

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**ANÁLISE PROBABILÍSTICA DE BARRAGENS DE TERRA
CONSTRUÍDAS COM MATERIAIS DE BAIXA QUALIDADE**

ÉRICA DAUFENBACH AMARAL

ORIENTADOR: MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO

CO-ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM-200/2011

BRASÍLIA / DF: OUTUBRO / 2011

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**ANÁLISE PROBABILÍSTICA DE BARRAGENS DE TERRA
CONSTRUÍDAS COM MATERIAIS DE BAIXA QUALIDADE**

ÉERICA DAUFENBACH AMARAL

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A
OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.**

APROVADA POR:

**MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO, D.Sc. (Universidade de Brasília)
(ORIENTADOR)**

**ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, Ph.D. (Universidade de Brasília)
(CO-ORIENTADOR)**

**HERNÁN EDUARDO MARTÍNEZ CARVAJAL, D.Sc. (Universidade de Brasília)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**IGOR FERNANDES GOMES, D.Sc. (Universidade Federal de Pernambuco)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 14 do OUTUBRO de 2011.

FICHA CATALOGRÁFICA

AMARAL, ÉRICA DAUFENBACH

Análise Probabilística de Barragens de Terra Construídas com Materiais de Baixa
Qualidade [Distrito Federal] 2011

xviii, 130 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2011)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil

- | | |
|-------------------------------|---------------------------|
| 1. Barragens | 2. Análise probabilística |
| 3. Fator de segurança | 4. Solos não saturados |
| 5. Modelo Básico de Barcelona | |

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

AMARAL, E.D. (2011). Análise Probabilística de Barragens de Terra Construídas com Materiais de Baixa Qualidade. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-200/2011, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 130 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Érica Daufenbach Amaral

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Análise Probabilística de Barragens de Terra Construídas com Materiais de Baixa Qualidade

GRAU / ANO: Mestre / 2011

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Érica Daufenbach Amaral

SQN 412 "F" 302

70867-060 - Brasília/DF - Brasil

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu orientador, Manoel Porfírio Cordão Neto, pela confiança em mim depositada, pelos ensinamentos e pelo encorajamento ao longo do trabalho.

Ao meu co-orientador, André Pacheco de Assis, pelas sugestões e esclarecimentos.

Aos demais professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, pelos conhecimentos transmitidos.

À minha mãe, pela eterna dedicação e incentivo na minha formação profissional.

Ao meu pai e à minha irmã, pelo apoio.

Ao Thyago, pelo amor e compreensão.

Ao CNPQ, pelo auxílio financeiro.

RESUMO

ANÁLISE PROBABILÍSTICA DE BARRAGENS DE TERRA CONSTRUÍDAS COM MATERIAIS DE BAIXA QUALIDADE

O potencial hidroenergético dos rios brasileiros possibilita a construção de um grande número de barragens destinadas à geração de energia elétrica, sendo cada vez mais necessário o estudo de materiais não convencionais que possibilitem barragens mais econômicas e processos construtivos otimizados. Esta dissertação estuda a adoção de materiais de baixa qualidade, resultantes de baixo controle de compactação, em maciços de terra. Para tanto, foi analisada uma seção de barragem, em que se adotam tanto o material compactado no ramo seco da curva de compactação – denominado material seco – quanto o material compactado em condições ótimas de energia e umidade – chamado material ótimo. Outras duas seções foram analisadas para fins comparativos, sendo uma seção constituída apenas de material seco e outra seção em que foi adotado somente o material ótimo. Foram realizadas análises determinísticas, que fornecem valores de fator de segurança dos taludes, bem como análises probabilísticas, que permitem a avaliação da probabilidade de ruptura das seções. As análises foram desempenhadas com auxílio da ferramenta numérica ALLFINE, que possibilita a modelagem acoplada de fenômenos mecânicos e hidráulicos, permitindo o estudo do fenômeno de colapso observado no material seco. O modelo constitutivo adotado para o comportamento mecânico dos materiais foi o Modelo Básico de Barcelona. As análises probabilísticas do fator de segurança das seções foram realizadas através do Método dos Pontos de Estimativas, variando-se os parâmetros mecânicos do solo que carregam incertezas quanto aos seus valores. Os parâmetros mecânicos dos materiais a serem considerados foram selecionados através de análise pelo método de FOSM, que possibilitou avaliar a influência da variabilidade de cada parâmetro na variabilidade do fator de segurança, permitindo a otimização das análises. As respostas obtidas nas análises permitem o entendimento do comportamento de seções construídas com material colapsível, nas fases de final de construção e enchimento do reservatório. Além disso, verificou-se a importância da realização de análises probabilísticas para seções de barragem, uma vez que os resultados de análises determinísticas não são suficientes para prever o comportamento de barramentos, sobretudo quando são adotados materiais não convencionais.

ABSTRACT

PROBABILISTIC ANALYSIS OF EARTH DAMS BUILT WITH POOR QUALITY MATERIALS

The hydroelectric potential of Brazil's rivers enables the construction of a large number of dams for generating electricity, making it increasingly necessary the study of unconventional materials that allow economy and optimization of construction methods. This dissertation studies the use of bad quality materials, resulting from poor compaction control, in earth dams. To this end, a dam section composed by one soil compacted dry of optimum and the same material compacted at optimum conditions was analyzed. Two other dam sections were studied, for comparative propose, being one section composed only by the material compacted dry of optimum and the other composed only by the material compacted at optimum conditions. Deterministic analysis were performed, which provide values of factor of safety of the slopes, as well as probabilistic analysis, which enables the assessment of probability of rupture of the sections. The study was carried out with the aid of program ALLFINE, which allows the realization of coupled analysis of mechanical and hydraulic phenomena, making it possible to exam the collapsible behavior of the soil. The constitutive model adopted to mechanical behavior of materials was the Barcelona Basic Model. The probabilistic analysis of factor of safety of the dam sections were performed using Point Estimate Method, which was conducted by varying mechanical soil parameters for which the values carry uncertainty. The mechanical parameters to be considered were selected through analysis by probabilistic FOSM method, which evaluates the influence of variability of each parameter in the variability of the factor of safety. Results obtained by the analysis allow the understanding of behavior of collapsible soils used in dam sections, during stages of construction and first reservoir filling. They also highlight the importance of performing probabilistic analysis to dam sections, since deterministic analysis are not sufficient to predict the behavior of dams, especially when adopted unconventional materials.

ÍNDICE

Capítulo	Página
CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO	1
1.1 CONTEXTO GERAL	1
1.2 MOTIVAÇÃO.....	2
1.3 OBJETIVOS.....	3
1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	3
CAPÍTULO 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1 ANÁLISES ACOPLADAS.....	5
2.1.1 Análises Acopladas Para a Solução do Problema de Consolidação.....	7
2.2 MODELOS CONSTITUTIVOS	8
2.2.1 Modelos Mecânicos.....	9
2.2.2 Modelos Hidráulicos	16
2.3 ANÁLISES PROBABILÍSTICAS	19
2.3.1 Análise Probabilística Aplicada a Barragens de Terra.....	20
CAPÍTULO 3. METODOLOGIA	25
3.1 METODOLOGIA DE ANÁLISES	25
3.2 FORMULAÇÃO	28
3.2.1 Equações Básicas	28
3.2.2 Relações Constitutivas	30
3.2.3 Solução Acoplada por Elementos Finitos	41
3.2.4 Método Probabilístico	44
3.3 ESTUDO DE CASO	47
CAPÍTULO 4. ANÁLISES DETERMINÍSTICAS.....	52
4.1 FINAL DE CONSTRUÇÃO.....	52
4.1.1 Seção Ótima	53

4.1.2	Seção Seca.....	58
4.1.3	Seção Mista	64
4.1.4	Resumo das Análises Determinísticas de Final de Construção.....	70
4.2	ENCHIMENTO.....	73
4.2.1	Seção Ótima	74
4.2.2	Seção Seca.....	79
4.2.3	Seção Mista	87
4.2.4	Resumo das Análises Determinísticas de Enchimento	93
CAPÍTULO 5. ANÁLISES PROBABILÍSTICAS.....		97
5.1	INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS	97
5.1.1	Influência da Variabilidade de $\lambda(0)$	104
5.1.2	Influência da Variabilidade de κ	106
5.1.3	Influência da Variabilidade de r	107
5.1.4	Influência da Variabilidade de β	109
5.1.5	Influência da Variabilidade de p_0^*	111
5.1.6	Resumo da Influência dos Parâmetros	114
5.2	ANÁLISE PROBABILÍSTICA DAS SEÇÕES	114
5.2.1	Final de Construção.....	115
5.2.2	Enchimento.....	118
CAPÍTULO 6. CONCLUSÕES		123
6.1	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	126
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		127

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 2.1 - Distribuição do ru para uma seção de barragem - Valores obtidos por análise acoplada x valores utilizados na prática - Modificado de Farias e Cordão Neto (2010).	6
Figura 2.2 - Superfície de estado para índice de vazios - Modificado de Fredlund e Morgenstern (1977).	9
Figura 2.3 - Envoltória de Mohr-Coulomb estendida para solos não saturados - Modificado de Fredlund e Morgenstern (1977).	10
Figura 2.4 - Superfície de plastificação do modelo BBM - Modificado de Alonso et al. (1990).	11
Figura 2.5 - Superfície de plastificação do Modelo BBM no plano p-s - Modificado de Alonso et al. (1990).	11
Figura 2.6 - Superfície de plastificação do modelo BExM no plano p-s - Modificado de Alonso et al. (1999).	12
Figura 2.7 - Histerese hidráulica na curva de retenção - Wheeler et al. (2003).	13
Figura 2.8 - Curvas de plastificação LC, SI e SD para estados de tensão isotrópicos - Wheeler et al. (2003).	14
Figura 2.9 - Definição de carregamento e descarregamento da microestrutura no modelo de plasticidade generalizado - Modificado de Gens et al. (2006).	15
Figura 2.10 - Curva característica típica de um solo - Modificado de Fredlund et al. (1994). ..	16
Figura 2.11 - Superfície de Retenção Solo-Água para uma areia argilo-siltosa - Modificado de Salager et al. (2010).	18
Figura 2.12 - Função distribuição de probabilidade do fator de segurança, F_s , e probabilidade de ruptura, P_f - Modificado de Gitirana Jr. (2005).	21
Figura 2.13 - Distribuição dos parâmetros do solo pelo método RFEM - Modificado de Griffiths e Fenton (2004).	23
Figura 3.1 - Metodologia de análises.	26
Figura 3.2 - Fluxograma da metodologia de análises - Sousa (2010).	27

Figura 3.3 - Curvas de adensamento para o solo saturado e não saturado - Modificado de Alonso et al. (1990).	31
Figura 3.4 - Superfície de plastificação no plano $p-s$ - Alonso et al. (1990).	32
Figura 3.5 - Superfície de plastificação no plano $p-q$ - Alonso et al. (1990).	33
Figura 3.6 - Superfície de plastificação do modelo BBM - Alonso et al. (1990).	34
Figura 3.7 - Variação do grau de saturação com o índice de vazio - Cordão Neto (2005).	39
Figura 3.8 - Curvas de permeabilidade para diferentes índices de vazio - Cordão Neto (2005).	40
Figura 3.9 - Geometria da seção - Cordão Neto (2005).	47
Figura 3.10 - Geometria da seção adotada	48
Figura 3.11 - Malha adotada - Seções ótima e seca.	49
Figura 3.12 - Malha adotada - Seção mista.	49
Figura 3.13 - Ensaio duplo oedométrico. Amostra compactada no ramo seco - Cordão Neto (2005).	50
Figura 3.14 - Trajetórias de molhagem com tensão hidrostática constante - Cordão Neto (2005).	51
Figura 4.1 - Detalhes sobre etapa de construção - Cordão Neto (2005).	53
Figura 4.2 - Distribuição de poropressão para final de construção (kPa) - Seção ótima.	53
Figura 4.3 - Valores de ru na base da barragem para final de construção (kPa) - Seção ótima.	54
Figura 4.4 - Distribuição de tensões verticais totais para final de construção (kPa) - Seção ótima.	55
Figura 4.5 - Tensão vertical total e γh no centro da barragem para final de construção (kPa) - Seção ótima.	55
Figura 4.6 - Distribuição de tensões principais menores totais para final de construção (kPa) - Seção ótima.	55
Figura 4.7 - Deformação volumétrica para final de construção - Seção ótima.	56
Figura 4.8 - Deformação vertical em $h=6m$ para final de construção - Seção ótima.	56
Figura 4.9 - Superfícies de ruptura para final de construção (a) montante e (b) jusante - Seção ótima.	57

Figura 4.10 - Deformações cisalhantes para final de construção - Seção ótima.....	58
Figura 4.11 - Distribuição de poropressão para final de construção (kPa) - Seção seca.	58
Figura 4.12 - Distribuição de tensões verticais totais para final de construção (kPa) - Seção seca.	59
Figura 4.13 - Tensões verticais totais na base da barragem para final de construção (kPa) - Seção seca.....	59
Figura 4.14 - Tensão vertical total e γh no centro da barragem para final de construção (kPa) - Seção seca.....	60
Figura 4.15 - Distribuição de tensões principais menores totais para final de construção (kPa) - Seção seca.	60
Figura 4.16 - Deformação volumétrica para final de construção - Seção seca.	61
Figura 4.17 - Deformação vertical em h=6m para final de construção - Seção seca.	61
Figura 4.18 - (a) Deformação vertical e (b) Tensão vertical, quanto ao número de camadas em h=6m para final de construção - Seção seca.....	62
Figura 4.19 - Superfícies de ruptura para final de construção (a) montante e (b) jusante - Seção seca.....	63
Figura 4.20 - Superfícies de ruptura (a) Talude de montante e (b) Talude de jusante, sobrepostas às isocurvas de deformações cisalhantes para final de construção - Seção seca.....	64
Figura 4.21 - Distribuição de poropressão para final de construção (kPa) - Seção mista.....	65
Figura 4.22 - Valores de r_u em h=6m para final de construção (kPa) - Seção mista.....	65
Figura 4.23 - Distribuição de tensões verticais totais para final de construção (kPa) - Seção mista.	66
Figura 4.24 - Tensão vertical total e γh no centro da barragem para final de construção (kPa) - Seção mista.....	66
Figura 4.25 - Distribuição de tensões principais menores totais para final de construção (kPa) - Seção mista.	67
Figura 4.26 - Deformação volumétrica para final de construção - Seção mista.	67
Figura 4.27 - Deformação vertical em h=6m para final de construção - Seção mista.	68
Figura 4.28 - Superfícies de ruptura para final de construção (a) montante e (b) jusante - Seção mista.....	69
Figura 4.29 - Deformações cisalhantes para final de construção - Seção mista.	70

Figura 4.30 - Distribuição de poropressão para final de construção na base - Seções ótima, seca e mista.....	70
Figura 4.31 - Distribuição de tensão vertical total para final de construção na cota 3,0 m - Seções ótima, seca e mista.	71
Figura 4.32 - Deformação volumétrica para final de construção na cota 6,0 m - Seções ótima, seca e mista.....	72
Figura 4.33 - Evolução do fator de segurança com o enchimento e avanço da frente de saturação - Seção ótima.	74
Figura 4.34 - Poropressões na superfície de ruptura de montante - Seção ótima.	75
Figura 4.35 - Tensão cisalhante mobilizada na superfície de ruptura de montante - Seção ótima.....	75
Figura 4.36 - Poropressões na superfície de ruptura de jusante - Seção ótima.....	76
Figura 4.37 - Tensão cisalhante mobilizada na superfície de ruptura de jusante - Seção ótima.	76
Figura 4.38 - (a) Poropressões no tempo 50 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 0 a 50 dias - Seção ótima.....	77
Figura 4.39 - (a) Poropressões no tempo 100 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 50 a 100 dias - Seção ótima.....	78
Figura 4.40 - (a) Poropressões no tempo 150 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 100 a 150 dias - Seção ótima.....	78
Figura 4.41 - (a) Poropressões no tempo 200 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 150 a 200 dias - Seção ótima.....	79
Figura 4.42 - Evolução do fator de segurança com o enchimento e avanço da frente de saturação - Seção seca.	80
Figura 4.43 - Poropressões na superfície de ruptura de montante - Seção seca.....	80
Figura 4.44 - Tensão cisalhante mobilizada na superfície de ruptura de montante - Seção seca.	81
Figura 4.45 - Poropressões na superfície de ruptura de jusante - Seção seca.	82
Figura 4.46 - Tensão cisalhante mobilizada na superfície de ruptura de jusante - Seção seca.....	82
Figura 4.47 - Superfícies de ruptura para o talude de jusante, fase de enchimento - Seção seca.	83

Figura 4.48 - (a) Poropressões no tempo 50 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 0 a 50 dias - Seção seca.	83
Figura 4.49 - (a) Poropressões no tempo 80 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 50 a 80 dias - Seção seca.	84
Figura 4.50 - (a) Poropressões no tempo 100 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 80 a 100 dias - Seção seca.	84
Figura 4.51 - (a) Poropressões no tempo 110 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 100 a 110 dias - Seção seca.	85
Figura 4.52 - (a) Poropressões no tempo 150 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 110 a 150 dias - Seção seca.	85
Figura 4.53 - (a) Poropressões no tempo 200 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 150 a 200 dias - Seção seca.	86
Figura 4.54 - Evolução do fator de segurança com o enchimento e avanço da frente de saturação - Seção mista.	87
Figura 4.55 - Poropressões na superfície de ruptura de montante - Seção mista.	88
Figura 4.56 - Tensão cisalhante mobilizada na superfície de ruptura de montante - Seção mista.	88
Figura 4.57 - Superfícies de ruptura para o talude de montante, fase de enchimento - Seção mista.	89
Figura 4.58 - Poropressões na superfície de ruptura de jusante - Seção mista.	90
Figura 4.59 - Tensão cisalhante mobilizada na superfície de ruptura de jusante - Seção mista.	90
Figura 4.60 - Superfícies de ruptura para o talude de jusante, fase de enchimento - Seção mista.	91
Figura 4.61 - (a) Poropressões no tempo 50 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 0 a 50 dias - Seção mista.	91
Figura 4.62 - (a) Poropressões no tempo 100 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 50 a 100 dias - Seção mista.	92
Figura 4.63 - (a) Poropressões no tempo 150 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 100 a 150 dias - Seção mista.	92
Figura 4.64 - (a) Poropressões no tempo 200 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 150 a 200 dias - Seção mista.	93

Figura 4.65 - Distribuição de poropressão para enchimento na base - Seções ótima, seca e mista - Tempo 200 dias.	94
Figura 4.66 - Distribuição de tensão vertical para enchimento na cota 3,0 m - Seções ótima, seca e mista - Tempo 200 dias.....	95
Figura 4.67 - Deformação volumétrica para enchimento na cota 6,0 m - Seções ótima, seca e mista - Tempo 200 dias.	95
Figura 5.1 - (a) Curva LC e (b) Curvas de adensamento para Solo 1.	100
Figura 5.2 - (a) Curva LC e (b) Curvas de adensamento para Solo 2.	100
Figura 5.3 - Variação da deformação total e do colapso para o Solo 1 em relação à variabilidade de (a) $\lambda(0)$, (b) κ , (c) r , (d) β e (e) p_0^*	102
Figura 5.4 - Variação da deformação total e do colapso para o Solo 2, em relação à variabilidade de (a) $\lambda(0)$, (b) κ , (c) r , (d) β e (e) p_0^*	103
Figura 5.5 - (a) Curva LC e (b) Curvas de adensamento, variando $\lambda(0)$ do Solo 1.	104
Figura 5.6 - (a) Curva LC e (b) Curvas de adensamento, variando $\lambda(0)$ do Solo 2.	105
Figura 5.7 - (a) Curva LC e (b) Curvas de adensamento, variando κ do Solo 1.....	106
Figura 5.8 - (a) Curva LC e (b) Curvas de adensamento, variando κ do Solo 2.....	107
Figura 5.9 - (a) Curva LC e (b) Curvas de adensamento, variando r do Solo 1.....	108
Figura 5.10 - (a) Curva LC e (b) Curvas de adensamento, variando r do Solo 2.....	109
Figura 5.11 - (a) Curva LC e (b) Curvas de adensamento, variando β do Solo 1.....	110
Figura 5.12 - (a) Curva LC e (b) Curvas de adensamento, variando β do Solo 2.....	111
Figura 5.13 - (a) Curva LC e (b) Curvas de adensamento, variando p_0^* do Solo 1.	112
Figura 5.14 - (a) Curva LC e (b) Curvas de adensamento, variando p_0^* do Solo 2.	113
Figura 5.15 - Dispersão de valores de FS de (a) Montante e (b) Jusante - Final de construção.	116
Figura 5.16 - Distribuição de probabilidade para o FS de (a) Montante e (b) Jusante - Final de construção.....	118
Figura 5.17 - Dispersão de valores de FS de (a) Montante e (b) Jusante - Enchimento.	119
Figura 5.18 - Distribuição de probabilidade para o FS de (a) Montante e (b) Jusante - Enchimento.....	121

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 2.1 - Fatores de segurança para análise acoplada e convencional - Final de construção - Cordão Neto (2005).....	8
Tabela 3.1 - Índices de confiabilidade e probabilidade de falha admissíveis - USACE (1999)	47
Tabela 3.2 - Parâmetros da superfície LC - Cordão Neto (2005).	49
Tabela 3.3 - Parâmetros de resistência - Cordão Neto (2005).	49
Tabela 3.4 - Parâmetros de estado do solo - Cordão Neto (2005).	50
Tabela 3.5- Parâmetros para funções de permeabilidade e saturação - Cordão Neto (2005)...	50
Tabela 4.1 - Fator de segurança para final de construção.	72
Tabela 4.2 - Fator de segurança para enchimento.	96
Tabela 5.1 - Parâmetros do BBM.....	98
Tabela 5.2 - Parâmetros e variáveis que geram incerteza - Otálvaro et al. (2010).....	98
Tabela 5.3 - Valores máximos e mínimos para r e β	99
Tabela 5.4 - Desvio padrão dos parâmetros.	99
Tabela 5.5 - Influência da variabilidade dos parâmetros no colapso e na deformação total..	114
Tabela 5.6 - Média, desvio padrão, confiabilidade, probabilidade de ruptura e comportamento esperado - Final de construção.	117
Tabela 5.7 - Média, desvio padrão, confiabilidade, probabilidade de ruptura e comportamento esperado - Enchimento.	120

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

a, b, c, d	– Parâmetros de ajuste da curva de saturação.
A, B, C, D	– Parâmetros de ajuste da função de permeabilidade.
a_i	– Vetor normal à superfície de plastificação.
b_i	– Vetor normal à superfície potencial plástica.
b_i	– Forças de corpo.
$[B]$	– Matriz deformação-deslocamento.
$[B_p]$	– Matriz gradiente-poropressão.
BBM	– Barcelona Basic Model.
BExM	– Barcelona Expansive Model.
c'	– Coesão efetiva.
$[C]$	– Matriz de acoplamento entre a fase sólida e a fase água.
C_{ij}	– Matriz da relação deformação-tensão.
CSL	– Linha de estado crítico.
D_{ij}	– Matriz constitutiva.
D_{ij}^e	– Matriz constitutiva elástica.
e	– Índice de vazios.
e_0	– Índice de vazios inicial.
e_f	– Índice de vazios final.
$E[FS]$	– Valor médio do fator de segurança.
f_1	– Função de plastificação LC no modelo de Barcelona.
$\{F\}$	– Vetor de forças externas.
FOSM	– First Order Second Moment.
FS	– Fator de Segurança.
g	– Função de plastificação.
h	– Carga hidráulica.
$[H]$	– Matriz de fluxo.
H_c	– Coeficiente de solubilidade do ar na água.
h_i	– Vetor constitutivo tensão-poropressão.
H_i	– Vetor da relação deformação-sucção.
I	– Índice de colapso ou índice de deformação total.

J_i	– Vetor massa de ar por unidade de área.
$[k]$	– Matriz de condutividade.
$[K]$	– Matriz de rigidez da parte sólida.
k_{ij}	– Matriz de permeabilidade.
K_{sat}	– Permeabilidade para a condição saturada.
k_w	– Coeficiente de permeabilidade.
$[L]$	– Matriz de acoplamento da fase sólida e da fase água.
LC	– Loading Collapse.
LI	– Linha Neutra no modelo BExM.
M	– Inclinação da linha de estados críticos.
$\{m\}$	– Vetor de forças externas.
$[M]$	– Matriz de massa.
MEF	– Método dos elementos finitos.
MEL	– Método do equilíbrio limite.
n	– Número de variáveis independentes.
n	– Porosidade.
N_{MC}	– Número de cálculos a ser realizado por meio do método Monte Carlo.
$[N], [N_p]$	– Matrizes de interpolação.
Pr	– Probabilidade de ruptura.
p	– Tensão média líquida.
$\{p\}$	– Vetor de poropressões.
p_0	– Tensão de plastificação para o solo não saturado.
p_0^*	– Parâmetro de endurecimento tipo tensão no modelo de Barcelona.
p_0^*	– Tensão de plastificação do solo saturado.
p^c	– Tensão de referência no modelo Barcelona.
p_{at}	– Pressão atmosférica.
PEM	– Método dos Pontos de Estimativas.
q	– Tensão desviadora.
$\{q\}$	– Vetor de vazões externas.
$[Q]$	– Matriz de acoplamento entre a fase sólida e a fase ar.
r	– Razão entre $\lambda (s \rightarrow \infty)$ no modelo de Barcelona.
r_u	– Parâmetro de poropressão.

s	– Sucção.
s^*	– Sucção modificada.
S	– Grau de saturação.
s_0	– Máxima sucção a que o solo já foi submetido.
s_0	– Parâmetro de endurecimento tipo sucção.
$s_{coesivo}$	– Sucção correspondente à coesão efetiva.
SD	– Suction Decrease.
s_e	– Sucção na transição entre estado saturado e não saturado.
SI	– Suction Increase.
t	– Tempo.
$\{u\}$	– Vetor de deslocamento.
u_a	– Pressão atmosférica.
u_w	– Pressão na água.
$u_a - u_w$	– Poropressão no fluido, sucção matricial.
v	– Volume específico.
v_i	– Velocidade da água na direção i .
$V[FS]$	– Variância do fator de segurança.
$V[X_i]$	– Variância da variável aleatória.
x_i	– Direção do sistema de coordenadas.
X_i	– Variável aleatória.
\bar{X}_i	– Valor médio da distribuição da variável X_i .
X_{i+}, X_{i-}	– Pontos particulares do método de Rosenblueth.
Z	– Valor da distribuição normal padronizada para a confiabilidade α .
α	– Elemento dissociador do modelo de Barcelona.
α	– Confiabilidade.
β	– Índice de confiabilidade.
β	– Parâmetro que controla a taxa de crescimento de $\lambda(s)$ no modelo de Barcelona.
β_1 e β_2	– Taxas de variação do teor de água em relação à sucção e à deformação volumétrica.
γ_{seco}	– Peso específico seco.
γ_w	– Peso específico da água.
Γ	– Fronteira do problema.

δ_{ij}	– Delta de Kronecker.
Δe	– Variação do índice de vazios.
$\varepsilon_i, \varepsilon_i^e, \varepsilon_i^p$	– Vetores de deformação volumétrica total, elástica e plástica.
$\varepsilon_v, \varepsilon_v^e, \varepsilon_v^p$	– Deformação volumétrica total, elástica e plástica.
θ_w	– Umidade volumétrica.
θ_w^{res}	– Umidade volumétrica residual.
θ_w^{sat}	– Umidade volumétrica de saturação.
κ	– Coeficiente de compressibilidade no trecho descarga-recarga em um gráfico $\ln p \times v$ para o estado saturado.
κ_s	– Coeficiente de compressibilidade no trecho descarga-recarga em um gráfico $\ln p \times v$ para o estado não saturado.
λ	– Variação da sucção.
$\lambda(0)$	– Coeficiente de compressibilidade no trecho virgem em um gráfico $\ln p \times v$ para o estado saturado.
$\lambda(s)$	– Coeficiente de compressibilidade no trecho virgem em um gráfico $\ln p \times v$ para o estado não saturado.
λ_s	– Coeficiente de compressibilidade no trecho virgem em um gráfico $\ln p \times v$ para o estado não saturado.
Λ	– Multiplicador plástico.
ρ_a	– Densidade do ar.
σ	– Tensão.
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	– Tensões principais.
σ_{ij}	– Tensor de tensões totais.
σ_{ij}^*	– Tensor de tensões líquidas ou efetivas.
σ_m	– Tensão média.
$\sigma[FS]$	– Desvio padrão do fator de segurança.
τ	– Tensão cisalhante.
ϕ	– Ângulo de atrito interno.
ϕ^b	– Ângulo de atrito devido à sucção matricial.
χ	– Parâmetro de Bishop.
Ω	– Parâmetro do solo de Uchaipichat (2010).
Ω	– Domínio do problema.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTO GERAL

A construção de barragens tem por finalidade a retenção de resíduos ou armazenamento de água, sendo esta a finalidade mais habitual. Em geral, as barragens podem ser classificadas em barragens de retenção e barragens de regularização.

As barragens de retenção visam reter a água, armazenando-a e liberando-a posteriormente, de modo a evitar inundações. Tal tipo de barramento pode também ser utilizado para reter sedimentos. Já as barragens de regularização têm por finalidade a formação de um reservatório, de forma a regularizar um curso d'água, além de garantir uma vazão satisfatória em períodos de estiagem. Podem ser utilizadas para diversos fins, como navegação e geração de energia elétrica.

De um modo geral, as barragens podem ser de concreto ou de aterro, sendo que estas últimas podem ser divididas segundo o material do aterro: enrocamento ou terra. O tipo de barragem a ser adotado depende de fatores como tipo de fundação, disponibilidade de materiais e condições climáticas do local.

Barragens de concreto podem ser adotadas em fundações em rocha pouco intemperizada, que suportem as tensões geradas por esse tipo de construção. Já em fundações de rochas intemperizadas é recomendada a utilização de enrocamentos para a construção do barramento. As barragens de terra, por sua vez, são recomendadas em locais com fundação em solo.

Para que a construção de uma barragem de terra seja viável, é preciso que haja disponibilidade de materiais adequados em locais próximos ao empreendimento, de forma que o transporte não represente um custo excessivo. Além disso, necessita-se de condições climáticas favoráveis para as operações de compactação, sendo de grande importância a consideração de períodos chuvosos ou de estiagem.

O controle de compactação na construção de uma barragem é de extrema importância. A compactação é responsável pela melhoria de algumas propriedades do material, como resistência ao cisalhamento e deformabilidade, além de influenciar na estrutura final do solo. O controle é realizado pela fixação da umidade, número de passadas e espessura da camada de compactação.

Contudo existem elementos de um barramento cujo controle de compactação não é

possível. É o caso das ensecadeiras, construídas através do lançamento de solo, sem que nenhum ou quase nenhum controle seja efetuado. Apesar de serem estruturas construídas com o objetivo de desviar o curso d'água e poderem ser removidas após a construção da barragem, muitas ensecadeiras são incorporadas ao barramento.

Um estudo para avaliar a viabilidade de utilização de materiais compactados abaixo das condições ótimas na construção de barragens foi apresentado por Cordão Neto (2005). O objetivo inicial do trabalho era avaliar o comportamento de barragens que rompiam durante o primeiro enchimento do reservatório, denominadas barragens sonrizal. O autor analisou numericamente a possibilidade de substituição de aproximadamente 30% do material utilizado na seção típica da barragem por um material compactado em condições abaixo da ótima. Cordão Neto (2005) conclui que a adoção de materiais de baixa qualidade é uma alternativa viável de redução de custos na construção de uma barragem de terra.

Sendo assim, maiores estudos envolvendo a adoção de materiais compactados abaixo das condições ótimas de umidade podem viabilizar a otimização de construção de barragens de terra, em termos de economia e rapidez.

1.2 MOTIVAÇÃO

Tendo em vista a importância da construção de barragens para a geração de energia elétrica, os estudos de novos métodos construtivos são essenciais para viabilizar barragens mais econômicas e maior produtividade dos processos construtivos.

Dessa forma, ressalta-se a importância do estudo de materiais alternativos para utilização em barragens de terra. Um exemplo de material alternativo são materiais de baixa qualidade, resultantes de um menor controle de compactação, em que são empregadas menor quantidade de água e menor energia de compactação. A utilização de tais materiais na construção de barragens de terra resulta em uma maior rapidez de construção e menor consumo de água, o que significa uma redução de custos.

Apesar dos resultados obtidos por Cordão Neto (2005), que indicam a viabilidade técnica do uso de materiais de baixa qualidade em termos de fator de segurança, estudos complementares são necessários para maiores conclusões. Dentre estes estudos, destaca-se a análise probabilística da estabilidade de barragens, por meio do cálculo de probabilidade de ruptura de barragens compostas por materiais de baixa qualidade.

A análise probabilística da estabilidade de uma barragem, ao contrário da análise determinística, permite a consideração das incertezas quanto aos parâmetros do solo. Esse tipo

de análise é essencial para o estudo envolvendo materiais sem controle de compactação, uma vez que tais materiais apresentam grande variabilidade de seus parâmetros.

Além de análises probabilísticas, análises acopladas são necessárias para a correta consideração do fenômeno de adensamento em análises de estabilidade de barragens de terra. O estudo apresentado por Cordão Neto (2005) demonstra a relevância da consideração do acoplamento de fenômenos hidráulicos e mecânicos para o resultado final de análises de estabilidade de barragens de terra, em termos de fator de segurança.

Desta forma, o estudo de viabilidade de barragens construídas com materiais de baixo controle de compactação requer análises acopladas, visto que o fenômeno de adensamento possui papel importante no seu comportamento, e análises probabilísticas, devido à grande incerteza e variabilidade de seus parâmetros.

1.3 OBJETIVOS

O objetivo geral do estudo é analisar a viabilidade do uso de materiais com baixo controle de compactação em barragens de terra, por meio de métodos determinísticos e probabilísticos.

Durante o decorrer deste trabalho, pretende-se atingir alguns objetivos específicos, dentre os quais:

- Definir uma metodologia utilizando métodos probabilísticos em associação com análises hidro-mecânicas acopladas, de modo a determinar a estabilidade de aterros de barragens;
- Medir a influência da variabilidade de diversos parâmetros na probabilidade de ruptura e no fator de segurança de barragens de terra;
- Comparar os critérios de aceitação das seções obtidos por meio dos métodos determinísticos, em termos de fator de segurança, com os resultados obtidos por meio de métodos probabilísticos, em termos de probabilidade de ruptura e confiabilidade.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este estudo está estruturado em cinco capítulos, brevemente descrito a seguir:

O Capítulo 1 apresenta uma introdução acerca dos assuntos tratados no estudo, onde é feita a contextualização do problema estudado. São expostos ainda a motivação e os objetivos do trabalho. Apresenta-se também uma breve descrição dos capítulos.

O Capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica, que expõe estudos realizados anteriormente por diversos autores. São citados estudos realizados acerca de análises acopladas, desenvolvimentos de modelos constitutivos para a descrição dos comportamentos mecânico e hidráulico de solos não saturados e estudos acerca da utilização de análises probabilísticas para a avaliação da estabilidade de taludes de barragens.

O Capítulo 3 expõe a metodologia adotada no trabalho. São apresentados a metodologia de análise e o estudo de caso. Apresenta-se ainda a formulação teórica das equações do problema de consolidação do solo, além da definição do método probabilístico adotado.

O Capítulo 4 mostra os resultados das análises determinísticas. Expõem-se os comportamentos de seções de barragens com diferentes configurações quanto ao material de aterro, bem como os valores calculados para seus fatores de segurança.

O Capítulo 5 apresenta os resultados das análises probabilísticas. São mostradas as análises de influência da variabilidade dos parâmetros mecânicos do solo para a variabilidade do fator de segurança. Apresentam-se ainda as distribuições de probabilidade de cada seção de barragem estudada, assim como a dispersão de valores obtidos para valores de fator de segurança.

O Capítulo 6 expõe as conclusões do trabalho, onde são ressaltados os pontos mais relevantes observados ao longo do estudo.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo tem por objetivo fazer uma breve apresentação acerca dos assuntos relevantes ao trabalho aqui desenvolvido. Primeiramente são expostos estudos realizados a respeito de análises acopladas. Posteriormente são apresentados desenvolvimentos de modelos constitutivos para descrição dos comportamentos mecânico e hidráulico de solos não saturados. Finalmente, estudos acerca da utilização de análises probabilísticas para a avaliação da estabilidade de taludes de terra são apresentados.

2.1 ANÁLISES ACOPLADAS

Na engenharia geotécnica, diversos fenômenos observados em solos e rochas interagem entre si. Para a análise de tais fenômenos, a interação dos mesmos pode ser considerada por meio de análises acopladas. Ao contrário das análises acopladas, em análises não acopladas, cada fenômeno é considerado separadamente. O fenômeno de adensamento do solo é um exemplo de caso onde é necessária a realização de um estudo acoplado, uma vez que as deformações ocorrem devido a variações no estado de tensões e poropressões no solo. Outro exemplo a ser citado é o caso de argilas expansivas usadas como barreiras em depósitos de lixo nuclear, em que uma análise acoplada dos fenômenos mecânico, hidráulico, térmico e químico é aconselhada. A importância do acoplamento dos fenômenos para a descrição do comportamento de solos, sobretudo dos solos não saturados, é descrita por Gens et al. (2008).

No estudo de solos não saturados as análises acopladas são importantes devido ao comportamento colapsível apresentado por certos tipos de solo, uma vez que permitem a consideração de deformações induzidas por alterações no valor da sucção. Além disso, o acoplamento dos fenômenos mecânico e hidráulico de meios não saturados torna possível considerar a variação de umidade ou grau de saturação devido a acréscimos de tensão ou a variações na sucção.

Outro exemplo em que a adoção de análises acopladas demonstra ser favorável é o estudo de estabilidade de taludes e barragens, em que o colapso e a perda de resistência do solo podem comprometer a segurança do barramento. Além disso, a análise acoplada permite a

consideração do avanço da frente de saturação na estabilidade de um barramento, sendo possível a análise transiente do fator de segurança do talude estudado.

A realização do acoplamento dos fenômenos mecânico e hidráulico para estudos de estabilidade de barragens também traz como vantagem a obtenção do valor de pressão da água u_w para a fase de final de construção. Usualmente, para esta fase, a poropressão é considerada adotando um valor arbitrário para o parâmetro de poropressão r_u para zonas definidas do barramento. A Figura 2.1, apresentada por Farias e Cordão Neto (2010), compara os valores r_u assumidos pela prática usual com os valores de r_u calculados pela pressão da água obtida através de análises acopladas, sendo:

$$r_u = \frac{u_w}{\sigma_v} \quad (2.1)$$

onde r_u é o parâmetro de poropressão, u_w é a pressão da água e σ_v é a tensão vertical.

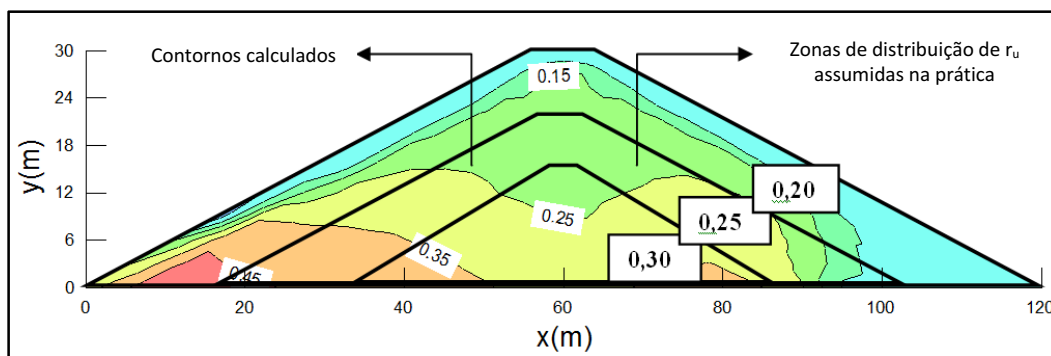


Figura 2.1 - Distribuição do r_u para uma seção de barragem - Valores obtidos por análise acoplada x valores utilizados na prática - Modificado de Farias e Cordão Neto (2010).

Os autores ressaltam que, apesar de os valores adotados usualmente coincidirem em magnitude com os valores obtidos por análise acoplada, a sua distribuição pode diferir de forma significativa.

No estudo de estabilidade de barragens de terra, a resistência do solo pode ser examinada por meio de análises acopladas que considerem a consolidação do material de aterro no decorrer do tempo. A consolidação do solo é caracterizada pela deformação do mesmo devido a variações no estado de tensão e na poropressão.

2.1.1 ANÁLISES ACOPLADAS PARA A SOLUÇÃO DO PROBLEMA DE CONSOLIDAÇÃO

A solução do problema de estabilidade de barragens através de análises acopladas envolve a consideração do adensamento do solo no decorrer do tempo.

Uma das primeiras soluções para o problema de consolidação e adensamento foi apresentada por Terzaghi, que propôs um modelo para solução do problema de adensamento unidimensional. Para tanto, foram adotadas hipóteses simplificadoras, tais como a consideração de fluxo unidimensional, o comportamento elástico do esqueleto sólido, a isotropia e a saturação do solo.

Outra proposta para a análise do fenômeno de consolidação é apresentada por Biot (1940), que propõe o acoplamento das deformações no esqueleto sólido e das variações na poropressão. Soluções analíticas foram propostas para a resolução de problemas de consolidação por Biot (1940) e McNamme e Gibson (1959), tendo como hipótese o solo elástico, isotrópico e saturado.

As soluções analíticas têm como limitação a não possibilidade de consideração de condições de contorno complexas, sendo restritas a situações com condições de contorno simples. Neste caso, é necessária a adoção de soluções numéricas, como a apresentada por Christian e Boehmer (1970). Os autores sugerem uma solução por método dos elementos finitos (MEF) para o problema de consolidação em solos saturados, considerando uma relação constitutiva elástica linear e deformação plana. Uma solução para o problema de consolidação considerando uma relação não linear para o esqueleto sólido foi apresentada por Siriwardane e Desai (1981). Os autores adotaram modelos elastoplásticos baseados na teoria de estados críticos.

Uma ferramenta numérica para cálculo de estabilidade de taludes utilizando método dos elementos finitos é apresentada por Farias (1993). A ferramenta considera diferentes modelos constitutivos, incluindo um modelo baseado na teoria de estados críticos. O autor faz considerações a respeito da transferência de carga em barragens com núcleo argiloso, bem como sobre a interpretação de deslocamentos quando da construção de camadas de aterro.

O problema de consolidação em solos não saturados foi considerado por Lloret e Ledesma (1993) na formulação de equações de continuidade das fases ar, água e sólida do solo. A partir dos resultados obtidos pelos autores citados anteriormente, Pereira (1996) apresenta uma ferramenta numérica para análise de barragens colapsíveis, especificamente quanto ao rompimento após o primeiro enchimento.

Cordão Neto (2001) baseou-se nos resultados de Pereira (1996) para o estudo da

consolidação em solos não saturados, modificando a relação constitutiva e implementando um modelo elastoplástico. Brito (2003) também faz uso do trabalho iniciado por Pereira (1996) e apresenta análises de estabilidade de maciços por meio de ferramentas de programação dinâmica.

Cordão Neto (2005) modificou a ferramenta numérica proposta por Farias (1993), de forma a possibilitar análises tridimensionais para problemas de adensamento em condições não saturadas. O autor incorporou na ferramenta o Modelo Básico de Barcelona (Alonso et al., 1990) e implementou relações constitutivas para o comportamento hidráulico e condições de contorno transientes. Cordão Neto (2005) faz ainda uma comparação entre análises acopladas e não acopladas, objetivando ponderar a importância do acoplamento dos fenômenos mecânicos e hidráulicos no estudo de estabilidade de barragens de terra. Os resultados obtidos para análises de estabilidade de talude, realizadas com e sem acoplamento são apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Fatores de segurança para análise acoplada e convencional - Final de construção - Cordão Neto (2005).

SEÇÃO	TIPO DE ANÁLISE	Talude	
		Montante	Jusante
Ótima	Convencional	2,449	1,950
	Acoplada	2,701	2,486
Seca	Convencional	1,859	1,363
	Acoplada	1,068	1,719
Mista	Convencional	2,166	1,935
	Acoplada	2,520	2,362

O estudo mostrou que as análises não acopladas podem levar a uma superestimação dos valores de fator de segurança, sendo desejável a realização de análises acopladas para tal tipo de estudo, de forma a obter resultados mais precisos.

2.2 MODELOS CONSTITUTIVOS

A realização de análises de solo requer a adoção de modelos constitutivos. Para o estudo dos efeitos do adensamento do solo, em que se deseja acoplar os fenômenos mecânico e hidráulico, tanto modelos de comportamento mecânico quanto modelos de comportamento hidráulico são necessários.

2.2.1 MODELOS MECÂNICOS

Modelos mecânicos que permitem a previsão do comportamento de solos não saturados estão sendo cada vez mais estudados, visto que na maioria dos casos o solo encontra-se na situação onde os seus vazios estão parcialmente preenchidos por água.

Uma das primeiras tentativas de descrever o comportamento de solos não saturados é apresentada por Bishop (1959). O autor visava generalizar a idéia de tensões efetivas utilizada em solos saturados, para solos não saturados, através da introdução de um parâmetro (χ) que determina a influência do grau de saturação na tensão efetiva. Bishop propõe a seguinte relação para a determinação da tensão efetiva:

$$\sigma_{ij}^* = (\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}) + \chi(u_a - u_w) \delta_{ij} \quad (2.2)$$

onde σ_{ij}^* é a tensão efetiva, σ_{ij} é a tensão total, u_a é a pressão no ar, u_w é a pressão na água, χ é o parâmetro de Bishop e δ_{ij} é o delta de Kronecker.

A proposta de Bishop foi alvo de várias críticas. Uma das críticas se dá pelo fato de que, de acordo com o modelo apresentado, a tensão efetiva é considerada função do material. Outra crítica se dá pela ausência de boa concordância para os fenômenos de deformabilidade, não sendo um modelo adequado para prever colapso.

