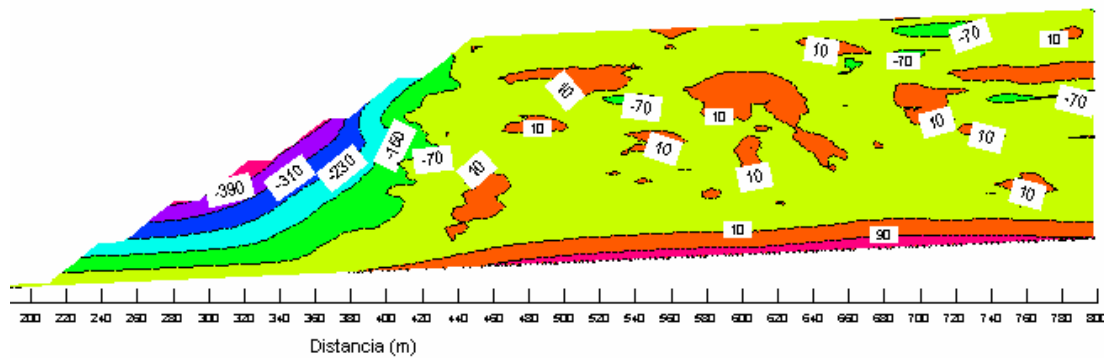


Figura 5.28.- Distribuição das poropressões nas zonas não saturadas e saturadas

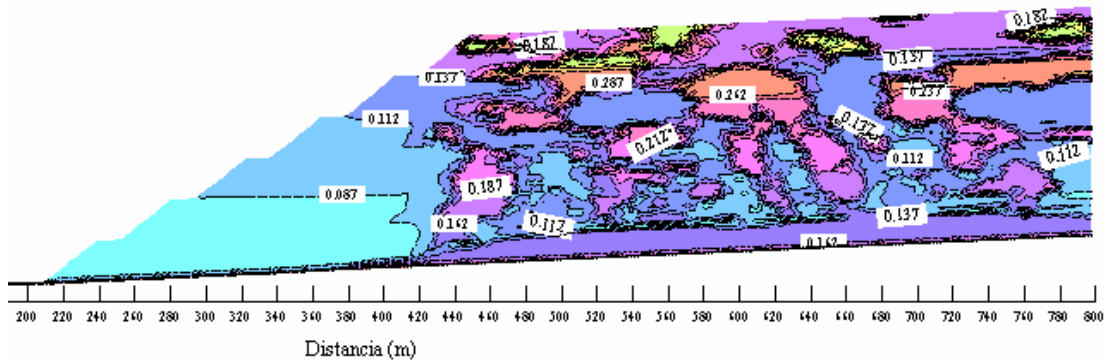


Figura 5.29.- Distribuição dos teores de umidade volumétrica na pilha de lixiviação

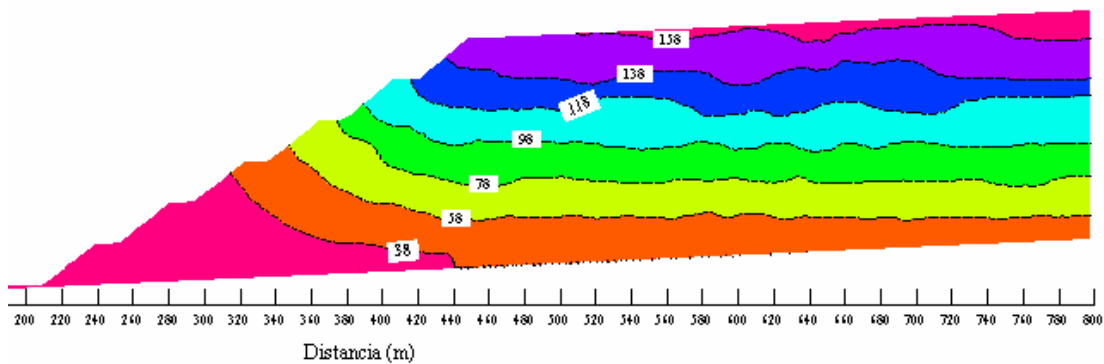


Figura 5.30.- Distribuição das cargas totais

5.5.1. Análise pelo método dos elementos finitos

O programa SIGMA/W foi utilizado para simulação direta do colapso do talude aplicando-se uma redução gradual nos valores do parâmetro de resistência ($\tan \phi$) dos materiais das camadas, conforme mostram as tabelas 5.9 e 5.10.

Tabela 5.9.- Redução da resistência das camadas de minério na simulação do colapso.

Material	ϕ	Tan(ϕ)	Simulação 1		Simulação 2		Simulação 3		Simulação 4		Simulação 5	
			M	ϕ^*	M	ϕ^*	M	ϕ^*	M	ϕ^*	M	ϕ^*
Camada 1	37	0.7536	1.10	34.41	1.20	32.13	1.30	30.10	1.35	29.17	1.40	28.29
Camada 2	37	0.7536	1.10	34.41	1.20	32.13	1.30	30.10	1.35	29.17	1.40	28.29
Camada 3	36	0.7265	1.10	33.44	1.20	31.19	1.30	29.20	1.35	28.29	1.40	27.43
Camada 4	36	0.7265	1.10	33.44	1.20	31.19	1.30	29.20	1.35	28.29	1.40	27.43
Camada 5	35	0.7002	1.10	32.48	1.20	30.26	1.30	28.31	1.35	27.41	1.40	26.57
Camada 6	35	0.7002	1.10	32.48	1.20	30.26	1.30	28.31	1.35	27.41	1.40	26.57
C.Proteção 2	34	0.6745	1.10	31.52	1.20	29.34	1.30	27.42	1.35	26.55	1.40	25.72
C.Proteção 1	34	0.6745	1.10	31.52	1.20	29.34	1.30	27.42	1.35	26.55	1.40	25.72

Tabela 5.10.- Redução da resistência das camadas de minério na simulação do colapso.

Material	ϕ	Tan(ϕ)	Simulação 6		Simulação 7		Simulação 8		Simulação 9		Simulação 10	
			M	ϕ^*	M	ϕ^*	M	ϕ^*	M	ϕ^*	M	ϕ^*
Camada 1	37	0.7536	1.45	27.46	1.50	26.67	1.55	25.93	1.60	25.22	1.65	24.55
Camada 2	37	0.7536	1.45	27.46	1.50	26.67	1.55	25.93	1.60	25.22	1.65	24.55
Camada 3	36	0.7265	1.45	26.61	1.50	25.84	1.55	25.11	1.60	24.42	1.65	23.77
Camada 4	36	0.7265	1.45	26.61	1.50	25.84	1.55	25.11	1.60	24.42	1.65	23.77
Camada 5	35	0.7002	1.45	25.78	1.50	25.02	1.55	24.31	1.60	23.64	1.65	22.99
Camada 6	35	0.7002	1.45	25.78	1.50	25.02	1.55	24.31	1.60	23.64	1.65	22.99
C.Proteção 2	34	0.6745	1.45	24.95	1.50	24.21	1.55	23.52	1.60	22.86	1.65	22.23
C.Proteção 1	34	0.6745	1.45	24.95	1.50	24.21	1.55	23.52	1.60	22.86	1.65	22.23

Para a análise das tensões pelo método de elementos finitos foi utilizada como relação constitutiva dos materiais da pilha um modelo elasto-perfeitamente plástico associado ao critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Este modelo necessita de 4 constantes do material - módulo de elasticidade (E), coeficiente de Poisson (ν), ângulo de atrito (ϕ) e coesão (c) – cujos valores estão listados na tabela 5.11. Para estimativa do módulo de elasticidade, adotou-se o valor do módulo de descarregamento-recarregamento E_{ur} , normalmente utilizados no modelo constitutivo hiperbólico (Duncan e Chang, 1970). A escolha desta formulação para obtenção dos correspondentes módulos de elasticidade é que existe na literatura, fruto da experiência acumulada, grande quantidade de informações a respeito dos valores dos parâmetros do modelo hiperbólico para muitos tipos de materiais, incluindo enrocamento.

$$E_{ur} = K_{ur} P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (5.4)$$

onde P_a é um valor de normalização das unidades e equivalente à pressão atmosférica e K_{ur} e n são parâmetros do material.

A malha de elementos finitos (figura 5.26) contém 3.324 elementos (quadriláterais de 8 nós e triangulares de 6 nós) conectados por 9.777 pontos nodais. As condições de contorno para os nós da fronteira à direita da malha são deslocamentos horizontais nulos e para os nós da base são impostos deslocamentos nulos em ambas das direções. A figura 5.31 ilustra a variação das tensões principais máximas na seção transversal da pilha de lixiviação.

Tabela 5.11.- Valores dos parâmetros para as análises de tensões elastoplásticas.

Material	Atrito ϕ	Coesão (kPa)	Prof (m)	γ_{sat} (kN/m ³)	ν	K_o	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	K_{ur}	n	E_{ur} (MPa)
Camada N°1	37	0	10.50	20.30	0.3	0.43	213.15	91.35	1000	0.5	96.196
Camada N°2	37	0	31.50	21.50	0.3	0.43	652.05	279.45	1000	0.5	168.251
Camada N°3	36	0	52.50	22.27	0.3	0.43	1111.64	476.42	1000	0.5	219.683
Camada N°4	36	0	73.50	22.69	0.3	0.43	1583.72	678.74	1000	0.5	262.213
Camada N°5	35	0	94.50	23.08	0.3	0.43	2064.30	884.70	1000	0.5	299.366
Camada N°6	35	0	115.50	23.52	0.3	0.43	2553.60	1094.40	1000	0.5	332.961
C.Proteção 2	34	0	126.38	22.69	0.3	0.43	2809.07	1203.89	1000	0.5	349.219
C.Proteção 1	34	0	127.50	21.78	0.3	0.43	2833.91	1214.53	1000	0.5	350.760

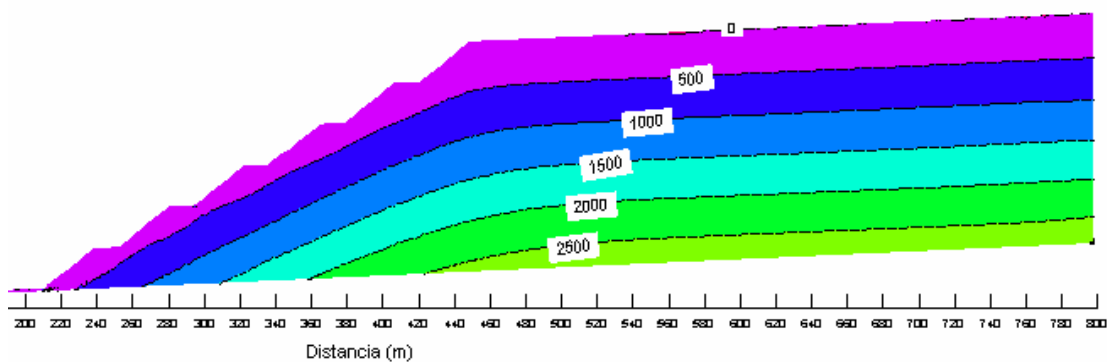


Figura 5.31.- Distribuição dos valores das tensões principais máximas na pilha de lixiviação.

A não convergência da solução numérica, para determinado valor do fator de redução M , indica o respectivo fator de segurança do talude, i.e. $FS = M$. A figura 5.32 ilustra a convergência das equações de equilíbrio para vários valores do fator de redução M , tendo sido considerado como resposta da análise de estabilidade o valor $M = FS = 1,60$, além do qual os resultados numéricos apresentam não-convergência da solução do sistema de equações. As figuras 5.33 e 5.34 apresentam os campos de deslocamentos para alguns dos diferentes valores do fator de redução M considerados nesta análise.

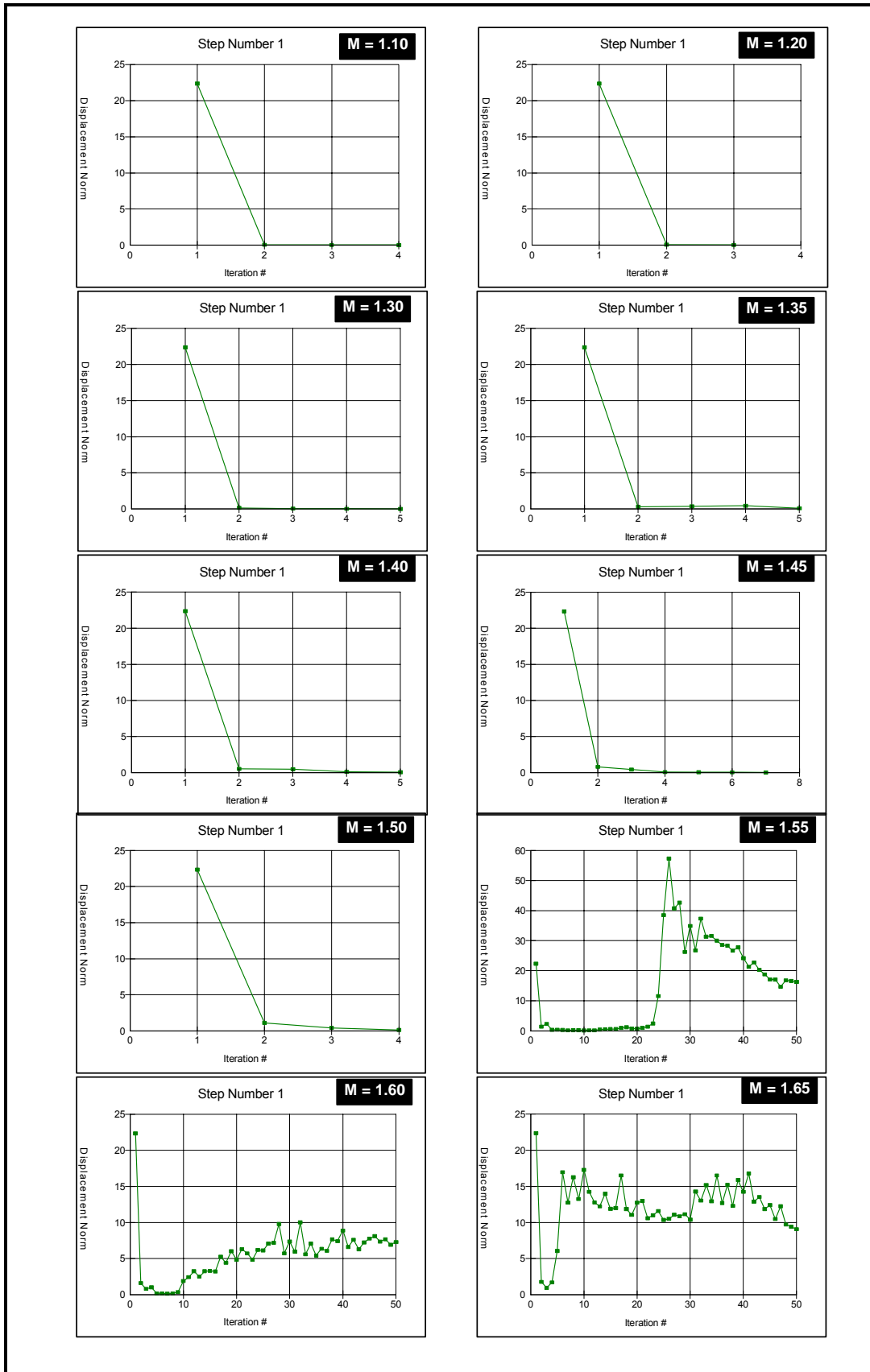


Figura 5.32.- Convergência da solução numérica para valores do fator de redução M .

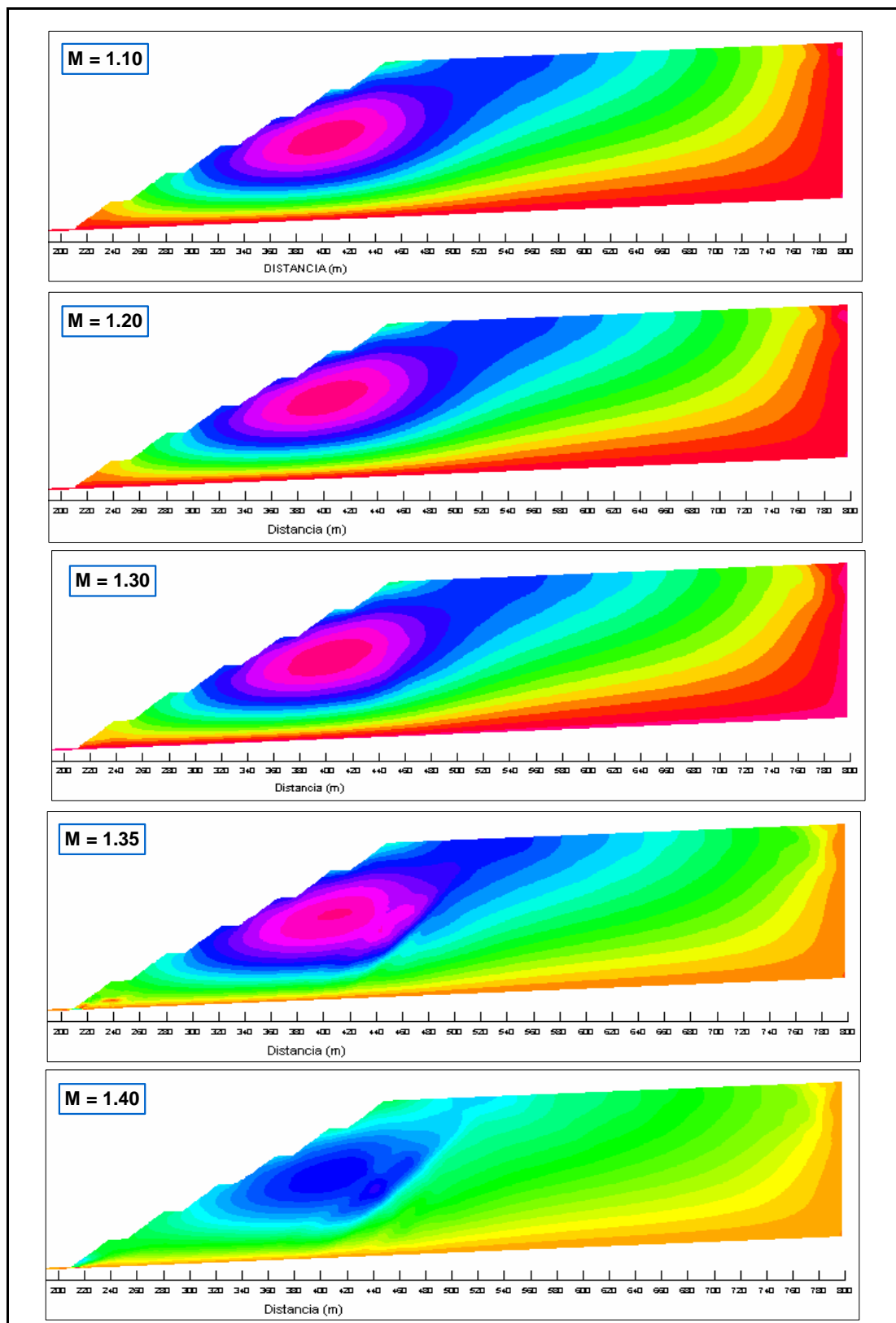


Figura 5.33.- Campo de deslocamentos para $M = 1,10$ a $M = 1,40$

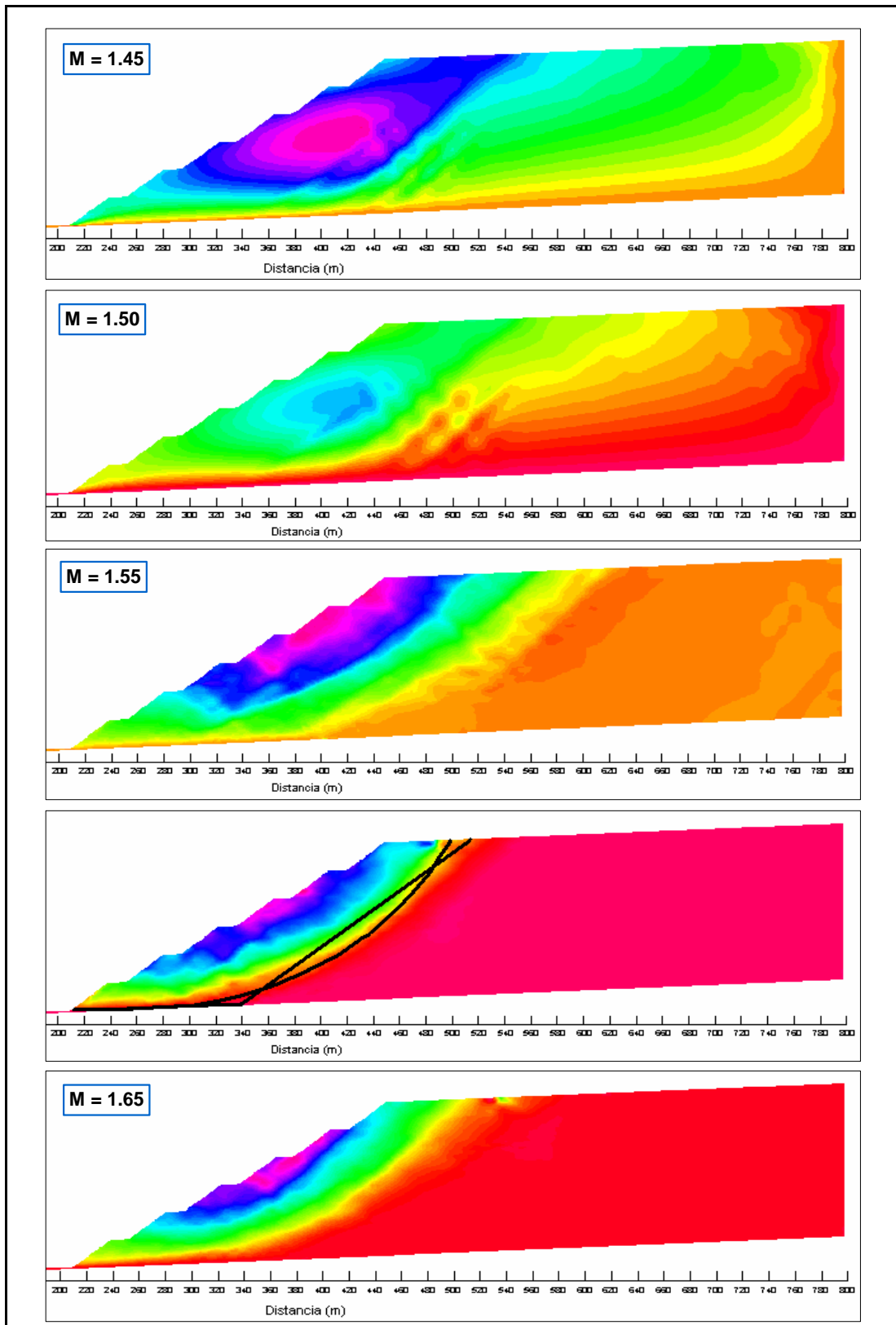


Figura 5.34.- Campo de deslocamentos para $M = 1,45$.a $M = 1,65$ com indicação das superfícies plana e composta para $M = 1,60$..

5.5.2. Análise pelo método de equilíbrio limite aperfeiçoado

Além das análises pelos métodos de fatias clássicos, é possível combinar os resultados obtidos nos módulos de análises de tensões (SIGMA/W) e de fluxo (SEEP/W) com o módulo de estabilidade de taludes (SLOPE/W) para executar análises de estabilidade pelo chamado método de equilíbrio limite aperfeiçoado (item 4.2.2) onde as tensões devidas ao carregamento da pilha e as poro-pressões geradas pelo fluxo da solução de lixiviação são determinadas ao longo das potenciais superfícies de ruptura com base no método dos elementos finitos.

Com base nos resultados da simulação por colapso (figura 5.34 com $M = 1,60$) foram consideradas duas superfícies de ruptura potenciais, a primeira como composição de um arco de círculo com superfície plana junto ao pé do talude (figura 5.35) e a segunda como união de duas superfícies planas (figura 5.36).

a) Superfície de ruptura composta

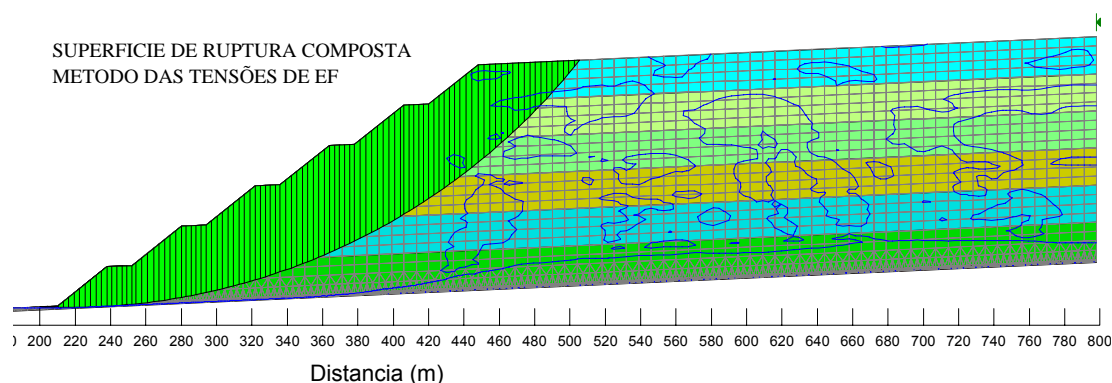


Figura 5.35 .- Superfície de ruptura composta (FS = 1,634)

b) Superfície de ruptura plana

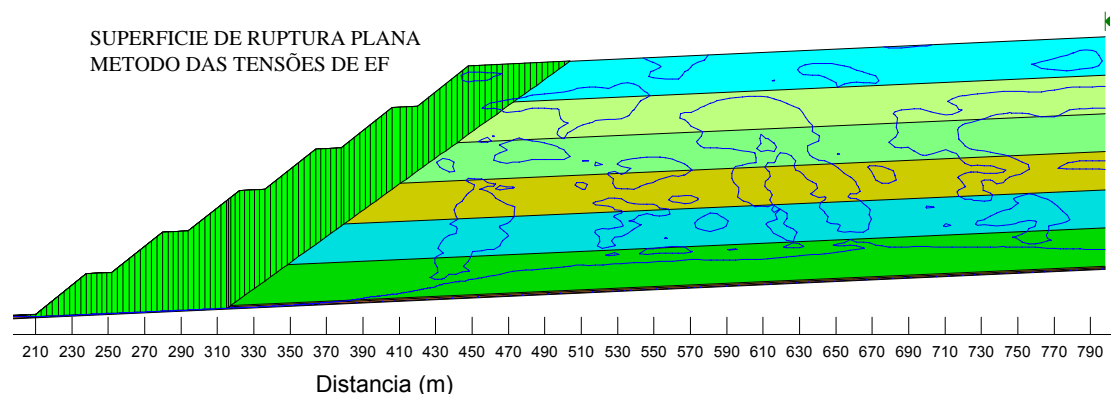


Figura 5.36.- Superfície de ruptura plana (FS = 1,645)