Matyas e Radhakrishna (1968) apresentaram pela primeira vez o conceito de superfície de estado, que permite descrever o comportamento volumétrico do solo no espaço tridimensional. As superfícies de estado podem relacionar variáveis como índice de vazios e quantidade de água com as variáveis de estado de tensão e poropressão. A Figura 2.2 apresenta um exemplo de superfície de estado para índice de vazios.

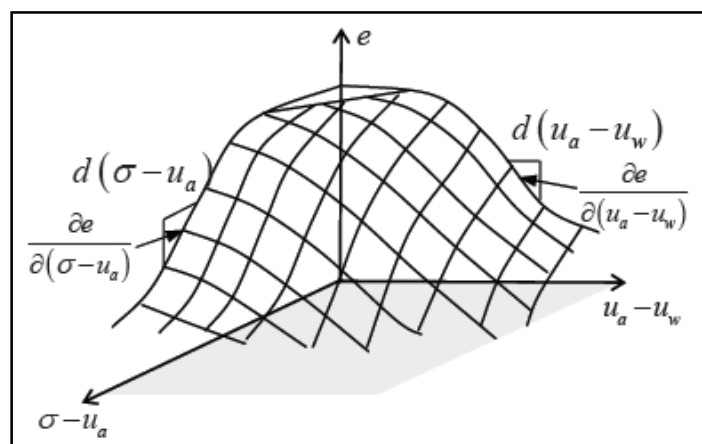


Figura 2.2 - Superfície de estado para índice de vazios - Modificado de Fredlund e Morgenstern (1977).

Demais variáveis dependentes da sucção e da tensão, como grau de saturação e coeficiente de empuxo, podem ser utilizadas na definição de superfícies de estado. A partir da superfície de estado podem-se prever os efeitos de expansão e colapso por molhagem.

A superfície de estado proposta por Matyas e Radhakrishna (1968) foi utilizada como base por Fredlund et al. (1978) para descrever uma nova superfície de estado para a resistência ao cisalhamento, apresentada na Figura 2.3. A expressão da superfície, apresentada abaixo, é uma extensão da envoltória de Mohr-Coulomb para solos não saturados.

$$\tau = (\sigma - u_a)\tan(\phi) + (u_a - u_w)\tan(\phi^b) + c' \quad (2.3)$$

onde τ é a resistência ao cisalhamento do solo, σ é a tensão, u_a é a pressão no ar, u_w é a pressão na água, ϕ é o ângulo de atrito, ϕ^b é o ângulo atrito dependente da sucção do solo e c' é a coesão do solo.

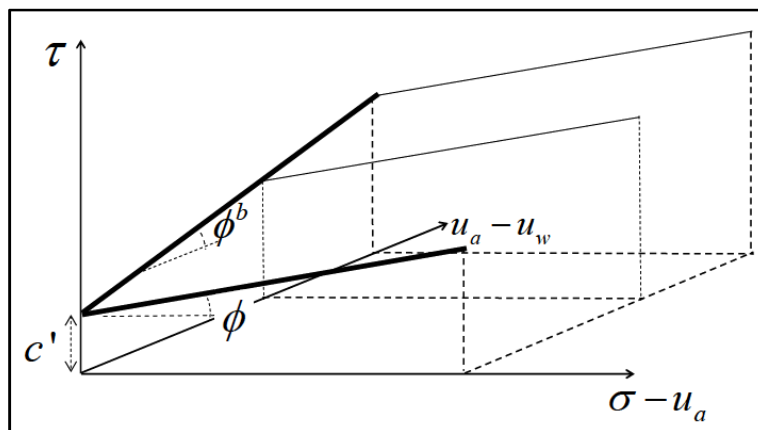


Figura 2.3 - Envoltória de Mohr-Coulomb estendida para solos não saturados - Modificado de Fredlund e Morgenstern (1977).

A expressão matemática proposta por Fredlund et al. (1978) apresenta o parâmetro ϕ^b , que no modelo apresenta-se constante. Porém, o parâmetro diminui com o aumento da sucção, até atingir um valor residual. Na medida em que a sucção se aproxima da saturação do solo, o valor de ϕ^b se aproxima ao ângulo de atrito interno do solo.

Um modelo de previsão do comportamento de solos não saturados bastante eficaz foi proposto por Alonso et al. (1990). Os autores propõem uma extensão do modelo Cam Clay Modificado para solos não saturados, considerando a condição de saturação como um caso particular de solos não saturados. A extensão se dá pela incorporação dos efeitos de aumento de rigidez e do efeito coesivo com o aumento da sucção.

O modelo, conhecido por Barcelona Basic Model (BBM), utiliza quatro variáveis de estado (tensão média líquida, tensão desvio, sucção mátrica e índice de vazios) na definição de uma superfície de plastificação que considera os efeitos da sucção do solo. A superfície de plastificação proposta pelos autores é apresentada na Figura 2.4.

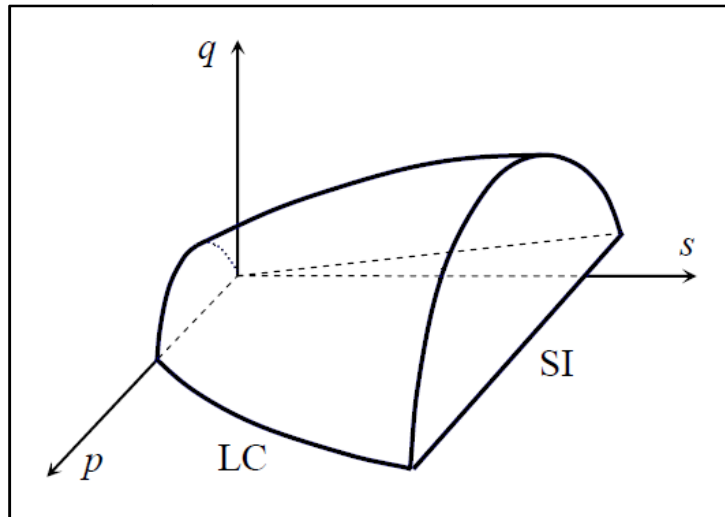


Figura 2.4 - Superfície de plastificação do modelo BBM - Modificado de Alonso et al. (1990).

Na projeção da superfície de plastificação no plano p-s, apresentada na Figura 2.5, tem-se duas curvas de plastificação, denominadas LC (*loading collapse*) e SI (*suction increase*), que delimitam a região elástica.

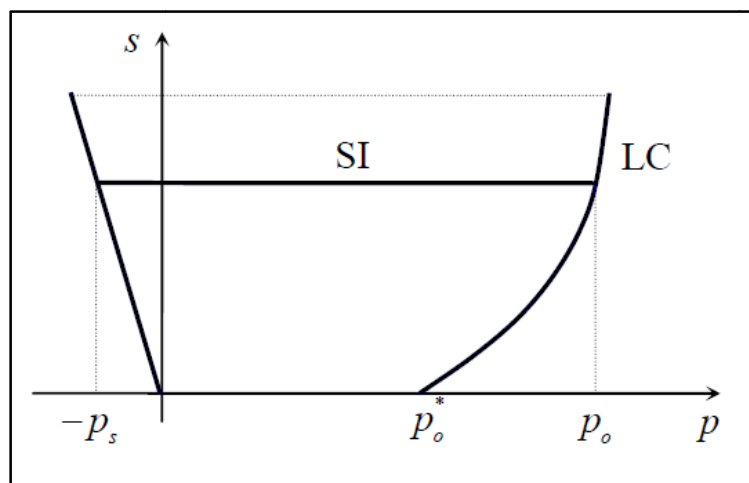


Figura 2.5 - Superfície de plastificação do Modelo BBM no plano p-s - Modificado de Alonso et al. (1990).

A curva LC representa o aumento da tensão de pré-adensamento (p_o) com o aumento da sucção (s) e prevê o colapso do solo por meio de uma trajetória de molhagem. A curva SI delimita a máxima sucção à qual o solo já foi submetido (s_o), representando o limite para o qual um aumento de sucção irá provocar deformações plásticas.

O BBM é considerado bastante eficaz na previsão do comportamento de solos não saturados pouco expansivos, uma vez que é capaz de prever a ocorrência de colapso durante uma trajetória de molhagem sob elevadas tensões de confinamento. Apesar disso, o modelo é alvo de diversas críticas, como o fato de tal modelo não ser capaz de prever corretamente a resposta de solos expansivos submetidos a ciclos de molhagem e secagem (Alonso et al., 1999). Além disso, o BBM não considera uma variável que representa a quantidade de água armazenada, grau de saturação ou umidade (Wheeler et al., 2003).

Com o intuito de expandir o Modelo Básico de Barcelona para solos expansivos, Alonso et al. (1999) apresenta o Barcelona Expansive Model (BExM), que considera a macro e a microestrutura do solo. Na superfície de plastificação do modelo no plano p-s, apresentada na Figura 2.6, a Linha Neutra (LN) representa uma linha divisória que separa a região onde predominam deformações de contração (à direita) da região onde predominam deformações de expansão (à esquerda). As curvas SI (*suction increase*) e SD (*suction decrease*) marcam o início das deformações volumétricas de plastificação devido, respectivamente, à compressão e à expansão da microestrutura.

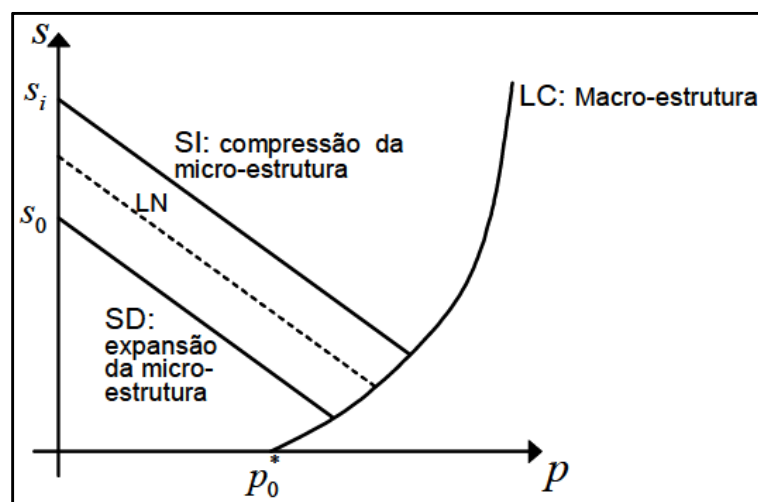


Figura 2.6 - Superfície de plastificação do modelo BExM no plano p-s - Modificado de Alonso et al. (1999).

A localização da curva LC depende de deformações plásticas na macroestrutura, fazendo com que a superfície de plastificação diminua quando a macroestrutura se torna menos densa

e aumente quando se torna mais densa. Sendo assim, afirma-se que existe um acoplamento entre as superfícies LC, SI e SD.

Diversos outros modelos para comportamento dos solos não saturados foram propostos, baseados no Modelo Básico de Barcelona. Vanuat et al. (2000) propuseram um modelo constitutivo capaz de prever o comportamento irreversível de solos não saturados, quando sujeitos a trajetórias de molhagem e secagem, considerando assim a histerese hidráulica do material. Na Figura 2.7 pode-se observar a histerese hidráulica considerada no modelo de Vaunat et al. (2000) e posteriormente adotada pelo modelo de Wheeler et al. (2003).

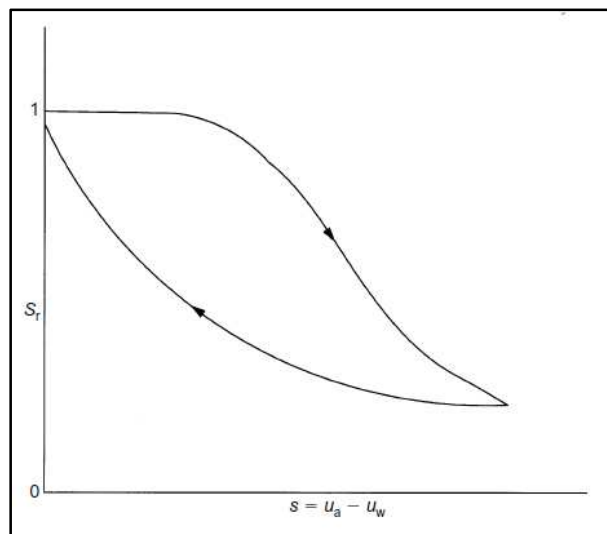


Figura 2.7 - Histerese hidráulica na curva de retenção - Wheeler et al. (2003).

Wheeler et al. (2003) descreveram um modelo constitutivo acoplando a histerese hidráulica e o comportamento tensão-deformação de solos não saturados. Os autores adotaram como variáveis de estado o tensor de tensões de Bishop, o volume específico, a sucção modificada e o grau de saturação, além de considerarem o grau de saturação como um parâmetro de endurecimento. A inclusão do tensor de tensões de Bishop e da sucção modificada traz como vantagens formas simplificadas para as curvas LC (*loading collapse*), SI (*suction increase*) e SD (*suction decrease*), leis de fluxo associadas para as três superfícies de plastificação, além de um número relativamente baixo de constantes do solo. O tensor de tensões de Bishop (σ_{ij}^*) e a sucção modificada (s^*) são descritos abaixo.

$$\sigma_{ij}^* = \sigma_{ij} - [Su_w + (1 - S)u_a]\delta_{ij} \quad (2.4)$$

$$s^* = ns = n(u_a - u_w) \quad (2.5)$$

onde σ_{ij}^* é a tensão efetiva, σ_{ij} é a tensão total, u_a é a pressão no ar, u_w é a pressão na água, S é o grau de saturação do solo, δ_{ij} é o delta de Kronecker, s^* é a sucção modificada, n é a porosidade e s é a sucção.

As curvas LC, SI e SD apresentam, no modelo proposto por Wheeler et al. (2003), formas mais simplificadas quando comparadas ao BBM e delimitam uma região elástica retangular para estados de tensão isotrópicos. Na Figura 2.8, que apresenta as curvas citadas, observa-se que a plastificação da LC produz deformações plásticas, mas não provoca mudanças irreversíveis na sucção modificada. Da mesma forma, a plastificação das curvas SI e SD produz alterações irreversíveis no valor de s^* , mas não resulta em deformações plásticas.

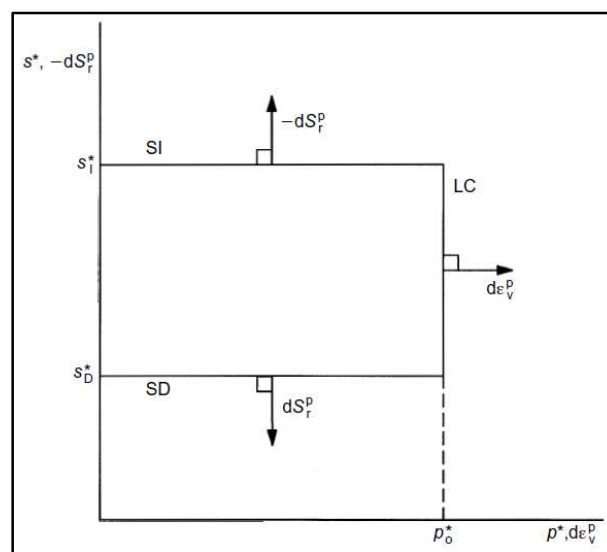


Figura 2.8 - Curvas de plastificação LC, SI e SD para estados de tensão isotrópicos - Wheeler et al. (2003).

Outro modelo que considera a histerese hidráulica no comportamento do solo foi descrito por Sheng et al. (2003). A consideração da histerese hidráulica permite que o modelo reproduza as deformações irreversíveis observadas em solos muito expansivos. Outra consideração feita pelos autores foi a adoção da sucção como variável de deformação, ao invés de variável de tensão nas relações constitutivas.

Gens et al. (2006) apresentam um modelo para solos não saturados, considerando a dupla estrutura do solo. A consideração da microestrutura do solo no modelo permite a previsão do comportamento de solos expansivos, além de facilitar a incorporação do efeito de variáveis químicas comuns em argilas. Os autores propõem uma formulação baseada em conceitos de plasticidade generalizados, visando uma melhor descrição do comportamento do solo quando submetido a ciclos de molhagem e secagem. A Figura 2.9 apresenta a abordagem proposta

pelo modelo.

Baseado no modelo Cam Clay Modificado, Uchaipichat (2010) propõe um modelo hidromecânico para o comportamento de solos não saturados, levando em consideração os efeitos da sucção no solo. O modelo utiliza para a tensão efetiva o tensor de tensões de Bishop, que introduz os efeitos dos processos de molhagem e secagem através do parâmetro de Bishop (χ). O autor propõe a quantificação do parâmetro χ por meio da relação:

$$\chi = \begin{cases} [s/s_e]^{-\Omega} & \text{para } s \geq s_e \\ 1 & \text{para } s \leq s_e \end{cases} \quad (2.6)$$

onde s é a sucção, s_e é o valor de sucção que marca a transição entre os estados saturado e não saturado do solo e Ω é um parâmetro do material, sugerido em 0,55 pelo autor.

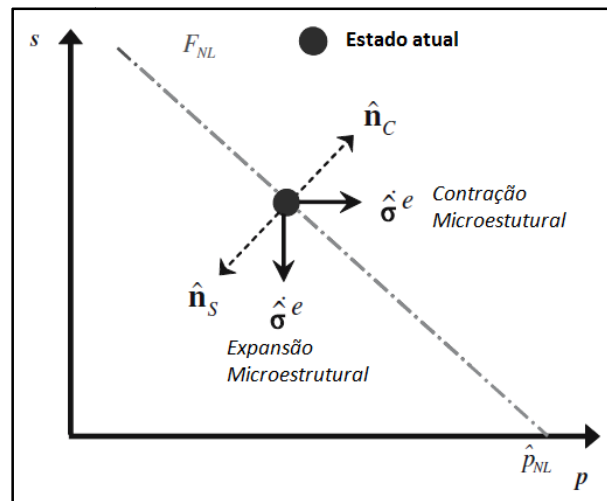


Figura 2.9 - Definição de carregamento e descarregamento da microestrutura no modelo de plasticidade generalizado - Modificado de Gens et al. (2006).

Kikumoto et al. (2011) propõem um modelo para descrição de solos não saturados, baseados no modelo descrito por Nakai et al. (2010) para solos saturados. A extensão do modelo para solos não saturados se faz pela da incorporação da tensão efetiva de Bishop, apresentada pela equação (2.1), e da consideração da saturação do solo por meio de uma proposta simples para a curva característica. A curva de retenção apresentada pelos autores incorpora os efeitos da histerese e da mudança de densidade do solo. O modelo demonstra boa capacidade para descrever o comportamento de solos não saturados, sendo capaz de prever o colapso por molhagem.

2.2.2 MODELOS HIDRÁULICOS

Para descrever o comportamento dos solos em condição não saturada, faz-se necessário o conhecimento do comportamento hidráulico do solo, considerando assim a sucção e a quantidade de água do material. Wheeler (1996) destaca a importância da consideração de informações acerca do grau de saturação e da umidade do solo para a previsão do comportamento de solos não saturados durante carregamentos não drenados.

Uma forma de representar o comportamento hidráulico do solo se dá pela curva característica, também chamada curva de retenção ou curva de armazenamento, que apresenta a relação da quantidade de água do solo e a sucção. A quantidade de água presente nos vazios do solo pode ser representada por meio da umidade volumétrica (θ_w), da umidade gravimétrica (w) ou do grau de saturação (S). A Figura 2.10 mostra uma curva característica típica de solos arenosos.

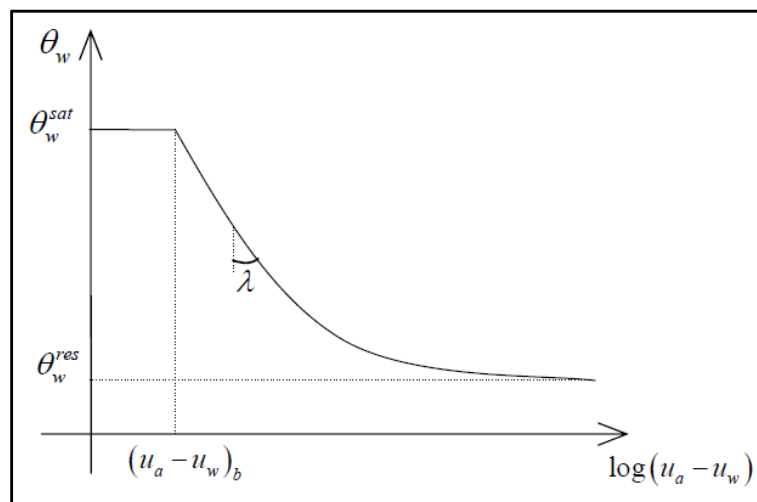


Figura 2.10 - Curva característica típica de um solo - Modificado de Fredlund et al. (1994).

Na curva de armazenamento apresentada, são mostrados valores que definem sua forma. São eles, a umidade de saturação (θ_w^{sat}), o valor de entrada de ar nos vazios $(u_a - u_w)_b$, a umidade residual (θ_w^{res}) e a razão entre a variação de umidade e a variação da sucção (λ).

Fredlund e Xing (1994) sugerem que a melhor forma de representar a quantidade de água nos vazios do solo pela curva de retenção é pela umidade volumétrica. Os autores afirmam ainda que a forma da curva característica depende do tipo de solo, além da sua distribuição de vazios. Fredlund e Xing (1994) apresentam um modelo para a curva de armazenamento, propondo a sua obtenção por meio da distribuição granulométrica do solo.

Pereira (1996) propõe uma relação constitutiva para a previsão do volume de água

armazenado por meio de uma superfície de estado que tem como variáveis a tensão média líquida e a poropressão. O autor se baseia na proposta de Matyas e Radhakrishna (1968) para apresentar a nova superfície, que é capaz de prever variações no volume de água por meio de variações no estado de tensão e poropressão do solo.

Romero e Vaunat (2000) propuseram um modelo para a curva de retenção, levando em consideração a evolução da densidade do solo em trajetórias de molhagem e secagem. Os autores sugerem que o valor de entrada de ar é bastante influenciado pelo valor inicial de índice de vazios e pela trajetória de molhagem.

A histerese apresentada pela curva de retenção foi considerada na proposta apresentada por Wheeler et al. (2003), que propõem um modelo capaz de considerar as variações irreversíveis no grau de saturação do solo. Os autores ainda consideram no modelo o índice de vazios, o estado de tensão e a sucção. Além disso, o modelo proposto é capaz de representar trajetórias de molhagem e secagem.

Um modelo para curva de armazenamento foi apresentado por Gallipoli et al. (2003), que permite a previsão do grau de saturação, por meio da sua dependência dos valores de volume específico e sucção. Ao combinar a relação proposta pelo autor a um modelo elasto-plástico de tensão-deformação, pode-se ainda prever mudanças irreversíveis no valor de grau de saturação devido a carregamentos cisalhantes.

Cordão Neto (2005) se baseou na proposta de Pereira (1996) para apresentar uma nova relação constitutiva mais bem adaptada a problemas de consolidação em meios não saturados, possibilitando sua aplicação em soluções de problemas acoplados. O autor apresenta críticas ao modelo apresentado por Pereira (1996), pela consideração da tensão média líquida como uma variável. De acordo com Cordão Neto (2005), a saturação está mais relacionada ao volume de vazios, ao invés do estado de tensões. Além disso, o autor afirma que a consideração da tensão média despreza as deformações produzidas por trajetórias fora do eixo hidrostático. Sendo assim, Cordão Neto (2005) propõe a substituição da tensão média líquida na superfície de estado proposta por Pereira (1996) pelo índice de vazios.

Della Vecchia et al. (2008) sugerem um modelo para a curva de retenção, tendo como base o modelo proposto por Romero e Vaunat (2000). Os autores propõem uma extensão do modelo de Romero e Vaunat (2000), capaz de simular a evolução da curva de retenção através de trajetórias de carregamento hidro-mecânicas generalizadas. Já Nuth e Laloui (2008) apresentam um modelo para a curva característica, capaz de simular curvas de retenção não lineares de solos finos com alto grau de acoplamento. O modelo considera a dependência do valor de entrada de ar do solo do seu índice de vazios, além de considerar a histerese do

comportamento da curva característica juntamente com sua dependência do índice de vazios.

Salager et al. (2010) descrevem um modelo de curva de armazenamento no espaço índice de vazios – sucção – teor de umidade, chamada de Superfície de Retenção Solo-Água (*Soil-Water Retention Surface* – SWRS). O modelo proposto generaliza o conceito de curva característica para os casos em que a deformação do solo não pode ser ignorada. Essa generalização da curva característica, na forma da Superfície de Retenção Solo-Água, se mostra uma boa ferramenta para a caracterização de solos deformáveis, levando em consideração acoplamentos hidromecânicos. A Figura 2.11 apresenta a SWRS proposta por Salager et al. (2010). A Superfície de Retenção Solo-Água pode ser dividida em três zonas: a zona de saturação, em que a sucção é diferente de zero, a zona de dependência do índice de vazios, onde a sucção é menor que 100 kPa e o índice de vazios maior que 0,4 e a zona independente do índice de vazios, em que a sucção é maior que 100 kPa.

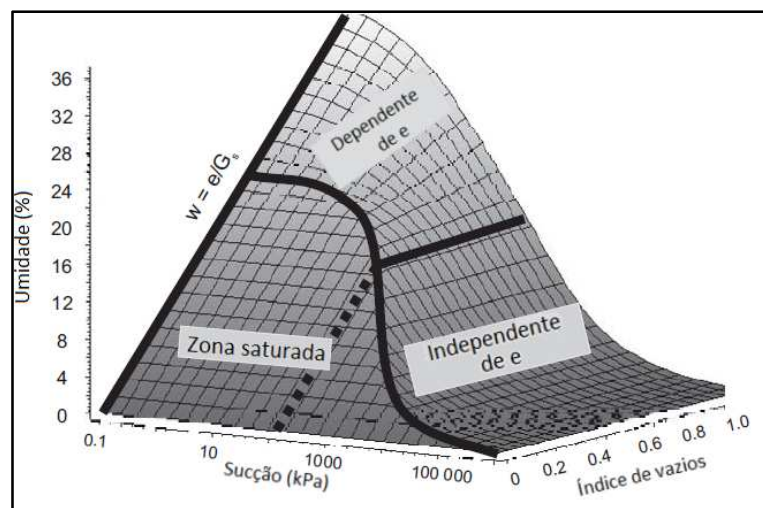


Figura 2.11 - Superfície de Retenção Solo-Água para uma areia argilo-siltosa - Modificado de Salager et al. (2010).

Além da curva de armazenamento de um solo, a função de permeabilidade é de extrema importância na descrição do comportamento hidráulico de solos não saturados. Pela Lei de Darcy, o coeficiente de permeabilidade constitui uma constante de proporcionalidade que relaciona o volume de água que atravessa um elemento de solo na unidade de tempo e o gradiente hidráulico.

Nos solos não saturados, ao contrário da condição saturada, os vazios não estão completamente preenchidos por água, o que requer uma análise acerca da forma como o fluido se desloca nos seus vazios. Como a água só é capaz de fluir através de vazios preenchidos por água, uma forma de estudar o fluxo por meios não saturados é considerar a

fase ar nos vazios da mesma maneira como a fase sólida. Adotando esse princípio, pode-se aplicar a Lei de Darcy para solos não saturados.

Considerando que a água só vai se locomover no solo através dos vazios preenchidos por água, a análise do fluxo em meios não saturados requer a definição de uma função de permeabilidade, que indica o volume de água presente nos vazios do solo.

Fredlund e Rahardjo (1993) afirmam que a função de permeabilidade de um solo pode ser classificada em três categorias. Segundo os autores, a função de permeabilidade pode ser em função da massa de água, da saturação ou da sucção mátrica. Já Fredlund et al. (1994) classificam a função de permeabilidade em empíricas ou estatísticas. Tanto nas funções empíricas quanto nas estatísticas, os autores sugerem que a função de permeabilidade seja obtida levando em consideração a sua forma semelhante à da curva característica.

Pereira (1996) apresenta, além da relação constitutiva para a previsão do volume de água armazenado citada anteriormente, uma relação constitutiva para a permeabilidade. O autor propõe uma extensão da equação de Brooks e Corey (1980), citados por Fredlund et al. (1994), para diferentes planos de tensão média e considera como variáveis independentes a tensão líquida e a poropressão.

As críticas apresentadas por Cordão Neto (2005) à curva característica descrita por Pereira (1996) se estendem à proposta do autor para a função de permeabilidade. Cordão Neto (2005) afirma que, assim como na curva de retenção, a tensão média não representa de forma adequada o comportamento da permeabilidade do solo, sugerindo que sejam adotadas variáveis mais representativas. Sendo assim, o autor apresenta modificações na proposta de Pereira (1996) para a função de permeabilidade, por meio da substituição de duas variáveis relacionadas ao volume de vazios e ao volume de água. Cordão Neto (2005) considera como variáveis independentes para a relação constitutiva de permeabilidade o índice de vazios e o grau de saturação.

2.3 ANÁLISES PROBABILÍSTICAS

As análises realizadas no campo da engenharia geotécnica são sempre cercadas de incertezas. De acordo com Christian (2004), tais incertezas podem ser classificadas quanto à sua natureza, sendo chamadas epistêmicas ou aleatórias. As incertezas epistêmicas são aquelas devidas à falta de conhecimento adequado sobre a natureza e comportamento dos materiais. Já as incertezas aleatórias são resultado da própria variabilidade inerente do fenômeno estudado. Sendo assim, pode-se afirmar que quanto mais informações sobre o solo

estudado são disponibilizadas, menores são as incertezas epistêmicas. Porém as incertezas aleatórias não podem ser minimizadas, visto que são próprias do solo.

Diante dessas incertezas, um engenheiro pode optar por ignorá-las, adotar soluções conservadoras ou considerar tais incertezas por meio de análises de risco. As análises de risco têm como objetivo auxiliar tomadas de decisões, uma vez que possibilita a ponderação dos riscos apresentados por um empreendimento, comparados aos benefícios advindos do mesmo. Pearce et al. (1981) assumiram como definição usual de risco a probabilidade de ocorrência de um evento associado à sua magnitude.

Análises de risco podem ser realizadas de diversas maneiras. Segundo a norma australiana AS/NZS 4360 (2004), as análises de risco podem ser quantitativas, semiquantitativas ou qualitativas. Nas análises quantitativas, a probabilidade de ocorrência de um evento é determinada em valores numéricos. Nas análises semiquantitativas, valores numéricos são associados a descrições acerca da magnitude potencial e da probabilidade de ocorrência. Já as análises qualitativas se baseiam somente em descrições para determinar a probabilidade de um evento ocorrer.

A correta determinação da probabilidade de ocorrência de um evento é essencial para a realização de uma análise de risco adequada. Porém a deliberação de tal probabilidade deve ser associada a estudos que avaliam a magnitude do evento considerado. A avaliação da relevância das conseqüências negativas do evento estudado é igualmente importante em uma análise de risco.

2.3.1 ANÁLISE PROBABILÍSTICA APLICADA A BARRAGENS DE TERRA

Em estudos de estabilidade de barragens, um evento essencial a ser estudado para análise de risco é a ruptura de seus taludes. A probabilidade de ruptura do barramento pode ser calculada através de análises probabilísticas, que permitem a consideração das incertezas nos parâmetros do solo. As incertezas dos dados de entrada em um cálculo de estabilidade de talude resultam em incertezas quanto ao fator de segurança (FS) calculado.

O cálculo da probabilidade de ruptura de um talude (P_r) é uma forma de considerar as incertezas quanto ao fator de segurança em uma análise de estabilidade de um barramento. A probabilidade de ruptura pode ser calculada como a probabilidade de o fator de segurança do talude estudado ser menor do que a unidade. Desta forma, ao adotar uma distribuição normal para o FS, a probabilidade de ruptura corresponderá à área abaixo da curva de distribuição normal com valor inferior a 1,0. Além da probabilidade de ruptura, é possível obter também

uma probabilidade utilizando o critério de utilização, indicando a probabilidade de o fator de segurança ser menor ou igual ao mínimo requerido para a fase analisada. Neste caso, deve-se utilizar um critério de aceitação de fator de segurança, abaixo do qual a seção não é aceita.

Gitirana Jr. (2005) exemplifica a importância da consideração da análise probabilística para cálculo de estabilidade de taludes por meio dos casos apresentados pela Figura 2.12. O autor apresenta duas distribuições de probabilidade para o fator de segurança de dois taludes distintos. Enquanto um talude apresenta um FS médio de 1,2 e Pr de 2,3%, o outro possui FS médio de 1,5 e Pr de 16%.

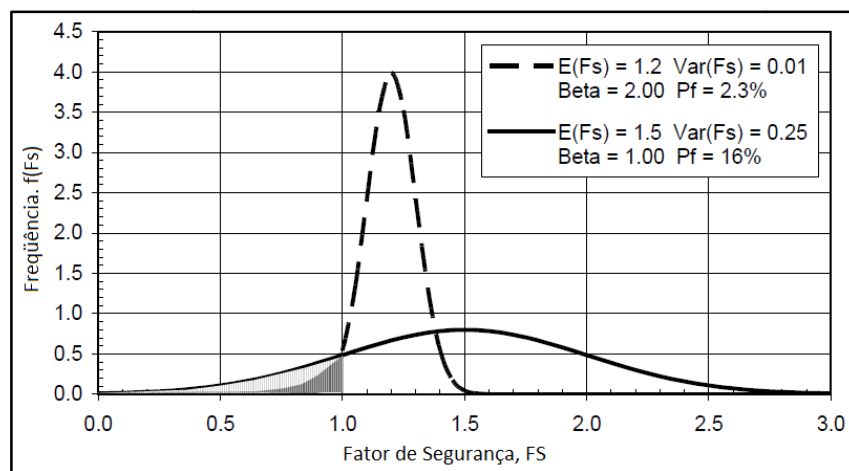


Figura 2.12 - Função distribuição de probabilidade do fator de segurança, F_s , e probabilidade de ruptura, P_f - Modificado de Gitirana Jr. (2005).

Uma análise determinística da estabilidade dos taludes apresentados indicaria que o talude com fator de segurança de 1,5 é mais seguro do que o com fator de segurança de 1,2. Porém, ao analisar estatisticamente, o talude com FS de 1,5 é menos seguro por apresentar um maior valor de probabilidade de ruptura, quando comparado ao outro talude. Esse exemplo tem por intuito ressaltar que existem casos em que a análise determinística somente não é suficiente para avaliar de forma adequada a segurança de um barramento.

A probabilidade de ruptura de um talude de barragem é calculada a partir da variabilidade do fator de segurança do mesmo que, por sua vez, depende da variabilidade dos parâmetros do solo. A variabilidade do fator de segurança, sendo uma variável dependente de demais variáveis independentes, pode ser calculada a partir de métodos probabilísticos. Alguns dos métodos probabilísticos mais utilizados são: Método de Primeira-Ordem Segundo-Momento (FOSM – *First Order Second Moment*); Método dos Pontos de Estimativas; e Método de Monte Carlo. Para a aplicação dos métodos probabilísticos citados, é preciso ter em mãos os

valores de média e desvio-padrão de cada variável independente.

O Método de FOSM é um dos métodos baseados em aproximações da série de Taylor para a função da variável dependente. Os métodos baseados na série de Taylor não fornecem uma função de distribuição para a variável dependente – fator de segurança, no caso de análises de estabilidade de taludes. Sendo assim, para a realização de análises probabilísticas utilizando o FOSM, é necessária a adoção de uma distribuição de probabilidade para o FS.

Para utilizar o Método de FOSM no cálculo de estabilidade de barragens, calcula-se o valor do fator de segurança variando cada parâmetro e mantendo os demais parâmetros constantes. O valor da média para o FS é o fator de segurança calculado a partir das médias dos parâmetros do solo utilizados como entrada. A variância do FS é obtida a partir da variância dos parâmetros e das derivadas do fator de segurança em relação a cada parâmetro.

Para obter a derivada de cada variável independente, cada parâmetro do solo é incrementado, mantendo os demais nos seus valores médios. Para cada incremento, o valor do FS é calculado, permitindo o cálculo da derivada. Desta forma, para n parâmetros do solo, o modelo requer $n + 1$ análises.

O Método de FOSM permite avaliar a influência e a relevância de cada variável independente no valor da variável dependente. Desta forma, pode-se utilizar o método de FOSM como forma de simplificar o cálculo de demais métodos probabilísticos, permitindo a exclusão de variáveis independentes cuja variabilidade apresenta menor relevância para a variável dependente.

Rosenblueth (1975) propôs o Método dos Pontos de Estimativas, que estabelece que a variável dependente seja calculada para dois pontos particulares da distribuição das variáveis independentes, definidos pontos de estimativas. No estudo da estabilidade de taludes, o fator de segurança é calculado para os pontos de estimativa dos parâmetros do solo. Utilizando o método de Rosenblueth, são necessárias 2^n análises para n parâmetros do solo.

Para a utilização do Método dos Pontos de Estimativas, é necessário assumir uma distribuição de probabilidade para a variável dependente. Feito isso, pode-se calcular seu valor médio e sua variância. Para a distribuição do FS, usualmente é adotada a distribuição normal.

Outro método probabilístico bastante utilizado é o Método de Monte Carlo. Este método é um método exato, que possui como vantagem o fato de determinar a distribuição probabilística da variável dependente. Para sua aplicação, é necessário o conhecimento da função de distribuição de probabilidade de cada variável independente.

A obtenção da distribuição da variável dependente é obtida a partir de combinações

aleatórias das variáveis independentes. O número de cálculos necessários pode ser alto, dependendo do nível de confiança desejado. Harr (1987) estabeleceu a equação (2.7) para determinar o número de análises a serem realizadas pelo Método de Monte Carlo, de acordo com o nível de confiança estabelecido.

$$N_{MC} = \left(\frac{Z^2}{4\alpha^2} \right)^n \quad (2.7)$$

onde N_{MC} é o número de análises a serem realizadas, Z é o valor da distribuição normal para a confiabilidade α e n é o número de variáveis adotadas.

A utilização do Método de Monte Carlo requer a utilização de programas para gerar valores aleatórios dos parâmetros do solo, no caso do estudo de estabilidade de taludes de barragem, para que a análise seja imparcial. Os programas também são necessários para a determinação da função de distribuição de probabilidade do fator de segurança. O Método de Monte Carlo possui como vantagem o fato de permitir que a confiabilidade seja determinada, porém a necessidade de utilização de programas e o alto consumo de tempo para as análises inviabilizam a adoção do método em muitos casos.

Análises probabilísticas de estabilidade de taludes podem ainda ser realizadas através do método *Random Finite Element Method* (RFEM), proposto por Griffiths e Fenton (2004), que combina o método dos elementos finitos com técnicas probabilísticas de geração aleatória de dados. O RFEM permite que as propriedades do solo sejam distribuídas aleatoriamente na malha do problema, como apresentado na Figura 2.13.

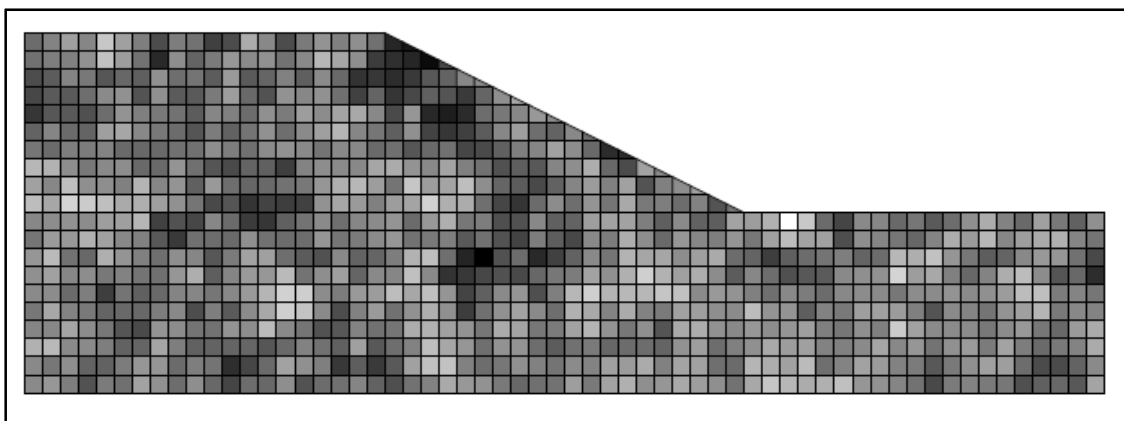


Figura 2.13 - Distribuição dos parâmetros do solo pelo método RFEM - Modificado de Griffiths e Fenton (2004).

Na imagem, cada elemento possui um valor de resistência cisalhante, gerado aleatoriamente e representada pela cor do mesmo. Os elementos de coloração clara representam o solo com maior resistência, enquanto os de coloração escura representam elementos considerados mais fracos.

O método RFEM permite que a superfície de ruptura do talude seja determinada pela distribuição de resistências geradas aleatoriamente, sem a necessidade de assumir uma superfície de forma arbitrária. A possibilidade de o método procurar uma superfície de ruptura de acordo com a distribuição de resistência do solo permite que o fator de segurança seja necessariamente calculado para a superfície mais crítica. Desta forma, garante-se a obtenção de valores de probabilidade de ruptura mais elevados, sendo esta análise a favor da segurança.

Além dos métodos descritos acima, outros métodos podem ser utilizados na análise probabilística em engenharia geotécnica. Dentre eles, podem-se citar diagramas de influência, árvore de falhas e árvore de eventos.

CAPÍTULO 3

METODOLOGIA

O presente capítulo tem por objetivo apresentar o método de estudo adotado. São apresentados a metodologia de análises, a formulação empregada no desenvolvimento da ferramenta numérica e o estudo de caso, com a geometria da barragem e os parâmetros de solo utilizado nas análises.

Na formulação são descritas as equações básicas e as relações constitutivas para a descrição do problema de consolidação em solos não saturados, bem como soluções acopladas por meio do método dos elementos finitos. Apresenta-se ainda uma descrição dos métodos probabilísticos de FOSM e PEM, a serem utilizados no estudo, bem como critérios de aceitação de barragens, por meio dos resultados de análises probabilísticas.

3.1 METODOLOGIA DE ANÁLISES

O presente estudo visa avaliar a viabilidade da construção de barragens de terra utilizando materiais de baixa qualidade, por meio de análises probabilísticas para o comportamento mecânico. Os materiais de baixa qualidade aqui discutidos se referem a materiais cujas propriedades não foram devidamente melhoradas por um processo de compactação adequado.

Acredita-se que um material adequado para a construção de uma barragem deva ser estanque, ou seja, de baixa permeabilidade, além de apresentar alta resistência e baixa deformabilidade, de modo que a seção transversal possa ser minimizada. Observa-se, porém, que dificilmente um material natural se encaixa nessa descrição.

Para que possam ser utilizados na construção de barragens, os materiais naturais são tratados por meio do processo de compactação, de forma a melhorar as propriedades de permeabilidade, resistência e deformabilidade do solo. Deste modo, assume-se que quanto mais eficiente for o processo de compactação, melhores serão as propriedades finais do material.

Para critério de definição, admite-se que qualquer estado entre um material lançado e um material compactado abaixo do grau de compactação exigido em projeto possa ser considerado de baixa qualidade. O grau de compactação determinado engloba a quantidade de

água a ser utilizada e a energia de compactação a ser adotada. Ambos os aspectos são essenciais para que o solo atinja as propriedades mecânicas de compressibilidade e resistência ao cisalhamento adequadas.

Desta forma, um material compactado abaixo das condições estabelecidas de umidade e energia terá suas propriedades mecânicas e hidráulicas piores do que um material compactado na condição ótima.

No presente estudo, o material de baixa qualidade foi simulado de maneira simplificada, considerando seus parâmetros de resistência e de deformabilidade menores que os parâmetros considerados para os materiais compactados na umidade ótima. A definição dos parâmetros teve como base os trabalhos de Pereira (1996) e Cordão Neto (2005).

A metodologia de análise adotada neste trabalho para estudar o comportamento da barragem foi adaptada da apresentada por Cordão Neto (2005), que utiliza um programa de elementos finitos e uma ferramenta de equilíbrio limite para avaliar a estabilidade de uma barragem. A adaptação da metodologia foi feita pela introdução da variabilidade das propriedades mecânicas. A metodologia de análise adaptada a este trabalho é apresentada na Figura 3.1.

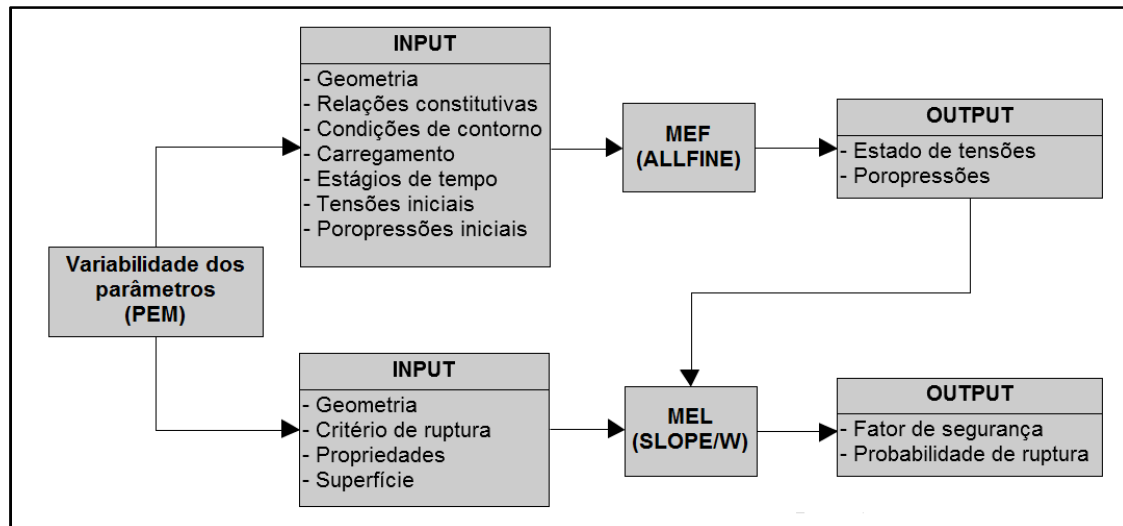


Figura 3.1 - Metodologia de análises.