5.5.3. Análise pelo método de equilíbrio limite

Os resultados das avaliações do fator de segurança estático por método de equilíbrio limite (método das fatias) estão apresentados nas figuras 5.37 e 5.38 e nas tabelas 5.12 e 5.13, determinados pelo módulo computacional SLOPE/W com importação prévia de dados do módulo SEEP/W. Nestas tabelas FS_m indica método baseado em equilíbrio de momentos (equação 4.5) e FS_f em equilíbrio de forças (equação 4.7).

a) Superfície de ruptura composta

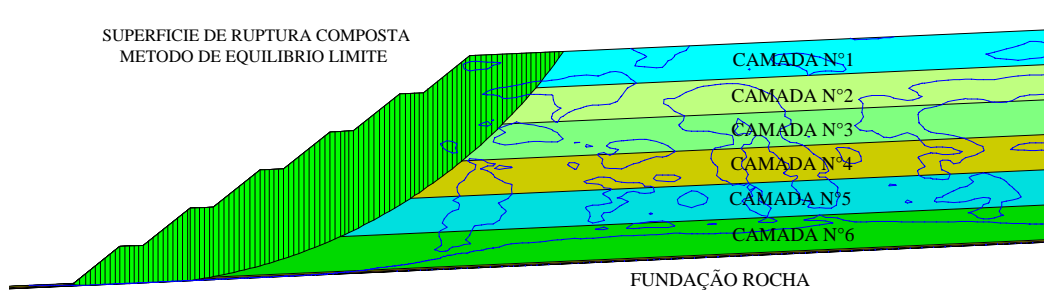


Figura 5.37.- Potencial superfície de ruptura composta – método de equilíbrio limite.

Tabela 5.12.- Fatores de segurança para superfície composta

Método	FS_m	FS_f
Bishop's Simplificado	1.618	–
Spencer	1.603	1.603
Lowe_Karafiath	–	1.601
Morgenstern - Price:		
Half_Sene Function	1.607	1.607
Finite Element Based Function	1.603	1.603
$FS_{\text{médio}}$	1.608	1.604

b) Superfície de ruptura plana

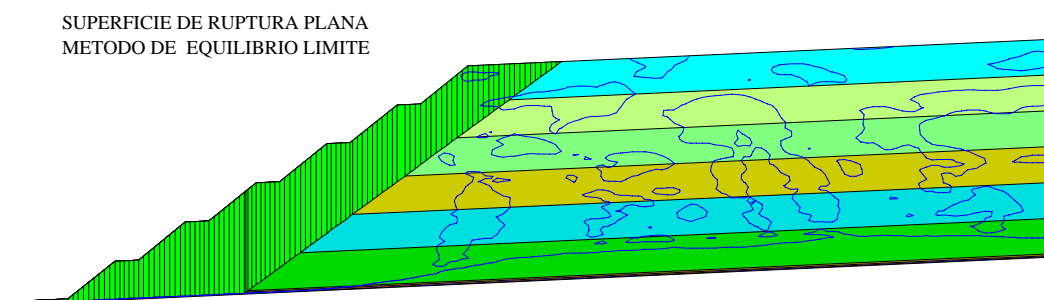


Figura 5.38.- Posição da potencial superfície de ruptura plana – método de equilíbrio limite.

Tabela 5.13.- Fator de segurança para superfície plana.

Método	FS _m	FS _f
Spencer	1.602	1.602
Morgenstern - Price:		
Half_Sene Function	1.611	1.611
Finite Element Based Function	1.604	1.604
FS _{médio}	1.606	1.606

5.5.4. Comparação dos resultados

A tabela 5.14 permite comparar o valor numérico do fator de segurança determinado pelo método dos elementos finitos (FS = 1,60) com aqueles calculados pelo método de equilíbrio limite e método de equilíbrio limite aperfeiçoado com base em 2 potenciais superfícies de ruptura.

Tabela 5.14.- Valores dos fatores de segurança estáticos

Superfície de Ruptura Composta	FS
Equilíbrio Limite (Slope/w + Seep/w)	1.610
Equilíbrio Limite Aperfeiçoado - Elasto-Plástico (Slope/w + Seep/w + Sigma/w)	1.634
Superfície de Ruptura Plana	FS
Equilíbrio Limite (Slope/w + Seep/w)	1.610
Equilíbrio Limite Aperfeiçoado - Elasto-Plástico (Slope/w + Seep/w + Sigma/w)	1.645

5.5.5. Análise pseudo-estática

Os resultados das análises de estabilidade pseudo-estáticas (tabelas 5.15 e 5.16) foram obtidos considerando-se valores do coeficiente sísmico $k_h = 0,10g$, $0,15g$ e $0,20g$.

a) Superfície de ruptura composta

Tabela 5.15.- Fatores de segurança para superfície composta

Coeficiente Sísmico, K_h	0.10g		0.15g		0.20g	
	FS_m	FS_f	FS_m	FS_f	FS_m	FS_f
Bishop's Simplificado	1.285	–	1.164	–	1.057	–
Spencer	1.276	1.276	1.152	1.152	1.047	1.047
Lowe_Karafiath	–	1.246	–	1.115	–	1.005
Morgenstern - Price:						
Half_Sene Function	1.280	1.280	1.157	1.157	1.053	1.052
Finite Element Based Function	1.276	1.276	1.152	1.152	1.048	1.048
$FS_{médio}$	1.279	1.270	1.156	1.144	1.051	1.038

b) Superfície de ruptura plana

Tabela 5.16.- Fatores de segurança para superfície plana

Coeficiente Sísmico, K_h	0.10g		0.15g		0.20g	
	FS_m	FS_f	FS_m	FS_f	FS_m	FS_f
Spencer	1.296	1.295	1.179	1.178	1.080	1.079
Morgenstern - Price:						
Half_Sene Function	1.304	1.304	1.188	1.187	1.089	1.089
Finite Element Based Function	1.298	1.298	1.181	1.181	1.082	1.082
$FS_{médio}$	1.299	1.299	1.183	1.182	1.084	1.083

5.6. Análise sísmica

Os parâmetros elásticos utilizados na análise sísmica da estabilidade da pilha de lixiviação estão mostrados na tabela 5.17. O valor do módulo de cisalhamento G_{max} foi obtido da equação empírica de Seed e Idriss (1970) para solos granulares, considerando $k_2 = 100$ (tipicamente varia entre 80 e 180).

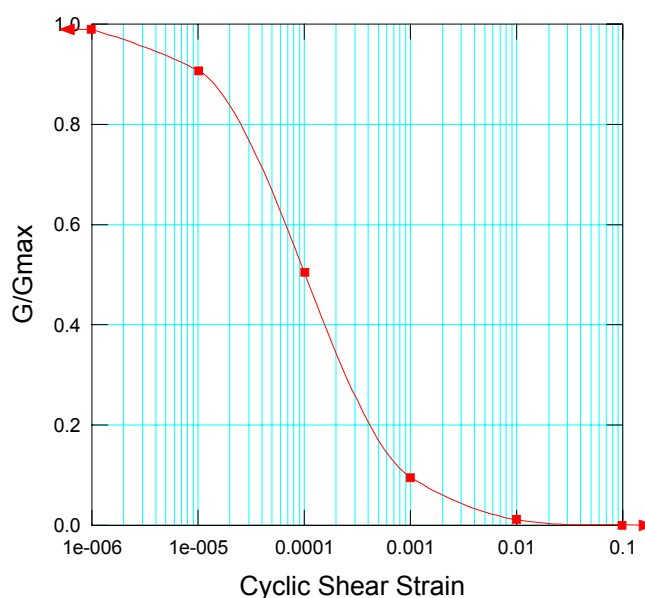
$$G_{max} = 218.82k_2(\sigma'_m)^{0.5} \text{ (kPa)} \quad (5.5)$$

$$E_{max} = G_{max} 2(1 + \nu) \quad (5.6)$$

Tabela 5.17.- Parâmetros para análise dinâmica.

Material	γ (kN/m ³)	ν	K_o	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	σ_m (kPa)	$G_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$E_{m\acute{a}x}$ (MPa)
Camada N°1	20.30	0.3	0.43	213.15	91.35	131.95	251.357	653.529
Camada N°2	21.50	0.3	0.43	652.05	279.45	403.65	439.632	1143.044
Camada N°3	22.27	0.3	0.43	1111.64	476.42	688.16	574.024	1492.463
Camada N°4	22.69	0.3	0.43	1583.72	678.74	980.40	685.153	1781.398
Camada N°5	23.08	0.3	0.43	2064.30	884.70	1277.90	782.232	2033.803
Camada N°6	23.52	0.3	0.43	2553.60	1094.40	1580.80	870.012	2262.032
C. Proteção 2	22.69	0.3	0.43	2809.07	1203.89	1738.95	912.494	2372.486
C. Proteção 1	21.78	0.3	0.43	2833.91	1214.53	1754.33	916.521	2382.954

A malha utilizada é a mesma da figura 5.26. O modelo constitutivo para o minério de cobre empregado nesta análise é o método linear equivalente, como usual em vários problemas de dinâmica de solos, no qual o módulo de cisalhamento (G) e a razão de amortecimento ζ são continuamente atualizados em função das amplitude 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 aos parâmetros G (figura 5.39) e ζ (figura 5.40) empregados no modelo. O valor do coeficiente de Poisson é admitido constante.

Figura 5.39.- Função de redução do módulo de cisalhamento G .

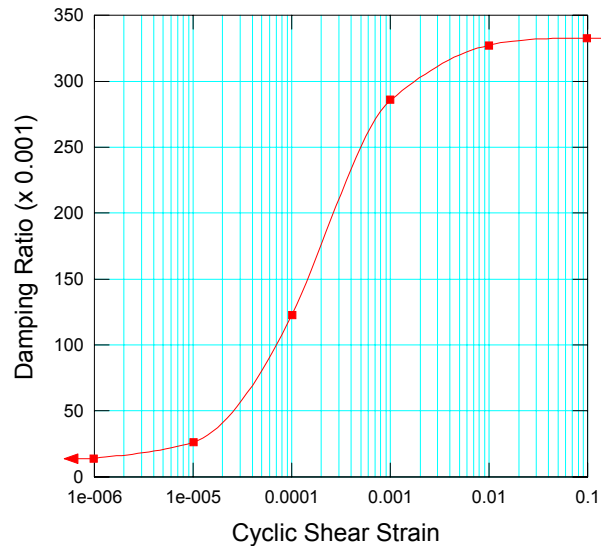


Figura 5.40.- Função da redução da razão de amortecimento ξ .

A atividade sísmica no Peru é devida principalmente pelo 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 da pilha de lixiviação de cobre, é de alta atividade sísmica conforme pode ser observado na figura 5.41, onde os círculos representam terremotos superficiais, os quadrados a distâncias epicentrais intermediárias (100km) e os triângulos a sismos profundos.

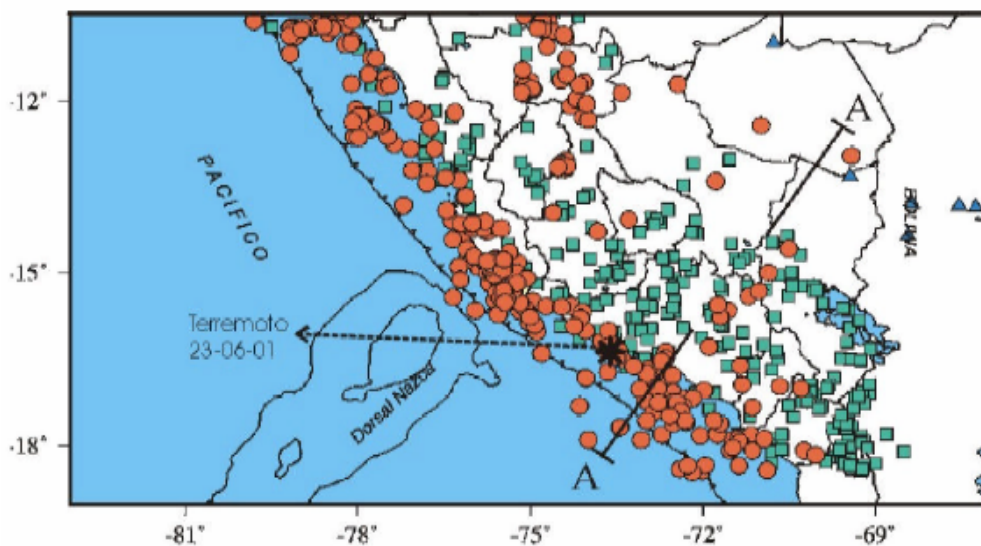


Figura 5.41.- Sismicidade na região sul do Peru entre 1964 e 1996 (magnitudes $M > 5$) – Instituto Geofísico do Peru

De análises regionais de perigo sísmico, é possível esperar-se terremotos com magnitude local de 7,5 na escala Richter com valores máximos de aceleração do terreno iguais a 0,30g . Nesta dissertação foram escolhidos para análise da estabilidade dinâmica da pilha de lixiviação os registros sísmicos do terremoto de Lima (1974), com 76 segundos de duração (figura 5.42), e o terremoto de Moquega (2001), com 120 segundos de duração (figura 5.43). O terremoto de Lima apresentou aceleração máxima de 0,19g, tendo seu registro sido normalizado para uma aceleração máxima de 0,30g.

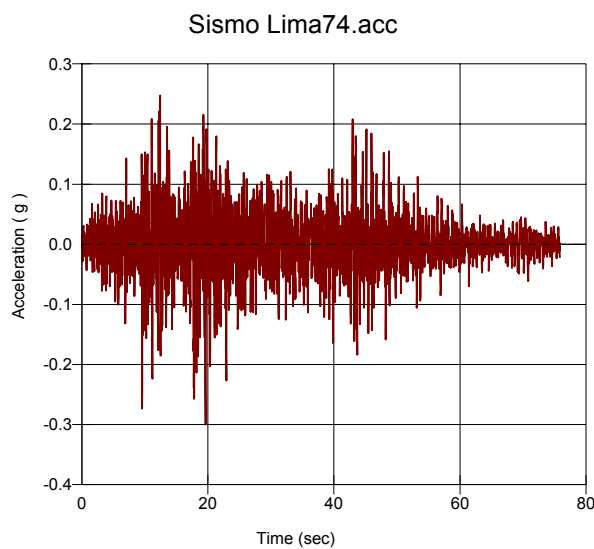


Figura 5.42.- Registro do terremoto de Lima (1974) normalizado para aceleração máxima de 0.30g.

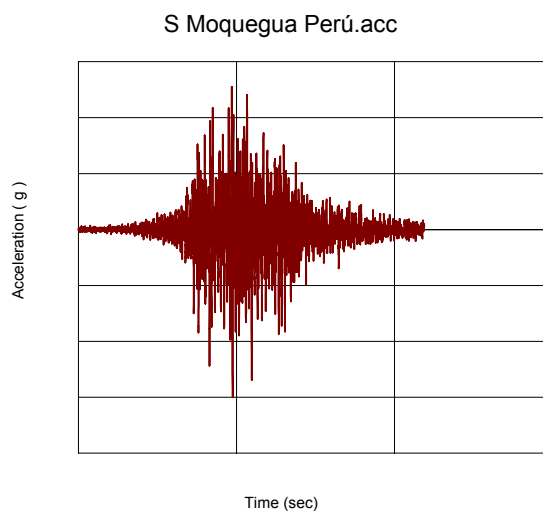


Figura 5.43.- Registro do terremoto de Moquega (2001) com aceleração máxima de 0.30g.

Um aspecto importante da análise dinâmica por elementos finitos é a escolha cuidadosa do tamanho do elemento, principalmente nos casos em que efeitos de alta frequência são importantes. Kuhlemeyer e Lysmer (1973) constataram que o tamanho do elemento na direção de propagação da onda tem grande influência nos resultados da análise dinâmica, com grandes elementos mostrando-se incapazes de transmitir movimentos sob altas frequências. Aqueles autores propuseram a regra empírica que o tamanho do elemento finito para uma transmissão eficiente da frequência não deve ser maior do que 1/8 do menor comprimento de onda, atualizando uma recomendação anterior (Lysmer e Kuhlemeyer, 1969) que fixava o limite de 1/12.

$$h_{\max} = \frac{1}{8} \frac{v_s}{f_{\max}} \quad (5.7)$$

onde v_s é velocidade de propagação da onda S e f_{\max} a máxima frequência de interesse (*cutoff frequency*)

Considerando como valores médios do módulo de cisalhamento máximo $G_{\max} = 680$ MPa, do peso específico médio $\gamma = 22,23$ kN/m³ e da velocidade de propagação de onda cisalhante $v_s = 550$ m/s, a máxima frequência f_{\max} foi estimada das frequências naturais da pilha de altura $H = 127,5$ m de acordo com (Kramer, 1996):

$$\begin{aligned} f_1 &= \frac{1}{2\pi} (2.404) \frac{v_s}{H} \\ f_2 &= \frac{1}{2\pi} (5.520) \frac{v_s}{H} \\ f_3 &= \frac{1}{2\pi} (8.654) \frac{v_s}{H} \end{aligned} \quad (5.8)$$

As três primeiras frequências naturais da pilha resultaram em $f_1 = 1.65$ Hz, $f_2 = 3.79$ Hz e $f_3 = 5.94$ Hz. Como a maior parte da energia em um evento sísmico é transmitida nas primeiras frequências, a frequência máxima foi limitada em $f_{\max} = 10$ Hz. Em consequência, pela equação (5.7), em um elemento de altura máxima igual a 7m, considerando-se que as ondas S se propagam verticalmente da base para o topo da pilha.

As condições estáticas iniciais foram avaliadas pelo módulo computacional dinâmico QUAKE/W antes de ser aplicado o registro das acelerações sísmicas na base da malha de elementos finitos.

Utilizando-se o registro correspondente ao terremoto normalizado de Lima (1974) foram computados no topo da pilha os registros de deslocamentos horizontais e de acelerações horizontais apresentados nas figuras 5.44 e 5.45 respectivamente, indicando um fator de majoração dinâmica de 2.30, com a aceleração máxima na base da pilha aumentada para o valor $a_{\max} = 0,69g$ em seu topo.

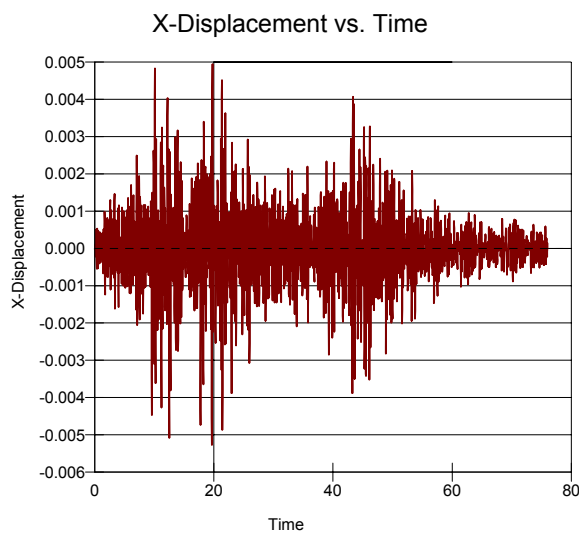


Figura 5.44.- Registro dos deslocamentos horizontais no topo da pilha

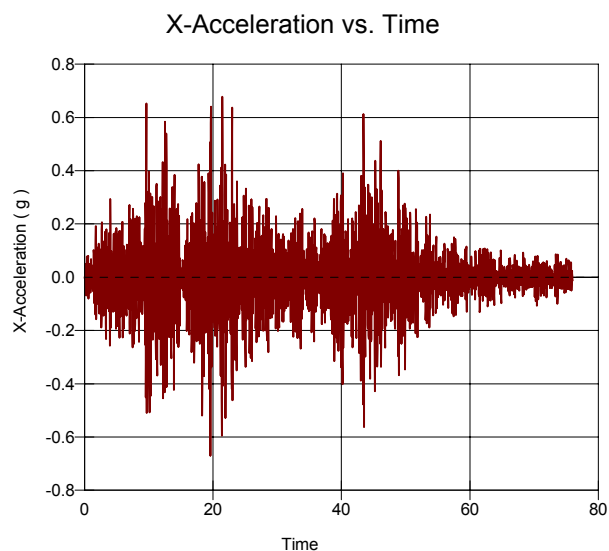


Figura 5.45.- Registro das acelerações horizontais no topo da pilha.

Para o sismo de Moquega (2001), resultados similares mostrados nas figuras 5.46 e 5.47 resultam num fator de majoração dinâmica de 2.60, passando a aceleração horizontal de 0,30g na base para um valor máximo $a_{\max} = 0,78g$ no topo.

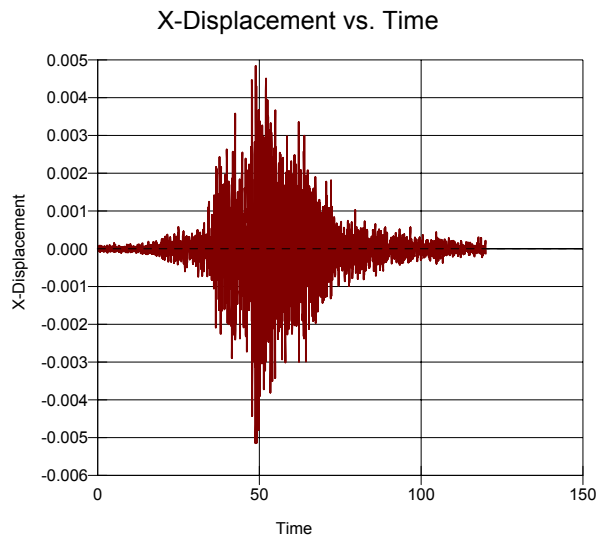


Figura 5.46.- Registro de deslocamentos horizontais no topo da pilha.

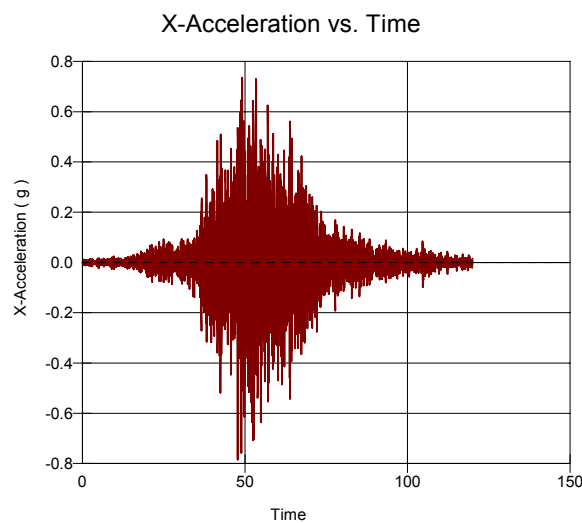


Figura 5.47.- Registro das acelerações horizontais no topo da pilha.

Os resultados numéricos (deslocamentos, velocidades, acelerações) do módulo computacional QUAKE/W obtidos em cada incremento de tempo (3.800 incrementos de 0,02 segundos para o terremoto de Lima e 12.000 incrementos de 0,01 segundos para o terremoto de Moquega) foram utilizados pelo módulo SLOPE/W para cálculo da variação no tempo do fator de segurança pelo método

do equilíbrio limite aperfeiçoado (equação 4.13). Adicionalmente, os deslocamentos permanentes causados pelo terremoto são obtidos com base no método de Newmark (1965). A aceleração média da massa deslizante que produz um fator de segurança igual a 1 é chamada aceleração de fluência (ou escoamento); para acelerações superiores à mesma considera-se que haverá deslocamentos permanentes, calculados por dupla integração da parcela da aceleração que excede ao valor de fluência.

5.6.1. Terremoto de Lima (1974)

a) Superfície de ruptura composta

A variação temporal do fator de segurança é apresentada na figura 5.48, de onde se observa valor máximo $F_{\max} = 3,90$ e valor mínimo $F_{\min} = 1$. Na figura 5.49 é mostrada a variação do fator de segurança com a aceleração média da massa deslizante, indicando que não é atingido durante o sismo a aceleração de fluência correspondente ao valor do fator de segurança $FS = 1$.

O método de Newmark (1965), como mencionado, consiste na dupla integração no tempo das acelerações médias (figura 5.50) que excedem ao valor da aceleração de fluência, assim determinando-se um deslocamento permanente médio da massa deslizante. Neste caso, o deslocamento permanente é evidentemente nulo.

b) Superfície de ruptura plana

Da análise da resposta dinâmica ao longo da potencial superfície de ruptura plana (figuras 5.51 a 5.53) constatou-se novamente que o deslocamento permanente da massa deslizante pode ser considerado nulo.