Para análise do comportamento mecânico utilizou-se o Modelo Básico de Barcelona, proposto por Alonso et al. (1990). Já o comportamento hidráulico foi analisado conforme as propostas de modelo apresentadas por Cordão Neto (2005).

As análises do fator de segurança foram efetuadas para as fases de final de construção da barragem e enchimento do reservatório. Conforme explicitado pela Figura 3.1, o fator de

segurança foi calculado pelo programa SLOPE/W (GeoStudio, 2004), que utiliza para suas análises a envoltória de Mohr-Coulomb.

A consideração do acoplamento dos comportamentos mecânico e hidráulico para a consolidação do material foi realizada pelo programa ALLFINE. Como ferramentas auxiliares, foram utilizados o programa SIGMA/W do pacote GeoStudio (GeoStudio, 2004) e uma sub-rotina desenvolvida no MATLAB®. O programa SIGMA/W é utilizado como pré-processador do ALLFINE, onde são inseridos dados de input do problema, como geometria da barragem, condições de contorno e características da malha. As informações geradas pelo SIGMA/W são alteradas pela sub-rotina do MATLAB®, de forma que possam ser utilizadas como input para o programa ALLFINE. Após a análise acoplada, realizada pelo ALLFINE, que gera a solução do problema, o programa SIGMA/W é utilizado para a visualização dos resultados.

Ressalta-se que a utilização do programa ALLFINE permite a consideração do adensamento do material, uma vez que o mesmo realiza análises acopladas. A melhoria dos parâmetros do solo devido ao adensamento é considerada de forma simplificada pelo BBM. Porém a melhoria das propriedades não será considerada nas análises probabilísticas para o presente estudo.

O processo de análise é mostrado na Figura 3.2.

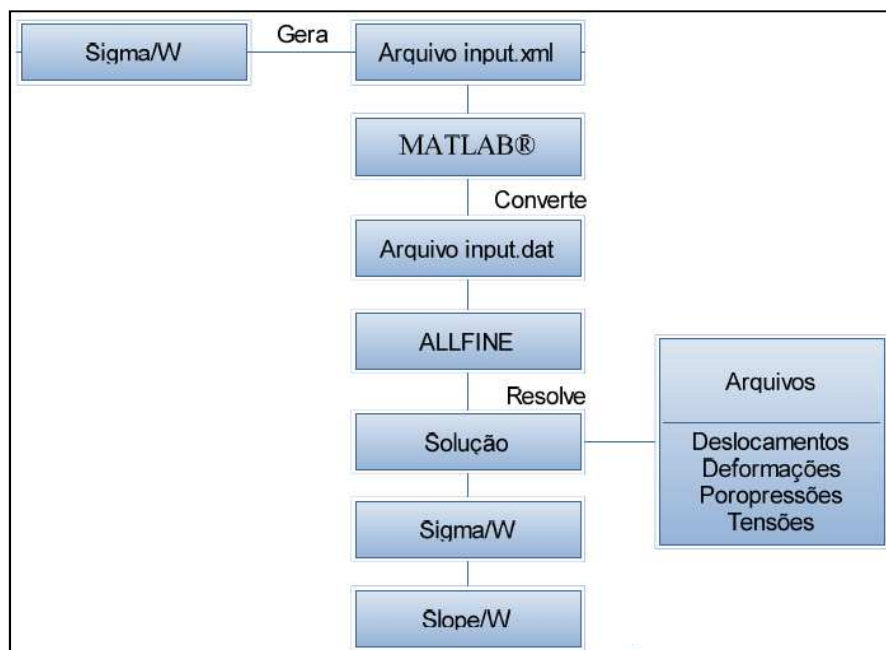


Figura 3.2 - Fluxograma da metodologia de análises - Sousa (2010).

As análises probabilísticas foram realizadas para o comportamento mecânico do solo, admitindo o modelo BBM. Para a análise de estabilidade de barragens, foram selecionados cinco parâmetros do modelo ($\lambda(0)$, κ , r , β e p_0^*), cuja determinação do valor traz incertezas, sendo variáveis que possivelmente influem na variabilidade do fator de segurança. Os parâmetros citados foram selecionados com base no estudo de Otálvaro et al. (2010).

A realização de análises probabilísticas para a estabilidade de barragens demanda que seja desempenhado um número significativo de cálculos de fator de segurança, que depende do método probabilístico adotado e do número de parâmetros variados no estudo.

Para minimizar o tempo demandado pelas análises probabilísticas, foram realizadas primeiramente análises que permitem quantificar a influência de cada um dos parâmetros que possam resultar em variações no fator de segurança. Para tanto, estudou-se a influência de parâmetros relacionados ao colapso do solo, devido ao tipo de material adotado nas análises. Sendo assim, calculou-se a influência da variabilidade de cinco parâmetros do modelo BBM, relacionados à deformação do solo, para a variabilidade do colapso e da deformação total. Uma vez que o fator de segurança da barragem sofre forte influência das deformações induzidas, os parâmetros que influenciam no colapso e na deformação total do solo também irão impactar no valor de FS calculado para os taludes. Dessa forma, os parâmetros cujas variações não representaram relevância para o colapso ou para a deformação total foram desconsiderados das análises probabilísticas.

3.2 FORMULAÇÃO

O desenvolvimento do programa ALLFINE, realizado por Cordão Neto (2005), requer a formulação teórica das equações que regem o problema de consolidação em meios não saturados. Neste item são apresentadas as equações básicas de equilíbrio e de continuidade, as relações constitutivas para o comportamento mecânico e para o comportamento hidráulico, e ainda a solução numérica para o sistema de equações gerado. Além da formulação para o desenvolvimento da ferramenta numérica, apresenta-se a definição do método probabilístico utilizado para a análise probabilística do problema.

3.2.1 EQUAÇÕES BÁSICAS

A consolidação de solos não saturados envolve a interação dos efeitos das três fases constituintes do solo, sendo elas o esqueleto sólido, a água e o ar. Sendo assim, a análise da

consolidação em meios não saturados requer o conhecimento de equações que descrevem os efeitos do problema em cada uma das fases.

A equação de equilíbrio estático de um elemento de solo poder ser apresentada como:

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + b_i = 0 \quad (3.1)$$

onde σ_{ij} é o tensor de tensão total, b_i são as forças de corpo e x_j representa as direções do sistema de coordenadas cartesianas.

O comportamento da água no problema de consolidação pode ser explicado pelo princípio de conservação de massa. Admitindo a água como incompressível para o nível de tensões considerado, tem-se a equação de continuidade da fase água:

$$\frac{\partial \theta_w}{\partial t} + \frac{\partial (v_i)}{\partial x_i} = 0 \quad (3.2)$$

onde $\theta_w = nS$ é o volume de água nos vazios do solo, n é a porosidade, S é o grau de saturação e v_i é a velocidade da água. A velocidade da água pode ser definida pela lei de Darcy, apresentada a seguir:

$$v_i = -k_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} \quad (3.3)$$

onde k_{ij} é a matriz de permeabilidade, função do grau de saturação do solo e $\partial h / \partial x_j$ é o vetor de gradiente hidráulico.

Para o caso em que o solo se encontra saturado, a equação de continuidade da água pode ser simplificada, uma vez que a variação do volume de água nos vazios, θ_w , é igualada à variação volumétrica do elemento de solo. A equação de continuidade da água pode então ser reescrita como:

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} + \frac{\partial (v_i)}{\partial x_i} = 0 \quad (3.4)$$

onde ε_v é a deformação volumétrica do elemento de solo e v_i é a velocidade da água.

Assim como para a fase água, faz-se necessária a determinação da equação de continuidade para a fase ar do solo, apresentada a seguir:

$$\frac{\partial(\rho_a n(1 - S + H_c S))}{\partial t} + \frac{\partial J_i}{\partial x_i} = 0 \quad (3.5)$$

onde ρ_a é a densidade do ar, S é o grau de saturação, H_c é o coeficiente de solubilidade do ar na água e J_i é a massa de ar por unidade de água na direção x_i .

Será assumido que o problema analisado seja isotérmico e que o ar nos vazios do solo está sob pressão atmosférica. Dessa forma, é possível desprezar os efeitos da fase ar no solo. Sendo assim, a equação de continuidade da fase ar não será considerada no presente estudo.

3.2.2 RELAÇÕES CONSTITUTIVAS

A resolução do problema de consolidação em meios não saturados requer que sejam adotados modelos constitutivos que descrevam o comportamento mecânico e hidráulico do solo.

Como modelo constitutivo para comportamento mecânico do solo será adotado o Modelo Básico de Barcelona, proposto por Alonso et al. (1990). Para descrever o comportamento hidráulico do solo, serão adotadas as propostas de modelo apresentadas por Cordão Neto (2005), tanto para a curva característica quanto para a permeabilidade.

3.2.2.1 RELAÇÃO CONSTITUTIVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO-POROPRESSÃO

O comportamento mecânico de solos não saturados deve ser definido por uma relação entre a tensão, deformação e poropressão da água. A equação apresentada abaixo descreve uma expressão geral para a relação tensão-deformação-poropressão para solos não saturados.

$$d(\sigma_i - m_i u_a) = D_{ij} d\varepsilon_j - h_i d(u_a - u_w) \quad (3.6)$$

onde $m_i = \{1, 1, 1, 0, 0, 0\}^T$, $d(\sigma_i - m_i u_a)$ é o incremento no vetor de tensões líquidas, D_{ij} é a matriz constitutiva tensão-deformação, $d\varepsilon_j$ é o incremento no vetor de deformação, h_i é o vetor constitutivo tensão-poropressão e $d(u_a - u_w)$ é o incremento na sucção. A matriz D_{ij} e o vetor h_i são obtidos por meio de um modelo constitutivo. No presente estudo, o modelo elastoplástico adotado é o Modelo Básico de Barcelona (BBM).

O BBM é uma extensão do modelo de estados críticos Cam Clay Modificado para solos não saturados, de forma que a condição saturada do solo se torna um caso particular do modelo.

A influência da sucção no solo segundo o modelo pode ser observada nas curvas de adensamento para o solo na condição saturada e não saturada, apresentadas na Figura 3.3.

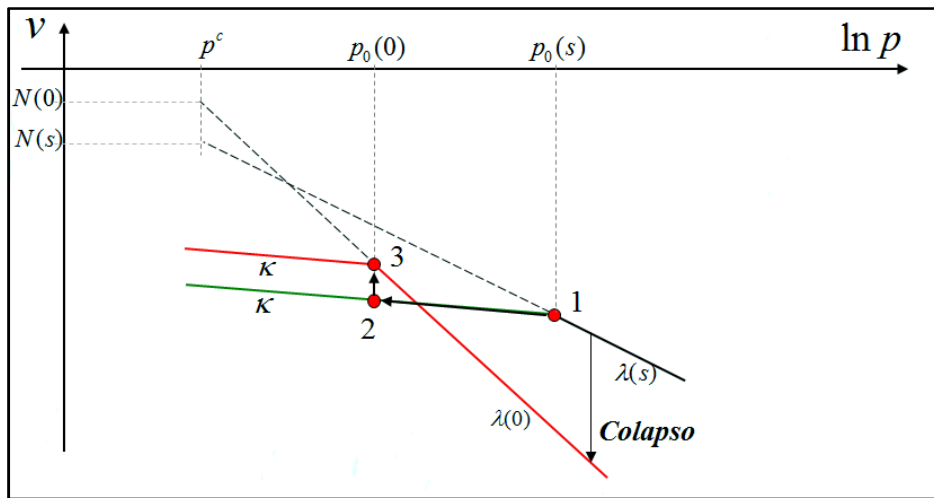


Figura 3.3 - Curvas de adensamento para o solo saturado e não saturado - Modificado de Alonso et al. (1990).

As curvas de adensamento para um mesmo solo em condições diferentes de grau de saturação mostram o aumento no valor da tensão de pré-adensamento do solo devido ao aumento da sucção. É possível observar ainda a ocorrência do colapso do solo quando realizada a molhagem, levando a sucção do solo a zero.

As superfícies de plastificação do modelo de Barcelona podem ser apresentadas no plano p - s e no plano p - q , sendo p a tensão hidrostática líquida, q a tensão desvio e s a sucção mátrica, cujas definições são apresentadas a seguir.

$$p = \sigma_m - u_a \quad (3.7)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (3.8)$$

$$s = u_a - u_w \quad (3.9)$$

onde $\sigma_m = [(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3]$ é a tensão média, σ_1 , σ_2 , e σ_3 são as tensões principais, u_a é a pressão do ar e u_w é a pressão da água.

A superfície de plastificação no plano p - s , apresentada na Figura 3.4, é limitada por duas curvas de plastificação, definidas LC (*loading collapse*) e SI (*suction increase*), que delimitam a região elástica.

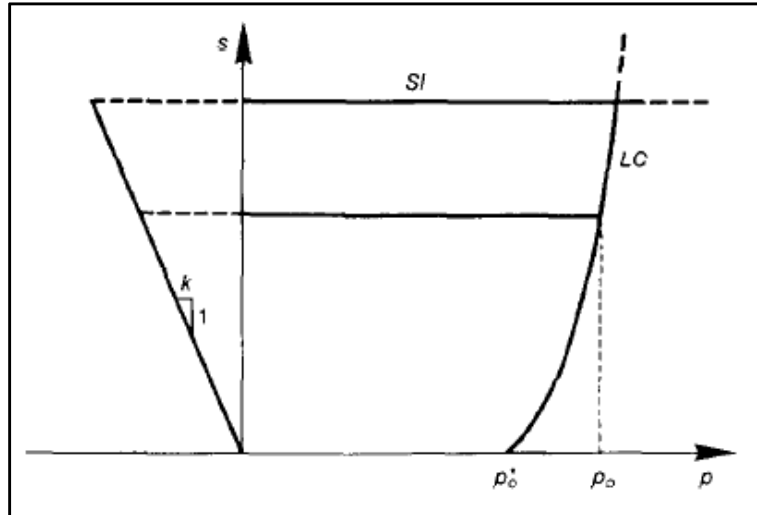


Figura 3.4 - Superfície de plastificação no plano p - s - Alonso et al. (1990).

A curva LC representa a superfície de plastificação para trajetórias de carregamento e molhagem e é definida pela equação:

$$\left(\frac{p_0}{p^c}\right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c}\right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} \quad (3.10)$$

onde p_0 é a tensão de plastificação, p_0^* é a tensão de plastificação para a condição saturada, p^c é a tensão de referência, $\lambda(0)$ é o coeficiente de compressibilidade do trecho virgem para a condição saturada, $\lambda(s)$ é o coeficiente de compressibilidade do trecho virgem para uma sucção s e κ é o coeficiente de compressibilidade da região elástica.

O valor para o coeficiente de compressibilidade do trecho virgem para a sucção s , $\lambda(s)$, pode ser calculado de várias maneiras. Alonso et al. (1990) sugere que a equação que mais se aproxima do comportamento real do solo é a apresentada a seguir.

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1 - r)\exp(-\beta s) + r] \quad (3.11)$$

onde $\lambda(0)$ é o coeficiente de compressibilidade do trecho virgem para a condição saturada, r um parâmetro de ajuste relacionado à máxima rigidez do solo, β um parâmetro de ajuste que controla a taxa de crescimento da rigidez do solo com a sucção e s é a sucção.

A curva SI representa a superfície de plastificação para trajetórias de secagem e é definida por:

$$s = s_0 = \text{constante} \quad (3.12)$$

onde s_0 é a máxima sucção a que o solo foi submetido e representa o valor de sucção acima do qual o solo passa a se deformar plasticamente.

A superfície de plastificação no plano p - q , apresentada na Figura 3.5, é definida por uma elipse que fornece uma tensão de plastificação p_0 , que por sua vez se encontra posicionada na curva LC (Figura 3.4).

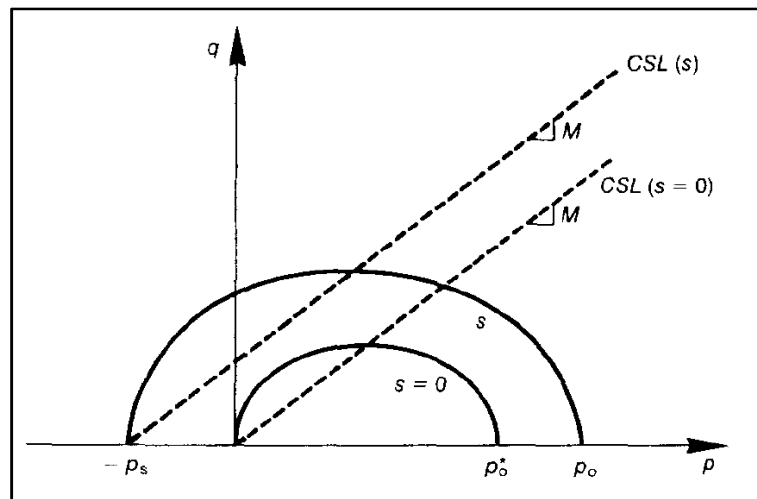


Figura 3.5 - Superfície de plastificação no plano p - q - Alonso et al. (1990).

Na superfície do plano p - q , são apresentadas a linha de estado crítico (CSL) para a condição saturada do solo, com inclinação M . Em paralelo, encontra-se a linha de estado crítico para o caso de saturação diferente de zero.

Assumindo que o aumento da sucção resulta em um acréscimo da coesão do solo, em uma relação linear, pode-se admitir que as elipses vão interceptar o eixo p no ponto descrito:

$$p = -p_s = -ks \quad (3.13)$$

onde $-p_s$ é o intercepto com o eixo p , s é a sucção e k é uma constante. Desta forma, tem-se que o intervalo $-p_s(s)$ a $p_0(s)$, o maior eixo da elipse, é dado por:

$$q^2 = M^2(p + p_s)(p_0 - p) \quad (3.14)$$

onde q é a tensão desvio, p é a tensão média líquida, p_0 é a tensão de plastificação, p_s é o intercepto com o eixo p e M é a inclinação das linhas de estado crítico.

Pode-se, assim, definir as superfícies de plastificação pelas equações:

$$f_1(p, q, s, p_0^*) = q^2 - M^2(p_0 - p)(p + p_s) = 0 \quad (3.15)$$

$$f_2(s, s_0) = s - s_0 = 0 \quad (3.16)$$

As superfícies de plastificação nos planos p - s e p - q podem ser visualizadas simultaneamente na superfície definida no espaço p - q - s , mostrada pela Figura 3.6.

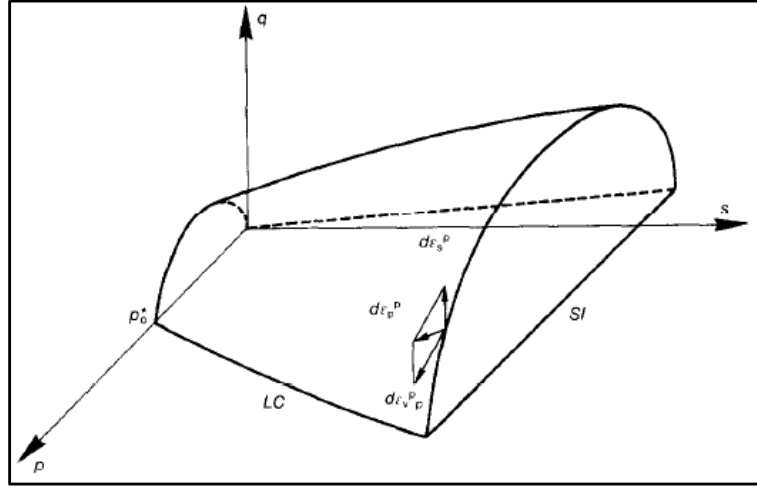


Figura 3.6 - Superfície de plastificação do modelo BBM - Alonso et al. (1990).

Outra definição importante do modelo se refere à superfície potencial plástica, que define a direção do vetor de deformações plásticas. A superfície potencial plástica proposta para o Modelo Básico de Barcelona é apresentada a seguir:

$$g_1(p, q, s, p_0^*) = \alpha q^2 - M^2(p_0 - p)(p + p_s) = 0 \quad (3.17)$$

$$g_2(s, s_0) = s - s_0 = 0 \quad (3.18)$$

onde q é a tensão desvio, p é a tensão média líquida, p_0 é a tensão de plastificação, p_s é o intercepto com o eixo p , M é a inclinação das linhas de estado crítico, s_0 é a máxima sucção a que o solo foi submetido e representa o valor de sucção acima do qual o solo passa a se deformar plasticamente e α é um parâmetro definido por:

$$\alpha = \left(\frac{M(M-9)(M-3)}{9(6-M)} \right) \left(\frac{1}{1 - \frac{\kappa}{\lambda(0)}} \right) \quad (3.19)$$

onde M é a inclinação das linhas de estado crítico, κ é o coeficiente de compressibilidade da região elástica e $\lambda(0)$ é o coeficiente de compressibilidade do trecho virgem para a condição saturada.

Além da superfície de plastificação e da superfície potencial plástica, faz-se necessária a definição de leis de endurecimento. As leis de endurecimento para o modelo BBM são descritas para as superfícies LC e SI, de forma que haja um acoplamento entre ambas. O acoplamento entre as curvas LC e SI faz com que deformações plásticas provenientes do carregamento do solo e responsável pela movimentação da LC provoquem também a movimentação da SI. Da mesma forma, deformações plásticas devido à secagem do solo movimentam não só a superfície SI, como também a LC. As leis de endurecimento para as superfícies LC e SI são apresentadas abaixo, respectivamente.

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{v}{\lambda(0) - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad (3.20)$$

$$\frac{ds_0}{s_0 + p_{at}} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\varepsilon_v^p \quad (3.21)$$

onde dp_0^* e ds_0 são as variáveis internas de tensão relacionadas ao endurecimento, que controlam as superfícies LC e SI, $v = (1 + e)$ é o volume específico, e é o índice de vazios do solo, $\lambda(0)$ é o coeficiente de compressibilidade do trecho virgem para a condição saturada, λ_s é o coeficiente de compressibilidade para mudanças da sucção no trecho virgem do solo, κ é o coeficiente de compressibilidade da região elástica, κ_s é o coeficiente de compressibilidade da região elástica para mudanças da sucção, p_{at} é a pressão atmosférica e $d\varepsilon_v^p$ é a deformação volumétrica total.

Definido o modelo constitutivo para o comportamento mecânico do solo, é possível obter a matriz D_{ij} e o vetor h_i para a determinação completa da relação tensão-deformação-proporção (3.6). O desenvolvimento apresentado a seguir, para a determinação da matriz D_{ij} e do vetor h_i foi retirado de Cordão Neto (2005).

Primeiramente, faz-se necessário definir as deformações elásticas e as deformações plásticas do solo. As deformações elásticas podem ser definidas pela equação:

$$d\varepsilon_i^e = C_{ij}^e d\sigma_j + H_i^e ds \quad (3.22)$$

onde $d\varepsilon_i^e$ é o incremento de deformação elástica, C_{ij}^e é a inversa da matriz elástica tensão-deformação, $d\sigma_j$ é o incremento de tensão líquida, H_i^e é o vetor elástico sucção-deformação e ds é o incremento de sucção. Já as deformações plásticas são definidas por:

$$d\varepsilon_i^p = \Lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_i} \quad (3.23)$$

onde $d\varepsilon_i^p$ é o incremento de deformação plástica, Λ é o multiplicador plástico e $\partial g / \partial \sigma_i$ é a projeção do vetor normal à superfície potencial plástica no espaço de tensões. A partir das definições do incremento de deformação elástica e incremento de deformação plástica, pode-se obter o incremento de deformação total, assumindo a decomposição ativa de deformações, em que:

$$d\varepsilon_i = d\varepsilon_i^e + d\varepsilon_i^p \quad (3.24)$$

onde $d\varepsilon_i$ é o incremento de deformação total, $d\varepsilon_i^e$ é o incremento de deformação elástica e $d\varepsilon_i^p$ é o incremento de deformação plástica. Desta forma, tem-se para a deformação total:

$$d\varepsilon_i = C_{ij}^e d\sigma_j + \Lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_i} + H_i^e ds \quad (3.25)$$

onde $d\varepsilon_i$ é o incremento de deformação total, C_{ij}^e é a inversa da matriz elástica tensão-deformação, $d\sigma_j$ é o incremento de tensão líquida, Λ é o multiplicador plástico, $\partial g / \partial \sigma_i$ é a projeção do vetor normal à superfície potencial plástica no espaço de tensões, H_i^e é o vetor elástico sucção-deformação e ds é o incremento de sucção. A equação pode ser reescrita como:

$$d\sigma_j = D_{ij}^e \left(d\varepsilon_i - \Lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_i} - H_i^e ds \right) \quad (3.26)$$

onde $d\sigma_j$ é o incremento de tensão líquida, $D_{ij}^e = (C_{ij}^e)^{-1}$ é a matriz constitutiva tensão-deformação elástica, $d\varepsilon_i$ é o incremento de deformação total, Λ é o multiplicador plástico, $\partial g / \partial \sigma_i$ é a projeção do vetor normal à superfície potencial plástica no espaço de tensões, H_i^e é o vetor elástico sucção-deformação e ds é o incremento de sucção. Como a equação (3.26) possui duas incógnitas, Λ e $d\sigma_j$, é necessária a definição de mais uma equação para que se obtenha um sistema de solução possível.

Considerando o modelo BBM, é possível afirmar, de acordo com a teoria da plasticidade, que a superfície de plastificação LC é o limite físico máximo para o estado de tensão. Desta forma, tem-se:

$$f_1(\sigma_i, s, p_0^*) \leq 0 \quad (3.27)$$

onde f_1 é a superfície LC.

Como o Modelo Básico de Barcelona adota como parâmetro de endurecimento a deformação volumétrica plástica e possui uma superfície de plastificação dependente da sucção, pode-se escrever a lei de consistência como:

$$\frac{\partial f_1}{\partial \sigma_j} d\sigma_j + \frac{\partial f_1}{\partial s} ds + \Lambda \frac{\partial f_1}{\partial p_0^*} \frac{\partial p_0^*}{\partial \varepsilon_v^p} \left(\frac{\partial g_1}{\partial \sigma_1} + \frac{\partial g_1}{\partial \sigma_2} + \frac{\partial g_1}{\partial \sigma_3} \right) = 0 \quad (3.28)$$

onde $\partial f_1 / \partial \sigma_j$ é a projeção no espaço de tensões do vetor normal a superfície de plastificação, $\partial f_1 / \partial s$ é a projeção no eixo de sucção do vetor normal à superfície de plastificação, $\partial f_1 \partial p_0^* / \partial p_0^* \partial \varepsilon_v^p$ é um parâmetro de endurecimento, Λ é o multiplicador plástico, $\partial g_1 / \partial \sigma_1$, $\partial g_1 / \partial \sigma_2$ e $\partial g_1 / \partial \sigma_3$ são as componentes no espaço de tensões principais do vetor normal à superfície potencial plástico e g_1 é a superfície potencial plástico. As equações (3.26) e (3.28) possuem como soluções:

$$\Lambda = \frac{a_l D_{lm}^e}{a_j D_{ij}^e b_i - Y} d\varepsilon_m + \frac{c - a_l D_{ml}^e H_m^e}{a_j D_{ij}^e b_i - Y} ds \quad (3.29)$$

$$d\sigma_i = D_{ij} d\varepsilon_j - h_i ds \quad (3.30)$$

sendo D_{ij} e h_i definidos por:

$$D_{ij} = D_{ij}^e - \frac{a_l D_{ij}^e D_{ik}^e b_k}{a_j D_{ij}^e b_i - Y} \quad (3.31)$$

$$h_i = D_{ij}^e H_j^e + D_{ij}^e (c - a_l D_{ml}^e H_m^e) \frac{b_j}{a_p D_{pq}^e b_q - Y} \quad (3.32)$$

onde D_{ij} é a matriz tensão-deformação, H_i^e é o vetor elástico sucção-deformação, $a_l = \partial f_1 / \partial \sigma_l$ é a projeção do vetor normal à superfície de plastificação em um plano de sucção constante, $b_k = \partial g_1 / \partial \sigma_l$ é a projeção do vetor normal à superfície potencial plástico em um plano de sucção constante, $c = \partial f_1 / \partial s$ é a projeção do vetor normal à superfície de

plastificação na direção do eixo da poropressão, f_1 é a superfície LC, g_1 é a superfície potencial plástico e Y é dado por:

$$Y = \frac{\partial f}{\partial p_0^*} \frac{\partial p_0^*}{\partial \varepsilon_v^p} \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma_1} + \frac{\partial g}{\partial \sigma_2} + \frac{\partial g}{\partial \sigma_3} \right) \quad (3.33)$$

Definidas as equações para função de plastificação, as equações para a função de potencial plástico, as equações para a lei de endurecimento e as equações para a região elástica do Modelo Básico de Barcelona, a relação tensão-deformação-poropressão está completa.

3.2.2.2. RELAÇÃO CONSTITUTIVA PARA O COMPORTAMENTO HIDRÁULICO

Para a consideração do comportamento hidráulico dos solos não saturados nas análises, faz-se necessária a determinação das relações para o teor volumétrico de água e para a permeabilidade do solo.

A equação que relaciona o teor volumétrico do solo com as poropressões e as deformações pode ser apresentada como:

$$d\theta_w = \frac{\partial(Sn)}{\partial \varepsilon_v} d\varepsilon_v + \frac{\partial(Sn)}{\partial(u_a - u_w)} d(u_a - u_w) \quad (3.34)$$

onde $d\theta_w$ é o incremento no volume de água nos vazios do solo, n é a porosidade, S é o grau de saturação, $d(u_a - u_w)$ é o incremento na poropressão e $d\varepsilon_v$ é o incremento na deformação volumétrica.

A determinação dos termos $\partial(Sn)/\partial \varepsilon_v$ e $\partial(Sn)/\partial(u_a - u_w)$, que indicam as variações na umidade devido a variações de deformação volumétrica e sucção, depende da definição de uma relação constitutiva para o grau de saturação do solo. O modelo para a curva característica adotado nesse estudo é o proposto por Cordão Neto (2005).

O modelo proposto pelo autor utiliza como variável o índice de vazios, que é capaz de representar a história de tensões do solo. A equação proposta para a curva característica é apresentada a seguir:

$$S = a + b \log(e) + \frac{1 - (a + b \log(e))}{1 + \left(\frac{u_a - u_w}{c}\right)^d} \quad (3.35)$$

onde a , b , c e d são coeficientes de ajuste obtidos a partir de dados experimentais, S é o grau de saturação do solo, e é o índice de vazios e $(u_a - u_w)$ é a sucção mátrica.

A dependência do grau de saturação em relação ao índice de vazios e , conseqüentemente, à curva característica do solo pode ser visualizada na Figura 3.7, que apresenta curvas característica para diferentes valores de índice de vazios, que variam de 0,4 a 0,8.

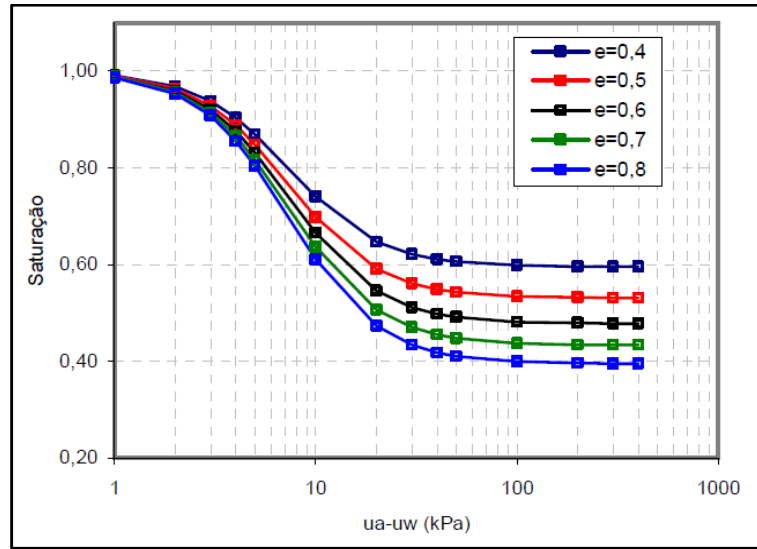


Figura 3.7 - Variação do grau de saturação com o índice de vazio - Cordão Neto (2005).

Definida uma superfície para o grau de saturação, os termos $\partial(Sn)/\partial\varepsilon_v$ e $\partial(Sn)/\partial(u_a - u_w)$ da Equação (3.33), chamados respectivamente de β_1 e β_2 podem ser determinados e apresentados como:

$$\beta_1 = \frac{\partial(Sn)}{\partial\varepsilon_v} = S + \frac{\partial S}{\partial e} e \quad (3.36)$$

$$\beta_2 = \frac{\partial(Sn)}{\partial(u_a - u_w)} = \frac{\partial S}{\partial(u_a - u_w)} \frac{e}{1 + e} + S(D_{ij}^{-1} h_i) m_j \quad (3.37)$$

onde S é o grau de saturação, e é o índice de vazios, $(u_a - u_w)$ é a sucção mátrica, D_{ij}^{-1} é a inversa da matriz constitutiva tensão-deformação, h_i é o vetor da relação constitutiva tensão-poropressão e $m_j = \{1,1,1,0,0,0\}^T$.

Para a condição saturada do solo, o termo $\partial S/\partial e$ da Equação (3.35) se iguala a zero, fazendo com que β_1 se iguale a 1. Da mesma forma, quando não há sucção, o termo $\partial S/\partial(u_a - u_w)$ da Equação (3.36) se iguala a zero, o que resulta em um β_2 tendendo ao valor de $\partial\varepsilon_v/\partial u_w$.

O comportamento da permeabilidade será descrito também segundo o modelo apresentado por Cordão Neto (2005). No modelo, são propostos como variáveis para a função de permeabilidade o índice de vazios e o grau de saturação. O índice de vazios é adotado devido à sua capacidade de representar a história de tensões do solo, enquanto o grau de saturação se mostra adequado por ser uma medida direta do volume de água nos vazios.

Segundo a proposta de Cordão Neto (2005), a permeabilidade do solo é descrita por:

$$k_w = \frac{A + B \ln(e)}{1 + \exp\left(\frac{C - S}{D}\right)} \quad (3.38)$$

onde k_w é o coeficiente de permeabilidade do solo, e é o índice de vazios, S é grau de saturação e A , B , C e D são parâmetros de ajuste.

A relação entre a permeabilidade do solo com o índice de vazios e com o grau de saturação pode ser observada na Figura 3.8, que apresenta curvas de permeabilidade para diferentes índices de vazios, que variam de 0,4 a 0,8.

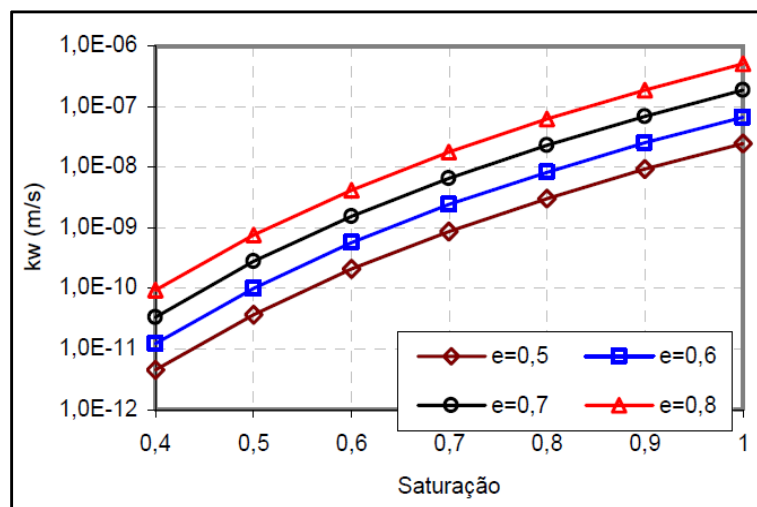


Figura 3.8 - Curvas de permeabilidade para diferentes índices de vazios - Cordão Neto (2005).

Quando o solo se encontra na condição saturada, ou seja, quando o valor do grau de saturação é igual a 1, a equação que descreve a permeabilidade do solo pode ser expressa como:

$$K_{sat} = \frac{A + B \ln(e)}{1 + \exp\left(\frac{C}{D}\right)} = \bar{A} + \bar{B} \ln(e) \quad (3.39)$$

onde K_{sat} é o coeficiente de permeabilidade para a condição saturada, e é o índice de vazios, A , B , C e D são parâmetros de ajuste, \bar{A} corresponde à permeabilidade para o índice de vazios igual a 1 e \bar{B} fornece a taxa de variação da permeabilidade com a variação do índice de vazio.

3.2.3 SOLUÇÃO ACOPLADA POR ELEMENTOS FINITOS

A resolução das equações apresentadas no item 3.2.2 requer a utilização do Método dos Elementos Finitos. A seguir são apresentadas, de forma resumida, as soluções propostas por Cordão Neto (2005) para as equações que envolvem o problema de consolidação de solos não saturados.

Para a equação de equilíbrio, pode-se utilizar o princípio dos trabalhos virtuais. Assumindo-se o domínio do problema (Ω) e as condições de contorno para as forças de superfície (Γ_1) e para os deslocamentos (Γ_2), tem-se que, em um dado sistema de equilíbrio, o trabalho realizado pelas forças internas é igual ao trabalho realizado pelas forças externas. Essa igualdade pode ser representada por:

$$\int_{\Omega} \{\delta \varepsilon^*\}^T \{\dot{\sigma}\} d\Omega - \int_{\Omega} \{\delta u^*\}^T \{\dot{b}\} d\Omega - \int_{\Gamma_1} \{\delta u^*\}^T \{\dot{\tau}\} d\Gamma = 0 \quad (3.40)$$

onde $\{\delta \varepsilon^*\}$ representa as deformações virtuais compatíveis com os deslocamentos $\{\delta u^*\}$, $\{b\}$ são as forças de corpo, $\{\tau\}$ são as tensões de superfície e $\{\dot{x}\}$ é a derivada temporal de uma variável x .

Para as condições de contorno consideradas e para a relação constitutiva tensão-deformação-poropressão adotada, tem-se a solução:

$$[K]\{\dot{u}\} + [C]\{\dot{p}\} + [Q]\{\dot{a}\} = \{\dot{F}\} \quad (3.41)$$

onde $\{\dot{u}\}$ é o vetor de taxa de deslocamentos nodais, $\{\dot{p}\}$ é o vetor de taxa de poropressões nodais, $\{\dot{a}\}$ é o vetor de taxa de variação da pressão do ar, $[K] = \int_{\Omega} [B]^T [D] [B] d\Omega$ é a matriz

de rigidez da parte sólida, sendo $[B] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} \end{bmatrix}$ a matriz deformação-deslocamento e $[D]$ a

matriz da relação constitutiva tensão-deformação, $[C] = \int_{\Omega} [B]^T \{H\} [N_p] d\Omega$ é a matriz de acoplamento entre a fase sólida e a fase água, $[Q] = \int_{\Omega} [B]^T \{m - H\} [N_p] d\Omega$ é a matriz de

acoplamento entre a fase s3lida e a fase ar, sendo $[N_p]$ a matriz de interpola33o de poropress33es, $\{H\}$ o vetor da rela33o constitutiva tens33o-suc333o e $\{m\} = \{1,1,1,0,0,0\}^T$ e $\{F\} = \int_{\Omega} [N]^T \{b\} d\Omega + \int_{\Gamma_2} [N]^T \{t\} d\Gamma$ 33 o vetor de taxa de for33as externas, sendo $[N]$ a matriz de interpola33o de deslocamento.

Quando se trata de estruturas de terra, a equa33o (3.40) pode ser simplificada, uma vez que a press33o do ar 33 considerada constante e igual 33 press33o atmosf33rica. A equa33o, nesse caso, apresenta a forma:

$$[K]\{\dot{u}\} + [C]\{\dot{p}\} = \{\dot{F}\} \quad (3.42)$$

onde $\{\dot{u}\}$ 33 o vetor de taxa de deslocamentos nodais, $\{\dot{p}\}$ 33 o vetor de taxa de poropress33es nodais, $[K]$ 33 a matriz de rigidez da parte s3lida, $[C]$ a matriz de acoplamento entre a fase s3lida e a fase 33gua e $\{F\}$ 33 o vetor de taxa de for33as externas.

Para a equa33o de continuidade da 33gua, foi usado o m33todo de Galerkin. Adotando a rela33o constitutiva descrita por Cord33o Neto (2005) para a continuidade de 33gua, tem-se:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} + \frac{\partial(\beta_1 d\varepsilon_v + \beta_2 d(u_a - u_w))}{\partial t} = 0 \quad (3.43)$$

onde β_1 e β_2 s33o os coeficientes apresentados nas equa33es (3.36) e (3.37), $d\varepsilon_v$ 33 o incremento na deforma33o volum33trica, $d(u_a - u_w)$ 33 o incremento na poropress33o, v 33 a velocidade e t 33 o tempo.

Ap33s a integra33o da equa33o (3.43) pelo m33todo de Galerkin e adotadas as condi33es de contorno, 33 poss33vel obter:

$$[H]\{p\} + [L]\{\dot{u}\} - [M]\{\dot{p}\} = \{q\} \quad (3.44)$$

onde $\{p\}$ 33 o vetor de poropress33es nodais, $\{\dot{p}\}$ 33 o vetor de taxa de poropress33es nodais, $\{q\}$ 33 o vetor de vaz33es nodais impostas, $[H] = \int_{\Omega} [B_p] \frac{1}{\gamma_w} [k] [B_p] d\Omega$ 33 a matriz de fluxo, $[L] = \int_{\Omega} [B_p]^T \beta_1 [N] d\Omega$ 33 a matriz de acoplamento da fase s3lida e da fase 33gua e $[M] = \int_{\Omega} \beta_2 \{N\} \{N\}^T d\Omega$ 33 a matriz de massa, sendo $[B_p]$ a matriz gradiente-poropress33o, γ_w a massa espec33fica da 33gua, $[k]$ a matriz de condutividade e $[N]$ a matriz de interpola33o de deslocamentos.

O sistema de equações para a resolução do problema de consolidação em solos não saturados é dado pelas equações (3.41) e (3.43), podendo ser apresentado de forma simplificada por:

$$[A]\{x\} + [B]\{\dot{x}\} = \{Y\} \quad (3.45)$$

onde $[A] = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & [H] \end{bmatrix}$, $[B] = \begin{bmatrix} [K] & [C] \\ [L] & -[M] \end{bmatrix}$, $\{x\} = \begin{Bmatrix} \{u\} \\ \{p\} \end{Bmatrix}$ e $\{Y\} = \begin{Bmatrix} \{F\} \\ \{q\} \end{Bmatrix}$.

Outro aspecto importante a ser considerado nas análises de consolidação do solo é o tempo, sendo necessária uma solução temporal para o sistema de equações acopladas, que permite a obtenção de uma solução estacionária equivalente ao problema transiente.

Considera-se uma variação linear para o vetor de incógnitas $\{x\}$ dentro de um intervalo de tempo Δt , sendo avaliado por:

$$\{x\}_{t+\alpha\Delta t} = (1 - \alpha)\{x\}_t + \alpha\{x\}_{t+\Delta t} \quad (3.46)$$

onde α é o parâmetro que controla o esquema de integração, $\{x\}_t$ é o valor do vetor de incógnitas no instante inicial e $\{x\}_{t+\Delta t}$ é o valor do vetor de incógnitas no estágio de tempo a ser calculado.

A derivada temporal do vetor de incógnitas pode ser expressa como:

$$\{\dot{x}\}_{t+\alpha\Delta t} = \frac{\{x\}_{t+\Delta t} - \{x\}_t}{\Delta t} \quad (3.47)$$

Avaliando-se a Equação (3.45) no instante de tempo $t + \Delta\alpha t$, obtém-se:

$$[A]_{t+\alpha\Delta t}\{x\}_{t+\alpha\Delta t} + [B]_{t+\alpha\Delta t}\{\dot{x}\}_{t+\alpha\Delta t} = \{Y\}_{t+\alpha\Delta t} \quad (3.48)$$

A solução expressa em termos de incremento do vetor de incógnitas pode ser obtida substituindo as Equações (3.46) e (3.47) na Equação (3.48):

$$[\Delta t\alpha[A]_{t+\alpha\Delta t} + [B]_{t+\alpha\Delta t}]\{\Delta x\} = \Delta t\{Y\}_{t+\alpha\Delta t} - [A]_t\{x\}_t \quad (3.49)$$

onde $[A]_{t+\alpha\Delta t} = [A(\{x\}_{t+\alpha\Delta t})] = [A((1 - \alpha)\{x\}_t + \alpha\{x\}_{t+\Delta t})]$,

$$[B]_{t+\alpha\Delta t} = [B(\{x\}_{t+\alpha\Delta t})] = [B((1 - \alpha)\{x\}_t + \alpha\{x\}_{t+\Delta t})]$$

$$\{Y\}_{t+\alpha\Delta t} = \{Y(\{x\}_{t+\alpha\Delta t})\} = \{Y((1 - \alpha)\{x\}_t + \alpha\{x\}_{t+\Delta t})\}$$

3.2.4 MÉTODO PROBABILÍSTICO

O emprego de métodos probabilísticos para análises geotécnicas permite que sejam avaliadas as consequências da variabilidade dos parâmetros do solo no desempenho da estrutura estudada. Utilizando um método probabilístico na análise do fator de segurança (FS) de um talude, é possível avaliar a distribuição de probabilidade do FS a partir da distribuição estatística de cada parâmetro do solo. Neste estudo, foram adotados dois métodos probabilísticos – O Método de FOSM (*First Order Second Moment* – Primeira-Ordem Segundo-Momento), baseado no truncamento da série de Taylor, e o Método dos Pontos de Estimativas (PEM), proposto por Rosenblueth (1975).