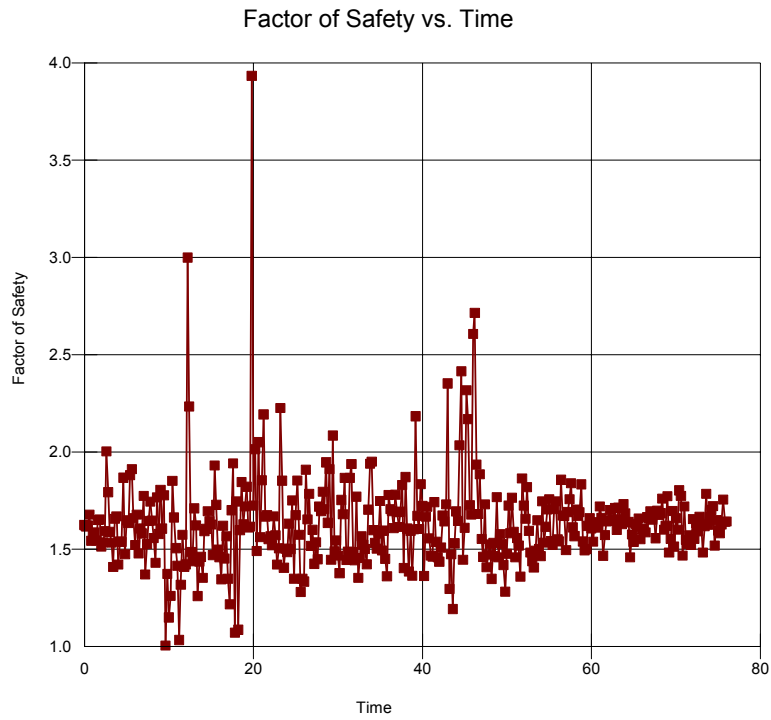


Figura 5.48.- Variação do fator de segurança no tempo ($F_{\max} = 3,90$, $F_{\min} = 1$).

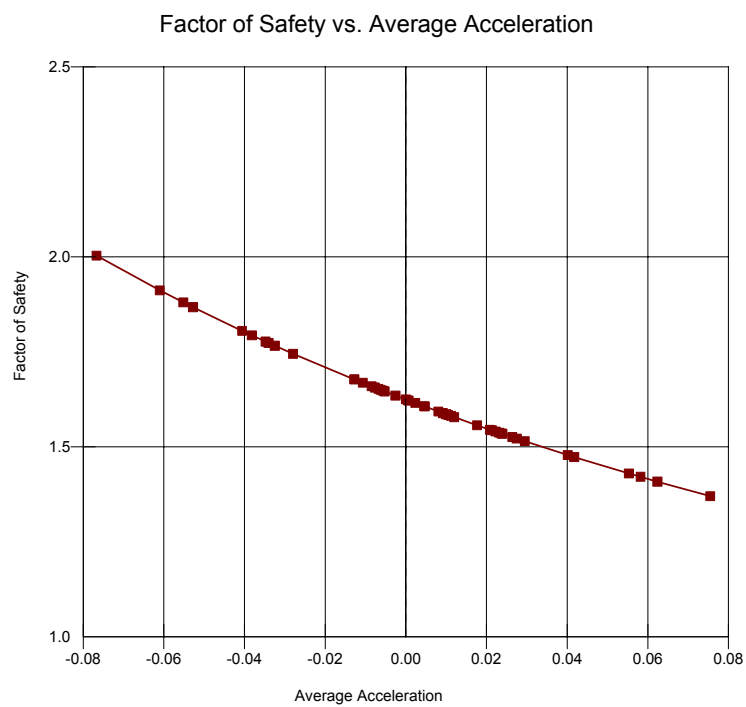


Figura 5.49.- Variação do fator de segurança com a aceleração média da massa deslizante.

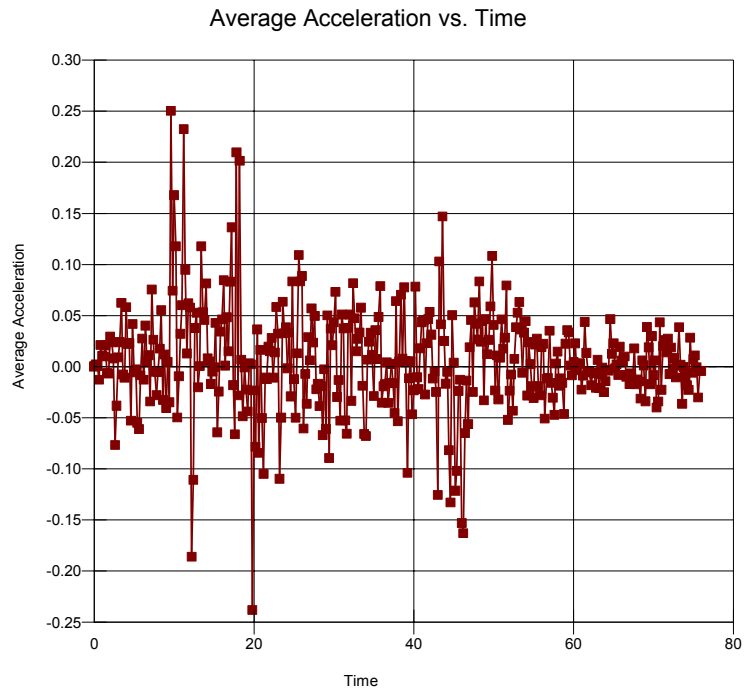


Figura 5.50.- Variação da aceleração média da massa deslizante em função do tempo.

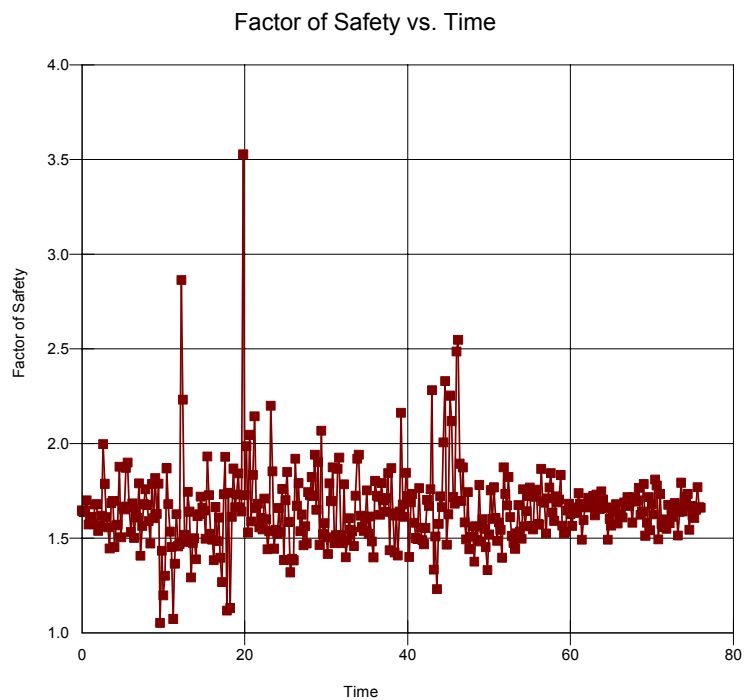


Figura 5.51 - Variação do fator de segurança no tempo ($F_{\max} = 3,50$, $F_{\min} = 1,05$)

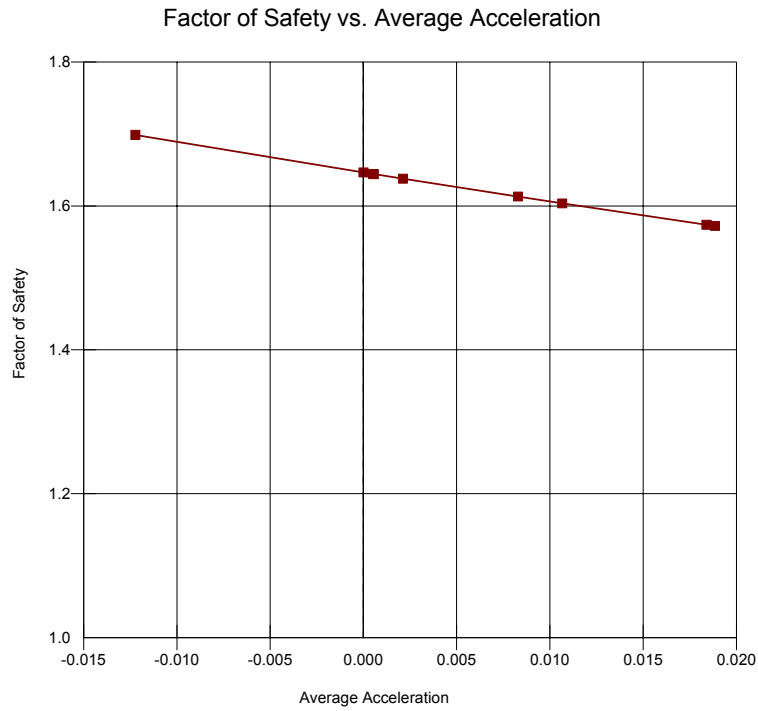


Figura 5.52 - Variação do fator de segurança com a aceleração média da massa deslizante. .

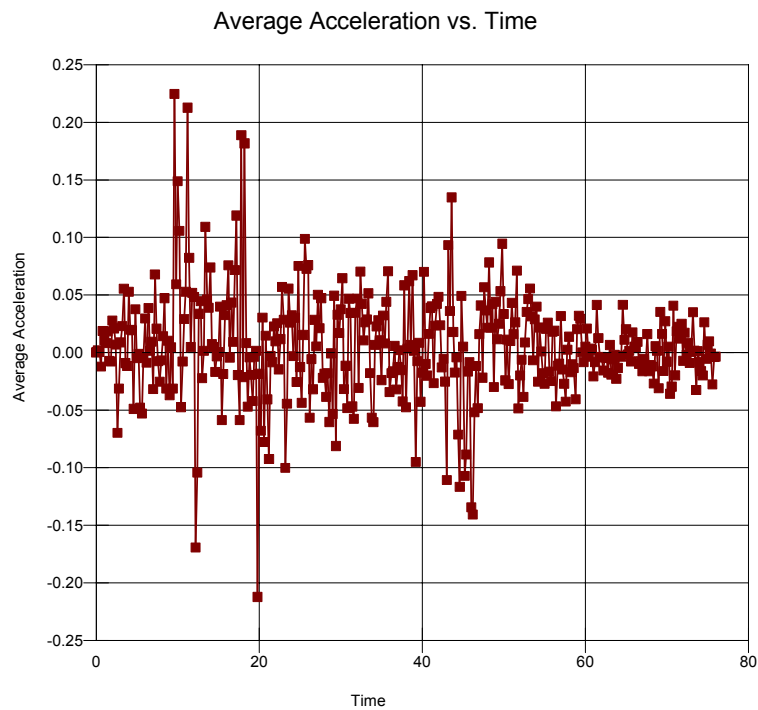


Figura 5.53.- Variação da aceleração média como uma função do tempo

5.6.2. Terremoto de Moquegua (2001)

O deslocamento permanente da massa deslizando, compreendido pelas superfícies composta ou plana, resultou novamente nulo pela aplicação do método de Newmark (1965) como evidenciam os resultados das figuras 5.54 a 5.57.

A tabela 5.18 compara os valores máximo e mínimo dos fatores de segurança calculados para ambos os terremotos. Fator de segurança $FS < 1$ pode ocorrer em uma análise dinâmica, devendo ser encarado como valor instantâneo que varia com as forças de inércia induzidas pelas acelerações do terremoto.

a) Superfície de ruptura composta

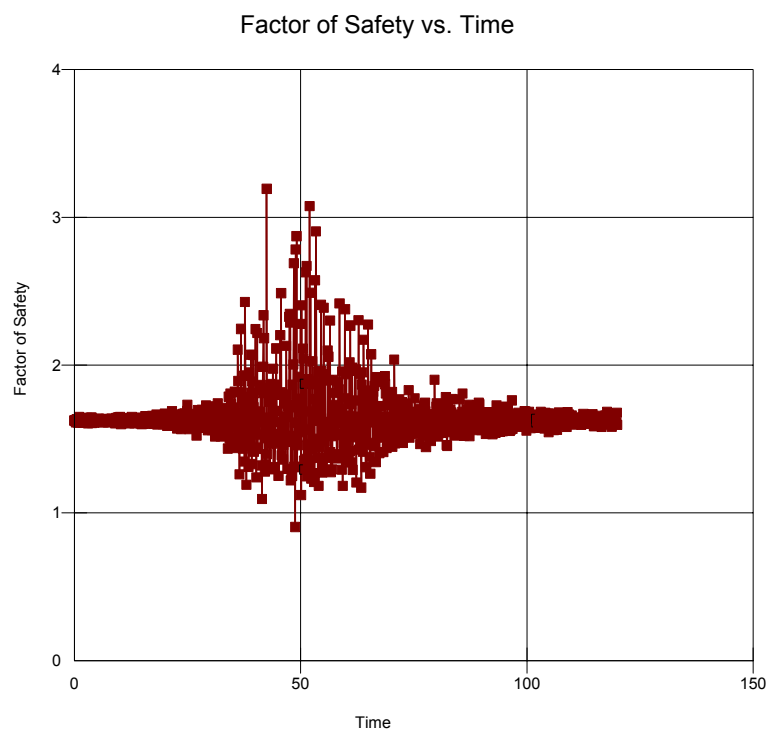


Figura 5.54 - Variação do fator de segurança médio da massa deslizando no tempo ($F_{\max} = 3,20$, $F_{\min} = 0,90$).

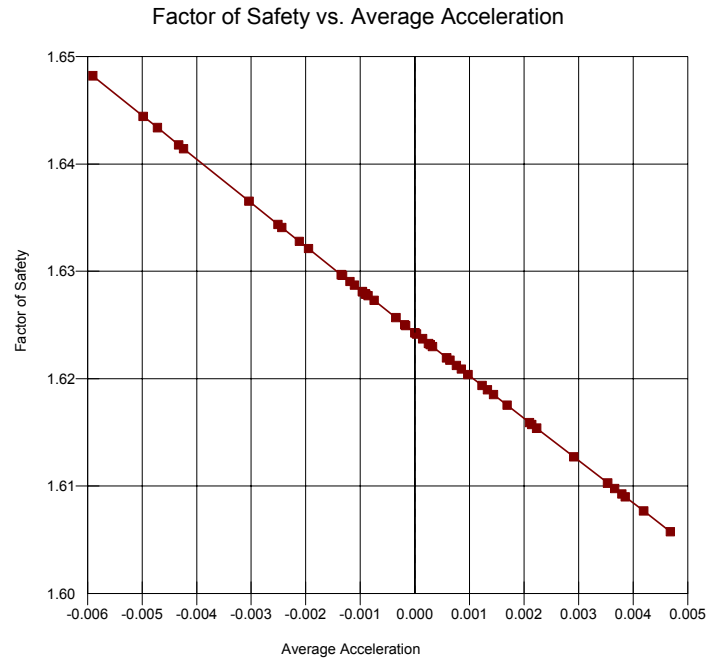


Figura 5.55.- Variação do fator de segurança com a aceleração média da massa deslizante.

b) Superfície de ruptura plana

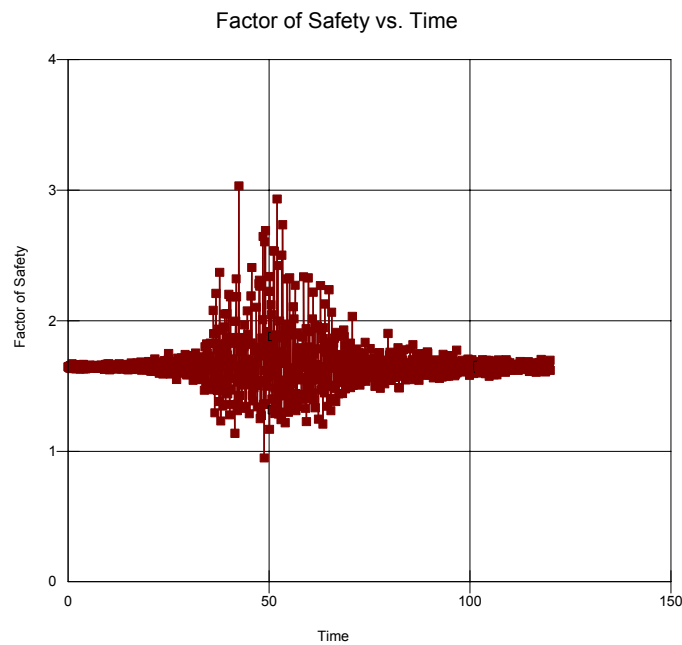


Figura 5.56.- Variação do fator de segurança médio da massa deslizante no tempo ($F_{\max} = 3,05$, $F_{\min} = 0,95$).

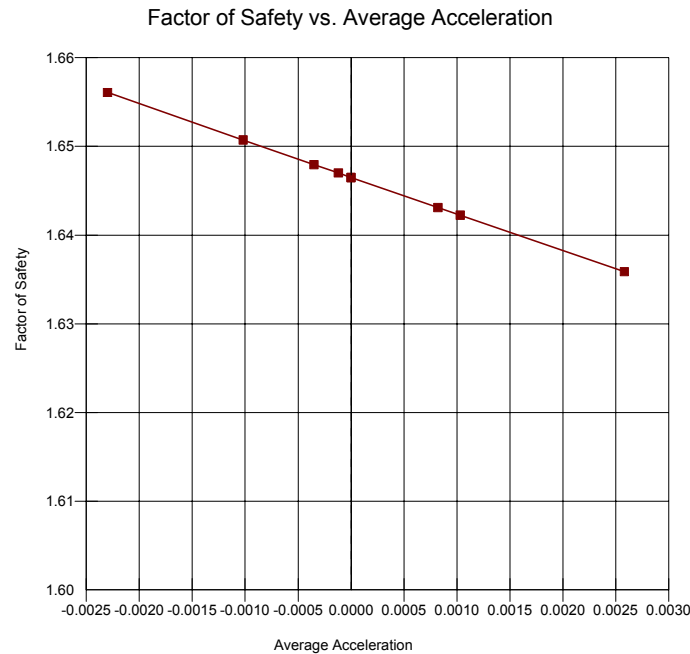


Figura 5.57.- Variação do fator de segurança com a aceleração média da massa deslizante.

Tabela 5.18 .-Comparação dos fatores de segurança dinâmicos avaliados com os registros dos terremotos de Lima (1974) e de Moquegua (2001)

Variação do Fator de Segurança Durante o Sismo		
Sismo de Lima -Peru (1974)	FS	
Superfície de ruptura composta	1.00	3.80
Superfície de ruptura plana	1.05	3.50
Sismo de Moquegua -Peru (2001)	FS	
Superfície de ruptura composta	0.90	3.20
Superfície de ruptura plana	0.95	3.05

5.7. Estabilidade estática pós sismo

5.7.1. Análise pelo método dos elementos finitos

O procedimento de análise é similar ao empregado no item 5.5.1, utilizando-se novamente a malha da figura 5.26. 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). A tabela 5.19 apresenta a redução gradual nos valores do parâmetro de resistência das diversas camadas da pilha de lixiviação.

Tabela 5.19 .-Redução do ângulo de resistência ao cisalhamento na simulação do colapso.

Material	ϕ	Tan (ϕ)	Simulação 1		Simulação 2		Simulação 3		Simulação 4		Simulação 5	
			M	ϕ^*	M	ϕ^*	M	ϕ^*	M	ϕ^*	M	ϕ^*
Camada 1	37	0.7536	1.00	37.00	1.10	34.41	1.15	33.24	1.20	32.13	1.25	31.08
Camada 2	37	0.7536	1.00	37.00	1.10	34.41	1.15	33.24	1.20	32.13	1.25	31.08
Camada 3	36	0.7265	1.00	36.00	1.10	33.44	1.15	32.28	1.20	31.19	1.25	30.17
Camada 4	36	0.7265	1.00	36.00	1.10	33.44	1.15	32.28	1.20	31.19	1.25	30.17
Camada 5	35	0.7002	1.00	35.00	1.10	32.48	1.15	31.34	1.20	30.26	1.25	29.26
Camada 6	35	0.7002	1.00	35.00	1.10	32.48	1.15	31.34	1.20	30.26	1.25	29.26
C.Proteção 2	34	0.6745	1.00	34.00	1.10	31.52	1.15	30.39	1.20	29.34	1.25	28.35
C.Proteção 1	34	0.6745	1.00	34.00	1.10	31.52	1.15	30.39	1.20	29.34	1.25	28.35

a) Terremoto de Lima (1974)

As figuras 5.58 e 5.59 apresentam os resultados das análises de simulação do colapso da pilha de lixiviação, nas quais se pode claramente notar a não convergência da solução numérica e a correspondente posição da potencial superfície de ruptura para $M = 1,20$. Observa-se também que a configuração da superfície é mais acentuadamente plana (figura 5.59) e ligeiramente diferente daquela empregada na análise estática (fig. 5.34, para $M = 1,60$).

b) Sismo de Moquegua (2001)

As figuras 5.60 e 5.61 novamente apresentam os resultados das análises de simulação do colapso, desta feita considerando-se o registro do sismo de Moquegua (2001). Observa-se mais uma vez que o fator de segurança estático na condição pós-sismo atinge o valor aproximado $FS = 1,20$, associado a uma potencial superfície de ruptura plana também ligeiramente deslocada em relação à obtida na análise estática da pilha de lixiviação.

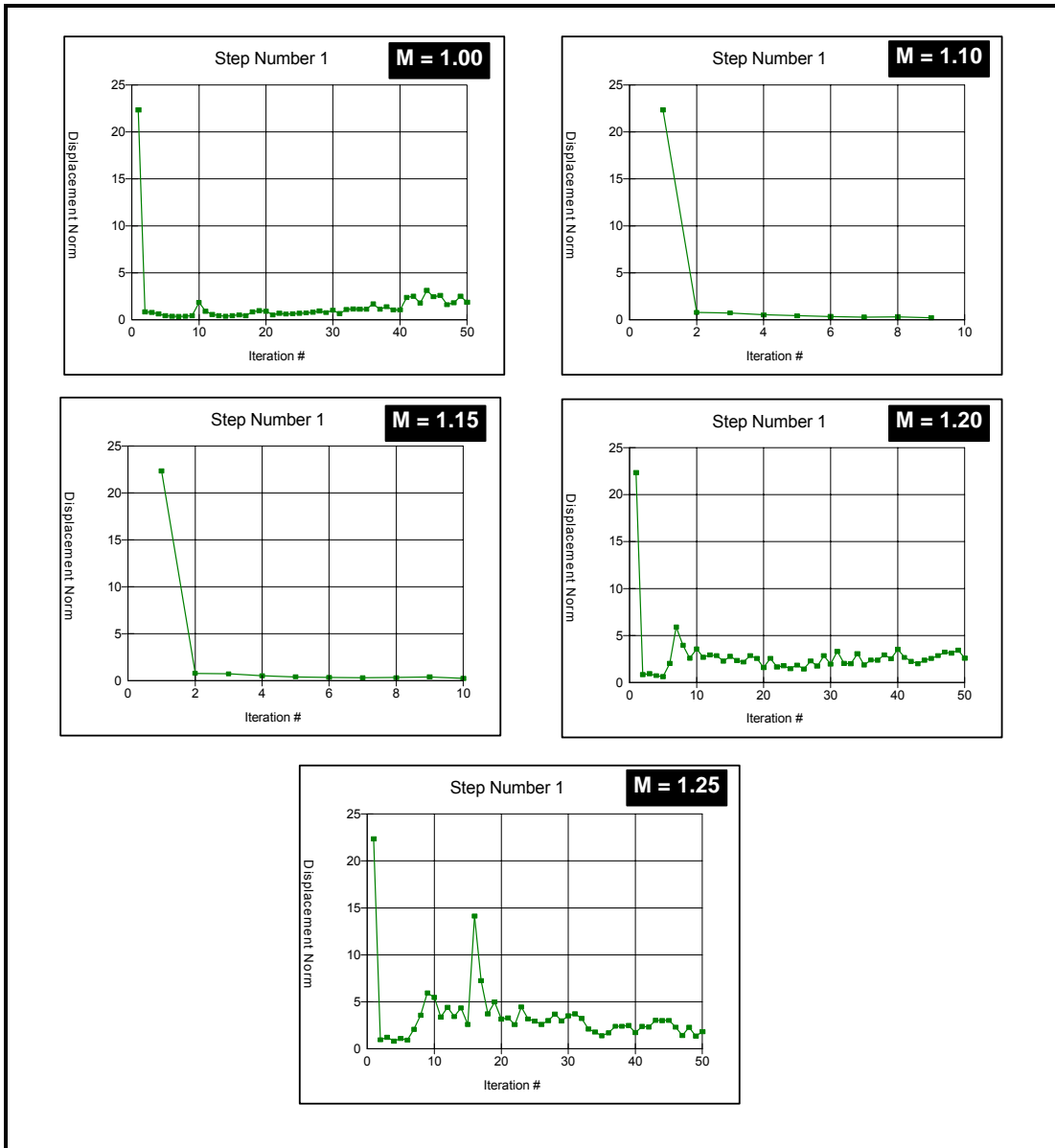


Figura 5.58.- Convergência da solução numérica para variação do fator de redução M