3.2.4.1 MÉTODO DE FOSM

O Método de FOSM é um método de aproximação da série de Taylor, que consiste em expandir uma série de variáveis aleatórias para valores esperados das variáveis de entrada, através da série de Taylor. A utilização do método não requer o conhecimento da distribuição de probabilidade das variáveis independentes, sendo necessários somente os valores de média e desvio padrão das variáveis. Como o método também não fornece a distribuição de probabilidade da variável dependente, esta deve ser assumida, sendo usual a consideração da distribuição normal para o fator de segurança. Assumida a distribuição da variável dependente, o método FOSM permite o cálculo da sua variância.

Para o cálculo da variância do fator de segurança através do FOSM, são necessárias $n + 1$ análises de FS, para n variáveis independentes, no caso, os parâmetros do solo. As análises são realizadas variando os valores de cada parâmetro, mantendo os demais constantes em seus valores médios. Obtido o valor de fator de segurança para cada análise realizada, é possível calcular a variância do fator de segurança, considerando uma distribuição de probabilidade normal, através da equação:

$$V[FS] = \sum_{i=1}^n \left(\frac{dFS}{dX_i} \right)^2 V[X_i] \quad (3.50)$$

onde $V[FS]$ é a variância do fator de segurança, X_i é a variável independente e $V[X_i]$ é a variância da variável independente. O valor médio do fator de segurança é calculado utilizando-se os valores médios de cada parâmetro do solo.

Ressalta-se que, como a variância do FS é calculada a partir da derivada do fator de segurança em relação a cada parâmetro, o método de FOSM oferece bons resultados quando a

variável dependente é uma função linear de cada variável independente. Dessa forma, recomenda-se a utilização do método para os casos em que o fator de segurança varia linearmente com os parâmetros, uma vez que quanto maior a não-linearidade, maiores serão os erros na aproximação.

Uma aplicação do método de FOSM bastante utilizada em estudos geotécnicos é a análise da influência da variabilidade das variáveis independentes, em relação à variabilidade da variável dependente. Essa capacidade do método permite a otimização do tempo demandado pelas análises probabilísticas, uma vez que a variabilidade dos parâmetros que não representam relevância para a variável dependente pode ser desconsiderada na análise probabilística.

A influência da variabilidade de cada variável dependente para a variabilidade do fator de segurança, assumida uma distribuição normal para o FS, pode ser calculada por:

$$\frac{\left(\frac{dFS}{dX_i}\right)^2 V[X_i]}{V[FS]} = \frac{\left(\frac{dFS}{dX_i}\right)^2 V[X_i]}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{dFS}{dX_i}\right)^2 V[X_i]} \quad (3.51)$$

onde $V[FS]$ é a variância do fator de segurança, X_i é a variável independente e $V[X_i]$ é a variância da variável independente.

3.2.4.2 MÉTODO DOS PONTOS DE ESTIMATIVAS

O Método dos Pontos de Estimativas (PEM), proposto por Rosenblueth (1975), permite o cálculo da média e da variância de uma variável independente sem a necessidade do conhecimento das funções de distribuição das variáveis independentes. Isso é possível através de uma amostra, obtida a partir dos valores calculados para a variável dependente em pontos particulares da distribuição das variáveis independentes, chamados pontos de estimativas. Para uma distribuição de probabilidade normal, os pontos de estimativas são definidos por:

$$X_{i+} = \bar{X}_i + \sigma_i \quad (3.52)$$

$$X_{i-} = \bar{X}_i - \sigma_i \quad (3.53)$$

onde X_{i+} e X_{i-} são pontos de estimativas, \bar{X}_i é o valor médio da variável independente e σ_i , seu desvio padrão.

Assim como no método de FOSM, o método de Rosenblueth não fornece a distribuição de probabilidade da variável dependente, a qual deve ser assumida. Quando o método é utilizado para a obtenção dos valores de média e desvio padrão do fator de segurança de um talude, é usual a consideração da distribuição normal para a variável dependente.

Para utilizar o PEM é necessária a realização de 2^n análises para n variáveis independentes. Dessa forma, para considerar a variabilidade de n parâmetros do solo em um estudo de estabilidade de taludes, são necessários 2^n cálculos de fator de segurança. A partir dos valores calculados, a média e o desvio padrão do FS podem ser obtidos, considerando uma distribuição normal, pelas equações

$$E[FS] = \sum_{i=1}^n \frac{FS_i}{n} \quad (3.54)$$

$$\sigma[FS] = \left(\sum_{i=1}^n \frac{(FS_i^2)}{n} - \sum_{i=1}^n \frac{FS_i}{n} \right)^{1/2} \quad (3.55)$$

onde $E[FS]$ é o valor médio do fator de segurança, $\sigma[FS]$ é o desvio padrão do fator de segurança, FS_i é o valor calculado para cada fator de segurança e n é o número de análises realizado.

3.2.4.3 CRITÉRIOS DE ACEITAÇÃO

Ao utilizar métodos probabilísticos na análise de estabilidade de taludes de barragem, são obtidos, tanto através do FOSM quanto pelo Método das Estimativas Pontuais, os valores de média e desvio padrão do fator de segurança. Dessa forma, é possível calcular a probabilidade de ruptura do talude estudado, assumida uma distribuição de probabilidade para o fator de segurança. Para tanto, ao considerar uma distribuição normal para o FS, calcula-se a probabilidade de ruptura através da área abaixo da curva de distribuição normal, com valor inferior a 1,0. Os valores de média e desvio padrão do fator de segurança permitem ainda o cálculo do índice de confiabilidade, dado por:

$$\beta = \frac{(E[FS] - 1)}{\sigma[FS]} \quad (3.56)$$

onde $E[FS]$ é o valor médio do fator de segurança e $\sigma[FS]$ é o seu desvio padrão.

Tanto a probabilidade de ruptura do talude quanto o índice de confiabilidade podem ser utilizados para determinar a segurança da estrutura. A Tabela 3.1 apresenta classificações para

o nível de desempenho do barramento, a partir dos valores de confiabilidade e de probabilidade de ruptura do barramento.

Tabela 3.1 - Índices de confiabilidade e probabilidade de falha admissíveis - USACE (1999)

Nível de desempenho esperado	β	Pr
Alto	5,0	3×10^{-7}
Bom	4,0	3×10^{-5}
Acima da média	3,0	3×10^{-3}
Abaixo da média	2,5	6×10^{-3}
Pobre	2,0	$2,5 \times 10^{-2}$
Insatisfatório	1,5	7×10^{-2}
Perigoso	1,0	$1,6 \times 10^{-1}$

3.3 ESTUDO DE CASO

Para a realização das análises descritas na metodologia, faz-se necessária a adoção de uma seção de barragem, além de parâmetros de solo. A seção adotada neste estudo é baseada na geometria proposta por Cordão Neto (2005), enquanto os parâmetros do solo utilizados são os apresentados pelo autor.

A seção proposta por Cordão Neto (2005) é constituída por 64% de material compactado na condição ótima, chamado material ótimo, e 36% de material compactado no ramo seco, chamado material seco. A geometria da seção e a disponibilidade de materiais podem ser observadas na Figura 3.9. A seção proposta pelo autor visa concentrar o material ótimo no centro da barragem, de modo a minimizar os elevados gradientes de deformações nessa região. A distribuição de material ótimo ao longo da base tem por objetivo forçar o deslocamento da superfície de ruptura para regiões mais favoráveis.

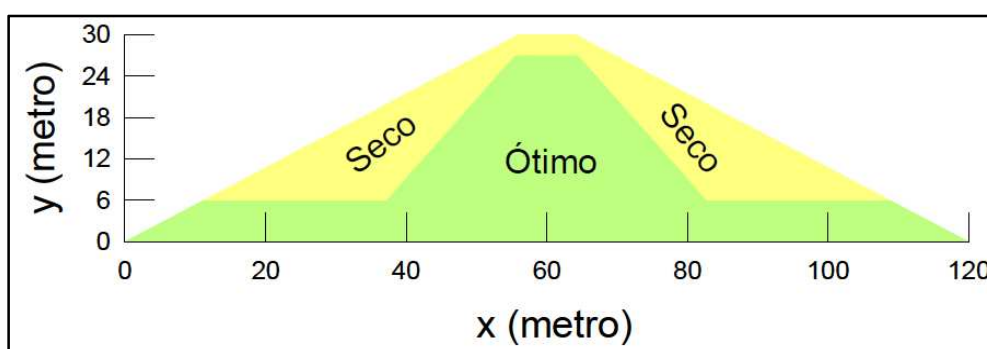


Figura 3.9 - Geometria da seção - Cordão Neto (2005).

Como os valores de fator de segurança obtidos por Cordão Neto (2005) para a seção apresentada na Figura 3.8 são considerados altos, é proposta uma nova seção, baseada na apresentada pelo autor. A nova seção é composta por 57% de material ótimo e 43% de material seco. A alteração na porcentagem de material seco se dá pela diminuição do núcleo da barragem. Além da relação de materiais, a geometria foi alterada quanto à inclinação dos taludes, que passa a ser 1H:1,75V e, conseqüentemente, quanto à largura da base, que passa de 120 a 112 metros. A geometria e a disposição dos materiais podem ser observadas na Figura 3.10. Além da seção heterogênea, são estudadas ainda duas seções homogêneas. As seções homogêneas apresentam a mesma geometria da seção mista, diferindo apenas pela composição de materiais. A seção chamada ótima é constituída somente por material compactado na condição ótima, enquanto a seção chamada seca é constituída por material compactado do ramo seco da curva de compactação. Em todas as seções estudadas foi incorporado um filtro horizontal de 34 metros. Na seção mista, além do filtro horizontal, foi adotado ainda um filtro na região de contato entre os materiais ótimo e seco. Os filtros foram considerados nas análises numéricas como uma condição de contorno transiente, que somente é ativado quando a poropressão se torna positiva.

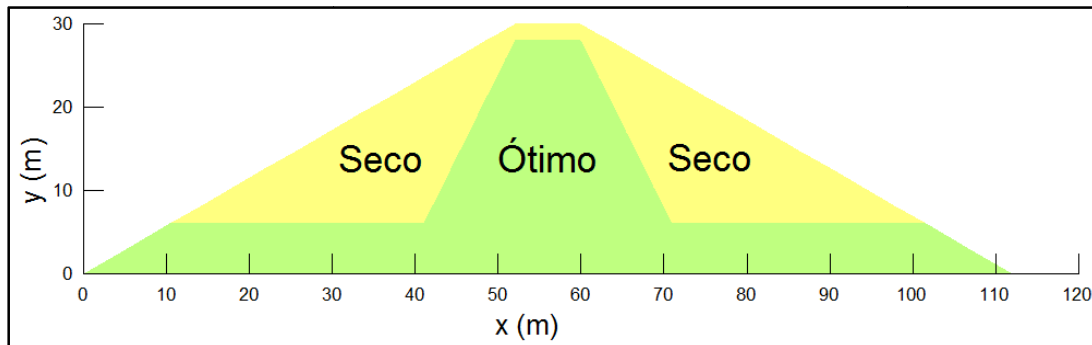


Figura 3.10 - Geometria da seção adotada

A malha adotada nas seções homogêneas é mostrada na Figura 3.11, que indica ainda a localização do filtro. Para a seção mista, a malha adotada é mais discretizada, devido à configuração dos materiais, tendo a configuração apresentada na Figura 3.12.

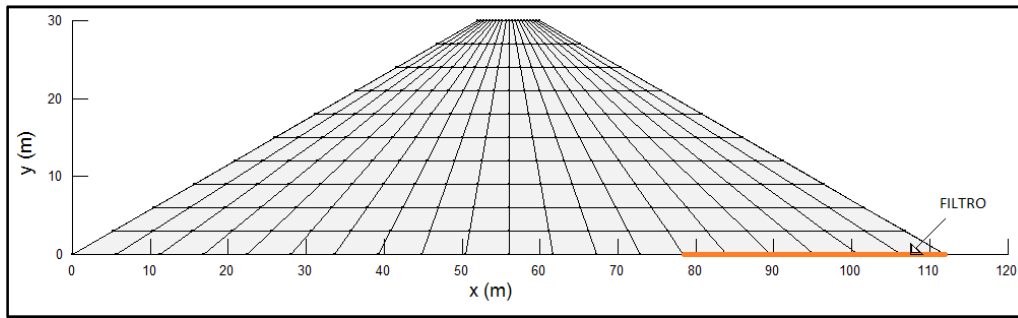


Figura 3.11 - Malha adotada - Seções ótima e seca.

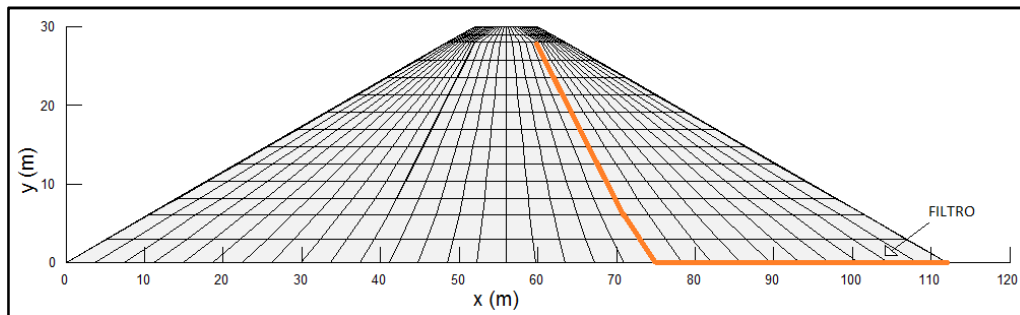


Figura 3.12 - Malha adotada - Seção mista.

Os parâmetros do solo estudado por Cordão Neto (2005) serão aqui adotados como as médias dos parâmetros utilizados nas análises. O autor apresentou parâmetros do Modelo Básico de Barcelona e do Modelo de Mohr-Coulomb tanto para condições ótimas de compactação do solo quanto para as condições de compactação no ramo seco. Os valores propostos por Cordão Neto (2005) foram obtidos a partir dos resultados de ensaios de deformabilidade e resistência realizados por Pereira (1996). Tais valores são apresentados pelas Tabelas 3.2, 3.3 e 3.4.

Tabela 3.2 - Parâmetros da superfície LC - Cordão Neto (2005).

Amostras	Parâmetros					
	p_0^*	p_c	$\lambda(0)$	k	r	β
Ótima	600 kPa	1 kPa	-	0,002	1,0	0 MPa ⁻¹
Seca	120 kPa	6000 kPa	0,1	0,01	2,0	5 MPa ⁻¹

Tabela 3.3 - Parâmetros de resistência - Cordão Neto (2005).

Amostras	Parâmetros					
	Mohr-Coulomb			Barcelona		
	ϕ	ϕ^b	c'	M	k_c	$s_{coesivo}$
Ótima	33°	17°	34 kPa	1,31	0,46	112 kPa
Seca	25°	16°	20 kPa	0,98	0,62	70 kPa

Tabela 3.4 - Parâmetros de estado do solo - Cordão Neto (2005).

Amostras	Parâmetros			
	p_0^*	e	$u_a - u_w$	γ_{seco}
Ótima	600 kPa	0,4	-3 kPa	18,5 kN/m ³
Seca	120 kPa	0,584	-200 kPa	16,3 kN/m ³

Além dos parâmetros mecânicos apresentados por Cordão Neto, os parâmetros hidráulicos adotados pelo autor também foram utilizados nesse estudo. A Tabela 3.5 mostra os valores dos parâmetros para as funções de permeabilidade e saturação aqui adotados.

Tabela 3.5- Parâmetros para funções de permeabilidade e saturação - Cordão Neto (2005).

Saturação		Permeabilidade	
a	0,33	A	$1,4 \times 10^{-6}$ (m/s)
b	0,66	B	$2,5 \times 10^{-6}$ (m/s)
c	$7,3$ (kPa ⁻¹)	C	0,75
d	1,9	D	0,03

A amostra de solo seca, cujos parâmetros foram apresentados acima, possui comportamento colapsível, conforme resultados de ensaios laboratoriais obtidos por Cordão Neto (2005), apresentados nas Figuras 3.11 e 3.12.

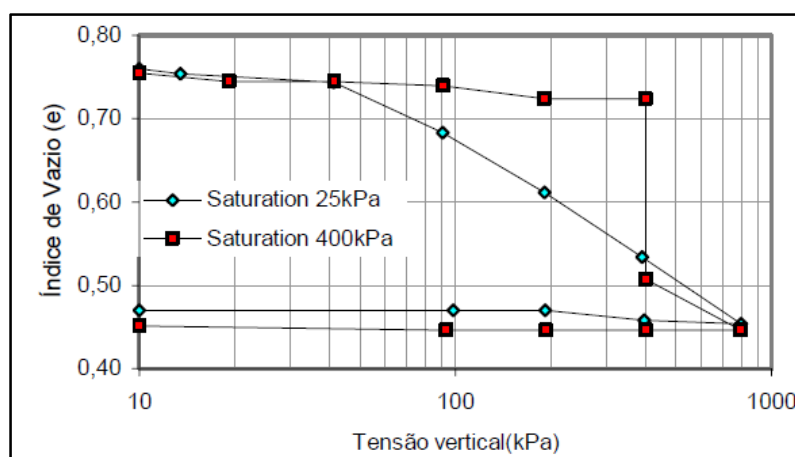


Figura 3.13 - Ensaio duplo oedométrico. Amostra compactada no ramo seco - Cordão Neto (2005).

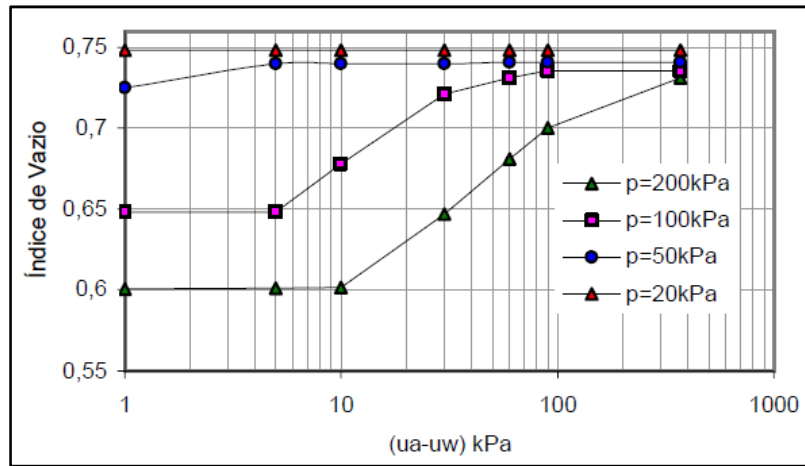


Figura 3.14 - Trajetórias de molhagem com tensão hidrostática constante - Cordão Neto (2005).

CAPÍTULO 4

ANÁLISES DETERMINÍSTICAS

Neste capítulo são apresentadas as análises determinísticas realizadas em três seções de barragens. As seções estudadas possuem a mesma geometria (altura e inclinação), diferindo somente quanto ao material. Duas seções são seções homogêneas, em que é empregado somente o material compactado na condição ótima de energia e umidade – denominado material ótimo – ou somente o material compactado no ramo seco da curva de compactação – denominado material seco. A última seção é uma seção heterogênea, composta por ambos os materiais ótimo e seco, conforme apresentado na Figura 3.10, e chamada seção mista.

Para cada seção, foram realizadas análises para as etapas de final de construção e de enchimento da barragem. Como o material seco é um material colapsível, a etapa de enchimento se torna a mais crítica para o barramento estudado, sendo desconsiderada das análises a etapa de rebaixamento rápido.

O intuito das análises determinísticas é a comparação com os valores médios de fator de segurança obtidos a partir das análises probabilísticas. Além disso, pode-se avaliar se as seções aceitas pelo critério de fator de segurança podem também ser aceitas pelo critério de probabilidade de ruptura ou confiabilidade. Para os parâmetros foram utilizados os mesmos valores de média de cada parâmetro utilizado nas análises probabilísticas. Em todas as análises foi considerada a resistência devido à sucção através do parâmetro ϕ^b .

4.1 FINAL DE CONSTRUÇÃO

Para cada uma das análises, foi considerada a construção da barragem em dez camadas de três metros cada, erguidas a uma velocidade de 0,3 metro por dia. As forças de corpo das camadas são aplicadas a cada nova camada construída e correspondem ao peso próprio do material. A poropressão da camada é obtida através da condição de contorno aplicada, que permite que seu valor seja calculado para as camadas construídas anteriormente e prescrito na superfície da camada em construção, conforme sugestão de Farias e Cordão Neto (2011). A Figura 4.1 exemplifica a aplicação de forças de corpo e poropressões durante a construção da barragem.

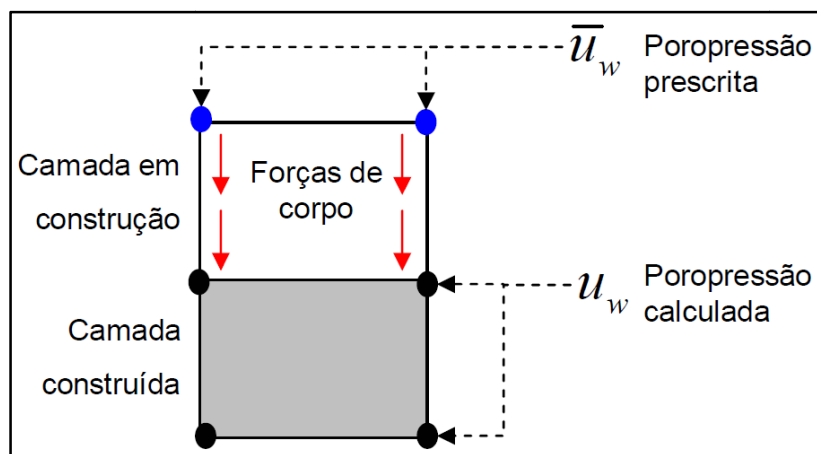


Figura 4.1 - Detalhes sobre etapa de construção - Cordão Neto (2005).

Os resultados para as seções ótima, seca e mista são apresentados a seguir.

4.1.1 SEÇÃO ÓTIMA

Para a seção de barragem construída com materiais compactados nas condições ótimas, foi obtida para a fase de final de construção a distribuição de poropressões apresentada pela Figura 4.2.

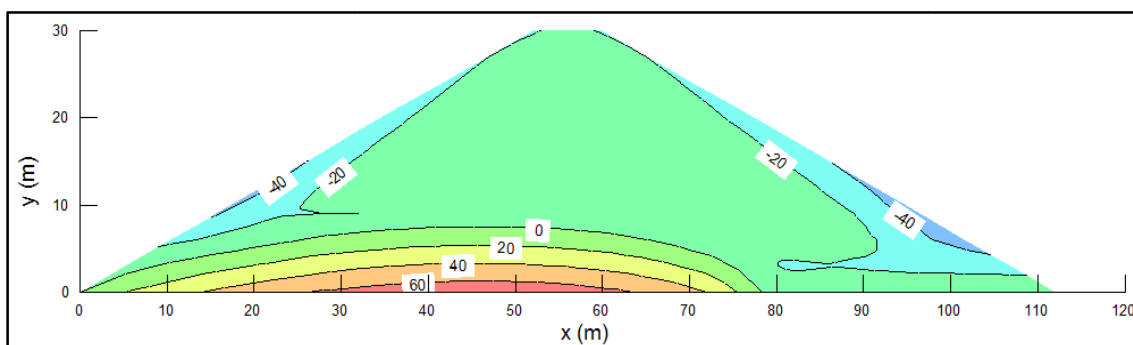


Figura 4.2 - Distribuição de poropressão para final de construção (kPa) - Seção ótima.

Observa-se que as isocurvas de poropressão não apresentam simetria, o que é explicado pela presença do filtro a jusante. As irregularidades apresentadas nas isocurvas são resultado de problemas de interpolação ocorridos também por causa dos efeitos do filtro da barragem, porém não interferem de forma significativa na análise de estabilidade dos taludes.

A partir dos valores de poropressão, juntamente com os valores de tensão vertical, é possível calcular o parâmetro de poropressão r_u . A Figura 4.3 apresenta os valores calculados de r_u na base da barragem.

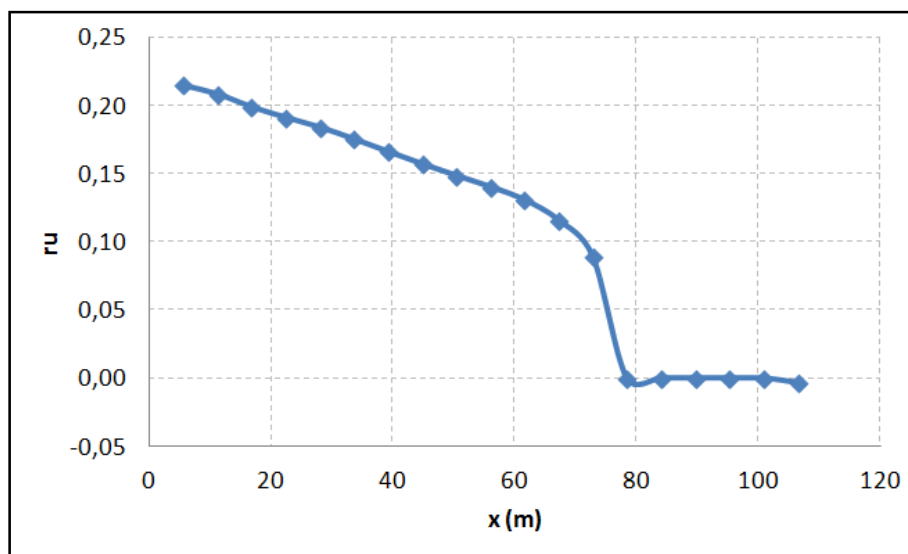


Figura 4.3 - Valores de r_u na base da barragem para final de construção (kPa) - Seção ótima.

A presença do filtro na região de jusante provoca a diminuição dos valores de poropressão e, conseqüentemente, dos valores do parâmetro r_u , até chegar a zero. Os valores de r_u estão condizentes com os valores adotados usualmente na prática. Ressalta-se a vantagem da realização das análises acopladas, que possibilitam uma avaliação direta das poropressões, sem que seja necessária a adoção de valores para o parâmetro r_u .

A distribuição de tensões verticais totais para a seção ótima, utilizadas para a obtenção de r_u , é apresentada na Figura 4.4. No centro da barragem, onde as tensões de cisalhamento são próximas de zero, as tensões principais maiores coincidem com as tensões verticais totais. Desta forma, os valores de tensão vertical total são comparáveis aos valores de γh do solo. A comparação entre os valores de tensão vertical total obtidos para a seção e os valores de γh calculados, no centro da barragem, é apresentada pela Figura 4.5. Observa-se que os valores de tensões verticais totais são muito próximos aos valores de γh , fato que se dá devido ao bom comportamento do material, não sendo observado o arqueamento de tensões. As pequenas diferenças de valores de tensão apresentadas no gráfico são devidas à geometria do problema.

As tensões principais menores totais podem ser observadas nas isocurvas apresentadas pela Figura 4.6. Observa-se que não existem zonas de tração, sendo correto inferir que não há risco de ocorrência de trincas no barramento.

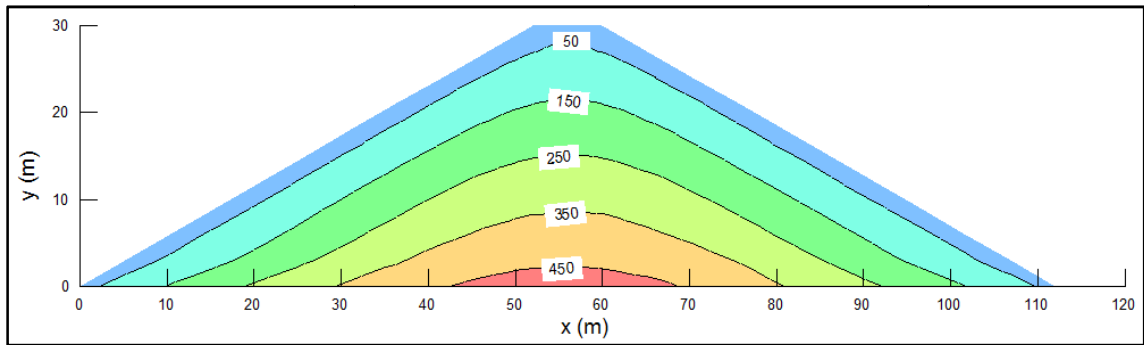


Figura 4.4 - Distribuição de tensões verticais totais para final de construção (kPa) - Seção ótima.

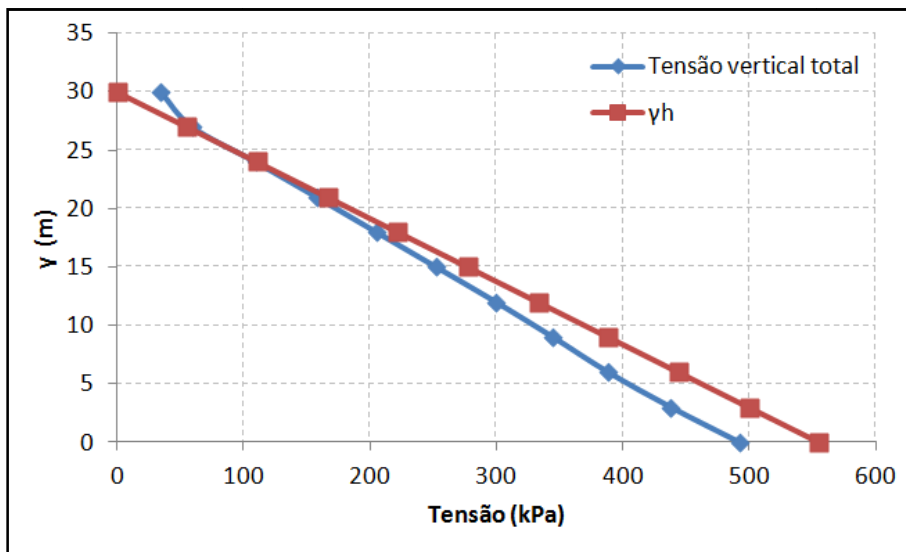


Figura 4.5 - Tensão vertical total e γh no centro da barragem para final de construção (kPa) - Seção ótima.

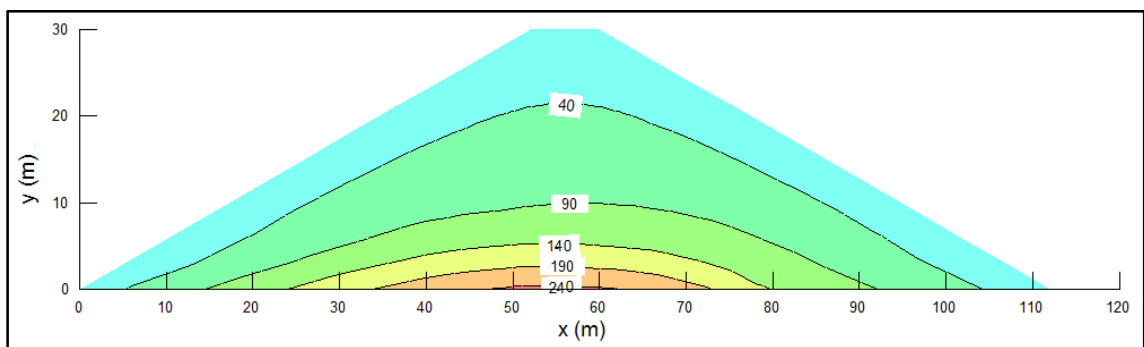


Figura 4.6 - Distribuição de tensões principais menores totais para final de construção (kPa) - Seção ótima.

Outro comportamento importante a ser observado se refere à deformação da barragem. A Figura 4.7 mostra a distribuição de deformação volumétrica para a seção ótima.

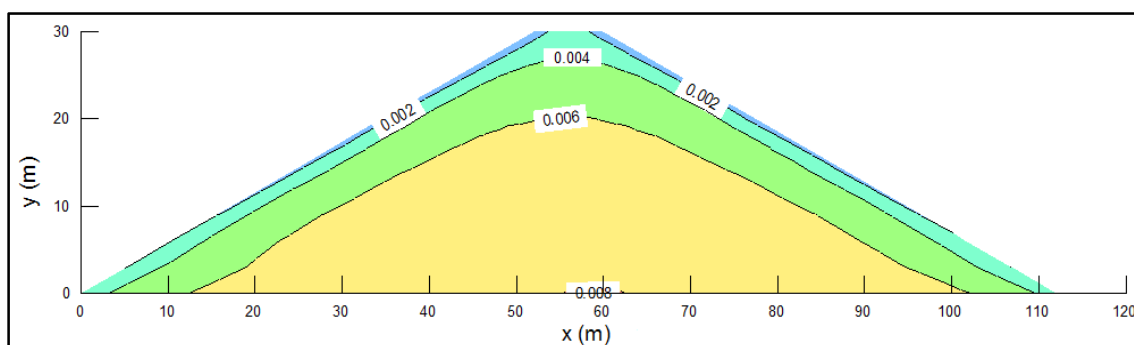


Figura 4.7 - Deformação volumétrica para final de construção - Seção ótima.

A isocurva de maior valor de deformação volumétrica é de 0,008 (0,8%), o que significa menos de 1% de deformação na base da barragem. As baixas deformações no barramento impedem o arqueamento de tensões e a ocorrência de trincas. Posteriormente, ao se apresentar o resultado das análises realizadas na seção seca, o arqueamento de tensões devido às deformações do material será evidenciado. A Figura 4.8 mostra as deformações verticais do barramento, a uma altura de 6 metros.

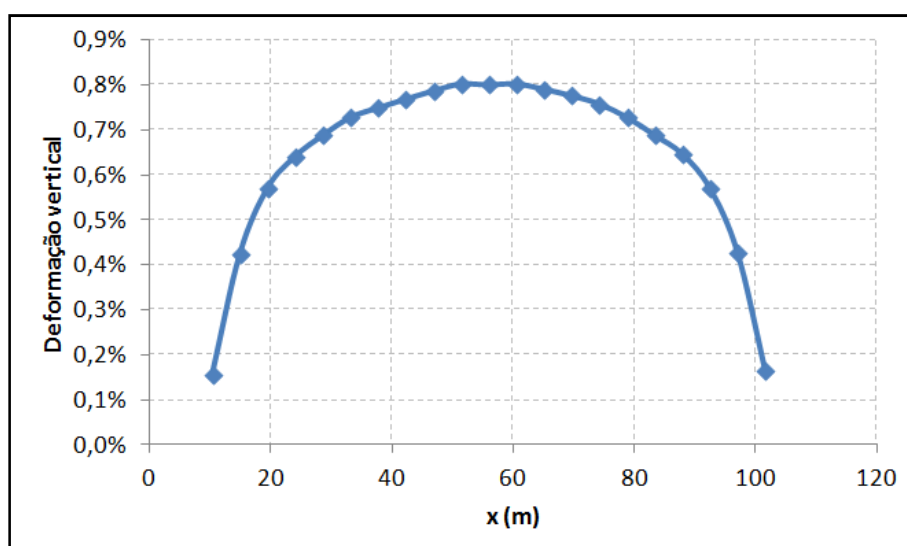
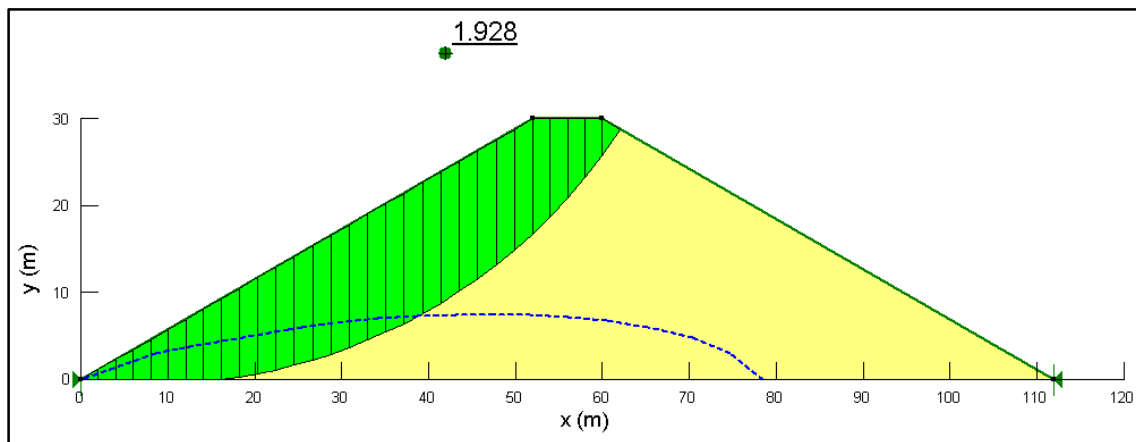


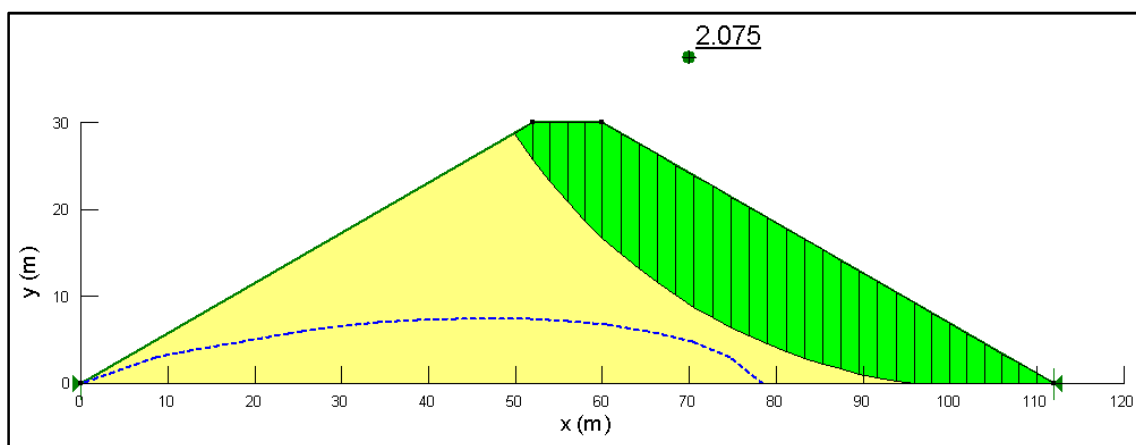
Figura 4.8 - Deformação vertical em h=6m para final de construção - Seção ótima.

Observa-se que a distribuição de deformações na seção ótima se dá de forma suave, como esperado. Apesar disso, a distribuição é levemente assimétrica, devido à existência do filtro na região de jusante. O filtro provoca maiores deformações no solo a jusante, que adensa mais rapidamente que o solo na região de montante.

A última análise se dá quanto ao fator de segurança, calculado tanto para montante quanto para jusante. Foram obtidos os valores de 1,928 para montante e 2,075 para jusante. O menor valor de fator de segurança a montante pode ser explicado pelos maiores valores de poropressão a montante. A jusante, devido à presença do filtro, os valores de poropressão são negativos, aumentando a resistência do solo. A Figura 4.9 mostra as superfícies de ruptura para montante e jusante.



(a)



(b)

Figura 4.9 - Superfícies de ruptura para final de construção (a) montante e (b) jusante - Seção ótima.

As deformações cisalhantes apresentadas na seção podem indicar a presença de eventuais mecanismos de ruptura que estejam sendo formados no barramento. Na Figura 4.10, que mostra as isocurvas de deformação cisalhante, observa-se que o talude de montante apresenta maiores deformações, justificando seu menor valor de fator de segurança.

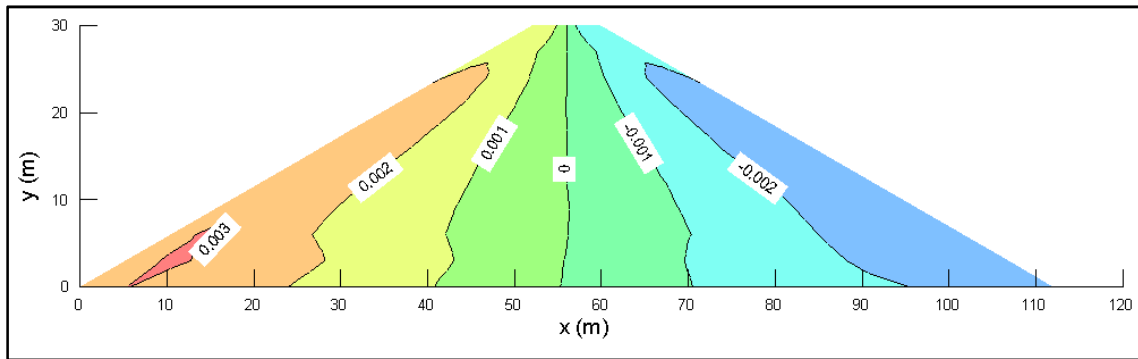


Figura 4.10 - Deformações cisalhantes para final de construção - Seção ótima.

4.1.2 SEÇÃO SECA

A Figura 4.11 apresenta a distribuição de poropressões obtida para a barragem construída com materiais compactados no ramo seco da curva de compactação.

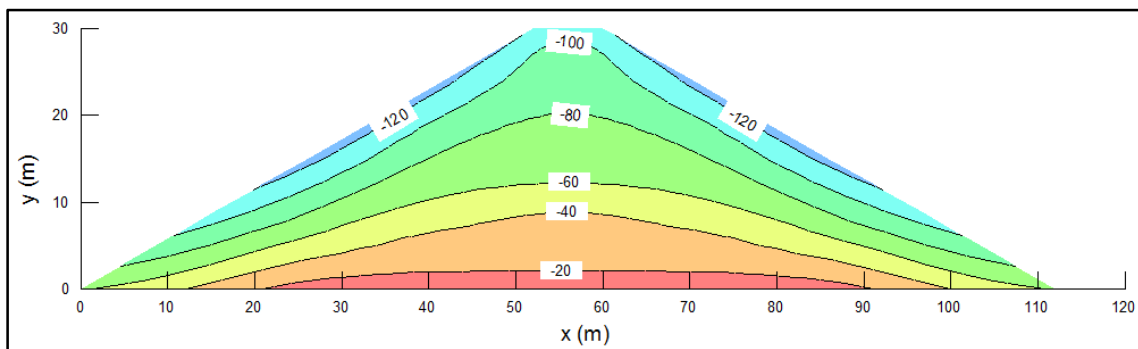


Figura 4.11 - Distribuição de poropressão para final de construção (kPa) - Seção seca.

Observa-se que, ao contrário do que ocorre para a seção ótima, as poropressões da seção seca são sempre negativas, estando toda a barragem sujeita à sucção. Desta forma, o filtro não é ativado na análise, resultando em uma distribuição simétrica de poropressões. A seção seca apresenta uma variação de sucção de 0 a 100 kPa, o que colabora com a resistência do barramento.

A distribuição de tensões verticais totais pode ser observada na Figura 4.12. As isocurvas na base da barragem mostram a ocorrência de arqueamento de tensões no solo.

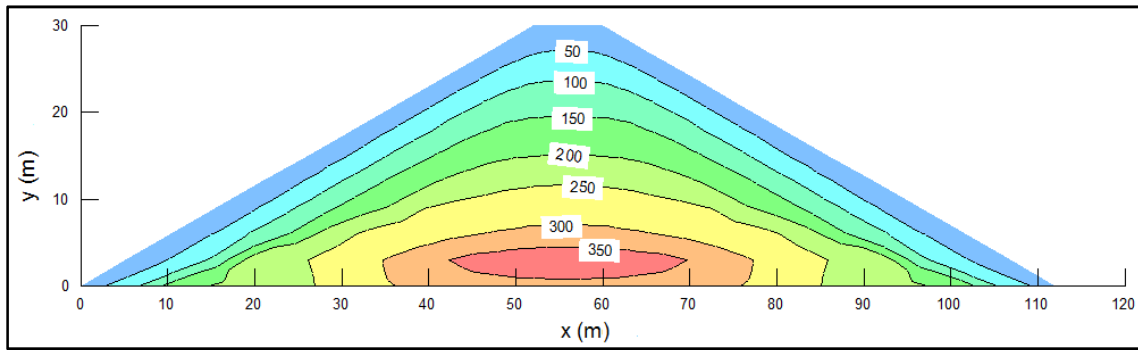


Figura 4.12 - Distribuição de tensões verticais totais para final de construção (kPa) - Seção seca.

O arqueamento ocorre devido ao colapso do solo na base, em sua região central, de forma que as tensões sejam transferidas para a região subjacente. O arqueamento das tensões pode ser observado na Figura 4.13, que mostra as tensões verticais na base do barramento. A ocorrência do colapso pode ser observada a partir da análise de deformações da seção, apresentada mais adiante.

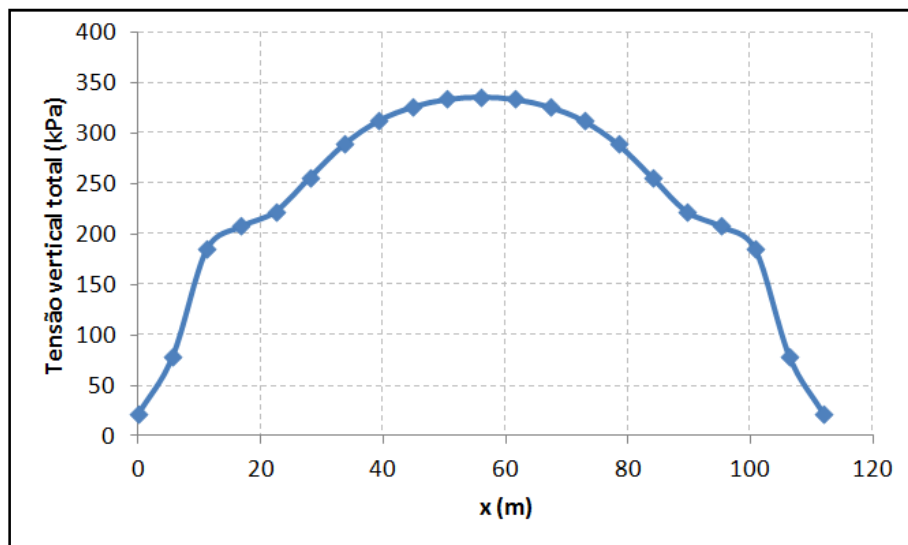


Figura 4.13 - Tensões verticais totais na base da barragem para final de construção (kPa) - Seção seca.

Os valores de tensão vertical total e de γh do solo, comparáveis no centro da barragem devido aos baixos valores de tensão cisalhante, são apresentados na Figura 4.14.

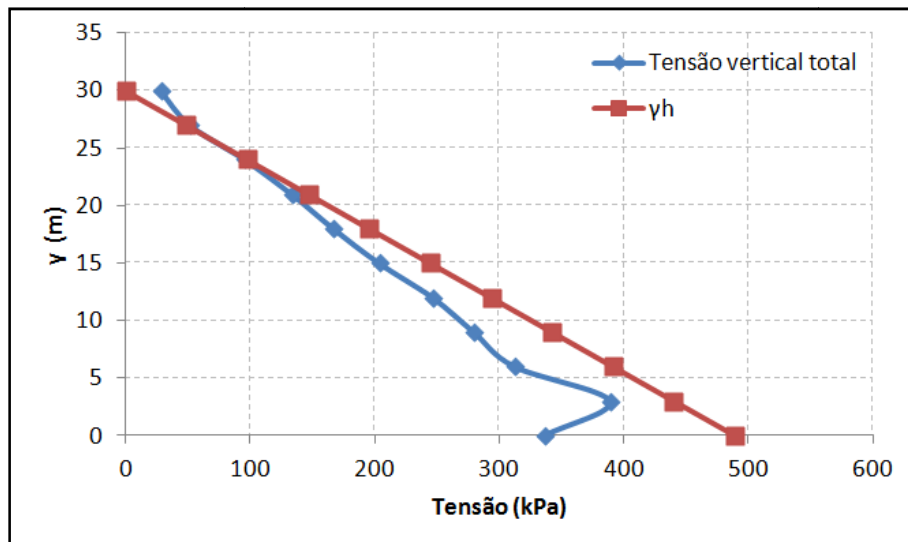


Figura 4.14 - Tensão vertical total e γh no centro da barragem para final de construção (kPa) - Seção seca.

Com exceção do ponto na base da barragem, que sofreu colapso, os valores de tensão vertical total e de peso próprio são compatíveis para toda a altura do barramento. O fato de o material chamado seco possuir menor valor de peso específico justifica os menores valores de tensão vertical total e de peso próprio na barragem seca, quando comparada à seção ótima.

As tensões principais menores totais podem ser observadas nas isocurvas apresentadas pela Figura 4.15. A região central da barragem está sujeita a maiores deslocamentos devido à ocorrência de colapso do solo. Os deslocamentos no centro do barramento provocam tensões cisalhantes que rotacionam as tensões principais, o que resulta na distribuição de tensões principais menores totais apresentadas pela Figura 4.14. As zonas de tração geradas pela rotação das tensões principais irão dar origem a trincas que prejudicam o bom funcionamento da barragem.

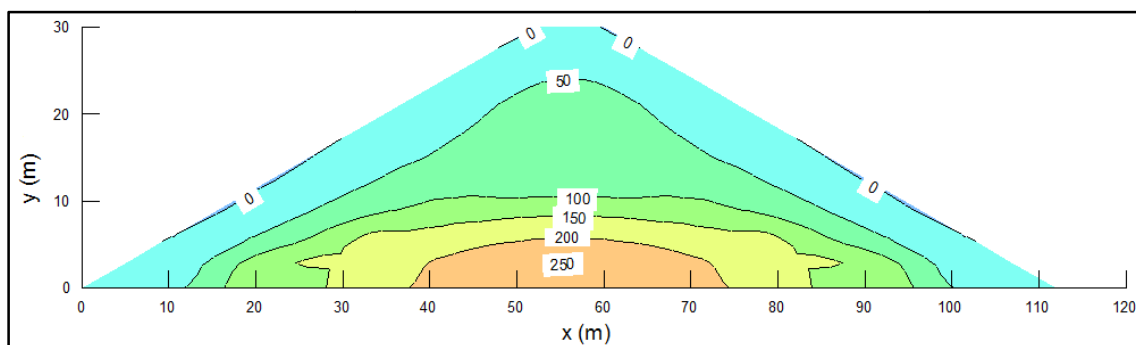


Figura 4.15 - Distribuição de tensões principais menores totais para final de construção (kPa) - Seção seca.

A ocorrência do colapso pode ser observada a partir dos resultados de deformação da seção. A Figura 4.16 mostra as deformações volumétricas observadas para a seção seca.

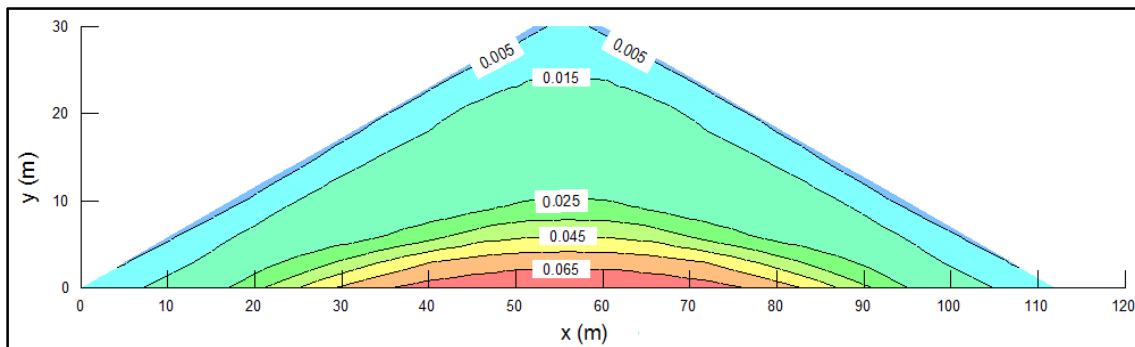


Figura 4.16 - Deformação volumétrica para final de construção - Seção seca.

Ao comparar as deformações esperadas para a seção seca com as deformações obtidas na seção ótima, observa-se que a utilização de material compactado no ramo seco da curva de compactação resulta em um aumento de aproximadamente 10 vezes na deformação volumétrica. Para a barragem seca, é possível observar uma deformação de até 7% na base do barramento.

Plotando a deformação vertical em relação ao eixo x é possível observar claramente a região onde ocorre o colapso do material. A Figura 4.17 apresenta a deformação vertical na barragem seca, para uma altura de 6 metros.

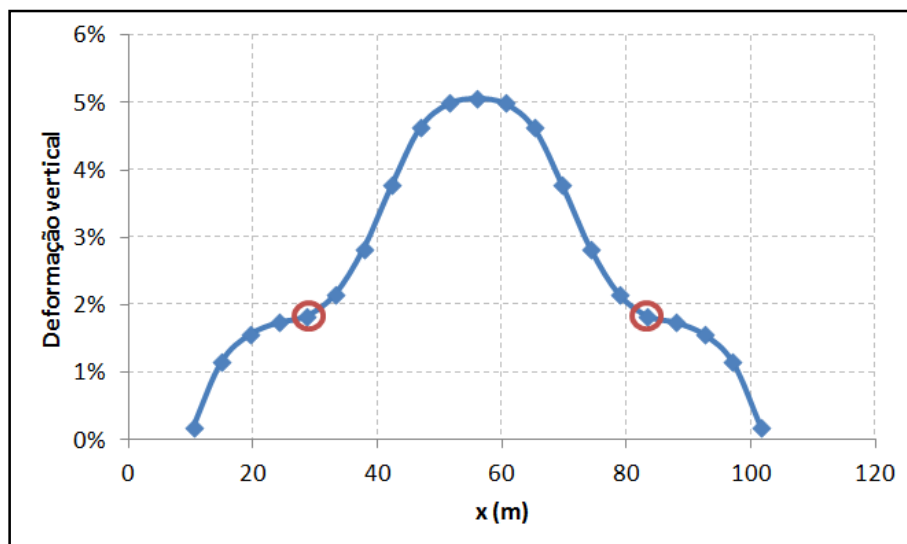


Figura 4.17 - Deformação vertical em h=6m para final de construção - Seção seca.

Ao contrário do que se observou para a seção ótima, na seção seca a distribuição de deformações verticais apresenta pontos de mudança de comportamento, marcados na Figura 4.17 por círculos vermelhos. Os pontos delimitam a região onde começa a ocorrer colapso no solo. Somente é observado colapso na região central devido ao nível de tensão a que essa região está submetida. Nas regiões mais afastadas do centro a combinação de níveis de tensão e de sucção não é suficiente para provocar o colapso do material.

O colapso pode ser observado também quanto à construção das camadas. A Figura 4.18 mostra a evolução das tensões e deformações verticais com o número de camadas construídas em dois pontos da barragem localizados a uma altura de 6 metros.

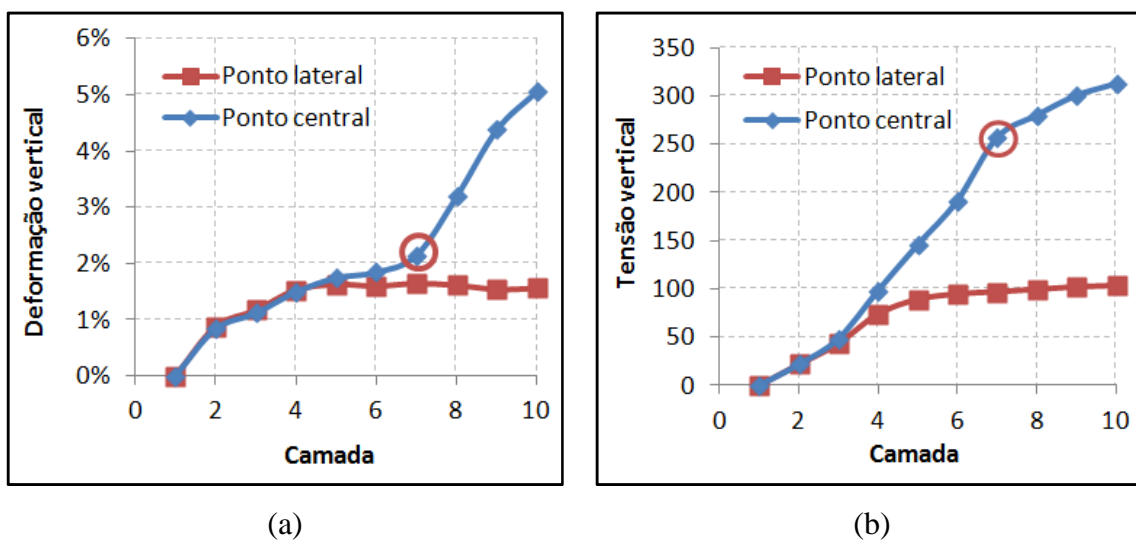
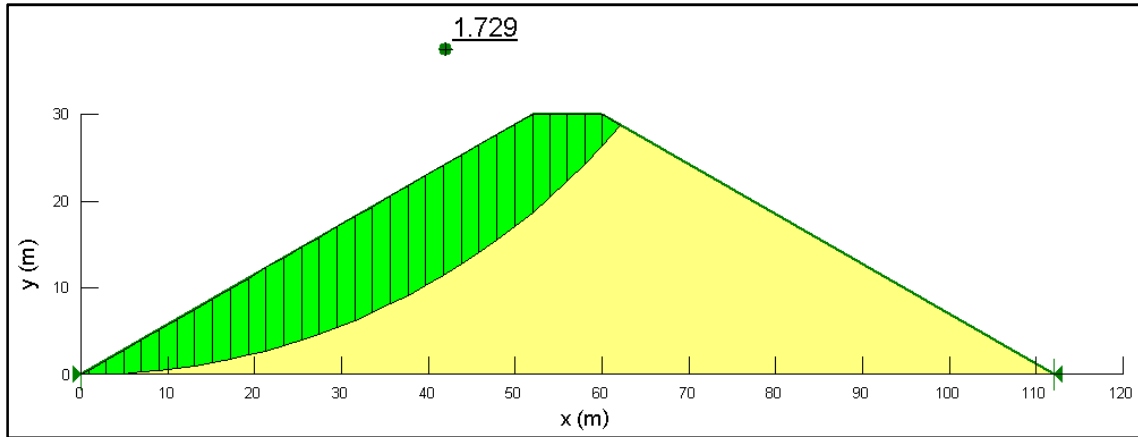


Figura 4.18 - (a) Deformação vertical e (b) Tensão vertical, quanto ao número de camadas em $h=6m$ para final de construção - Seção seca.

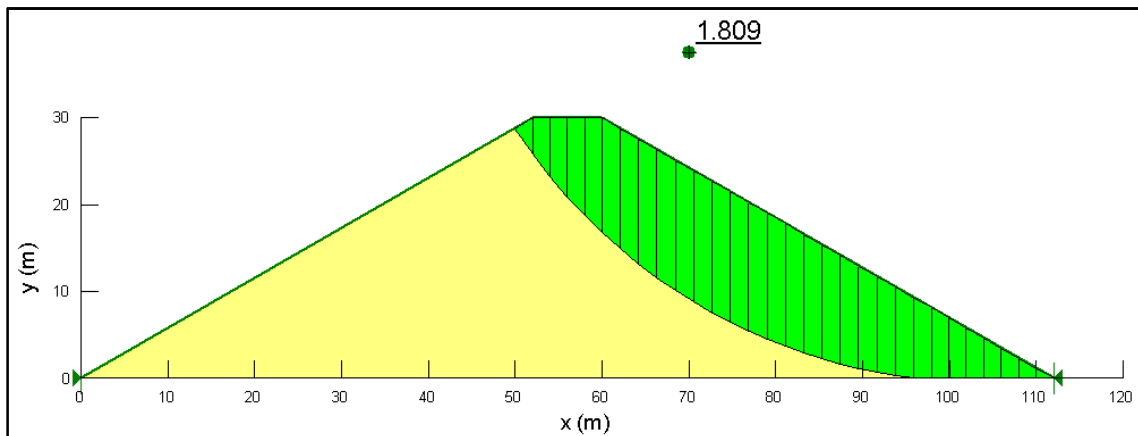
Observa-se que o ponto localizado em uma região lateral da barragem, próximo ao talude, apresenta uma deformação vertical que se estabiliza aproximadamente na construção da quarta camada, não sendo observado o colapso. Já no ponto localizado no centro da barragem, quando da construção da sétima camada, a deformação vertical demonstra a ocorrência do colapso do solo. O colapso pode ser observado na Figura 4.18 pelo ponto marcado com um círculo vermelho, que corresponde à construção da sétima camada.

Analisando os fatores de segurança, foram obtidos os valores de 1,729 para montante e de 1,809 para jusante. Visto que a barragem é simétrica e que o filtro não é ativado durante a sua construção, eram esperados valores similares de fator de segurança para os taludes. A diferença pode ter sido causada pela utilização da ferramenta do *software* GeoStudio que localiza a superfície de ruptura sem que sejam fornecidos parâmetros de entrada, o que

resultou em superfícies de ruptura com profundidades distintas para cada talude. As superfícies de ruptura obtidas para os taludes de montante e de jusante são apresentadas pela Figura 4.19.



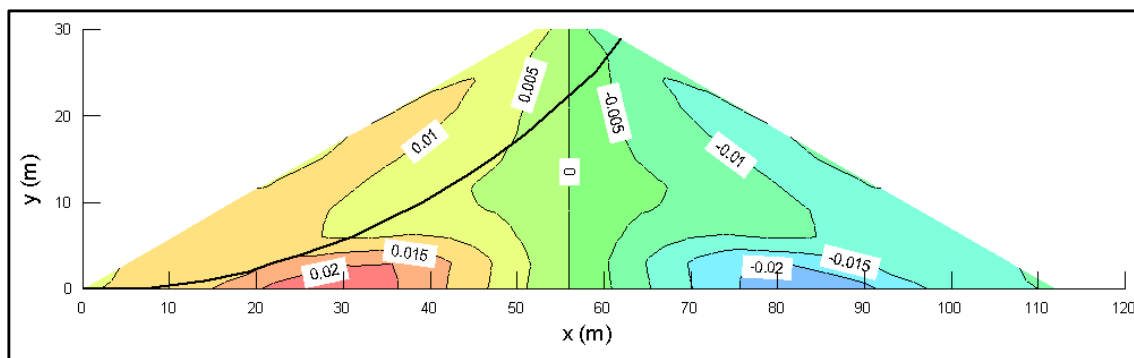
(a)



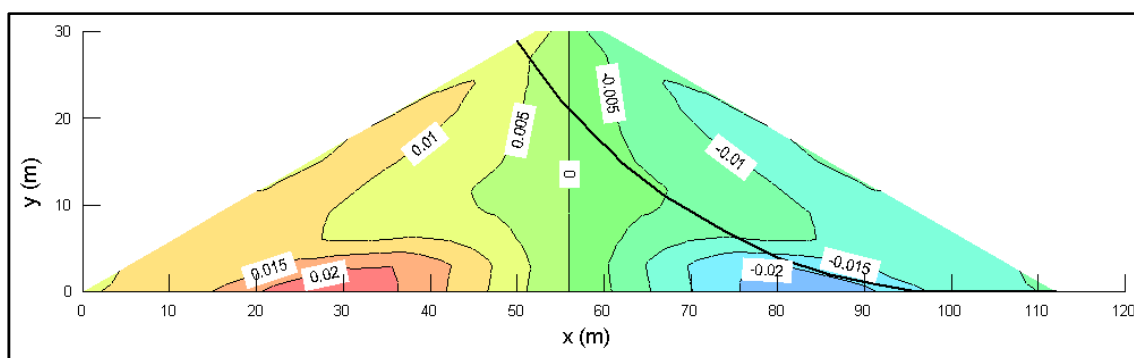
(b)

Figura 4.19 - Superfícies de ruptura para final de construção (a) montante e (b) jusante - Seção seca.

As isocurvas de deformação cisalhantes são apresentadas na Figura 4.20. Com o intuito de comparar as posições das superfícies de ruptura de montante e de jusante com a possível formação de um mecanismo de ruptura, as superfícies foram sobrepostas às isocurvas de deformação cisalhante.



(a)



(b)

Figura 4.20 - Superfícies de ruptura (a) Talude de montante e (b) Talude de jusante, sobrepostas às isocurvas de deformações cisalhantes para final de construção - Seção seca.

A distribuição de deformação cisalhante observada é resultado do colapso que ocorre no material localizado no centro da barragem. A configuração obtida para as deformações indica a formação das superfícies de ruptura, que se localizam nos locais onde se observa maiores inflexões de deformação cisalhante.

4.1.3 SEÇÃO MISTA

A seção mista, construída com aproximadamente 57% de material compactado nas condições ótimas e 43% de material compactado no ramo seco da curva de compactação, apresenta a distribuição de poropressões para final de construção mostrada na Figura 4.21.

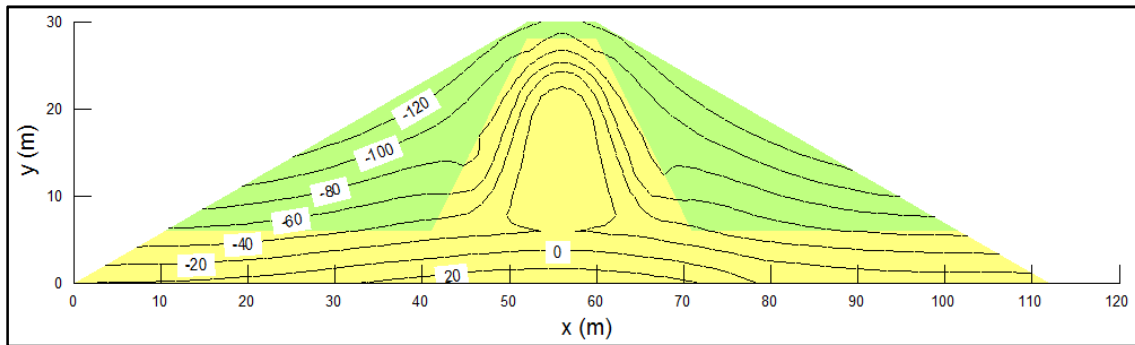


Figura 4.21 - Distribuição de poropressão para final de construção (kPa) - Seção mista.

Na seção mista, as poropressões apresentam valores de sucção maiores nos espaldares quando comparados às sucções no núcleo da barragem. O material seco, utilizado nos espaldares, favorece o aparecimento de valores mais elevados de sucção, ao contrário do material ótimo, concentrado no núcleo. O filtro, localizado no espaldar de jusante, provoca a não simetria na distribuição de poropressões. A Figura 4.22 apresenta os valores calculados para o parâmetro de poropressão r_u .

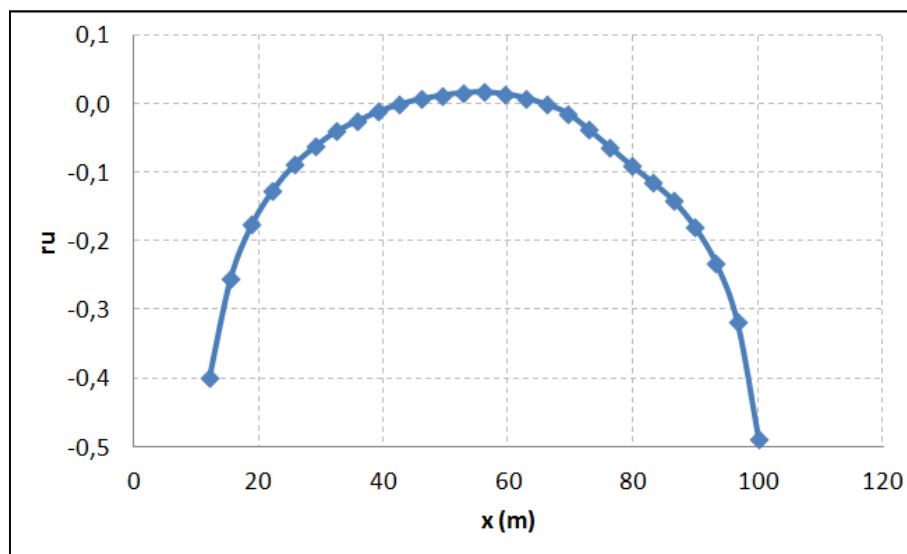


Figura 4.22 - Valores de r_u em $h=6m$ para final de construção (kPa) - Seção mista.

Os valores negativos de r_u mostram que as poropressões nos pontos são negativas. Mostra-se desta forma que, na base da barragem de seção mista, predominam valores de sucção. No centro da barragem, onde se situa o núcleo constituído de material ótimo, as poropressões são positivas, resultando em valores positivos do parâmetro r_u , ainda que muito baixos.

Na seção ótima, o valor de r_u no centro da barragem é de 0,15, enquanto que para a seção mista, o valor no centro, sendo também o valor máximo do parâmetro, não passa de 0,02. Tal análise mostra que, apesar de se tratar do mesmo material no centro da barragem, a adoção de material seco nos espaldares proporciona uma diminuição nos valores de poropressão também no núcleo do barramento, o que irá contribuir para a sua estabilidade.

A Figura 4.23 apresenta a distribuição de tensões verticais totais para a seção, na fase de final de construção. A diferença de rigidez dos materiais ótimo do núcleo e do material seco dos espaldares resulta em valores distintos de tensão vertical total, resultando no arqueamento de tensões na transição entre os materiais. A Figura 4.24 apresenta os valores de tensão vertical total e de γh da barragem.

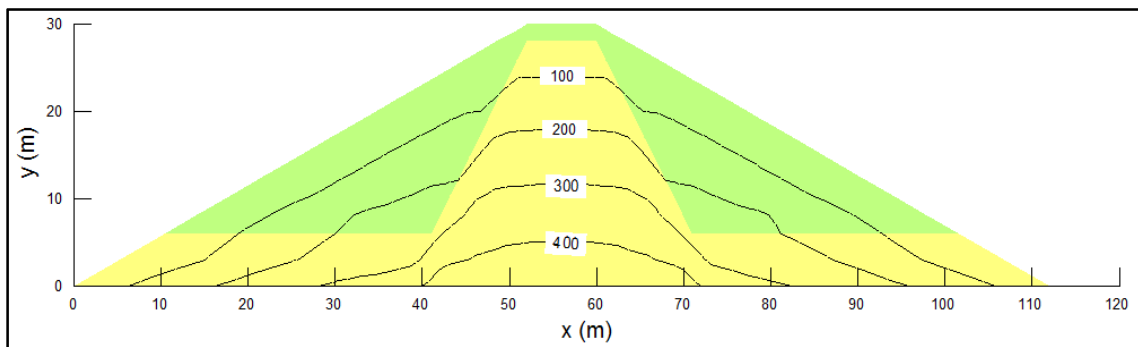


Figura 4.23 - Distribuição de tensões verticais totais para final de construção (kPa) - Seção mista.

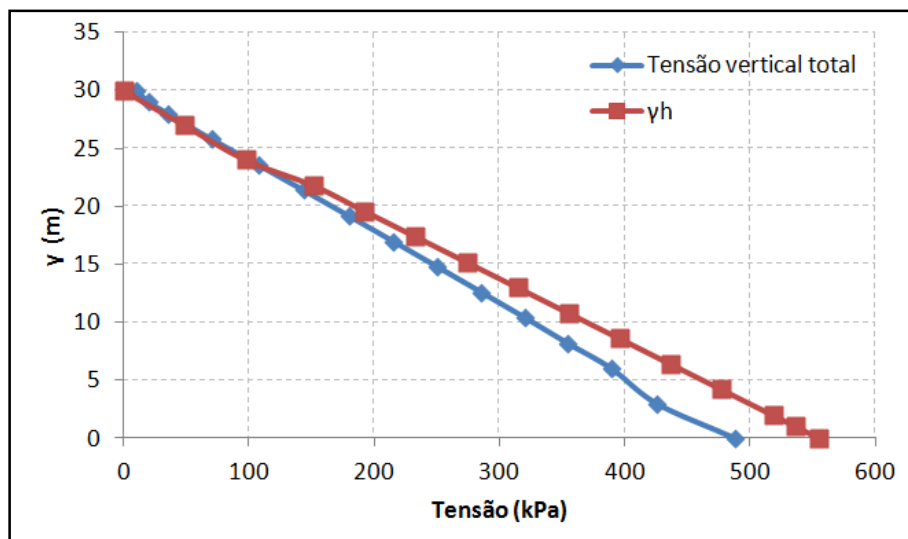


Figura 4.24 - Tensão vertical total e γh no centro da barragem para final de construção (kPa) - Seção mista.

As tensões principais menores totais podem ser observadas nas isocurvas apresentadas pela Figura 4.25. As isocurvas apresentam apenas valores positivos de tensões, indicando que não há zonas de tração. Sendo assim, infere-se que não há risco de ocorrência de trincas no barramento. As diferenças de deformação entre o material do núcleo e o material dos espaldares provocam tensões de cisalhamento, rotacionando as tensões principais e resultando na configuração de tensões principais mínimas apresentadas na Figura 4.25.

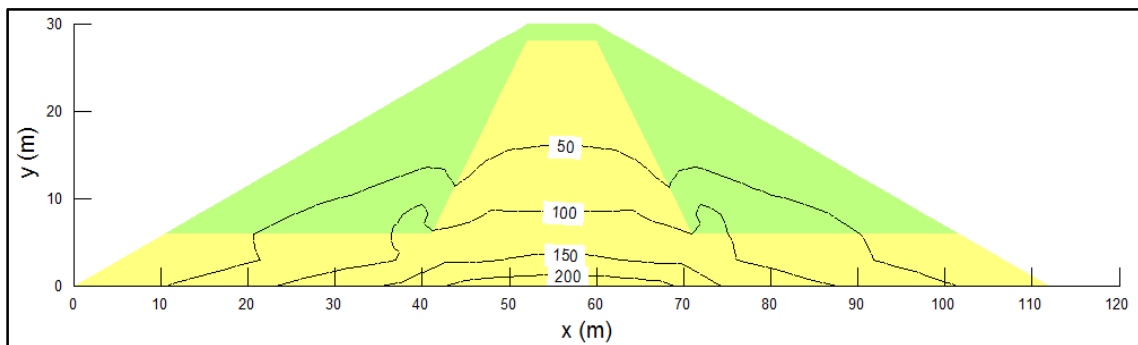


Figura 4.25 - Distribuição de tensões principais menores totais para final de construção (kPa) - Seção mista.

A diferença entre as deformações esperadas para o núcleo e as deformações apresentadas nos espaldares pode ser observada na Figura 4.26, que apresenta as isocurvas de deformação volumétrica.

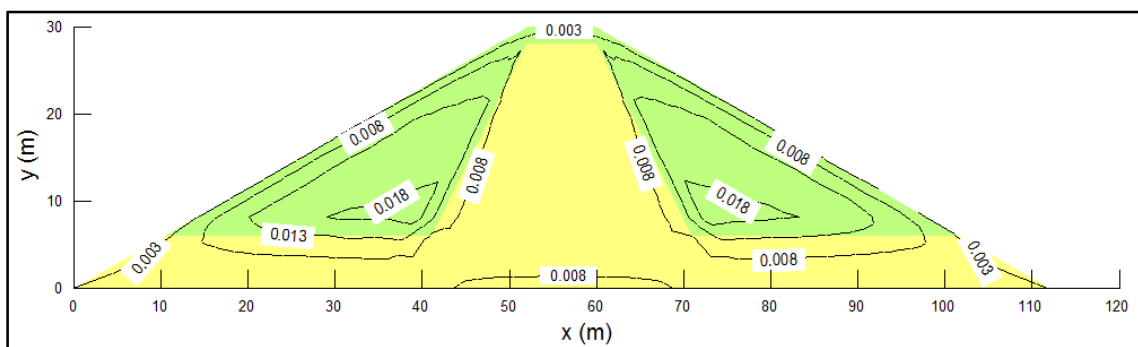


Figura 4.26 - Deformação volumétrica para final de construção - Seção mista.

Como esperado, as deformações volumétricas na seção variam de acordo com o material adotado. No núcleo, onde se adotou o material ótimo, é observada uma deformação volumétrica de 0,008 na base, o que representa menos de 1%, valor este igual ao observado para a seção ótima. Já nos espaldares, é esperada uma deformação de até 2%, devido ao emprego de material seco. Como o núcleo apresenta baixa deformabilidade, os valores de deformação nos espaldares não comprometem o bom comportamento da barragem.

Na Figura 4.27 observam-se as deformações verticais da seção, a uma altura de 6 metros. A distribuição de deformações verticais apresenta pontos de inflexão que representam o contato entre os materiais com propriedades diferentes. No núcleo, a deformação é baixa por ser constituído de material compactado nas condições ótimas de energia e umidade. Já nos espaldares, é observada maior deformação por se tratar do material compactado no ramo seco da curva de compactação. Na região que corresponde ao material seco pode-se afirmar que o nível de tensão não é suficiente para provocar o colapso do solo, uma vez que a curva de deformações só irá apresentar inflexões quando há mudança de material.

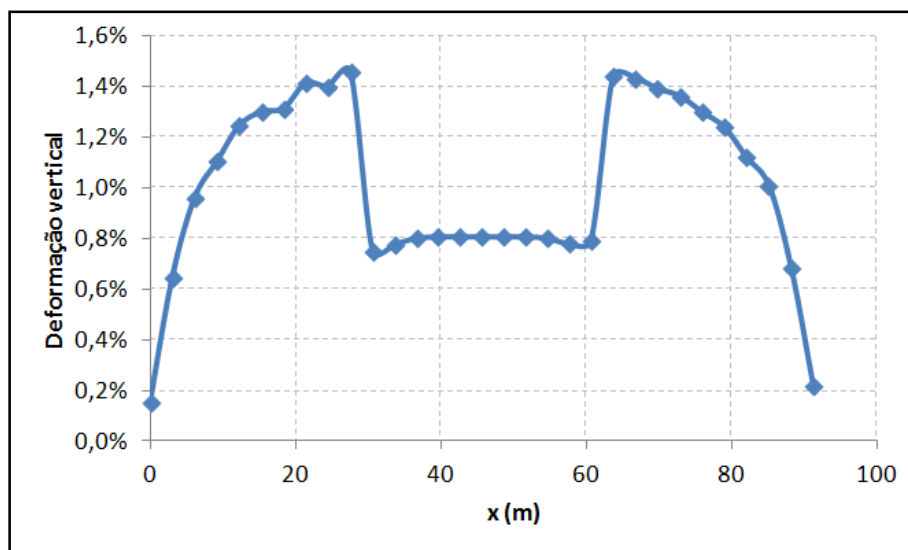
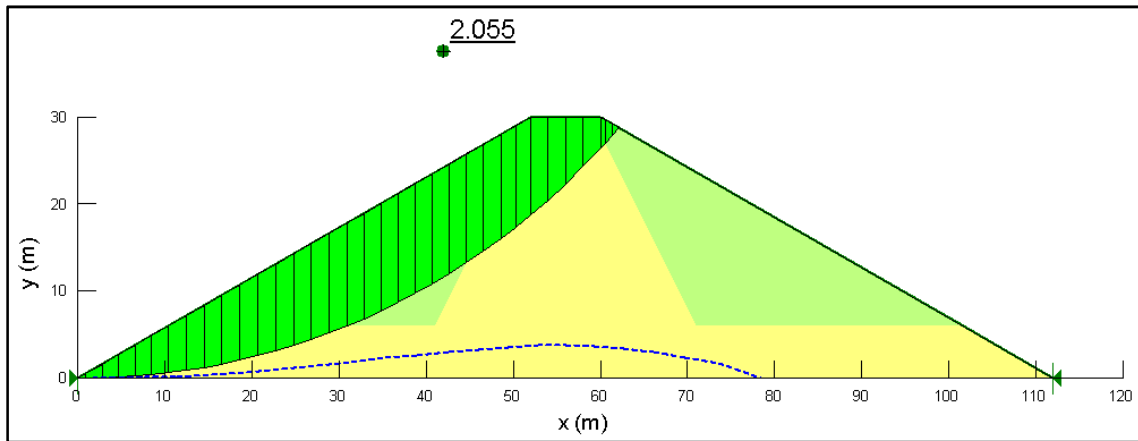


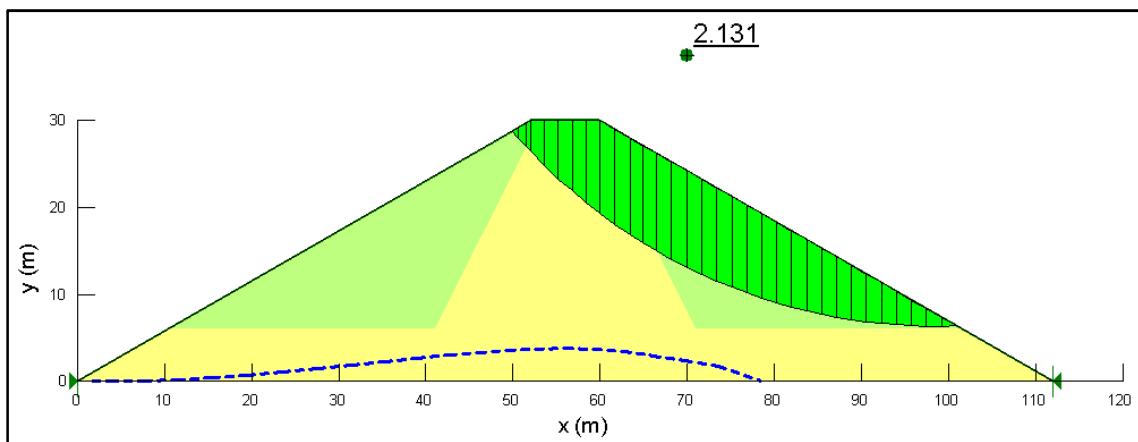
Figura 4.27 - Deformação vertical em h=6m para final de construção - Seção mista.

Assim como ocorrido na seção ótima, a distribuição de deformações apresenta uma forma levemente assimétrica. Essa assimetria é devida à existência do filtro na região de montante, ativado quando as poropressões se tornam positivas.

As análises de fator de segurança resultaram nos valores de 2,055 para o talude de montante e de 2,131 para o talude de jusante. O filtro na região de jusante provoca a ocorrência de valores negativos de poropressão, aumentando a resistência do solo na região, o que resulta no maior valor de fator de segurança para o talude de jusante, ainda que de forma sutil. A Figura 4.28 apresenta as superfícies de ruptura obtidas para os taludes de montante e de jusante.



(a)



(b)

Figura 4.28 - Superfícies de ruptura para final de construção (a) montante e (b) jusante - Seção mista.

As deformações cisalhantes, que mostram possíveis mecanismos de ruptura, são mostradas na Figura 4.29. Pelas isocurvas de deformação cisalhante é possível observar que as deformações se concentram nos espaldares, constituídos de material seco, e nas regiões de contato entre o núcleo e os espaldares, devido à diferença de deformabilidade entre os materiais. Pode-se observar ainda que a presença do filtro no espaldar de jusante resulta em menores valores de deformação cisalhante no talude. Apesar disso, devido às menores deformações verticais no núcleo, o contato núcleo-espaldar de jusante apresenta maiores deformações cisalhantes quando comparadas às deformação núcleo-espaldar de montante. Isso se dá também pelo fato de que os menores valores de poropressão a jusante ocasionam menores deformações verticais no talude em questão.

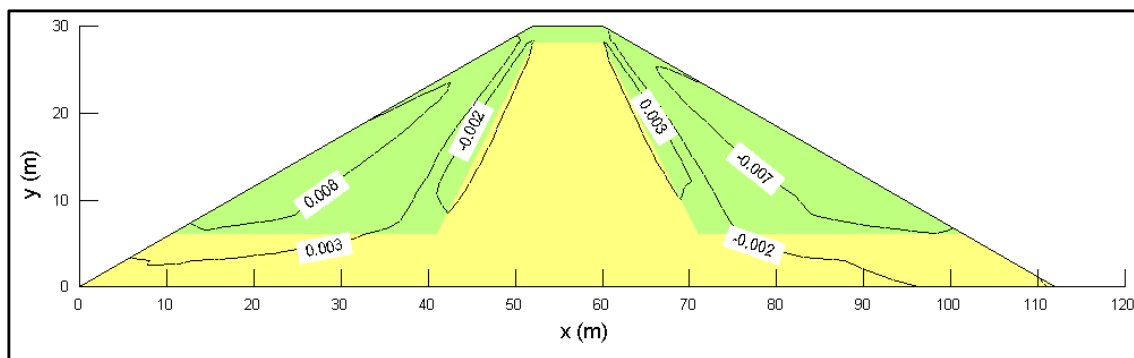


Figura 4.29 - Deformações cisalhantes para final de construção - Seção mista.

4.1.4 RESUMO DAS ANÁLISES DETERMINÍSTICAS DE FINAL DE CONSTRUÇÃO

Para comparar o comportamento das barragens homogêneas de material ótimo e seco e a barragem heterogênea, para a fase de final de construção, foram analisados os valores de poropressão, tensão vertical e deformação volumétrica para cada seção.

A Figura 4.30 compara os valores de poropressão para as seções ótima, seca e mista na fase final de construção, ao longo do eixo x na base da barragem.

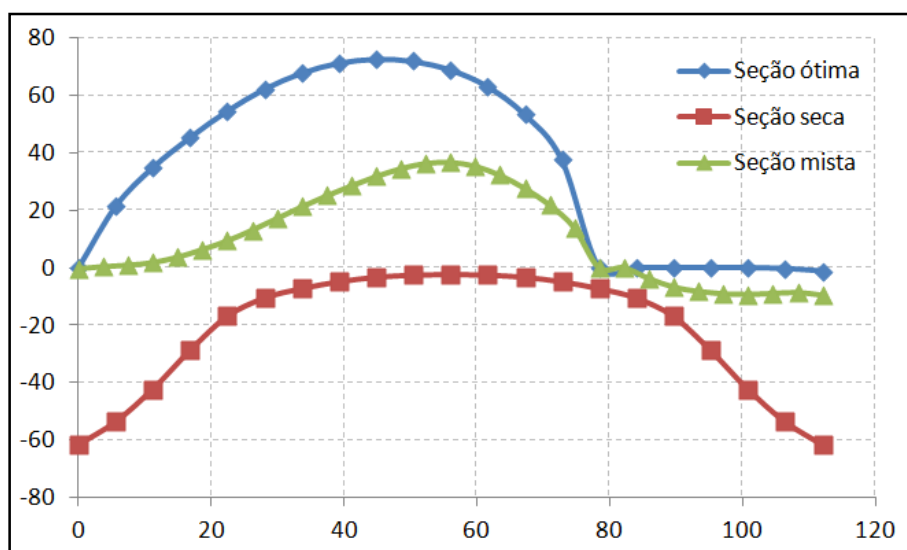


Figura 4.30 - Distribuição de poropressão para final de construção na base - Seções ótima, seca e mista.

Observa-se pelo gráfico que as poropressões variam muito para cada seção de barragem, sendo fortemente influenciada pelo tipo de material adotado no barramento. Na seção ótima os valores de poropressão são maiores, sendo observada sucção a jusante, devido à presença do filtro. Na seção seca todos os pontos analisados se encontram sob efeito da sucção, havendo simetria na distribuição de poropressões, uma vez que o filtro não é ativado. A seção

mista apresenta valores intermediários de poropressão entre os observados para as seções ótima e seca. Assim como na seção ótima, os valores a jusante indicam maiores sucções resultantes da ação do filtro. Ainda em comparação com a seção ótima, foram obtidos valores maiores de sucção para a seção mista, tanto a jusante quanto a montante, devido à presença de material seco nos espaldares em cotas superiores. Os menores valores de poropressão para a seção mista, quando comparada à seção ótima, implicam em uma vantagem para a seção mista, no que se refere ao ganho de resistência por sucção.

Uma comparação entre a distribuição de tensão vertical total para cada seção, na cota de 3 metros, pode ser observada na Figura 4.31.

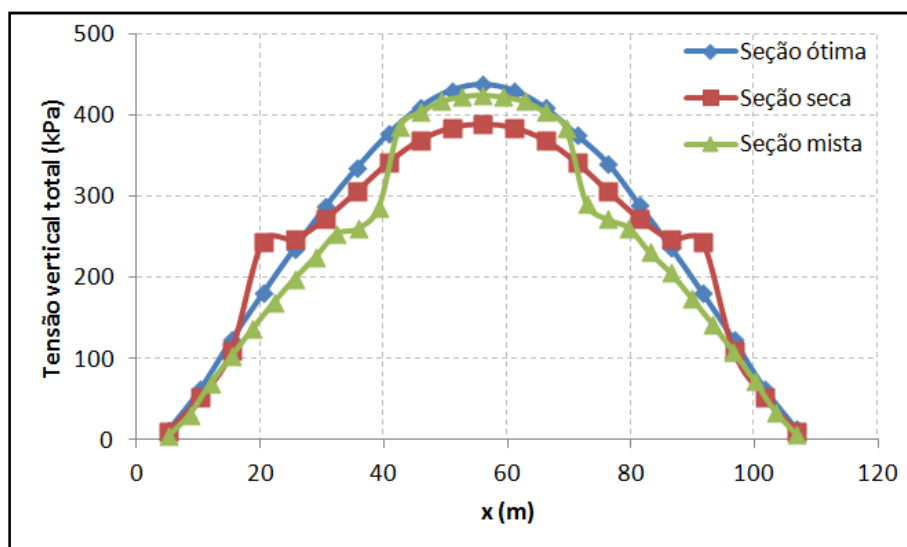


Figura 4.31 - Distribuição de tensão vertical total para final de construção na cota 3,0 m - Seções ótima, seca e mista.

Para a seção ótima, a distribuição de tensões se apresenta de forma suave, como esperado para uma barragem homogênea constituída de material com boas características de resistência. Quando se adota somente o material seco na seção da barragem, a região central sofre colapso, de forma que as tensões são transferidas para as regiões adjacentes, o que resulta na distribuição de tensões verticais totais observadas para a seção. Já na seção mista, a mudança de comportamento na distribuição de tensões se dá no contato entre o núcleo e os espaldares, devido à diferença de resistência e deformabilidade dos materiais adotados.

Os valores de deformação volumétrica para cada uma das seções na fase de final de construção, a uma altura de 6,0 metros, são mostrados na Figura 4.32. É possível observar que a deformação obtida para a seção seca é muito superior do que nas demais seções, sendo a situação de maior risco ao comportamento da barragem, quando comparada às seções ótima e

mista. Quanto à seção ótima, as deformações apresentam uma distribuição suave e valores baixos. Na seção mista, é possível observar um comportamento intermediário de deformação volumétrica. No núcleo da barragem, onde se adota o material ótimo, as deformações volumétricas coincidem com as deformações obtidas para a seção ótima. Já nos espaldares, constituídos de material seco, são observadas deformações maiores que no núcleo, mas ainda sim menores que as observadas na seção seca. Além disso, devido à diferença de propriedades dos materiais, é possível constatar um arqueamento invertido de tensões, estando o material com melhores características de resistência no núcleo da barragem.