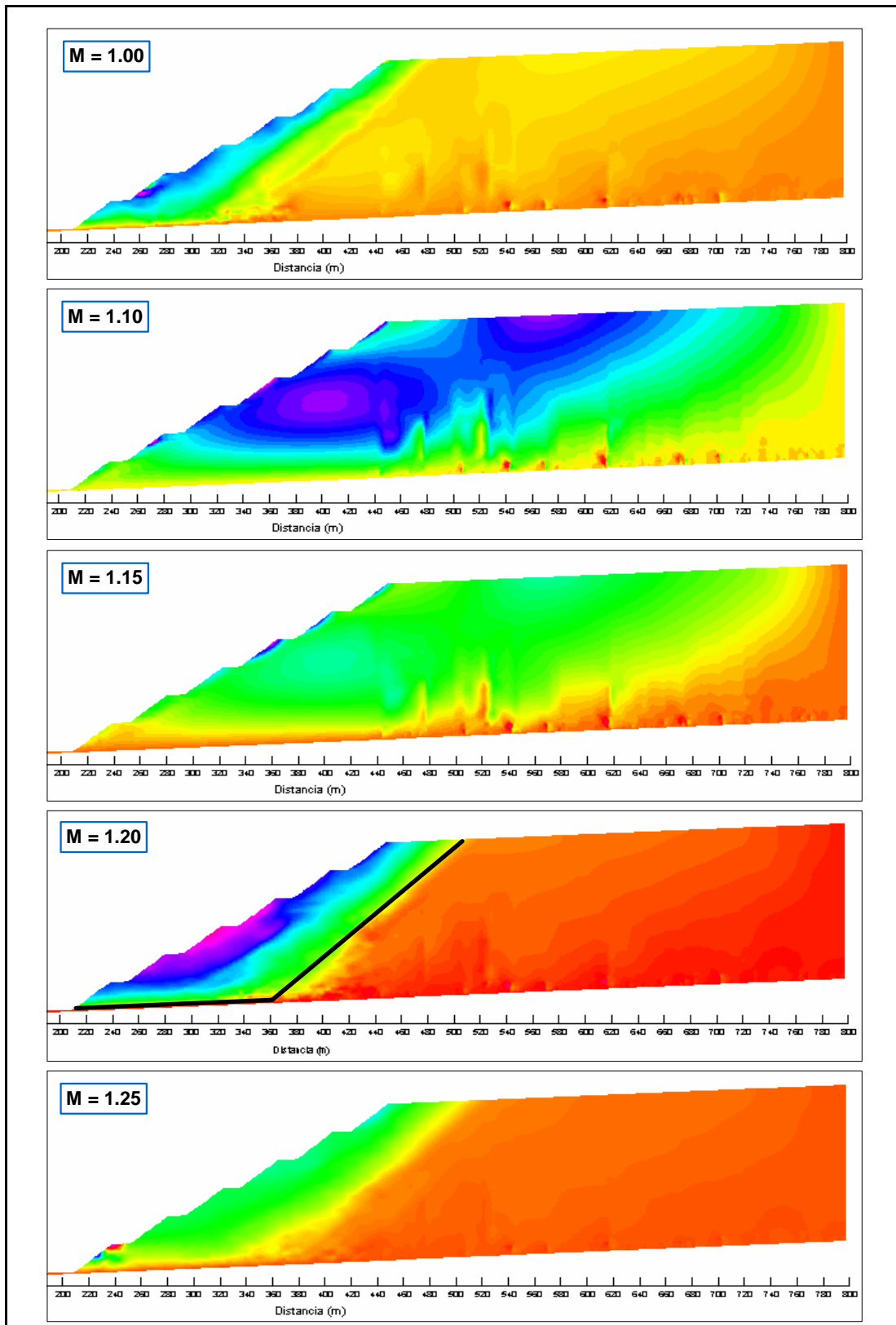


Figura 5.59.- Campos de deslocamentos para $M = 1$ a $M = 1.25$, com indicação da superfície plana para $M = 1.20$

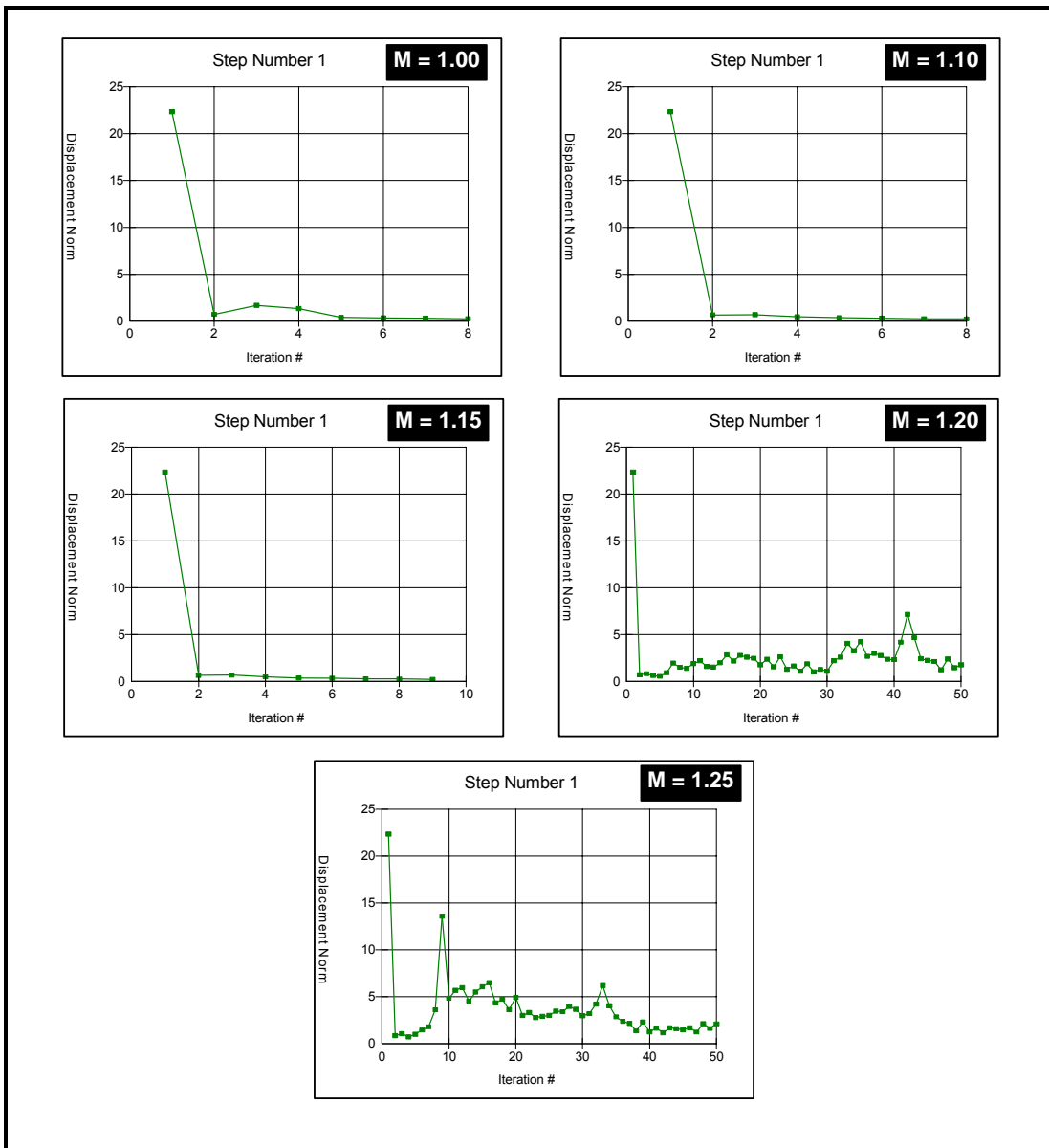


Figura 5.60 - Convergência da solução numérica para variação do fator de redução M .

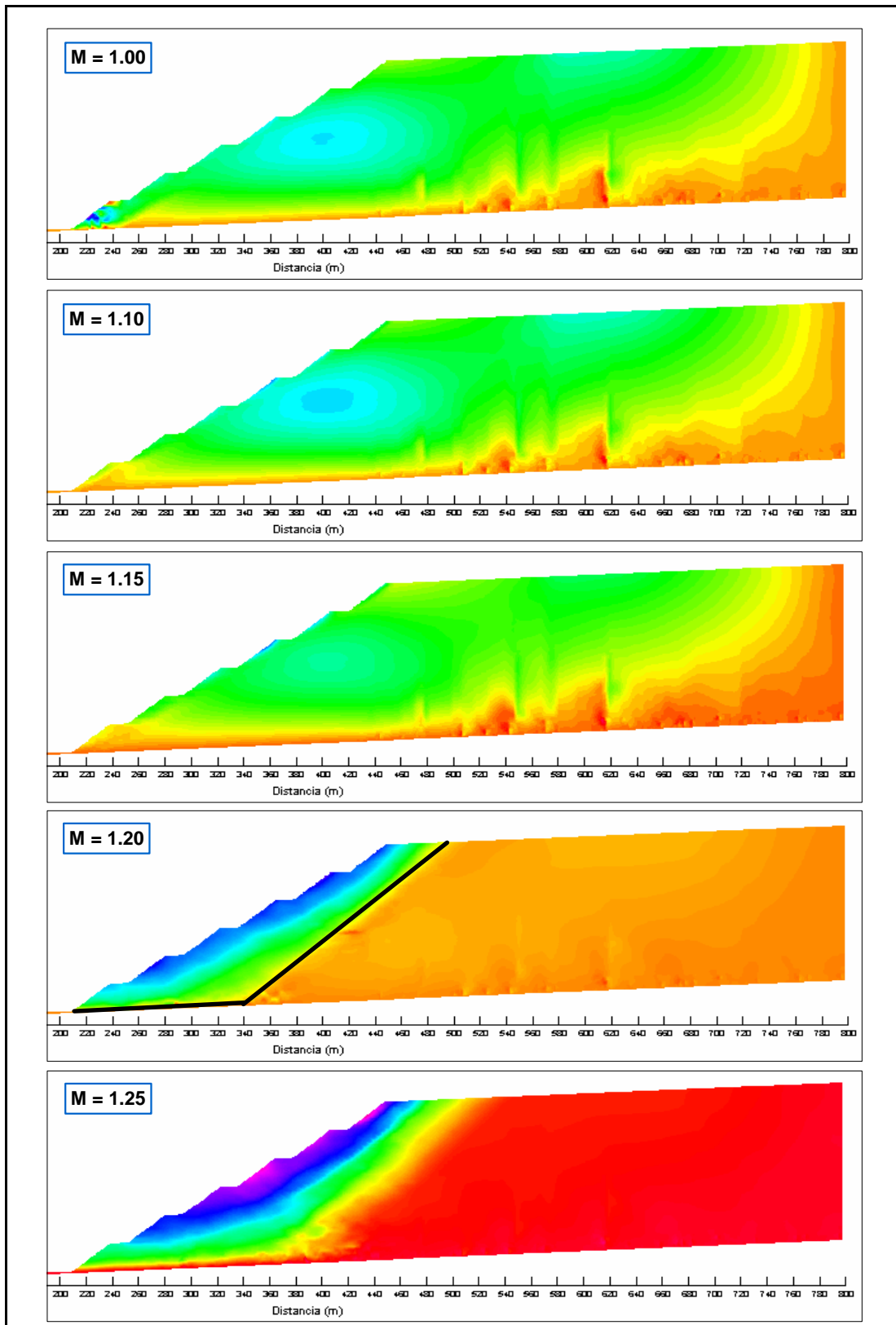


Figura 5.61.- Campos de deslocamentos para o fator de redução $M = 1$ a $M = 1,25$, com indicação da superfície plana para $M = 1.20$.

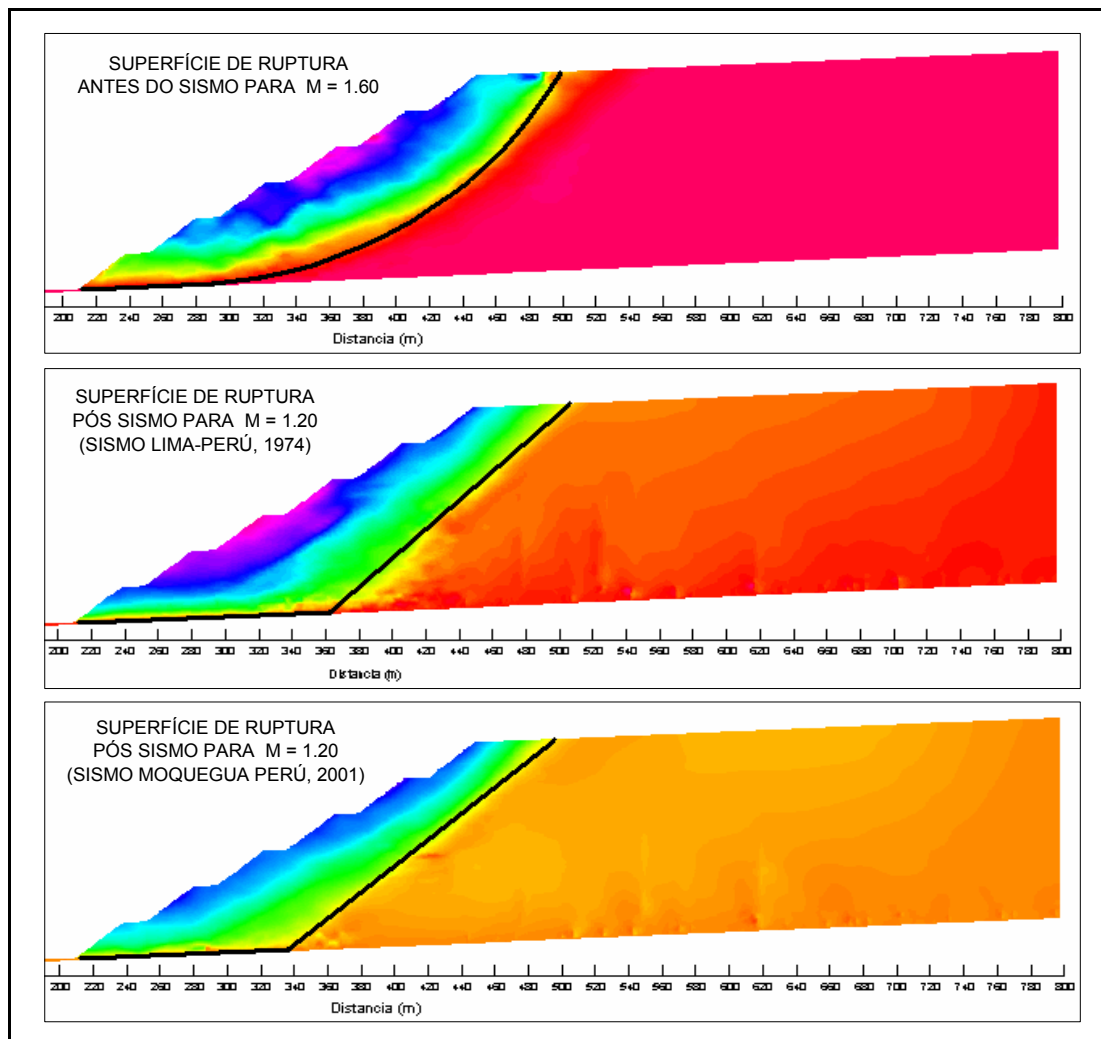


Figura 5.62.- Posição das superfícies de ruptura nas análise pré e pós - sismo

5.7.2. Análise pelo método de equilíbrio limite

Em análises de eventos pós-sismo, vários autores (Seed and Harder 1990; Marcuson et al.1996; Finn 1998) admitem uma perda da resistência do material que geralmente situa-se na proporção de 20% a 25% em relação aos valores determinados 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 as várias camadas da pilha de lixiviação.