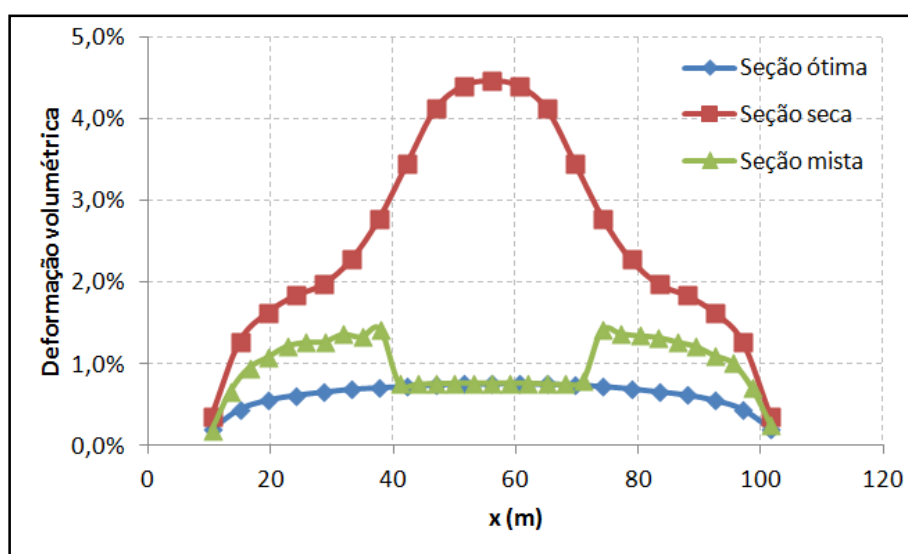


Figura 4.32 - Deformação volumétrica para final de construção na cota 6,0 m - Seções ótima, seca e mista.

A Tabela 4.1 resume os valores de fator de segurança obtido para as seções ótima, seca e mista, para final de construção. O critério de aceitação adotado é o apresentado por Cruz (1996), que sugere que, para a fase de final de construção, uma seção de barragem seja aceita quando apresentar fator de segurança igual ou maior que 1,3. Ressalta-se que, para todas as análises, foi considerada a parcela de resistência devido à não saturação do material.

Tabela 4.1 - Fator de segurança para final de construção.

Seção	Montante	Jusante
Ótima	1,928	2,075
Seca	1,729	1,809
Mista	2,055	2,131

A partir do critério de aceitação adotado, as três seções analisadas se encontram adequadas. Observa-se uma clara melhoria na segurança do barramento ao adotar o material ótimo, quando comparado à seção construída com o material seco. Apesar disso, ao adotar ambos os materiais, houve um aumento nos valores de fator de segurança da barragem, se comparada à utilização de apenas o material ótimo. Isso pode ser explicado pelo aumento dos valores de sucção tanto no espaldar de montante quanto no espaldar de jusante, em relação à barragem ótima, o que aumenta a resistência do solo. Além disso, foi observado que a adoção do material seco nos espaldares não prejudicou de forma significativa o comportamento da barragem, quanto às suas deformações. Desta forma, para a fase de final de construção e quanto ao valor de fator de segurança, a seção mista é considerada a mais segura.

4.2 ENCHIMENTO

As análises da fase de enchimento da barragem compreendem o enchimento do reservatório e o avanço da frente de saturação. A velocidade de enchimento adotada foi de 0,27 metro por dia, até que seja atingido o nível d'água do reservatório de 27 metros, resultando em 100 dias. Na barragem mista, onde foi adotada uma malha mais discretizada, devido à configuração dos materiais, foi adotado um enchimento mais lento, de aproximadamente 0,21 metro por dia, sendo o enchimento completo em 130 dias.

O avanço da frente de saturação foi considerado mantendo o nível d'água constante durante o restante da análise, até que seja atingida uma condição de poropressões estabilizada, considerada para 200 dias após o início do enchimento do reservatório.

Em todos os casos analisados, a condição de regime estacionário foi atingida rapidamente, diferindo do comportamento esperado em campo. Tal fato pode ser explicado sobretudo pelos parâmetros da curva característica adotada para os materiais. Os parâmetros da curva de retenção de água foram escolhidos de forma que minimizassem a não linearidade na solução do problema, reduzindo assim o tempo de análise.

Os estados de tensão e poropressão obtidos para a fase de final de construção de cada seção de barragem estudada foram adotados como os estados iniciais para as respectivas análises de enchimento.

4.2.1 SEÇÃO ÓTIMA

O comportamento da barragem com o enchimento e o avanço da frente de saturação pode ser observado através dos valores de fator de segurança calculados para diversos intervalos de tempo. A Figura 4.33 apresenta a evolução de FS com o enchimento e avanço da frente de saturação

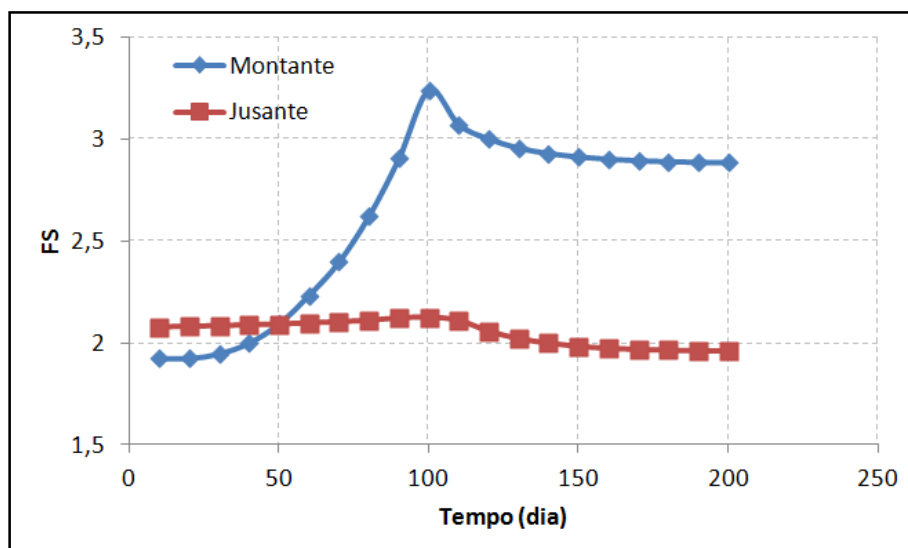


Figura 4.33 - Evolução do fator de segurança com o enchimento e avanço da frente de saturação - Seção ótima.

No talude de montante o fator de segurança tem seu valor aumentado na medida em que o nível d'água do reservatório aumenta. Isso pode ser explicado pelo fato de que as poropressões a montante não aumentam de forma a compensar o aumento da estabilidade proporcionado pelo carregamento de água. A partir do tempo 100 dias, em que o enchimento do reservatório é finalizado, é observado somente o avanço da frente de saturação. Desta forma, as poropressões evoluem, enquanto o carregamento de água permanece constante, resultando na diminuição da estabilidade do talude e dos valores de FS. A estabilização no valor do fator de segurança, em torno de 150 dias, indica a obtenção de fluxo permanente. As Figuras 4.34 e 4.35 permitem observar os valores de poropressão e de tensão cisalhante mobilizada ao longo da superfície de ruptura de jusante, respectivamente, para os tempos de 10, 50, 100 e 150 dias.

Observa-se que, com o enchimento do reservatório, a tensão mobilizada no solo diminui, o que justifica o aumento do fator de segurança até que seja finalizado o enchimento, no tempo 100 dias. A partir do tempo 100 dias, o avanço da frente de saturação irá provocar

pouca alteração na tensão mobilizada, que pode aumentar ou diminuir sutilmente, dependendo do ponto da superfície de ruptura.

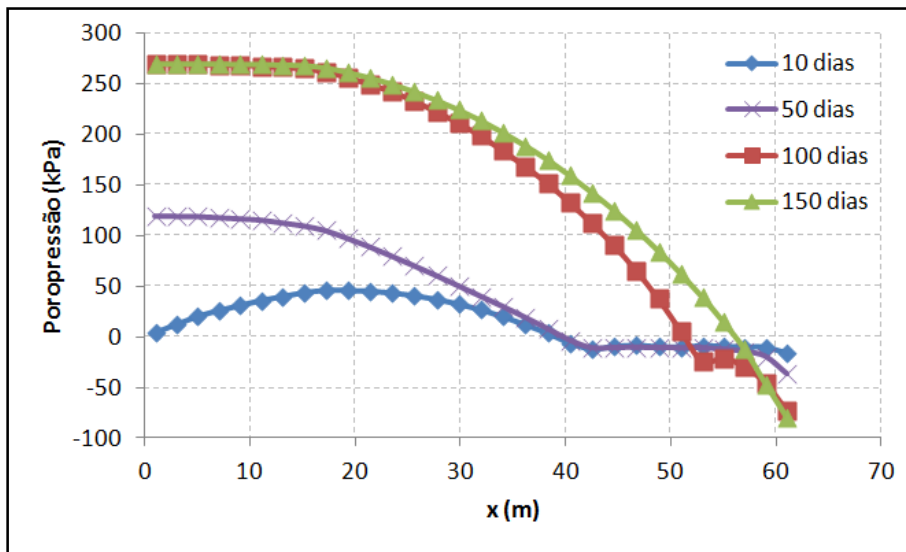


Figura 4.34 - Poropressões na superfície de ruptura de montante - Seção ótima.

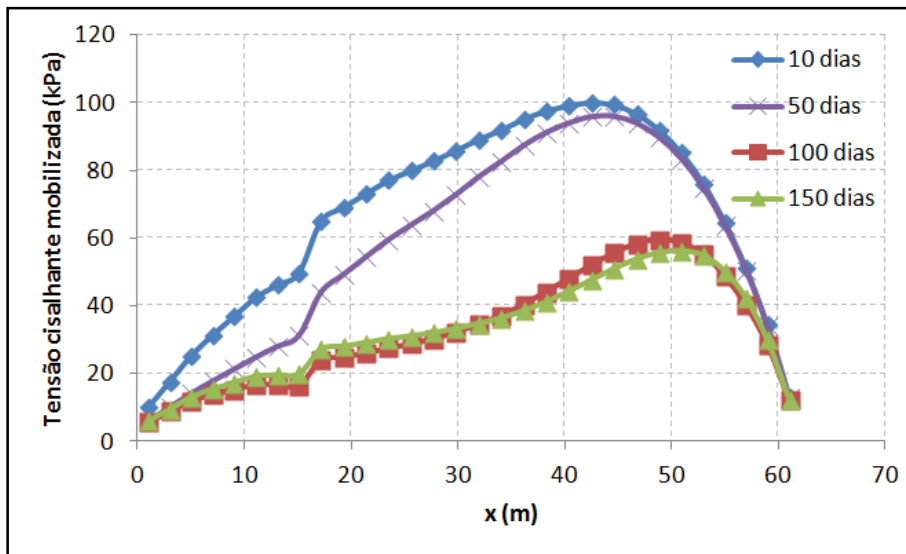


Figura 4.35 - Tensão cisalhante mobilizada na superfície de ruptura de montante - Seção ótima.

A jusante, onde inicialmente a presença do filtro resulta em valores mais altos de fator de segurança quando comparados com os valores obtidos para montante, há um aumento quase imperceptível na estabilidade do talude durante o enchimento do reservatório. Isso ocorre porque apesar de o nível d'água aumentar a montante, a frente de saturação não atinge de imediato a superfície de ruptura a jusante. A linha freática somente irá interferir na estabilidade do talude de jusante de forma mais significativa a partir do tempo 120 dias,

quando a frente de saturação encontra a superfície de ruptura, resultando no aumento das poropressões e na conseqüente diminuição da resistência do solo. A partir desse ponto, o avanço da frente de saturação resulta em uma diminuição do fator de segurança, ainda que sutil, até que seja atingida a estabilização da linha freática. O FS não diminui de valor de forma significativa devido ao filtro presente a jusante, que dissipa parte das poropressões resultantes do avanço da frente de saturação. Na Figura 4.36 é possível observar a poropressão na superfície de ruptura de jusante para os tempos 10, 50, 120 e 200 dias, sendo perceptível a atuação do filtro. A Figura 4.37 mostra os valores de tensão cisalhante mobilizada na superfície.

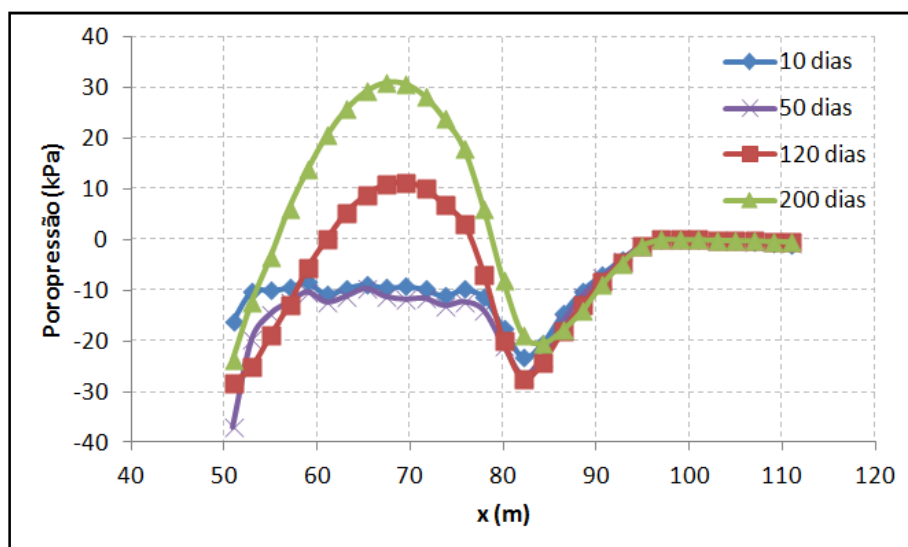


Figura 4.36 - Poropressões na superfície de ruptura de jusante - Seção ótima.

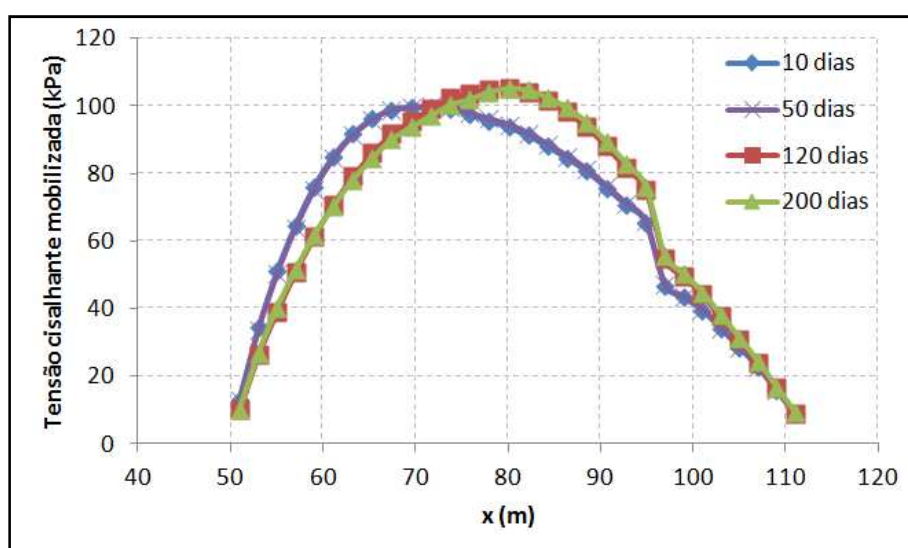


Figura 4.37 - Tensão cisalhante mobilizada na superfície de ruptura de jusante - Seção ótima.

Na superfície de jusante, a pouca variação da tensão mobilizada com o tempo justifica as pequenas mudanças de valor de fator de segurança. Observa-se que a variação de 10 a 50 dias é praticamente nula, de forma que o FS permanece quase inalterado. Do tempo 50 dias até o tempo 120 dias, em que a superfície de ruptura encontra a linha freática, ocorre um aumento na tensão mobilizada em grande parte da superfície de ruptura, de forma que o fator de segurança decresce. Após o tempo 120 dias, a estabilização do FS pode ser justificada pela estabilização da tensão mobilizada.

A evolução do comportamento da barragem com seção ótima pode ser observada nas Figuras 4.38 a 4.41, que mostram o campo de poropressões, bem como o incremento das deformações desvio e os vetores velocidade nos tempos 50, 100, 150 e 200 dias. Os vetores velocidade são apresentados com aumento de 50 vezes.

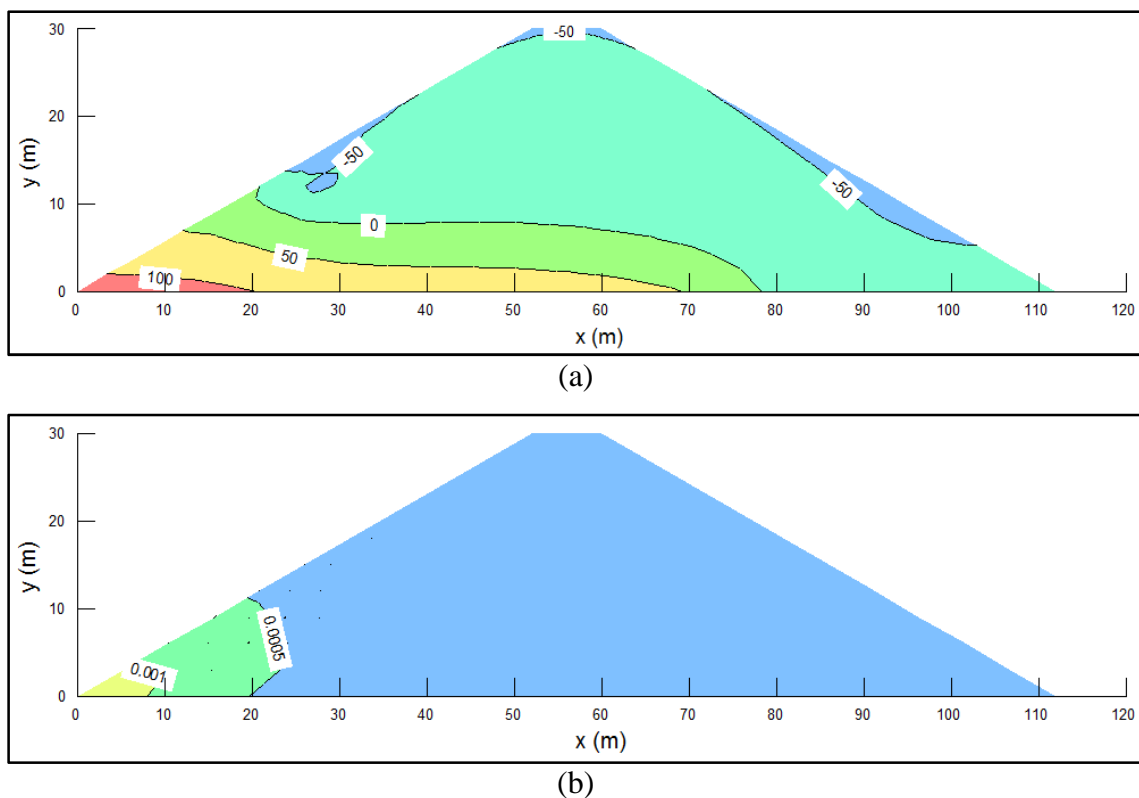
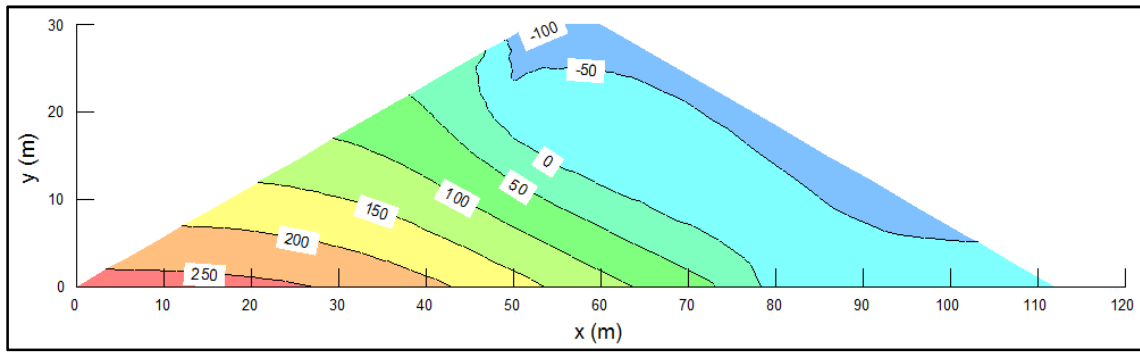
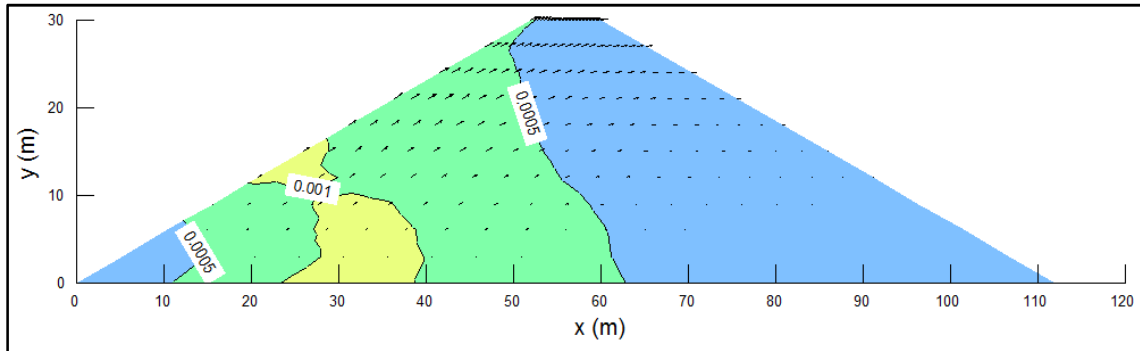


Figura 4.38 - (a) Poropressões no tempo 50 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 0 a 50 dias - Seção ótima.

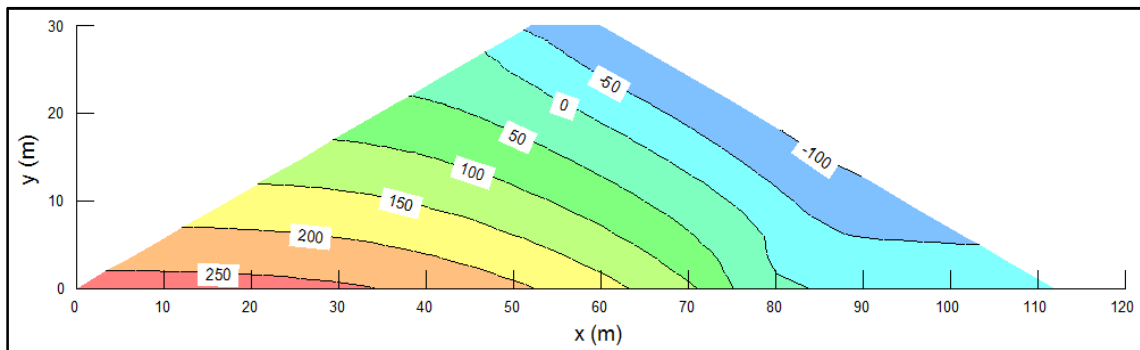


(a)

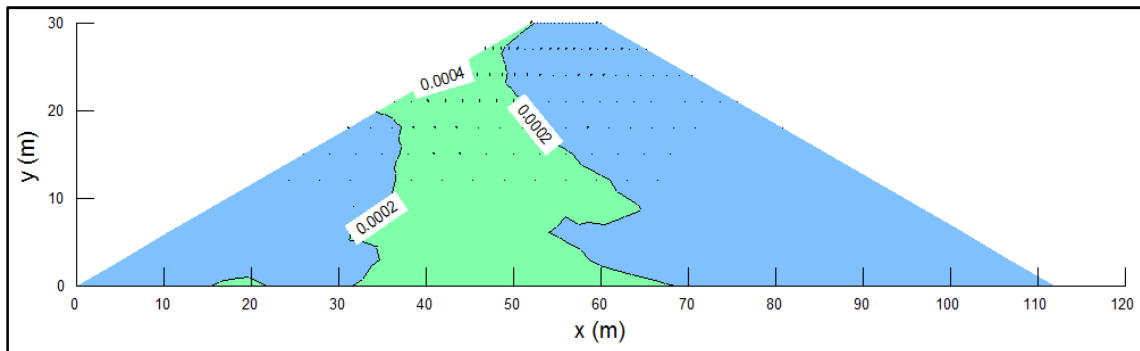


(b)

Figura 4.39 - (a) Poropressões no tempo 100 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 50 a 100 dias - Seção ótima.

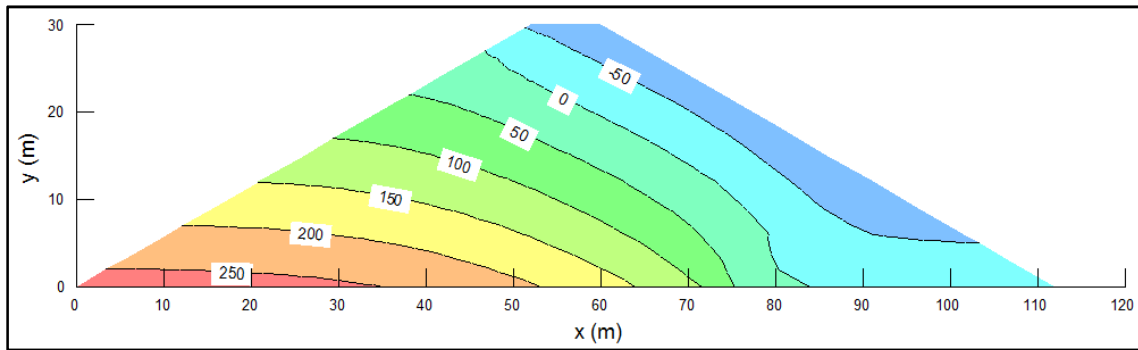


(a)

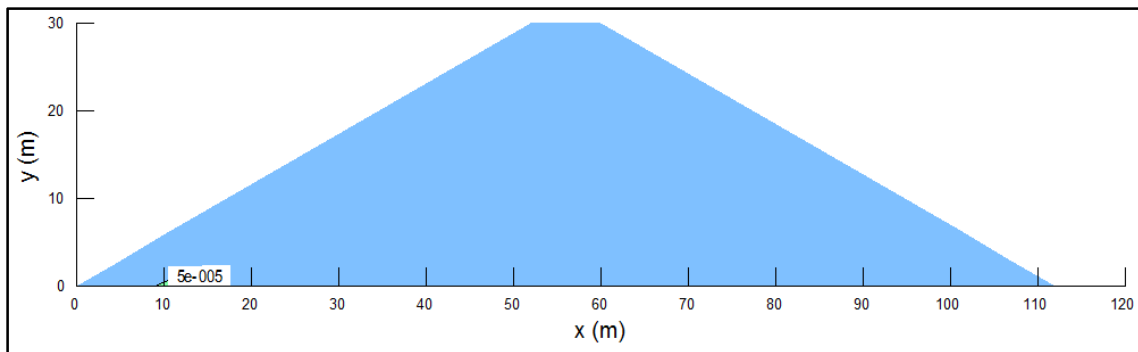


(b)

Figura 4.40 - (a) Poropressões no tempo 150 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 100 a 150 dias - Seção ótima.



(a)



(b)

Figura 4.41 - (a) Poropressões no tempo 200 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 150 a 200 dias - Seção ótima.

A seção constituída apenas de material compactado em condições ótimas de energia e umidade apresenta um comportamento bastante satisfatório quanto às deformações. Observa-se que as deformações desvio se concentram entre os tempos 50 e 150 dias, em que é possível observar uma expansão do material. Essa expansão se dá pelo fato de as poropressões aumentarem com o avanço da frente de saturação, ao passo que as tensões não são acrescidas, o que resulta em uma diminuição da tensão efetiva no solo, caracterizando em um descarregamento do solo. As deformações observadas para a seção são de pequena intensidade, além de ocorrerem de forma gradual, não acarretando em prejuízos ao comportamento da barragem. Além disso, observa-se pela evolução das deformações desvio e pelos vetores velocidade, que não há a formação de um mecanismo de ruptura.

4.2.2 SEÇÃO SECA

A barragem composta de material compactado no ramo seco da curva de compactação apresenta a evolução de fator de segurança com o enchimento e avanço da frente de saturação conforme apresentado pela Figura 4.42.

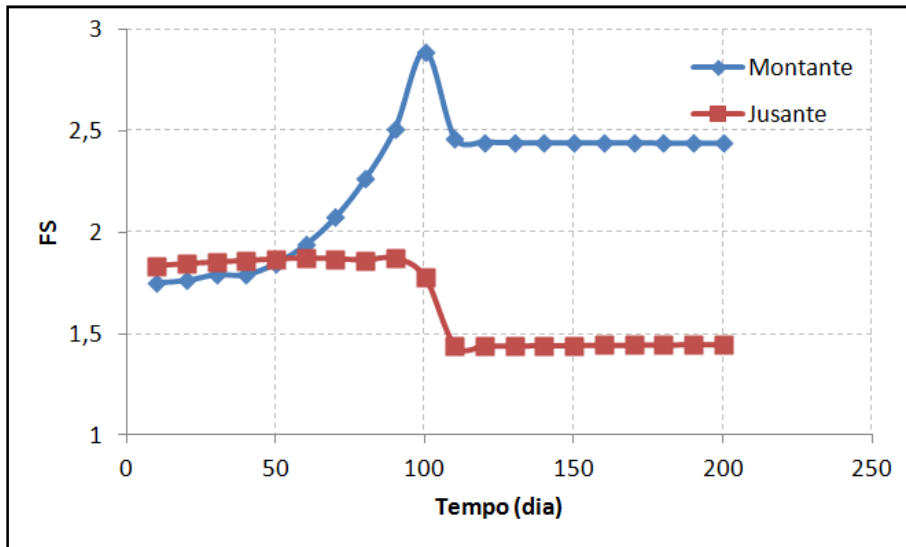


Figura 4.42 - Evolução do fator de segurança com o enchimento e avanço da frente de saturação - Seção seca.

À montante é possível observar o aumento do fator de segurança, que se dá devido ao aumento de estabilidade proporcionado na medida em que a carga de água é incrementada. No tempo 100 dias, finaliza-se o enchimento do reservatório, de forma que para os tempos seguintes o carregamento de água permanece inalterado, enquanto as poropressões aumentam devido ao avanço da frente de saturação, diminuindo a estabilidade do talude. Dessa forma, os valores de FS diminuem, até que seja atingido o fluxo permanente, aproximadamente no tempo 120 dias. Os valores de poropressão e de tensão cisalhante mobilizada para o talude de montante são apresentados nas Figuras 4.43 e 4.44, respectivamente, para os tempos 10, 50, 100 e 120 dias.

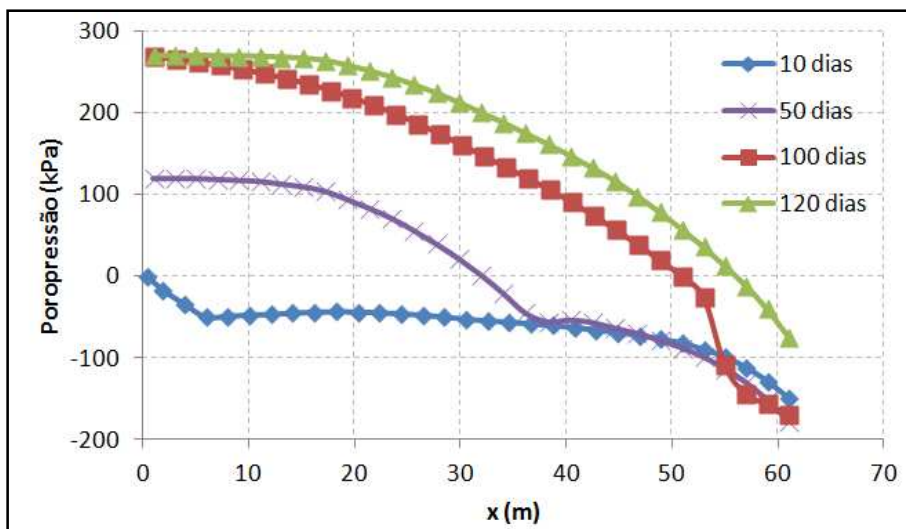


Figura 4.43 - Poropressões na superfície de ruptura de montante - Seção seca.

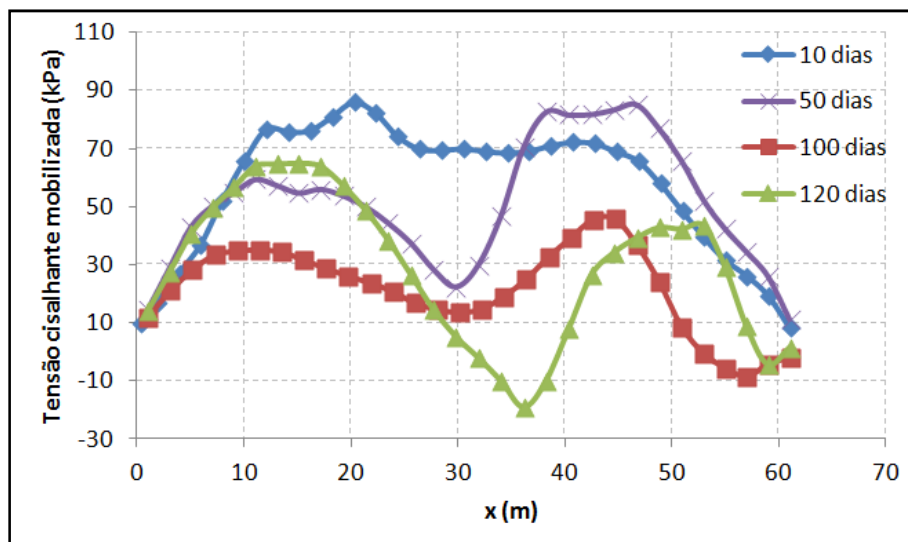


Figura 4.44 - Tensão cisalhante mobilizada na superfície de ruptura de montante - Seção seca.

Para o talude de montante, pode-se observar que, na medida em que o nível do reservatório aumenta, a tensão cisalhante mobilizada diminui, principalmente entre os tempos 50 e 100 dias, o que irá provocar o aumento da estabilidade e do fator de segurança. A partir tempo 100 dias, em que o nível do reservatório passa a ser constante, as mudanças na tensão mobilizada se dão de forma distinta, aumentando nas extremidades da superfície de ruptura e diminuindo em seu trecho central.

No talude de jusante, o enchimento do reservatório resulta em mudanças imperceptíveis quanto ao valor de FS até o tempo 90 dias, uma vez que a linha freática não avançou o suficiente para influenciar na resistência do material a jusante. Entre os tempos 90 e 110 dias observa-se uma grande queda do fator de segurança, que passa de 1,9 a 1,4, o que pode ser resultado de um colapso do solo. A partir do tempo 110 dias, os valores de FS passam a ser constantes, indicando a estabilização do comportamento da barragem. As Figuras 4.45 e 4.46 apresentam a poropressão e a tensão cisalhante mobilizada para os tempos 10, 50, 90 e 110 dias.

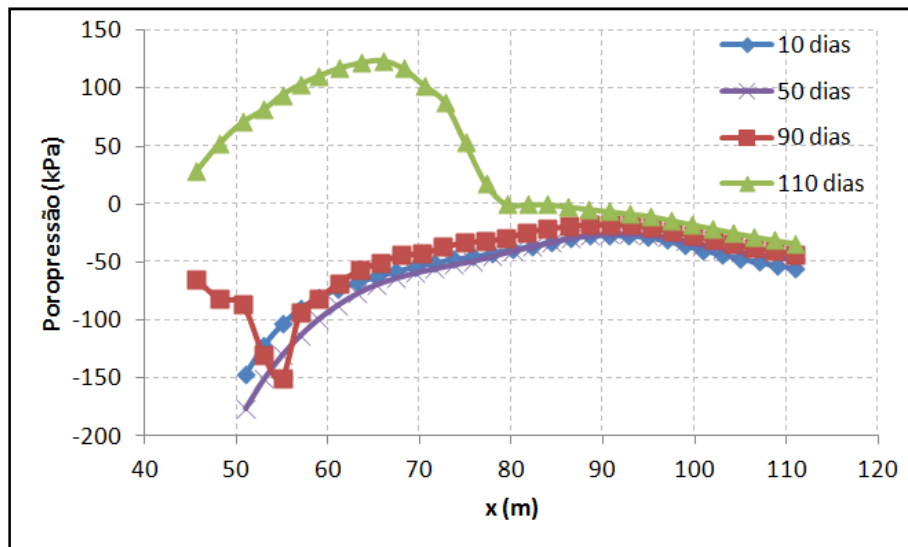


Figura 4.45 - Poropressões na superfície de ruptura de jusante - Seção seca.

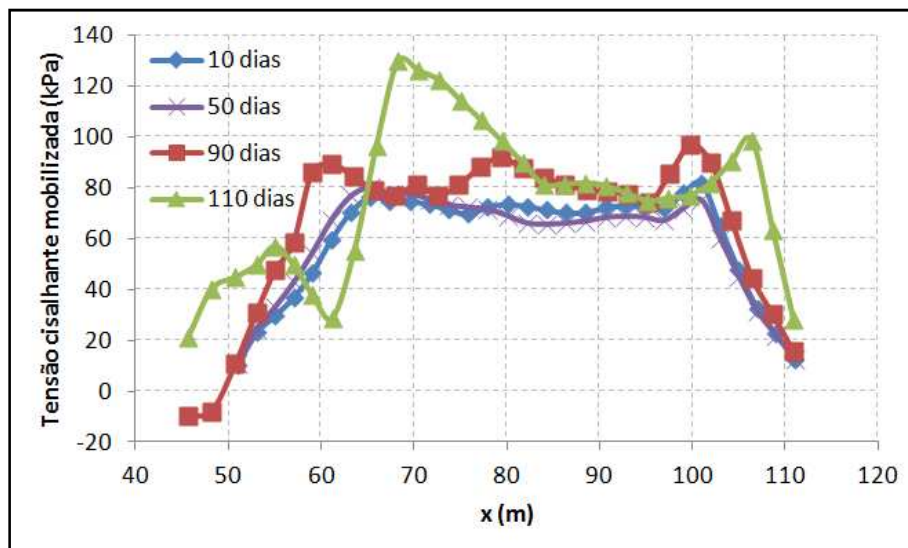


Figura 4.46 - Tensão cisalhante mobilizada na superfície de ruptura de jusante - Seção seca.

As poropressões na superfície de ruptura de jusante permanecem negativas nos primeiros estágios de tempo, só sendo alteradas no tempo 110 dias, em que a superfície encontra com a linha freática, após o avanço da frente de saturação. Com isso, observa-se uma significativa alteração nas tensões mobilizadas, que apresentam grande aumento na coordenada $x = 70\text{m}$, indicando a ocorrência de colapso. O colapso observado no solo irá condicionar a queda no valor do fator de segurança entre os tempos 90 e 110 dias. É possível constatar ainda, através das Figuras 4.45 e 4.46, a diferença de posição das superfícies de ruptura para os tempos analisados. A evolução da superfície de ruptura para o talude de jusante é apresentada na Figura 4.47. A superfície mais delgada representa as superfícies de ruptura obtidas para os

tempos 10 e 50 dias. A superfície intermediária é a superfície apresentada na análise do tempo 90 dias. Para o tempo 110 dias, obteve-se a superfície mais espessa. As mudanças na localização da superfície de ruptura indicam que o aumento das poropressões no talude irá condicionar rupturas envolvendo maiores volumes de solo.

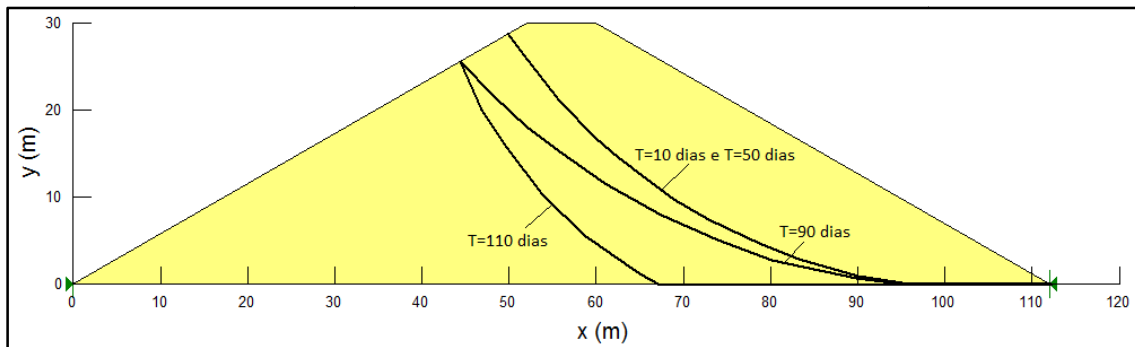
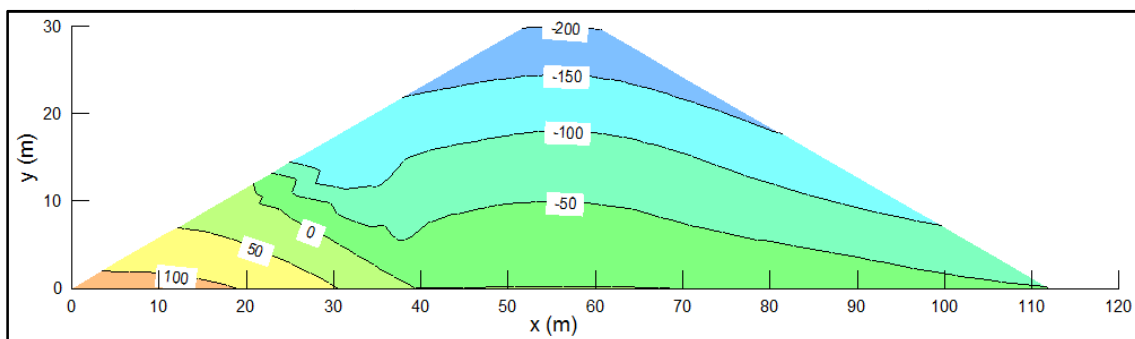
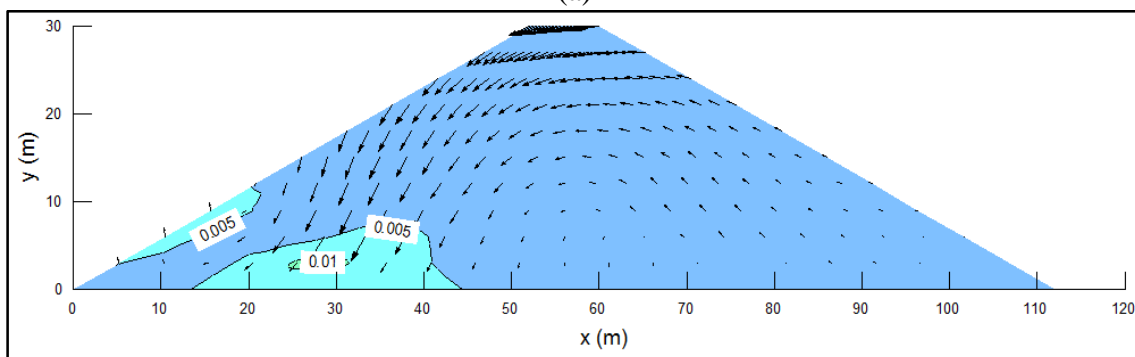


Figura 4.47 - Superfícies de ruptura para o talude de jusante, fase de enchimento - Seção seca.

Nas Figuras 4.48 a 4.53 é possível observar a evolução das poropressões e das deformações desvio da barragem para os tempos 50, 80, 100, 110, 150 e 200 dias, além dos vetores de velocidade, apresentados com aumento de 50 vezes.

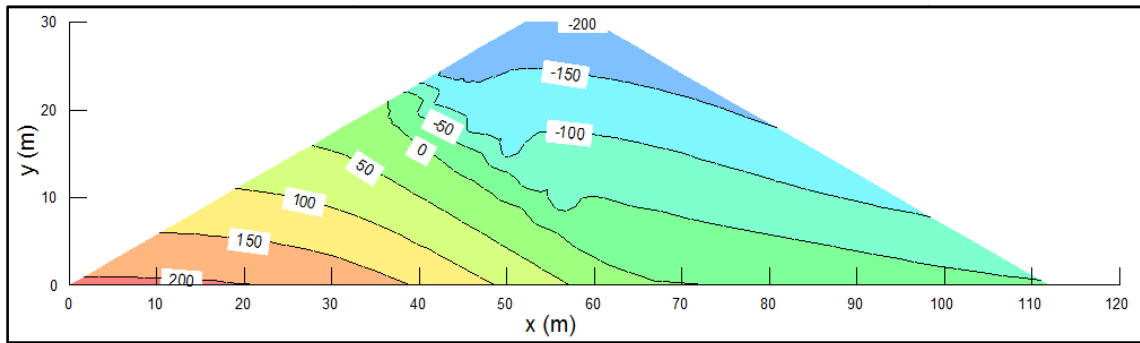


(a)

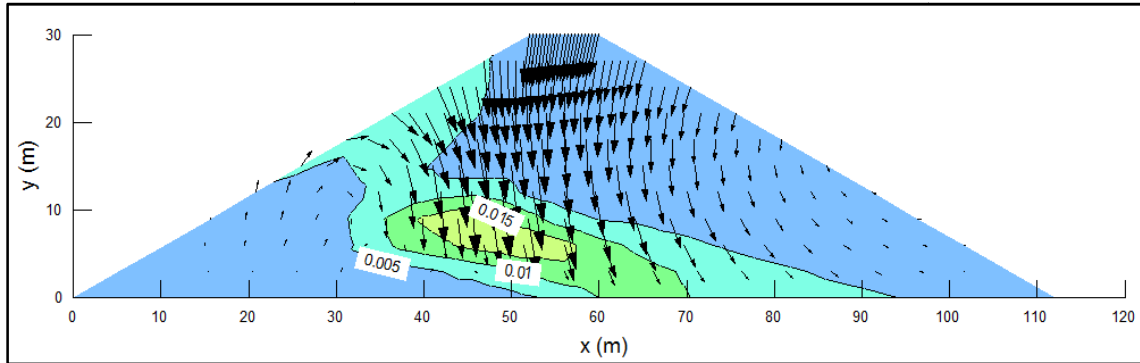


(b)

Figura 4.48 - (a) Poropressões no tempo 50 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 0 a 50 dias - Seção seca.