Os valores computados dos fatores de segurança foram os seguintes (tabelas 5.20 a 5.23):

a) Poropressões geradas pelo terremoto de Lima (1974)

Tabela 5.20 .-Fator de segurança pós sismo para superfície composta

Método	FS _m	FS _f
Bishop's Simplificado	1.214	-
Spencer	1.201	1.201
Lowe_Karafiath	-	1.200
Morgenstern - Price:		
Half_Sene Function	1.207	1.207
Finite Element Based Function	1.201	1.201
FS _{médio}	1.206	1.202

Tabela 5.21 .-Fator de segurança pós sismo para superfície plana

Método	FS _m	FS _f
Spencer	1.194	1.194
Morgenstern - Price:		
Half_Sene Function	1.214	1.214
Finite Element Based Function	1.196	1.196
FS _{médio}	1.201	1.201

b) Poropressões geradas pelo terremoto de Moquegua (2001)

Tabela 5.22 .-Fator de segurança pós sismo para superfície composta.

Método	FS _m	FS _f
Bishop's Simplificado	1.237	-
Spencer	1.224	1.224
Lowe_Karafiath	-	1.224
Morgenstern - Price:		
Half_Sene Function	1.231	1.231
Finite Element Based Function	1.225	1.225
FS _{médio}	1.229	1.226

Tabela 5.23 .-Fator de segurança pós sismo para superfície plana.

Método	FS _m	FS _f
Spencer	1.211	1.211
Morgenstern - Price:		
Half_Sene Function	1.234	1.234
Finite Element Based Function	1.213	1.213
FS _{médio}	1.219	1.219

6 Conclusões e sugestões

6.1. Conclusões

Um dos aspectos mais importantes do projeto de uma pilha para lixiviação de minérios é a avaliação da posição da linha freática a partir da base de revestimento. A zona de saturação não deve ser maior do que a espessura da(s) camada(s) de proteção do revestimento, sendo geralmente inferior pois devem ser levadas em consideração a ocorrências de chuvas e, em instalações mais modernas, com a introdução de processos bio-lixiviação, a presença de tubulação de aeração, próxima à base da pilha e que aceleram o processo de lixiviação em presença de oxigênio. É evidente que neste caso estas tubulações devem estar resguardadas da possibilidade de serem atingidas pela zona de saturação da solução ácida.

Nos casos do fluxo examinado neste trabalho, verificou-se, como esperado, que a posição da linha freática calculada por formulação analítica 1D é conservadora em relação à obtida pela análise 2D de fluxo não-confinado considerando a condição seco/saturado (tabela 5.4). Igualmente, constatou-se que considerando fluxo não saturado a posição da linha freática teve a tendência de elevar-se em relação aos resultados numéricos do material sem efeitos de sucção (tabelas 5.3 e 5.6). A solução 1D analítica, quando comparada com este último caso, subestimou a altura de saturação quando o coeficiente de permeabilidade saturado da camada 1 de proteção do revestimento foi admitido como $k = 2,53 \times 10^{-4}$ cm/s.

Das análises efetuadas variando-se os coeficientes de permeabilidade das camadas de proteção, bem como a vazão de aplicação da solução de lixiviação no topo da camada, constatou-se que a função de condutividade hidráulica da camada 1 de proteção do revestimento é o parâmetro que mais afeta a posição da linha freática.

Deve-se também observar que a altura de saturação na região dos taludes da pilha tende a valores muito baixos, como pode ser observado de várias figuras do capítulo 5.

Outro aspecto fundamental do projeto de pilhas de lixiviação diz respeito à estabilidade dos taludes, visto que a altura destas estruturas tem atingido valores consideráveis e, na América do Sul, são principalmente construídas nas províncias ricas em minério de cobre do sul do Peru e norte do Chile mas também zonas de alta atividade sísmica.

Das análises executadas neste trabalho constata-se que para a condição estática os valores dos fatores de segurança obtidos através de análises simples e rápidas por equilíbrio limite podem ter a mesma precisão do que os computados por uma metodologia mais complexa e demorada como a simulação da ruptura pelo método dos elementos finitos. A vantagem da aplicação do MEF é a possibilidade de simular totalmente o mecanismo de ruptura não necessitando de potenciais superfícies de ruptura pré-definidas como os métodos de equilíbrio limite, distinguindo, por exemplo, taludes formados por processos de escavação ou aterro. Nos casos analisados, constata-se que o valor do fator de segurança determinado pelo método dos elementos finitos ($FS = 1,60$) é bastante próxima dos calculados por equilíbrio limite para as superfícies de ruptura composta e plana, e que a potencial superfície de ruptura em ambos os tipos de análise concordam satisfatoriamente.

Análises pseudo-estáticas considerando valores típicos do coeficiente sísmico horizontal $k_h = 0,10$ e $k_h = 0,20$ (tabelas 5.15 e 5.16) concluem que os fatores de segurança são ligeiramente superiores a 1, ainda estáveis, enquanto que as análises de estabilidade sísmica com base em aplicação indireta do método dos elementos finitos (equilíbrio limite aperfeiçoado) apresentam valores mínimos inferiores a 1. Este fato não significa, entretanto, a ruptura do talude porque, de modo diferente do que ocorre no método pseudo-estático, o sentido da aceleração é revertido no instante seguinte e o fator de segurança volta a incrementar.

A ocorrência de eventuais fatores de segurança menores do que 1, durante a análise de estabilidade sísmica, são indicações da ocorrência de deslocamentos permanentes (método de Newmark, 1965) que se não chegam a comprometer a estabilidade do talude podem comprometer sua servicibilidade por deformações excessivas.

6.2. Sugestões

Como sugestões para trabalhos futuros na área de investigação do comportamento de pilhas de lixiviação de cobre sugere-se:

- a) análise do desenvolvimento de poropressões gerados por sismos, em materiais parcialmente saturados, e a possibilidade do desenvolvimento do fenômeno de liquefação dinâmica;
- b) análise de fluxo considerando injeção de ar comprimido (biolixiviação) em pilhas para acelerar o processo de lixiviação.

7

Referências bibliográficas

ARYA, L. M.; PARIS, J. F. (1981). **“A Physico-empirical Model to Predict the Soil Moisture characteristic from Particle-size Distribution and Bulk Density Data”**. Soil Science society of America Journal, 45: 1023-1030.

AUBERTIN, M., MBONIMPA, M., BUSSIÈRE, B. and CHAPUIS R. P. (2001). **“A Physically Based Model to Predict the Water Retention Curve from Basic Geotechnical Properties”**. Submitted to the Canadian Geotechnical Journal, for publication.

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

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

BREITENBACH A. J. (2004). **Improvement in Slope Stability Performance of Lined Heap Leach Pads from Design to Operation and Closure**, AB Engineering Inc., Littleton, Colorado, USA.

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.

BROWN, C. B. and KING I. P. (1967). **“Automatic Embankment Analysis Equilibrium and Instability Conditions”**, Journal of Soil Mechanics and Foundation division, ASCE. 93 (SM4): 209-219.

CALDWELL, J. A. and A. S. E. MOSS (1985). **“Simplified Stability Analysis, in Design of Non-Impoundment Waste Dumps”**, ed. M.K. McCarter. SME-AIME, pp.47-61.

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

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.

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.

DIRK J. A. VAN SYL; IANP.G. HUTCHISON; JEAN E. KIEL (1988). **Introduction to Evaluation, Design and Operation of Precious Metal Heap Leaching Projects**, Society of Mining Engineers, Inc., Littleton, Colorado.

DIRK VAN ZYL (1987). **Geotechnical Aspects of Heap Leach Design**, Colorado State University.

DUNCAN, J. M. and 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.; PETER BYRNE; KAI S. WONG and PHILLIP MABRY, **Strength, Stress, Strain and Bulk Modulus Parameters**. For finite element analyses of stress and movements in soil masses. Report N° UCB/GT/80-01 August, 1980. Department of Civil Engineering; University of California. Berkeley.

DUKE, H. R. (1973). “**Drainage Design Based Upon Aeration,**” Hydrology Paper N°. 61, Colorado State University.

EAST, D.R., J.P. HAILE, and R.V. Beck (1987). “**Optimizing Technology for Leach Pad Liner Selection**”, in Geotechnical aspects of heap leach design, ed. D. van Zyl. SME-AIME, pp. 1-6.

ELZEFTAWY, A., and 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.

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.

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

GREEN, R. E. and 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.

HARPER, T. G., LEACH J. D., TAPE R. T. (1987). **“Slope Stability in Heap Leach Design”**.

HISKEY J. B. (1985). **“Gold and Silver Extraction: the Application of Heap-Leaching Cyanidation”**, field notes, Arizona Bureau of Geology and Mineral Technology, Tucson, Vol. 15, N° 4, Winter, pp 1-5.

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., and KOVACS W. D. (1981). **“An Introduction to Geotechnical Engineering”**, Prentice Hall, New York, 167-185.

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.

KUHLEMEYER, R. L. and 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.

LEPS, T. M. (1970) **“Review of Shearing Strength of Rockfill”**, J. S. M. Division. ASCE, V. 96, July.

LYSMER, J. and KUHLEMEYER, R. L. (1969). **“Finite Dynamic Model for Infinite Media”**, *Journal of Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol. 95, N°.EM4, pp. 859-877.”

MARACHI, N. D., CHAN, C. K., & SEED, H. B. (1972); **“Evaluation of the Properties of Rockfill Materials”**, Proceedings of ASCE, Soil Mechanics Journal, Volume 1, pp. 95 to 114.

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

MARK E. SMITH (2004). **Drainage Pipe Deflection for High Heaps**, Published in the mining record.

MARTIN, J. P., R. M. KOERNER and J. E. WHITTY (1984). **“Experimental Friction Evaluation of Slippage Between Geomembrane”**, Denver, Ind. Fabrics Assoc., pp. 191-196.

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

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.

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

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

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.

SAXENA, S. K. and Y. T. WONG (1984). “**Frictional Characteristics of a Geomembrane**”, in Proc. Of int. conf. on geomembrane, Denver, Ind. Fabrics Assoc., pp 187-190.

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

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, R. B.; HARDER, L. F. (1990). “**SPT-Based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength.**” *H.Bolton Seed Memorial Symposium Proceedings*, 351-376.

SMITH M. E.; AIGEN ZHAO (2004). “**Drainage for Improved and Cost Reduction in Heap Leaching.**”, Published in GFR Engineering Solution Magazine.

SMITH M. E. (2003). **State of the Practice Review Heap Leach Pad Design Issues**, Presented at the bi-annual meeting of the geosynthetics research institute, in Las Vegas, Nevada, USA.

SMITH M. E.; GIROUD J. P. (2000). **Influence of the Direction of ore Placement on the Stability of Ore Heaps on Geomembrane - Lined Pads**, Slope stability in surface mining.

SMITH, M. W.(1995). **Seismic Stability of Landfills**. M.S. Thesis, University of Washington, pp.179.

SMITH M. E. (1985). **Potential Problems in Dump Leaching**, Technological advances in low grade leaching.

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.

SPENCER, E.(1967). **Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter - Slice Forces**. Géotechnique, 17(1): 11–26.

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

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.

THIEL, R. and SMITH, M. E. (2003). **“State of the Practice Review of Heap Leach Pad Design Issues”**, Proceedings of the 17th Annual GRI Conference *Hot Topics in Geosynthetics-IV*, presented in Las Vegas, NV, Dec. 15, 2003, Geosynthetics Institute, Folsom, PA.

THORSTAD, L. E. (1987). **“How Heap Leaching Changed the West”**, World Investment News, A Pacific Regency Publication, Vancouver, B.C., February, pp 31, 33.

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.

VICK, S. (1983). **“Planning, Design, and Analysis of Tailings”**. Dams, John Wiley and Sons.

VAN ZYL, D. AND SMITH, M. E. (1986). **“Heap Leach Pad System Design”**: II clay and amended soil liners, in Heap and Dump leaching Newsletter, Vol. 3, No.3, pp. 1, 5 and 6.

WELSH, J. D. (1987). **“Practical Design Considerations for the Installation of Leach Pad Liners”**, in Geotechnical aspects of heap leach design, ed. D. van Zyl. SME-AIME, pp. 23-26.

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

ZIENKIEWIEZ, O. C.; TAYLOR, R. L.(1975). **The Finite Element Method.**
Vol.1, McGraw-Hill.

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](#)