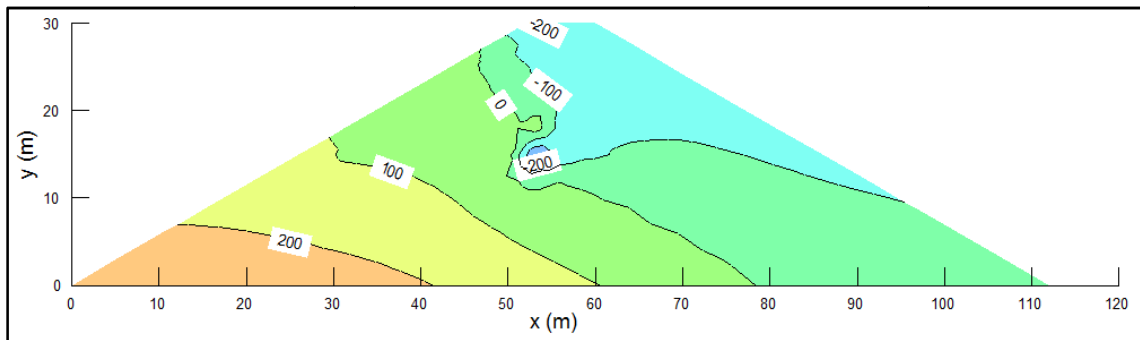


(a)

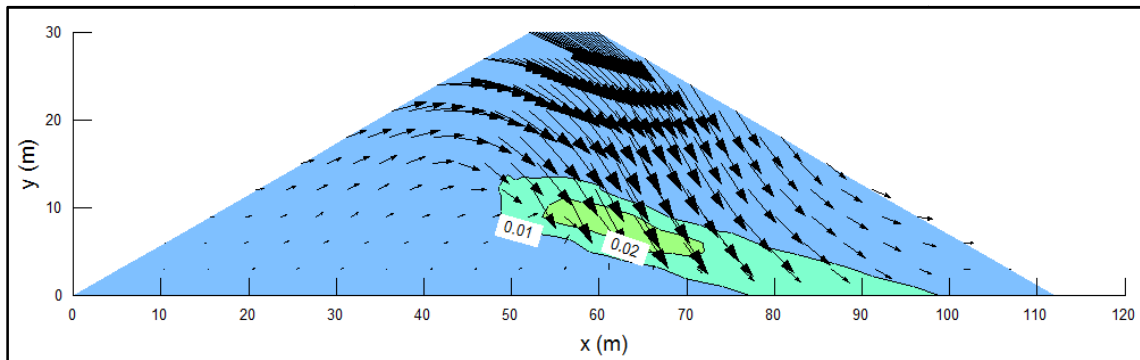


(b)

Figura 4.49 - (a) Poropressões no tempo 80 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 50 a 80 dias - Seção seca.

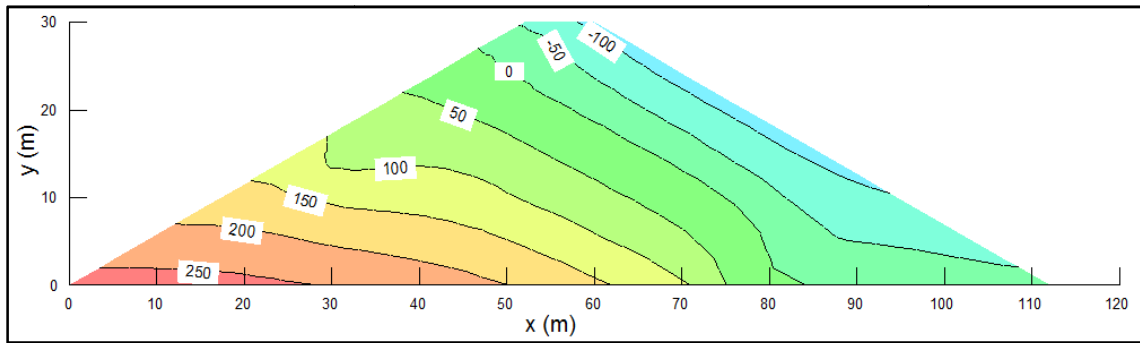


(a)

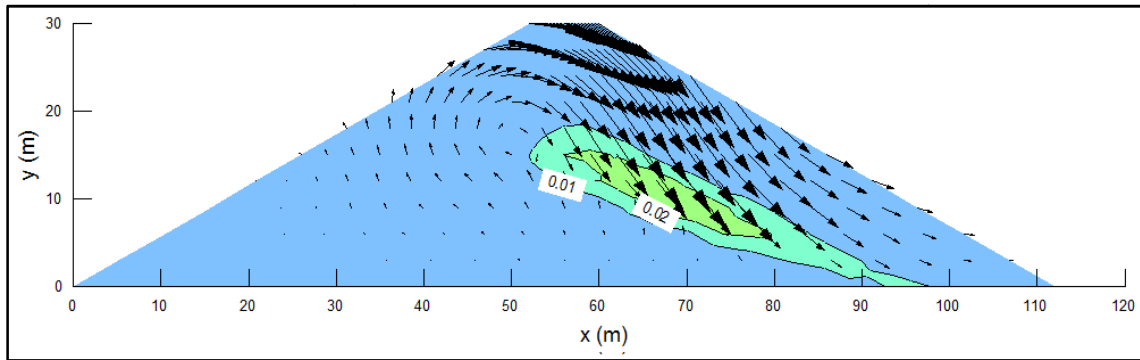


(b)

Figura 4.50 - (a) Poropressões no tempo 100 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 80 a 100 dias - Seção seca.

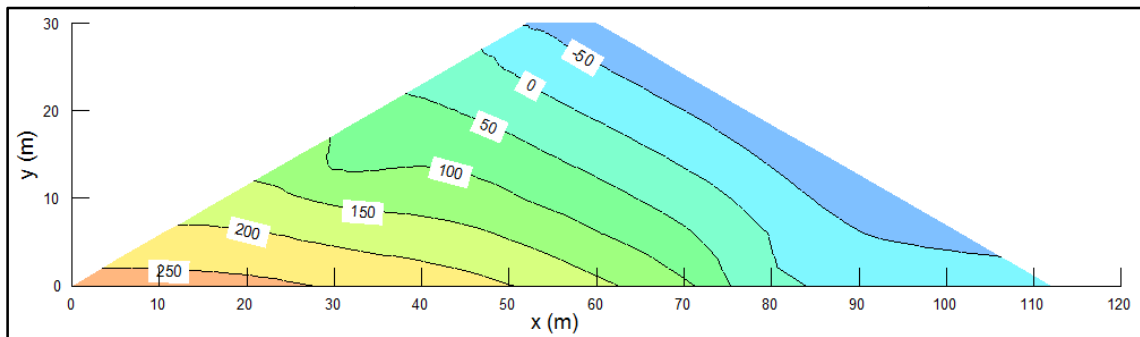


(a)

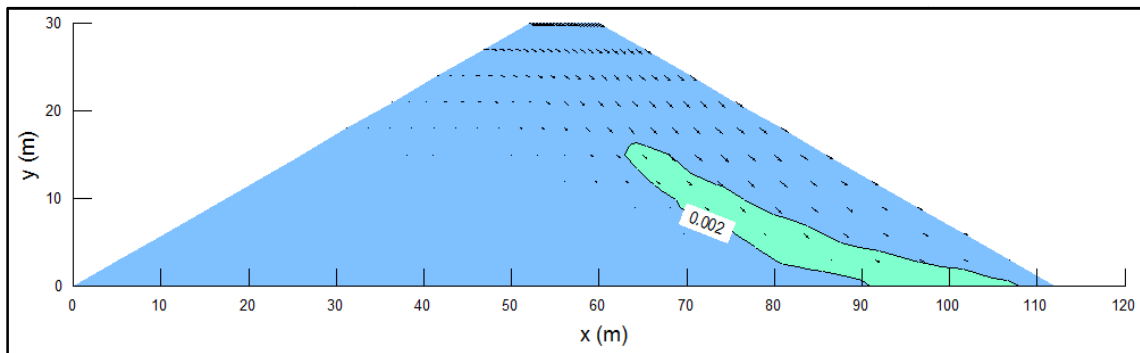


(b)

Figura 4.51 - (a) Poropressões no tempo 110 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 100 a 110 dias - Seção seca.



(a)



(b)

Figura 4.52 - (a) Poropressões no tempo 150 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 110 a 150 dias - Seção seca.

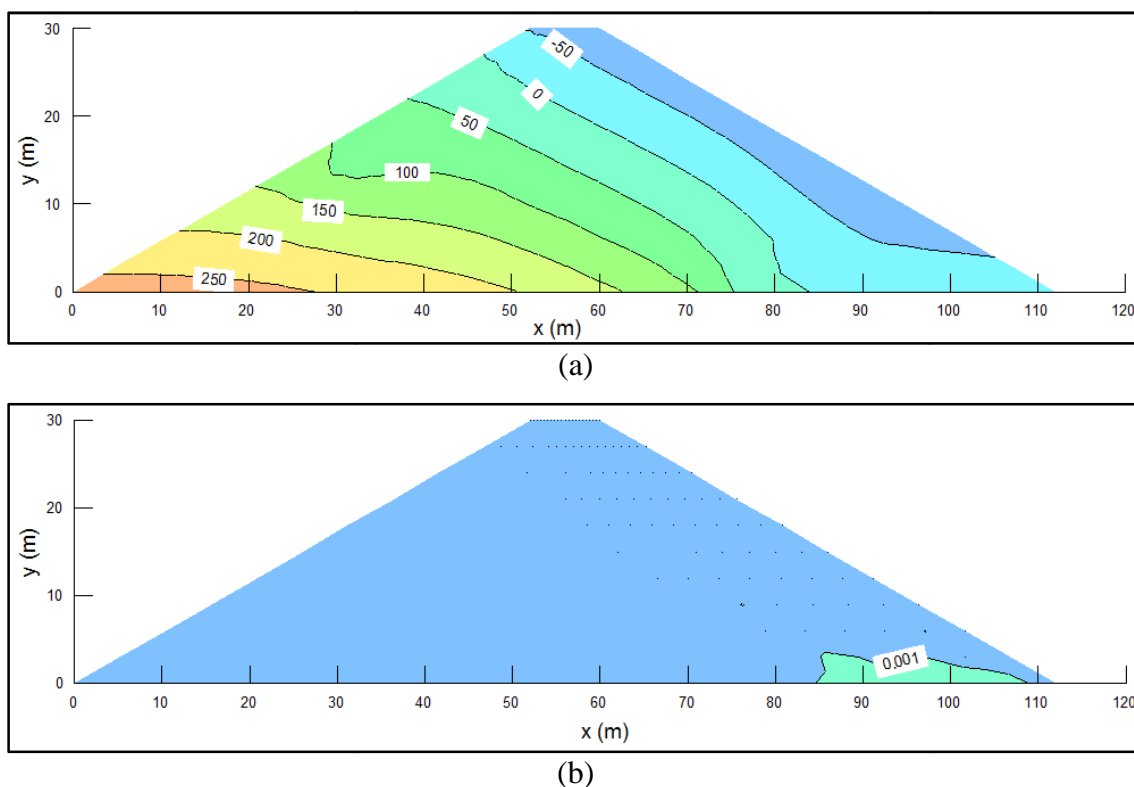


Figura 4.53 - (a) Poropressões no tempo 200 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 150 a 200 dias - Seção seca.

Nas isocurvas de poropressão, nota-se uma descontinuidade das curvas, sendo o problema mais perceptível nos tempos 50, 80 e 100 dias. Isso pode ser explicado pela curva de retenção adotada para o material, que provoca problemas de não linearidade na curva de permeabilidade e, conseqüentemente, nas análises. Como o avanço da frente de saturação provoca colapso em certos pontos da seção, a curva característica se altera de forma significativa, uma vez que o colapso provoca alta variação do índice de vazios.

A partir das deformações desvio e dos vetores de velocidade, observa-se a deformação do solo, que sofre colapso com o avanço da frente de saturação. No tempo 50 dias, o material a montante sofreu deformações, enquanto a jusante o solo apenas apresenta uma sutil expansão devido aos baixos valores de tensão. Entre os tempos 50 e 80 dias, as deformações são mais significativas e se concentram na região central do barramento. Para o tempo de 100 dias, as deformações passam a se concentrar na região de jusante e é possível observar o início de formação de um mecanismo de ruptura. Entre os tempos 100 e 110 dias, as deformações possuem mesma magnitude das deformações observadas entre os tempos 80 e 100 dias, indicando a ocorrência de colapso do solo. Além disso, para o tempo 110 dias, observa-se o intensificação do mecanismo de ruptura, que irá determinar a localização da superfície de ruptura de jusante. Após o tempo 110 dias, o comportamento da seção tende à estabilização,

de forma que as deformações desvio irão apresentar pouca modificação e os vetores velocidade serão de baixa magnitude para os tempos 150 e 200 dias.

4.2.3 SEÇÃO MISTA

Na seção mista, onde foi considerado um maior número de camadas com o intuito de facilitar a modelagem numérica, o enchimento se deu de forma mais lenta, uma vez que foi adotado o tempo de enchimento de 10 dias por camada. Ressalta-se ainda a adoção de um filtro vertical na interface entre os materiais seco e ótimo no talude de jusante, que evita uma configuração desfavorável da linha freática.

A evolução do fator de segurança com o enchimento do reservatório e o avanço da frente de saturação para a barragem com seção mista, composta de ambos o material seco e o material ótimo, é apresentada na Figura 4.54.

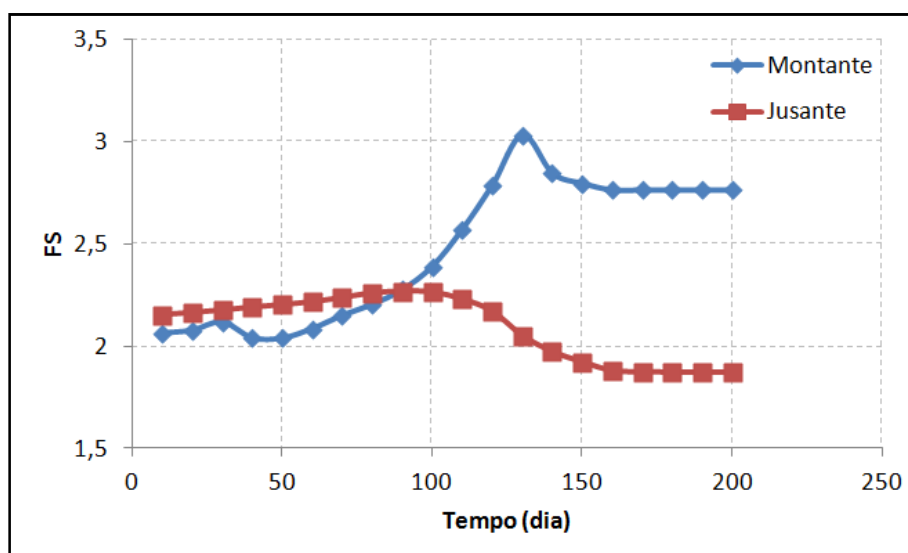


Figura 4.54 - Evolução do fator de segurança com o enchimento e avanço da frente de saturação - Seção mista.

No talude de montante o enchimento do reservatório irá resultar em um aumento no fator de segurança do barramento, uma vez que as poropressões geradas não compensam a maior estabilidade fornecida pela carga de água. A partir do tempo 130 dias, em que o enchimento do reservatório é finalizado, observa-se somente o avanço da frente de saturação, que provoca o aumento das poropressões e a conseqüente diminuição da estabilidade, resultando em menores valores de FS. A estabilidade da seção é afetada pelo avanço da frente de saturação até aproximadamente o tempo 160 dias, onde se atinge o fluxo permanente, de forma que o fator de segurança permanece inalterado. As Figuras 4.55 e 4.56 mostram as poropressões e

as tensões cisalhantes mobilizadas ao longo das superfícies de ruptura de montante obtidas nos tempos 10, 30, 80, 130 e 160 dias.

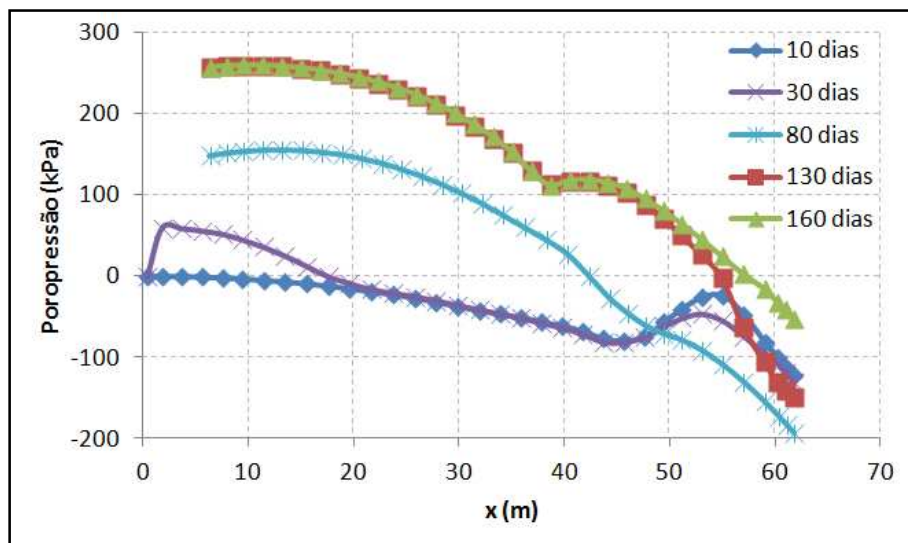


Figura 4.55 - Poropressões na superfície de ruptura de montante - Seção mista.

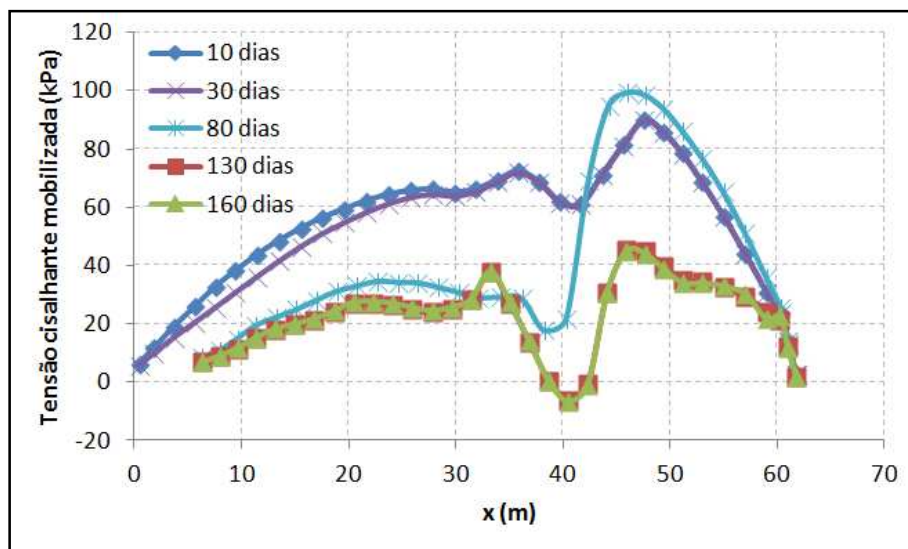


Figura 4.56 - Tensão cisalhante mobilizada na superfície de ruptura de montante - Seção mista.

É possível observar que na seção onde são adotados dois tipos de material, a evolução das poropressões se dará de forma diferenciada para cada material. Para os pontos mais a montante, onde se adota o material seco, as poropressões aumentam com o tempo. Já na região onde foi adotado o material ótimo, os valores de poropressão diminuem do tempo 10 ao tempo 80 dias, voltando a aumentar para o tempo 160 dias e ainda para o tempo 200 dias.

Tal comportamento no material ótimo é creditado à ocorrência do adensamento, que irá ocorrer até a chegada da frente de saturação.

Observa-se ainda que a localização da superfície de ruptura é alterada com o tempo, conforme ressaltado na Figura 4.57, que mostra as superfícies obtidas para os tempos 10, 30, 130 e 160 dias. Com o avanço da frente de saturação, a superfície irá se concentrar no material seco, sendo a superfície de ruptura mais profunda correspondente aos tempos 10 e 30 dias e a superfície menor a obtida para os tempos 130 e 160 dias.

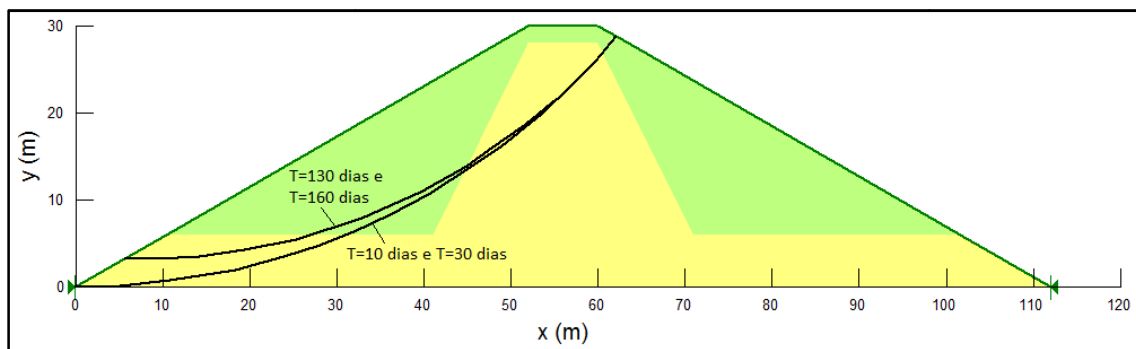


Figura 4.57 - Superfícies de ruptura para o talude de montante, fase de enchimento - Seção mista.

A jusante os valores de fator de segurança se apresentam inicialmente mais elevados do que os encontrados para o talude de montante, possivelmente pela presença do filtro. Com o enchimento do reservatório, o FS aumenta, uma vez que a frente de saturação ainda não provoca efeito na superfície de jusante, enquanto a elevação da carga de água aumenta a estabilidade da estrutura. A partir do tempo 110 dias é possível observar a diminuição do fator de segurança, provocada pelo avanço da frente de saturação, que interfere na estabilidade de jusante antes que seja finalizado o enchimento do reservatório. A influência do avanço da frente de saturação na estabilidade do talude de jusante se dá até aproximadamente o tempo 160 dias, que marca a obtenção do fluxo permanente. As poropressões e as tensões cisalhantes mobilizadas para a superfície de ruptura de jusante são mostradas nas Figuras 4.58 e 4.59, respectivamente, ambas para os tempos de 10, 50, 100 e 160 dias.

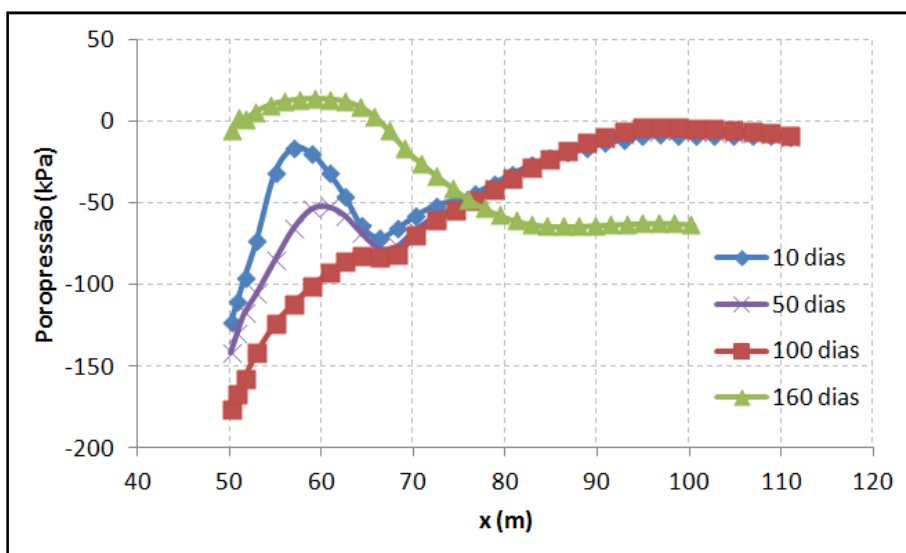


Figura 4.58 - Poropressões na superfície de ruptura de jusante - Seção mista.

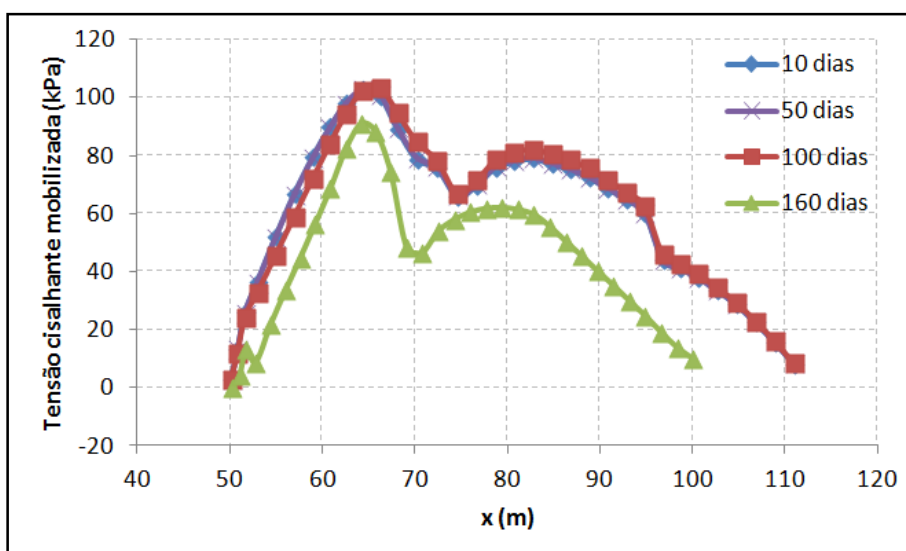


Figura 4.59 - Tensão cisalhante mobilizada na superfície de ruptura de jusante - Seção mista.

Na superfície de ruptura de jusante, observa-se claramente a diferença de comportamento dos materiais adotados na seção, principalmente quanto às poropressões. Na região mais próxima ao centro da barragem, onde foi adotado material ótimo, as poropressões inicialmente diminuem, passando a aumentar para o tempo 160 dias. Já na região do espaldar constituído de material seco, o comportamento é distinto, sendo a poropressão inicialmente constante. Com o avanço da frente de saturação, as poropressões na região mais a jusante decrescem, possivelmente devido à presença do filtro.

Assim como ocorrido para o talude de montante, as superfície de ruptura irão variar com o tempo, conforme mostrado na Figura 4.60, onde são apresentadas as superfícies de ruptura

obtidas para os tempos 10, 50, 100 e 160 dias. A superfície mais profunda corresponde às superfícies encontradas para os tempos 10, 50 e 100 dias. Com o avanço da frente de saturação, para o tempo 160 dias, a superfície de ruptura irá se concentrar no material seco da barragem.

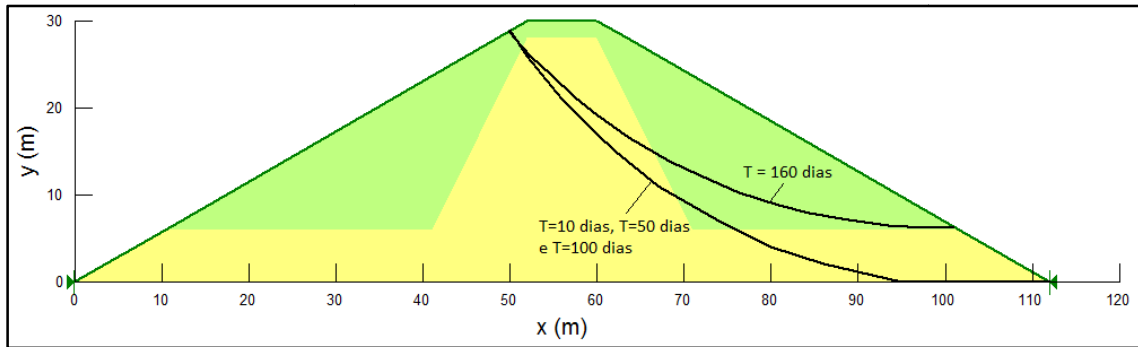
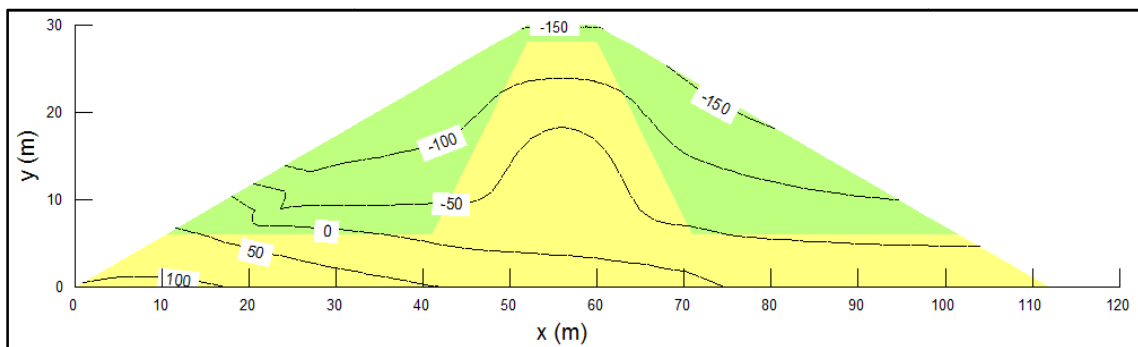
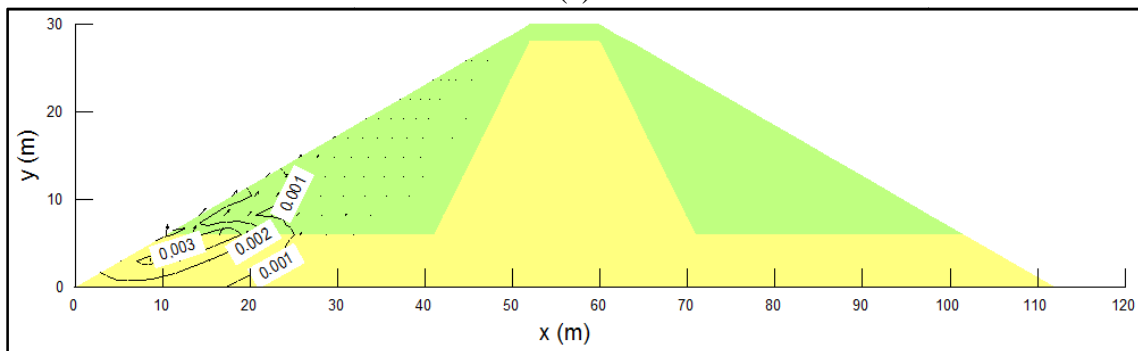


Figura 4.60 - Superfícies de ruptura para o talude de jusante, fase de enchimento - Seção mista.

A evolução do comportamento da barragem pode ser observada nas Figuras 4.61 a 4.64, que mostram as poropressões, as deformações desvio e os vetores de velocidade para os tempos 50, 100, 150 e 200 dias. Os vetores são apresentados com aumento de 50 vezes.

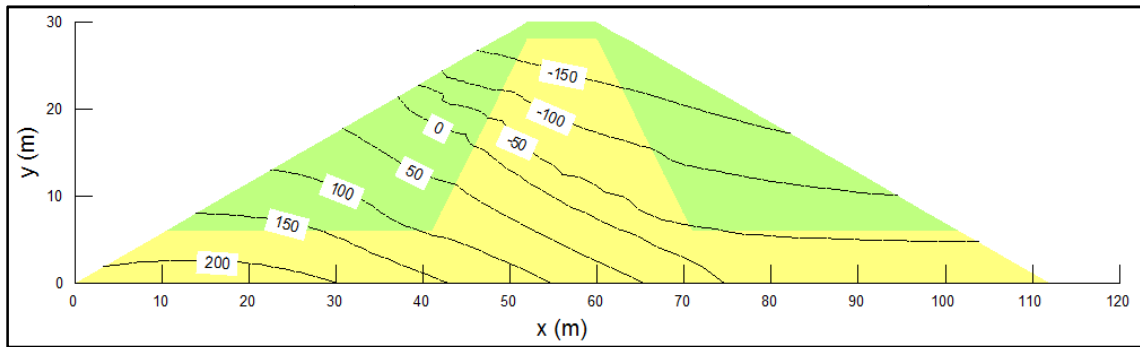


(a)

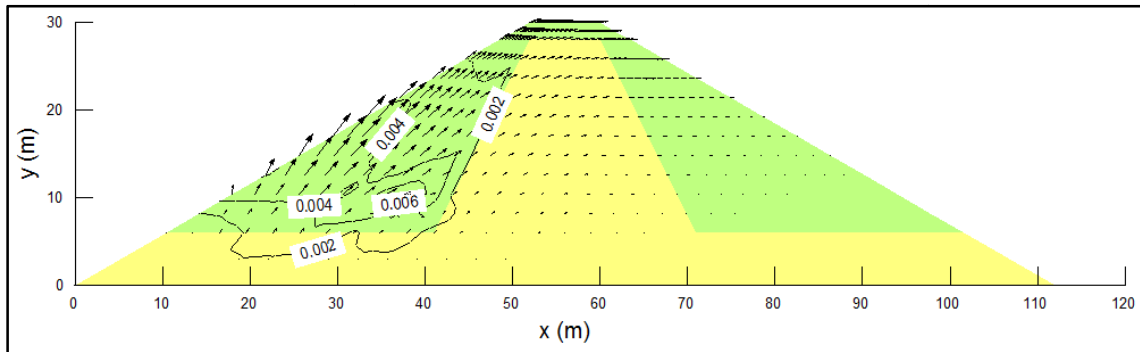


(b)

Figura 4.61 - (a) Poropressões no tempo 50 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 0 a 50 dias - Seção mista.

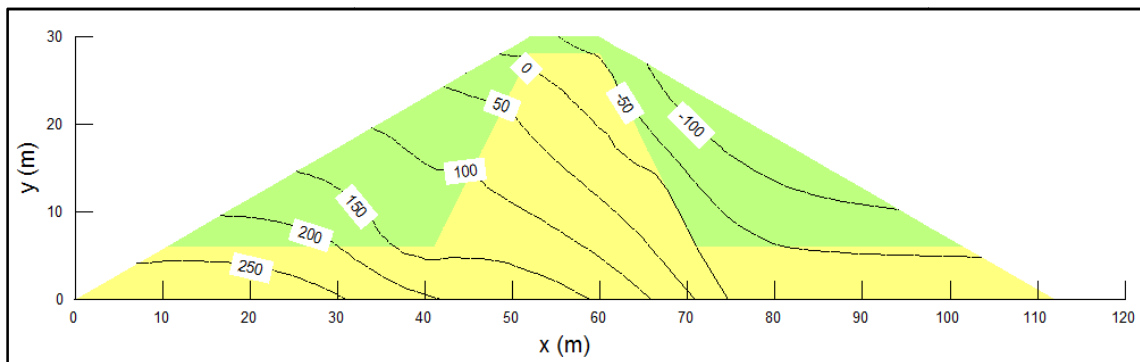


(a)

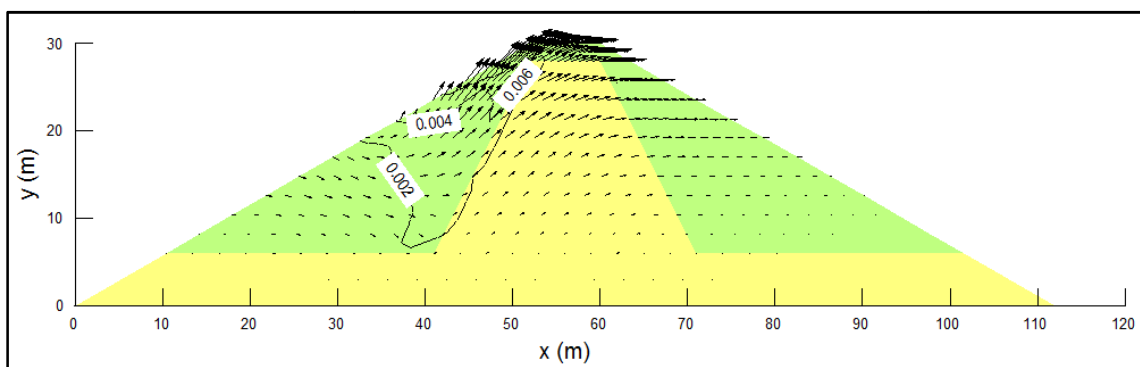


(b)

Figura 4.62 - (a) Poropressões no tempo 100 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 50 a 100 dias - Seção mista.

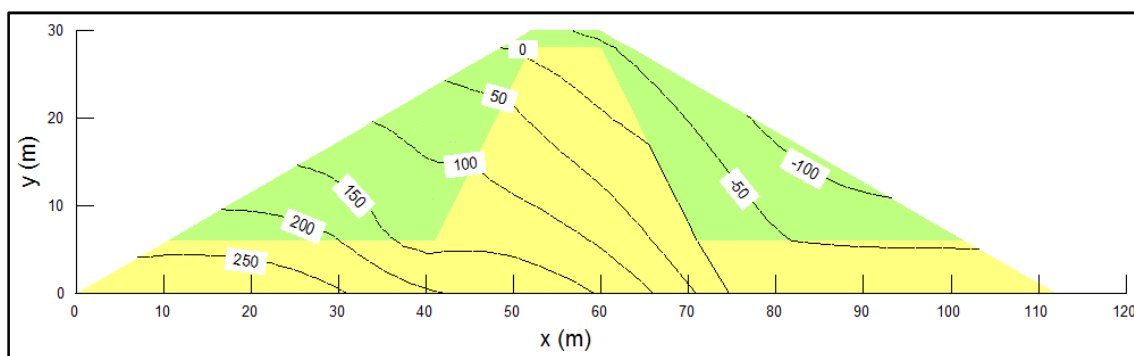


(a)

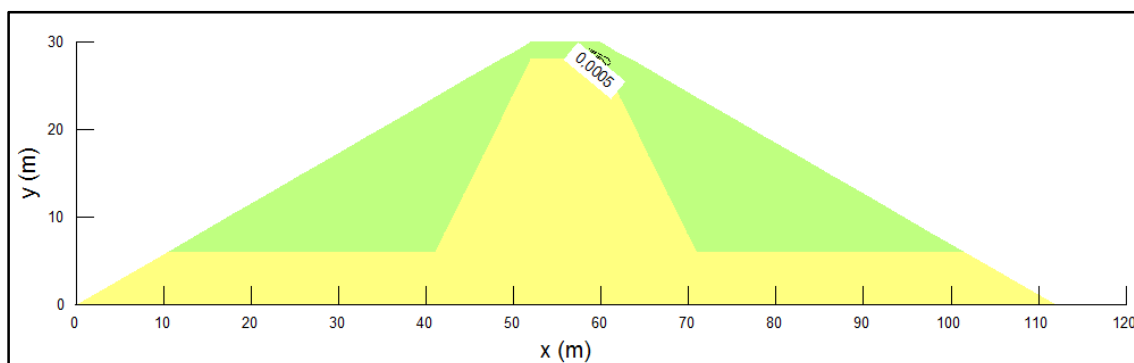


(b)

Figura 4.63 - (a) Poropressões no tempo 150 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 100 a 150 dias - Seção mista.



(a)



(b)

Figura 4.64 - (a) Poropressões no tempo 200 dias (kPa) e (b) Deformação desvio e vetores de velocidade de 150 a 200 dias - Seção mista.

Com o enchimento do reservatório e o avanço da frente de saturação, observa-se que as deformações desvio se concentram na região da barragem constituída de material seco, que se expande devido à redução de valores de poropressão. No tempo de 50 dias, pode-se observar que o solo seco começa a apresentar uma expansão a montante, ainda que de forma sutil. No tempo de 100 dias, a expansão do solo seco é intensificada e concentrada na região próxima ao espaldar, afetada pela ação da linha freática. Com o avanço da frente de saturação, no tempo de 150 dias, a expansão do solo continua, agora para a região próxima à crista. Entre os tempos de 150 e 200 dias, as deformações e os vetores velocidade possuem pequena magnitude, sendo observada a estabilização de deformações na barragem.

4.2.4 RESUMO DAS ANÁLISES DETERMINÍSTICAS DE ENCHIMENTO

Os comportamentos das barragens ótima, seca e mista durante o enchimento e o avanço da frente de saturação podem ser comparados por meio dos valores de poropressão, tensão vertical e deformação volumétrica para o tempo final das análises, de 200 dias.

As poropressões obtidas para cada uma das seções ao longo do eixo x, para o tempo de 200 dias, são apresentadas pela Figura 4.65.

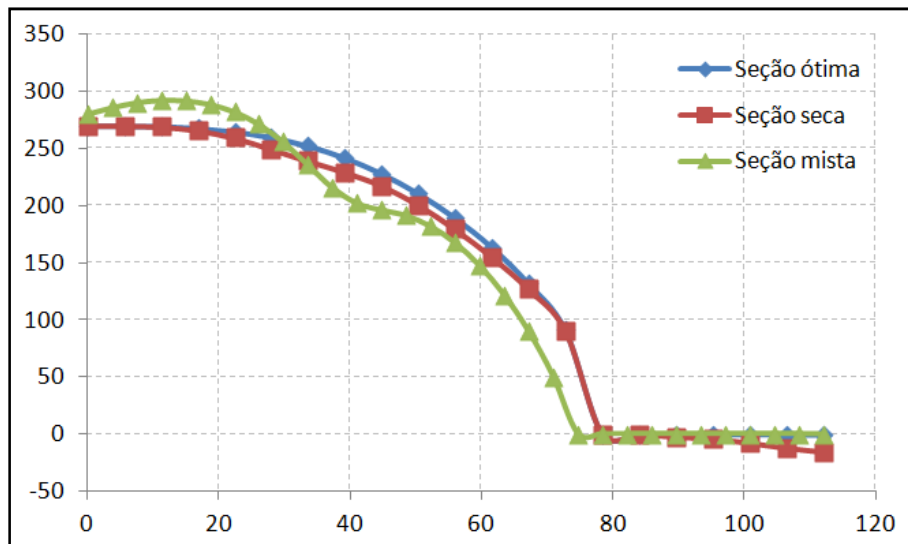


Figura 4.65 - Distribuição de poropressão para enchimento na base - Seções ótima, seca e mista - Tempo 200 dias.

Observa-se que as poropressões ao final do avanço da frente de saturação são muito próximas, sendo a seção mista a que apresenta maior discrepância. Os valores distintos de poropressão da seção mista podem ser ocasionados pela adoção de um filtro na interface entre os materiais seco e ótimo a jusante, o que irá provocar um abaixamento mais rápido na linha freática. Desta forma, as diferenças quanto aos valores de fator de segurança não serão ocasionadas pela configuração da linha freática.

As distribuições de tensão vertical de cada seção na fase de enchimento, após 200 dias, são comparadas na Figura 4.66. A distribuição de tensões verticais de cada seção apresenta configuração bastante distinta, condicionada pelas características de cada material. A seção ótima apresenta uma distribuição de tensões suave, enquanto que para a seção seca a configuração de distribuição de tensões é condicionada pelo colapso ocorrido em certos trechos do barramento pela entrada de água. As tensões verticais na seção mista irão variar de acordo com o material constituinte da barragem. Observa-se que nos espaldares, constituídos de material seco, a configuração da distribuição de tensão vertical se aproxima da obtida para a seção seca. Já na região do núcleo, onde foi adotado o material compactado em condições ótimas de energia e umidade, os valores de tensão vertical são maiores, se aproximando dos valores obtidos para a seção ótima. A Figura 4.67 apresenta os valores de deformação volumétrica para cada seção na fase de enchimento, no tempo 200 dias, a uma altura de 6 metros.

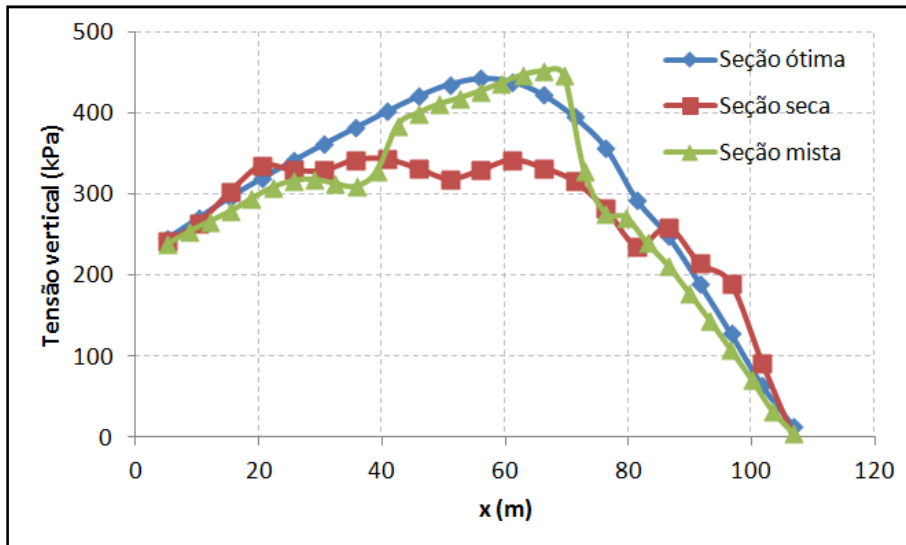


Figura 4.66 - Distribuição de tensão vertical para enchimento na cota 3,0 m - Seções ótima, seca e mista - Tempo 200 dias.

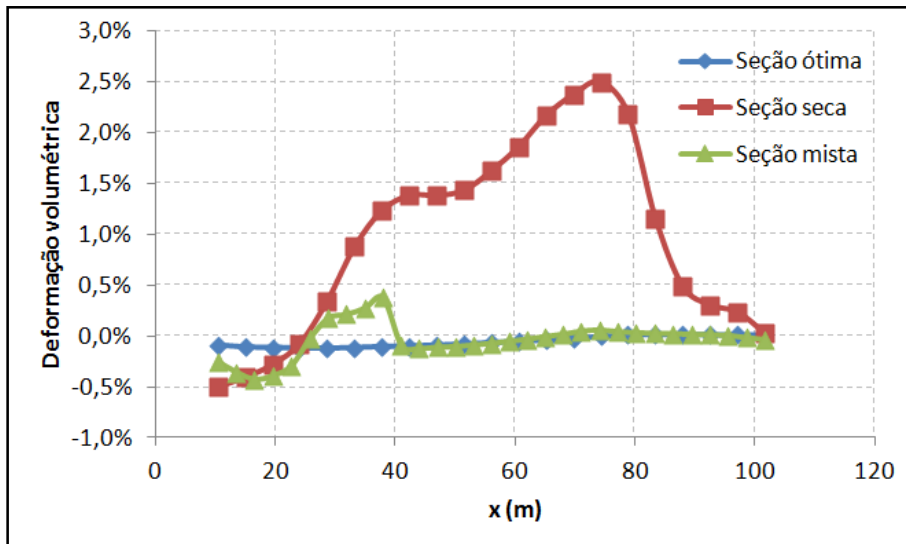


Figura 4.67 - Deformação volumétrica para enchimento na cota 6,0 m - Seções ótima, seca e mista - Tempo 200 dias.

Assim como observado para a fase de final de construção, as deformações na seção seca apresentam maior magnitude quando comparadas às deformações obtidas para as demais seções. Este comportamento irá condicionar maiores riscos para a estabilidade e para a segurança do barramento. Na seção ótima, as deformações para a fase de enchimento podem ser consideradas nulas, indicando que o barramento não irá sofrer grande influência durante o enchimento e o avanço da frente de saturação. A seção heterogênea, onde são adotados tanto o material ótimo quanto o seco, apresenta uma configuração de deformações volumétricas intermediária. No talude de montante, constituído por solo compactado no ramo seco da curva

de compactação, os valores de deformação acompanham os valores obtidos para a seção seca. Ao se aproximar da região central da barragem, onde há o material ótimo, as deformações volumétricas diminuem, até se igualarem aos valores de deformação da seção ótima. Com a presença do filtro a jusante, as deformações devido ao avanço da frente de saturação são nulas nessa região, assim como o observado na seção ótima.

Os valores de fator de segurança calculados para as seções ótima, seca e mista, para o tempo de 200 dias após o começo do enchimento do reservatório, são mostrados na Tabela 4.2. Após o enchimento do reservatório e a estabilização da linha freática, considera-se a barragem em fase normal de funcionamento, de forma que o critério de aceitação adotado será para a fase de operação. O critério de aceitação adotado é o proposto por Cruz (1996), que aconselha um fator de segurança mínimo de 1,5 para a fase em questão.

Tabela 4.2 - Fator de segurança para enchimento.

Seção	Montante	Jusante
Ótima	2,886	1,961
Seca	2,439	1,447
Mista	2,763	1,871

Para o critério de aceitação citado, observa-se que a implementação da seção seca não seria indicada, necessitando de maiores estudos, visto que à jusante apresenta um fator de segurança de 1,4. Já as demais seções apresentam valores de FS maiores do que o mínimo sugerido pelo critério de aceitação. A seção ótima apresenta os maiores valores de FS, tanto para o talude de montante quanto para o de jusante, diferente do observado na fase de final de construção, em que a seção mista se mostrou mais estável. O material seco presente nos espaldares da seção mista é mais suscetível à ação do avanço da frente de saturação, resultando nos menores valores de fator de segurança obtidos para a seção, quando comparados aos valores calculados na seção ótima. Ainda assim, os fatores de segurança para as seções mista e ótima são próximos, indicando que adoção de material seco em partes da seção de um barramento não afetaria de forma significativa a sua estabilidade, quando avaliado o fator de segurança.

CAPÍTULO 5

ANÁLISES PROBABILÍSTICAS

No presente capítulo serão apresentadas as análises probabilísticas realizadas para as seções da barragem. Assim como nas análises determinísticas, as análises probabilísticas foram realizadas para três seções – ótima, seca e mista – tanto para a fase de final de construção, quanto para a fase de enchimento da barragem.

Visando à otimização das análises probabilísticas, primeiramente foram realizadas análises de influência da variabilidade dos parâmetros mecânicos dos materiais para a variabilidade do colapso e da deformação total do solo. Desta forma, os parâmetros cuja variabilidade não possui influência significativa para o colapso do solo não foram variados nas análises probabilísticas das seções.

5.1 INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS

O tempo demandado para a realização de análises probabilísticas depende do número de parâmetros cuja variabilidade é considerada. Desta forma, é desejável que se faça primeiramente uma avaliação da influência da variabilidade de cada parâmetro que possa resultar na variabilidade do fator de segurança, de forma a minimizar o tempo necessário para as análises.

Para a análise da influência dos parâmetros mecânicos do solo, o FOSM foi utilizado para determinar a relevância de cinco parâmetros do BBM no índice de colapso ou na deformação total do solo. Tal estudo foi realizado para dois tipos de solo. Além dos parâmetros do solo adotados para a barragem e compactados no ramo seco, apresentados por Cordão Neto (2005), foram também analisados os parâmetros de solo apresentados por Alonso et al. (1990) para exemplificar os efeitos de carregamento em solos não saturados através do BBM. O solo apresentado por Alonso et al. (1990) e o solo estudado por Cordão Neto (2005) serão chamados Solo 1 e Solo 2, respectivamente.

Os valores dos parâmetros de ambos os solos, adotados nas análises probabilísticas como valores médios, são apresentados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Parâmetros do BBM.

Parâmetro	Solo 1	Solo 2
$\lambda(0)$	0,2	0,1
κ	0,02	0,01
r	0,75	2,0
β [1/MPa]	12,5	5,0
p_0^* [MPa]	0,2	0,12
p^c [MPa]	0,1	6,0

Nota-se que os solos estudados possuem uma diferença significativa quanto aos valores de r e de p^c . Tais diferenças fazem com que os solos apresentem características distintas. Para valores de r menores que a unidade, têm-se obrigatoriamente valores de p^c menores do que p_0^* . Além disso, os valores de $\lambda(s)$ serão sempre menores que $\lambda(0)$. Quando r é maior do que um, o valor de p^c deve ser maior do que p_0^* . Já os valores de $\lambda(s)$ para esse caso são obrigatoriamente maiores que $\lambda(0)$.

Apesar das diferenças entre os solos, os valores de coeficiente de variação adotados para ambos são os mesmos para a maioria dos parâmetros. Tais valores, tomados para os dois solos, foram obtidos através da Tabela 5.2, retirada de Otálvaro et al. (2010).

Tabela 5.2 - Parâmetros e variáveis que geram incerteza - Otálvaro et al. (2010).

Parâmetro	Gera incerteza	Média	COV
$\lambda(0)$	Sim	0,2	24%
κ	Sim	0,02	25%
r	Sim	0,75	?
β [1/MPa]	Sim	12,5	?
p_0^* [MPa]	Sim	0,2	20%
p^c [MPa]	Não	0,1	--

Os valores de coeficiente de variação dos parâmetros e variáveis apresentados pelos autores foram retirados de Duncan et al. (2000), através de analogias com outras propriedades do solo. A partir do coeficiente de variação, pode-se calcular o valor do desvio padrão e assim obter o valor da variância de cada parâmetro.

Como os valores de coeficiente de variação dos parâmetros r e β não foram encontrados na literatura, os valores de desvio padrão podem ser obtidos considerando uma distribuição

triangular para tais variáveis. Para tanto, devem ser admitidos um valor máximo e um valor mínimo para ambos.

Os valores máximos e mínimos para r e β foram obtidos através dos valores máximos e mínimos possíveis para $\lambda(s)$, para cada solo. Os valores extremos de $\lambda(s)$ foram calculados através dos valores de $\lambda(0)$ máximo e $\lambda(0)$ mínimo e mantendo r e β constantes.

O valor máximo de r foi obtido a partir do maior valor de $\lambda(s)$, com $\lambda(0)$ e β médios. Analogamente, o valor mínimo de r corresponde ao menor valor de $\lambda(s)$. Da mesma forma, para o cálculo de β máximo e β mínimo, utilizam-se os valores extremos de $\lambda(s)$ e os valores médios de r e $\lambda(0)$.

Conforme mostrado na Equação (3.11), $\lambda(s)$ varia exponencialmente com as mudanças em β , atingindo um valor limite. Portanto, atenção especial deve ser dada ao cálculo dos valores máximos e mínimos de $\lambda(s)$ a partir dos valores de $\lambda(0)$.

Os valores obtidos para r máximo e mínimo e β máximo e mínimo são apresentados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 - Valores máximos e mínimos para r e β .

Parâmetro	Solo 1		Solo 2	
	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo
r	0,92	0,58	2,52	1,48
β [1/MPa]	100,15	1,79	15,90	1,82

Desta forma, pode-se calcular o desvio padrão de todas as variáveis utilizadas na análise probabilística. Os valores de desvio padrão para os parâmetros são apresentados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 - Desvio padrão dos parâmetros.

Parâmetro	Solo 1	Solo 2
$\lambda(0)$	0,048	0,024
κ	0,005	0,0025
r	0,29	0,89
β [1/MPa]	51,2	12,8
p_0^* [MPa]	0,4	0,24

Tendo em mãos os valores de média e de variância de cada um dos parâmetros considerados na análise probabilística, é feito o cálculo da influência da variabilidade de cada um através do método FOSM. A influência dos parâmetros é calculada a partir de uma análise

de carregamento triaxial descrito por Alonso et al. (1990), em que um corpo de prova com sucção inicial de 200 kPa é carregado até 600 kPa e depois molhado até a saturação. Para o Solo 1, o carregamento começa em 150 kPa, enquanto para o Solo 2, o carregamento começa em 10 kPa.

A influência da variabilidade dos parâmetros pode ser analisada a partir da observação da curva LC e da curva de adensamento. As Figuras 5.1 e 5.2 apresentam as curvas LC e as curvas de adensamento para cada solo, considerando os valores médios de seus parâmetros.

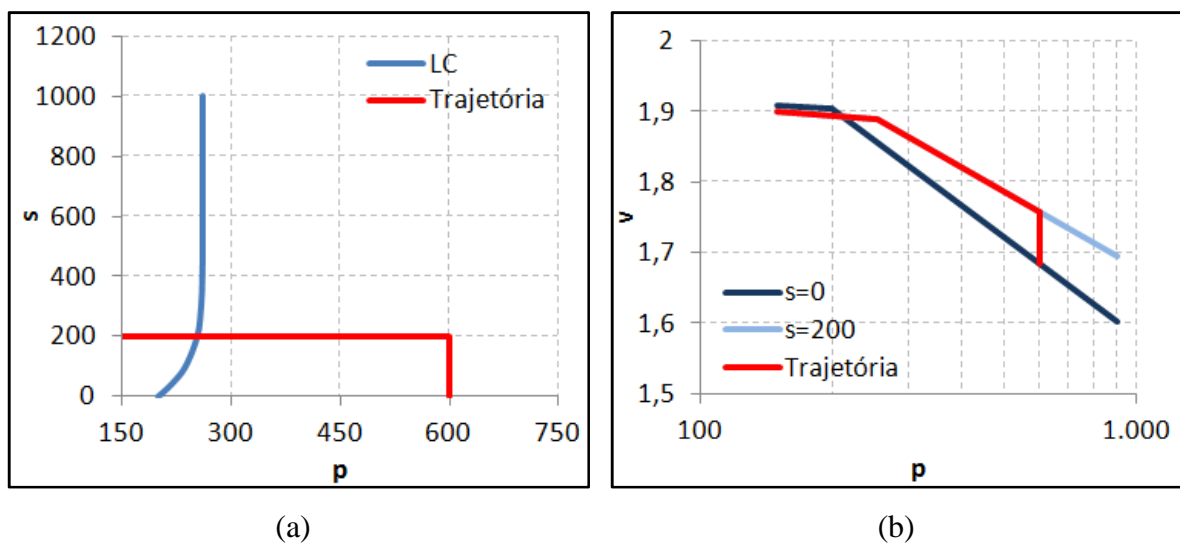


Figura 5.1 - (a) Curva LC e (b) Curvas de adensamento para Solo 1.

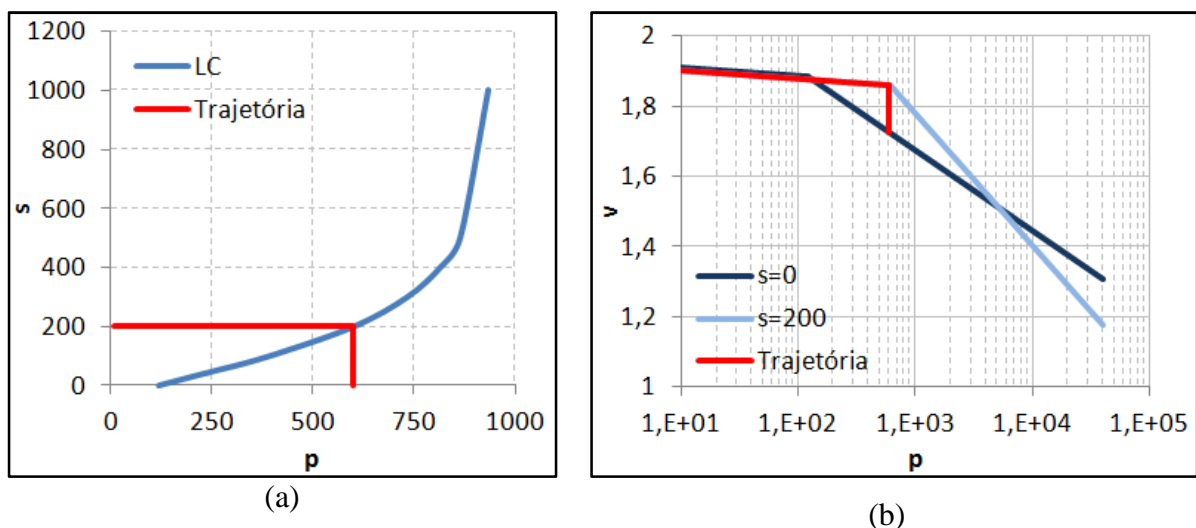


Figura 5.2 - (a) Curva LC e (b) Curvas de adensamento para Solo 2.

A influência da variabilidade dos parâmetros para o carregamento considerado foi calculada tanto para o índice de colapso por molhagem como para o índice de deformação total, definidos por:

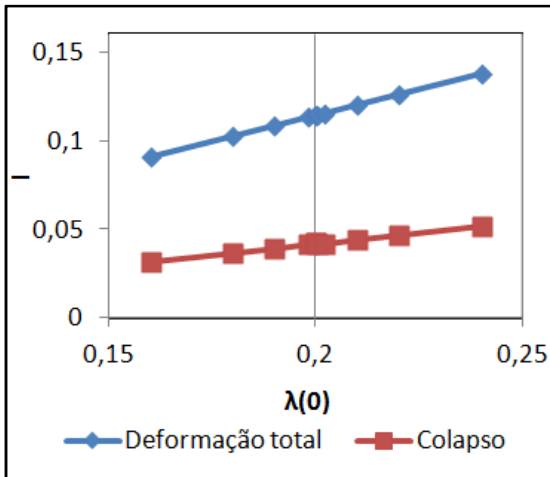
$$I = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{e_0 - e_f}{1 + e_0} \quad (5.1)$$

onde Δe é a variação do índice de vazios, e_f é o índice de vazios ao final do carregamento e e_0 é o índice de vazios no início do carregamento, para o índice de deformação total, e o índice de vazios para no início da molhagem, para o índice de colapso.

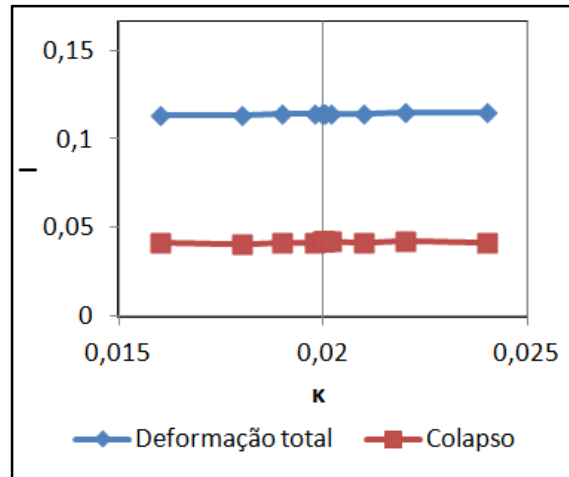
As Figuras 5.3 e 5.4 apresentam graficamente a variação da deformação total e do colapso devido a mudanças nos parâmetros para o Solo 1 e o Solo 2, respectivamente. Em todos os gráficos, os valores médios de cada parâmetro estão indicados por uma linha vertical.

Observa-se que para o Solo 2, a variabilidade do colapso em relação à variabilidade de r , β e p_0^* não se dá de forma linear, apresentando um ponto de inflexão que coincide com a média dos parâmetros. Como a variância do comportamento em estudo é calculada a partir da sua derivada em relação a cada parâmetro, quando maior a não linearidade, maiores serão os erros de aproximação do método. Desta forma, pode-se concluir que a utilização do método de FOSM não é adequada para o estudo do solo em questão. No estudo da influência da variabilidade dos parâmetros, para esses casos, foi adotado somente o trecho do gráfico que representa maiores índices de colapso, situação menos favorável. No caso dos parâmetros r e β foi considerado o trecho à direita do ponto de inflexão, uma vez que à esquerda o colapso diminui. Para o parâmetro p_0^* foi considerado o trecho à esquerda do ponto de inflexão. Nota-se que para os trechos adotados, o colapso não se altera, sendo esperada uma influência próxima de zero para os parâmetros citados.

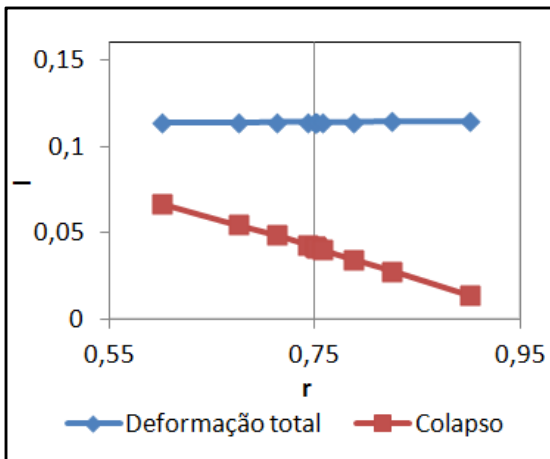
A análise da influência da variabilidade de cada um dos cinco parâmetro é apresentada individualmente nos itens a seguir, fazendo-se a distinção entre a influência no Solo 1 e no Solo 2.



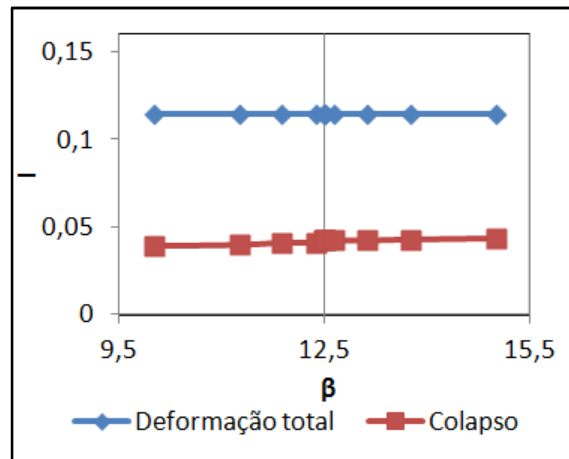
(a) $\lambda(0)$



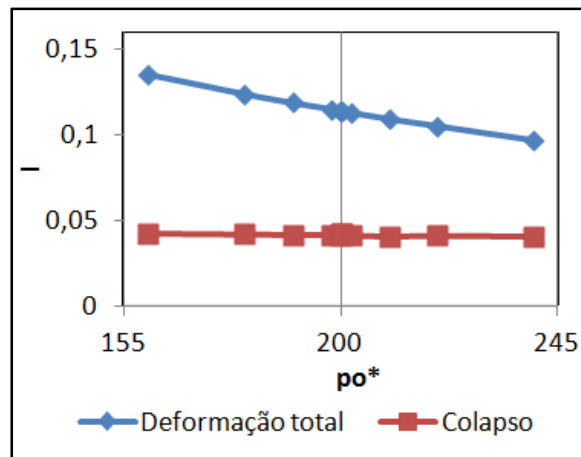
(b) κ



(c) r

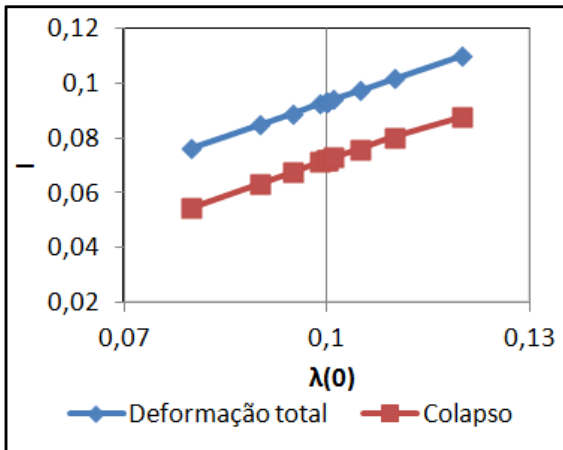


(d) β

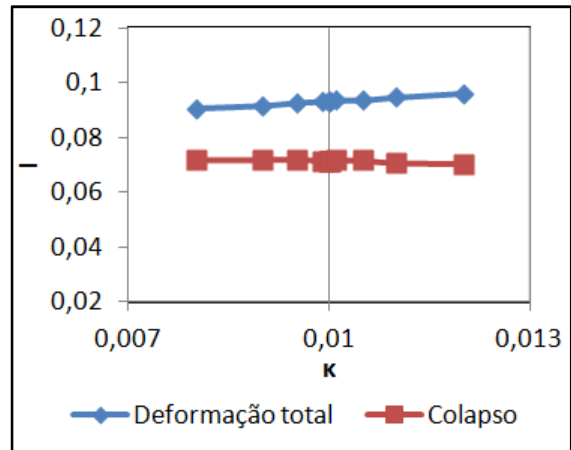


(e) p_0^*

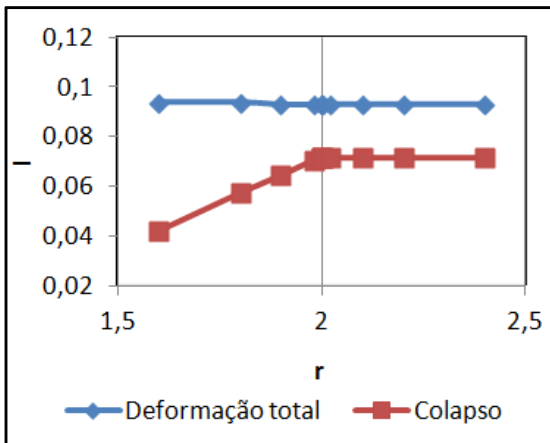
Figura 5.3 - Variação da deformação total e do colapso para o Solo 1 em relação à variabilidade de (a) $\lambda(0)$, (b) κ , (c) r , (d) β e (e) p_0^* .



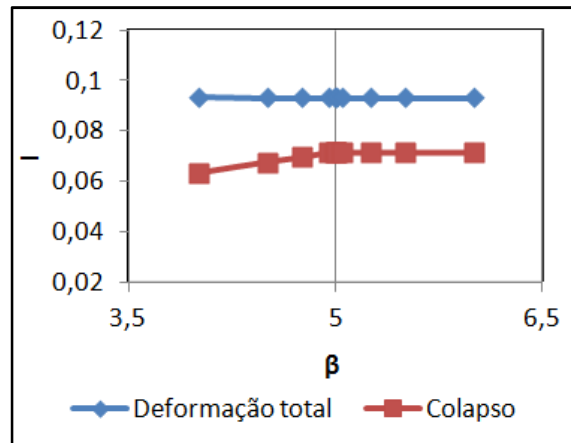
(a) $\lambda(0)$



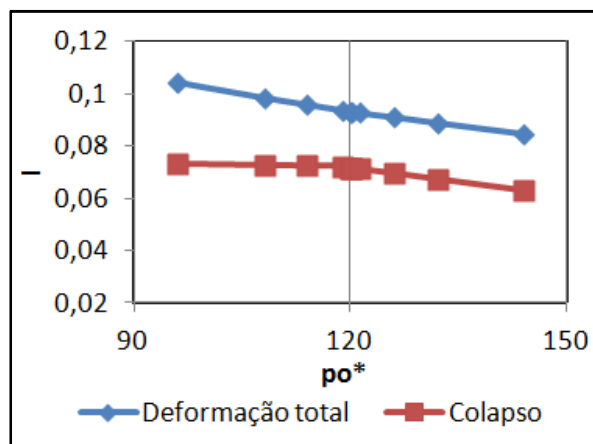
(b) κ



(c) r



(d) β



(e) p_0^*

Figura 5.4 - Variação da deformação total e do colapso para o Solo 2, em relação à variabilidade de (a) $\lambda(0)$, (b) κ , (c) r , (d) β e (e) p_0^* .

5.1.1 INFLUÊNCIA DA VARIABILIDADE DE $\lambda(0)$

5.1.1.1 SOLO 1

A partir da derivada das curvas apresentadas pela Figura 5.3 (a), são obtidos os valores de 65,76% de influência de $\lambda(0)$ no valor da deformação total e de 4,85% de influência do parâmetro no colapso por molhagem.

Observando a curva LC do solo para os valores máximo e mínimo de $\lambda(0)$, apresentada pela Figura 5.5 (a), observa-se que a variação do parâmetro não causa grande interferência na curva. Porém, quando se analisa as curvas de adensamento, Figura 5.5 (b), para os mesmos valores de $\lambda(0)$, pode-se observar a influência do parâmetro.

Sabendo-se que $\lambda(0)$ representa o coeficiente de compressibilidade do trecho virgem para a condição saturada, sendo a inclinação da reta virgem na condição de sucção igual a zero, é possível observar pela Figura 5.5 (b) que o aumento do parâmetro irá resultar em uma maior deformação total. O colapso por molhagem do solo também aumenta com o aumento de $\lambda(0)$, porém em menor escala. A menor influência da variabilidade de $\lambda(0)$ no colapso por molhagem se dá pelo fato de que a mudança de seu valor irá provocar uma alteração diretamente proporcional no valor de $\lambda(s)$, coeficiente de compressibilidade do trecho virgem para uma sucção diferente de zero, sendo inclinação da reta virgem para a sucção de 200 kPa. Com a movimentação de ambas retas virgens, o colapso não possui seu valor significativamente alterado.

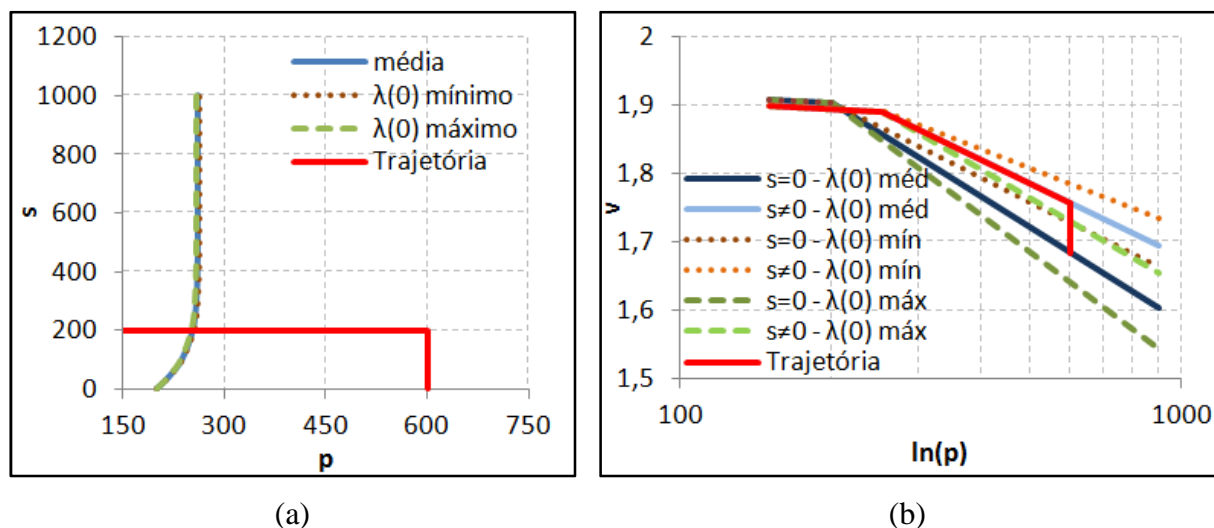


Figura 5.5 - (a) Curva LC e (b) Curvas de adensamento, variando $\lambda(0)$ do Solo 1.

5.1.1.2 SOLO 2

Para o Solo 2, as derivadas das curvas apresentadas na Figura 5.4 (a) permitem o cálculo da influência da variabilidade de $\lambda(0)$ na deformação total (79,41%) e no colapso por molhagem (98,70%).

Da mesma forma como no Solo 1, a variação de $\lambda(0)$ não irá provocar grande alteração na curva LC do Solo 2, como demonstrado na Figura 5.6 (a). Além disso, de forma similar ao Solo 1, as mudanças no valor do parâmetro analisado irão provocar alterações significativas nas as curvas de adensamento, apresentadas na Figura 5.6 (b).

A influência da variação de $\lambda(0)$ na deformação total do Solo 2 pode ser explicada da mesma forma como a sua influência na deformação total do Solo 1. Porém, a influência do parâmetro no colapso por molhagem do Solo 2 não se dá da mesma forma como no Solo 1. Como a molhagem no Solo 2 ocorre antes que seja atingido o valor de p_0 , o valor de $\lambda(s)$ não irá interferir no colapso, fazendo com que a influência de $\lambda(0)$ no Solo 2 seja significativamente maior do que para o Solo 1. Além disso, como se esperam para as influências de r , β e p_0^* valores próximos a zero no Solo 2, a variabilidade do colapso irá se concentrar somente nos parâmetros $\lambda(0)$ e κ , o que torna a influência desses parâmetros maiores.

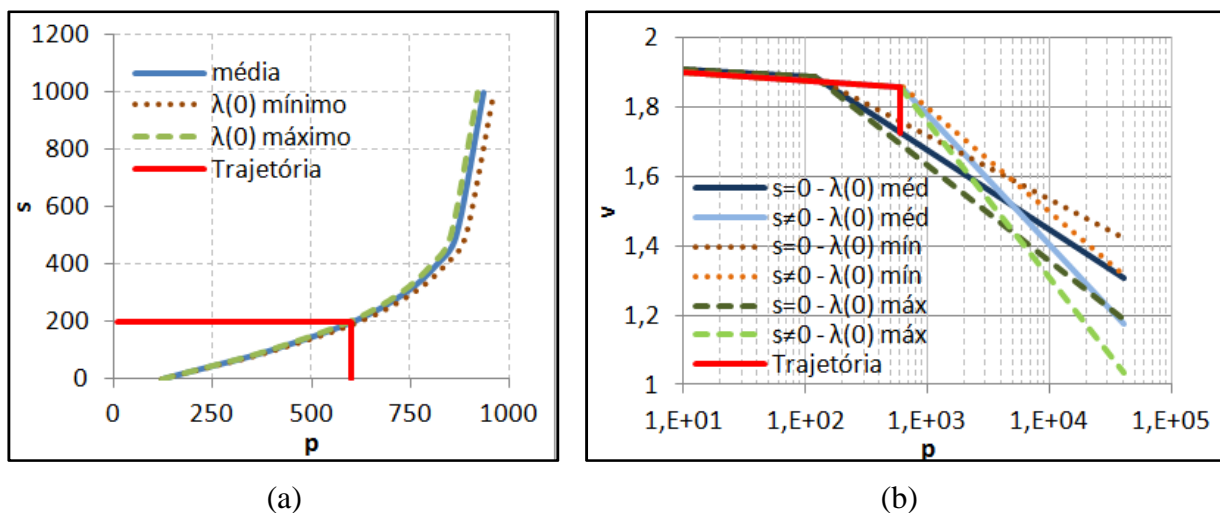


Figura 5.6 - (a) Curva LC e (b) Curvas de adensamento, variando $\lambda(0)$ do Solo 2.

5.1.2 INFLUÊNCIA DA VARIABILIDADE DE κ

5.1.2.1 SOLO 1

A influência da variabilidade de κ na deformação total e no colapso por molhagem do Solo 1, obtidas a partir das derivadas das curvas apresentadas pela Figura 5.3 (b) são de 0,05% e 0%, respectivamente.

A partir da curva LC e das curvas de adensamento mostradas na Figura 5.7, observa-se que as alterações de valor do parâmetro não variam tais curvas de forma significativa.

A variação de κ provoca uma movimentação sutil das retas virgens para o caso saturado e para um valor de sucção diferente de zero. Além disso, provoca uma ligeira alteração no valor de p_0 , alterando um pouco mais a posição da reta virgem para o caso não saturado. Tais mudanças resultam em uma influência não significativa da variabilidade de κ para a deformação total e uma influência ainda mais imperceptível na variabilidade do colapso por molhagem.

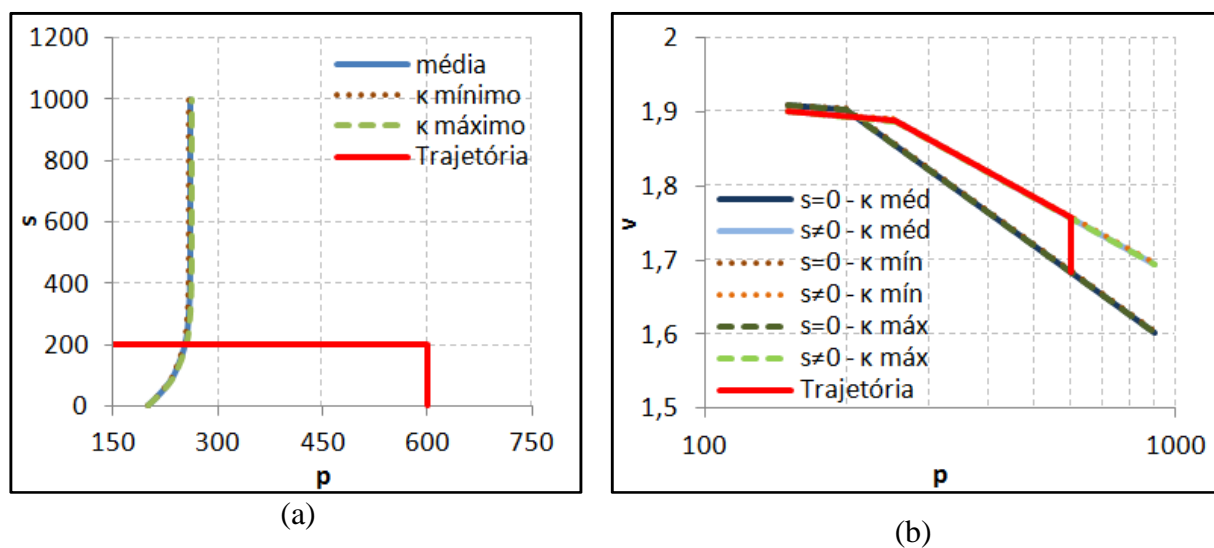


Figura 5.7 - (a) Curva LC e (b) Curvas de adensamento, variando κ do Solo 1.

5.1.2.2 SOLO 2

A partir das derivadas das curvas mostradas pela Figura 4.4 (b), obtêm-se a influência da variabilidade do parâmetro κ para a deformação total, de 2,58%, e para o colapso por molhagem, de 0,59%.

Assim como ocorre no Solo 1, para o Solo 2 as variações de valor de κ provocam alterações muito sutis nas curvas LC e de adensamento, como se observa na Figura 4.8. A mudança em κ provoca ligeira movimentação das retas virgens, além de uma sutil alteração

no valor de p_0 . Desta maneira, a influência do parâmetro para a deformação total e para o colapso do solo é também bastante baixa. Apesar disso, a influência da variabilidade de κ se mostra maior para o Solo 2 do que para o Solo 1. Tal fato pode ser justificado pela ocorrência da molhagem antes que seja atingido o valor de p_0 , fazendo com que a trajetória de molhagem parta da curva elástica, afetada diretamente pela variação de κ . Outra justificativa para a maior influência do parâmetro no colapso, quando comparada à sua influência no Solo 1, reside no fato de que as influências de r , β e p_0^* no colapso são próximas a zero.

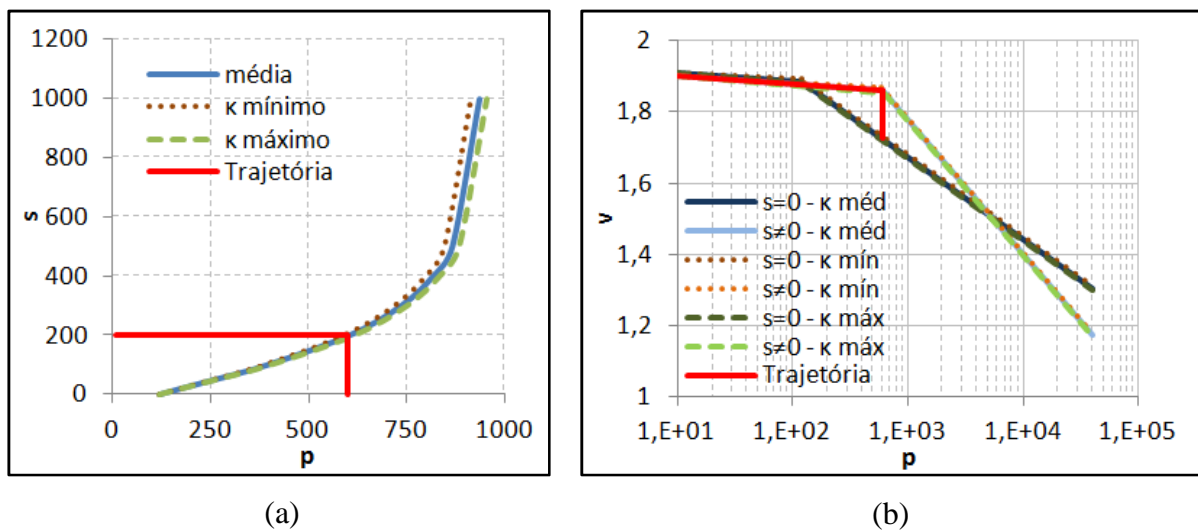


Figura 5.8 - (a) Curva LC e (b) Curvas de adensamento, variando κ do Solo 2.

5.1.3 INFLUÊNCIA DA VARIABILIDADE DE r

5.1.3.1 SOLO 1

A influência da variabilidade do parâmetro r para a deformação total é de 0,11%, enquanto a influência para o colapso por molhagem é de 95,13%.

Observando a Figura 5.9 (a), nota-se que a variação de r irá alterar de forma significativa a curva LC. Além disso, a Figura 5.9 (b) mostra que as curvas de adensamento também apresentam mudanças devido às alterações no valor de r .

A variação de r resulta em significativa mudança no valor de $\lambda(s)$, que por sua vez irá alterar o valor de p_0 . As alterações em $\lambda(s)$ e p_0 são facilmente observadas através das curvas de adensamento na Figura 5.9 (b). Devido a essas mudanças, o colapso por molhagem é bastante influenciado por mudanças no valor de r . Porém, não havendo alteração no valor de p_0^* ou de $\lambda(0)$, a reta virgem para a condição saturada permanece inalterada. Como

conseqüência, a deformação total do solo não é influenciada de forma significativa pela variabilidade de r .

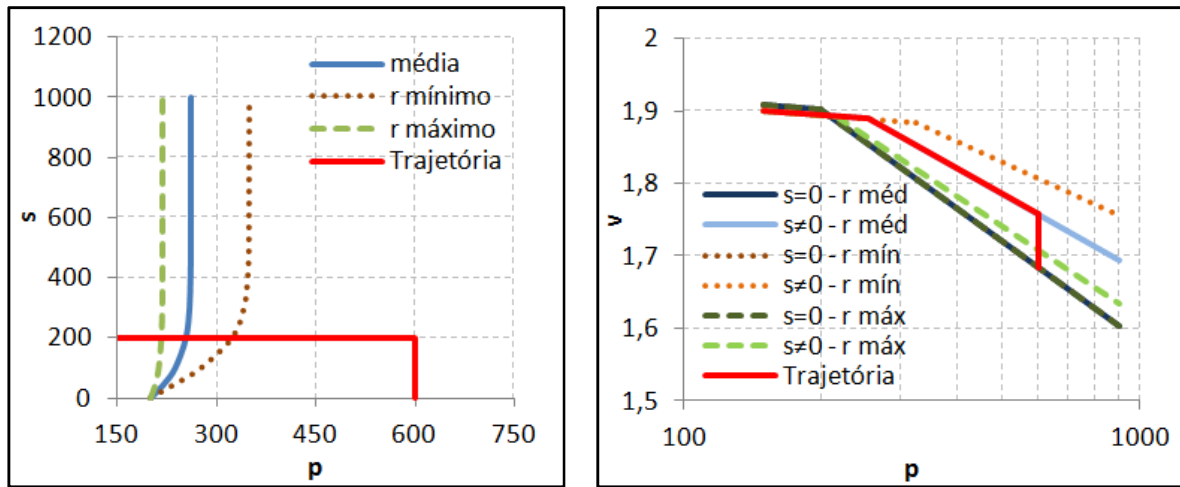


Figura 5.9 - (a) Curva LC e (b) Curvas de adensamento, variando r do Solo 1.

5.1.3.2 SOLO 2

Para o Solo 2, a influência da variabilidade de r é de 0,10% para a deformação total e 0% para o colapso por molhagem.

Da mesma forma como a variação de r resulta em alterações significativas na curva LC e nas curvas de adensamento para o Solo 1, o mesmo ocorre para o Solo 2, conforme se observa na Figura 5.10.

A alteração do valor do colapso por molhagem no Solo 2 pela variação do r se dá pela mesma forma descrita para o Solo 1, devido à mudança dos valores de $\lambda(s)$ e p_0 . Apesar disso, no Solo 2 é possível observar um comportamento distinto, conforme demonstrado pela Figura 5.4 (c).

Como a molhagem do solo ocorre imediatamente antes do valor de p_0 para os valores médios, a diminuição de r não provoca o mesmo efeito de aumento do seu valor. Quando o valor de r é diminuído, o mesmo ocorre com o valor de p_0 , provocando uma diminuição do colapso por molhagem. Porém, quando se aumenta r além do valor médio, o colapso por molhagem não se altera. Isso ocorre porque o conseqüente aumento de p_0 faz com que a molhagem parta da curva da trajetória elástica até a reta virgem para a condição saturada, que permanecem inalteradas. Desta forma, quando considerada somente a situação mais crítica, ou seja, quando o colapso se torna constante, a influência do parâmetro se torna nula.

A deformação total do solo, por sua vez, não é influenciada pelo valor de r , independentemente do aumento ou da diminuição do seu valor, pelo mesmo motivo descrito para o Solo 1.

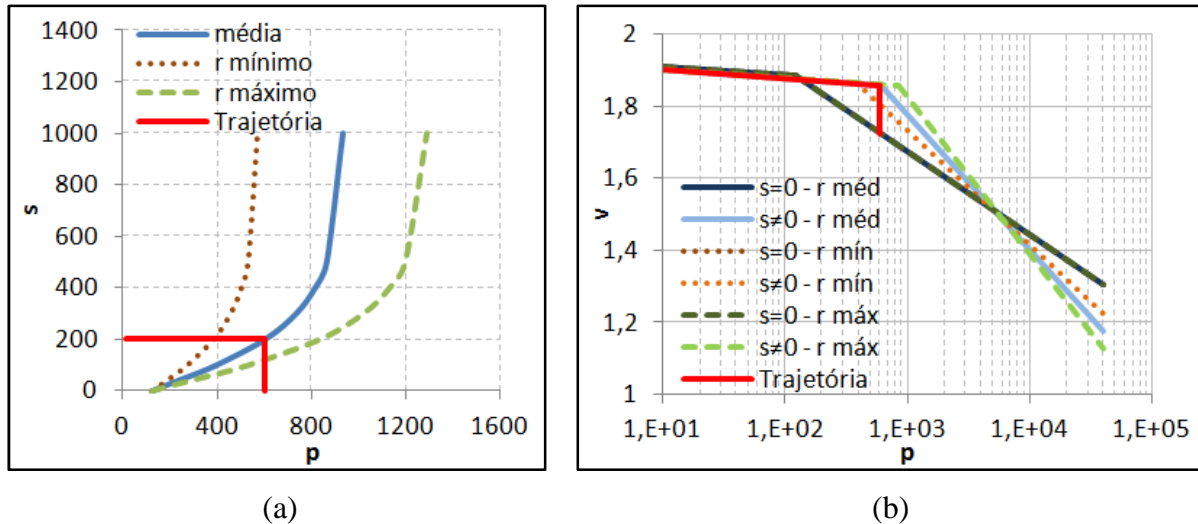


Figura 5.10 - (a) Curva LC e (b) Curvas de adensamento, variando r do Solo 2.

5.1.4 INFLUÊNCIA DA VARIABILIDADE DE β

5.1.4.1 SOLO 1

As derivadas das curvas mostradas na Figura 5.3 (d) permitem o cálculo da influência de β para a deformação total (0%) e para o colapso por molhagem (0%).

A Figura 5.11 mostra as mudanças das curvas LC e de adensamento devido a alterações no valor de β . É possível observar que a variação de β não provoca modificações significativas em nenhuma das curvas analisadas.

Como a reta virgem para a condição saturada do solo não se altera com mudanças de valor do parâmetro β , o valor da deformação total também permanece inalterado. Já o valor do colapso por molhagem é alterado sutilmente com variações de β . Isso ocorre porque o valor de $\lambda(s)$ depende de β , resultando na mudança de inclinação da reta virgem para o caso saturado do solo. O valor de p_0 , sendo dependente de $\lambda(s)$, também se altera, mudando a posição da reta virgem para valores de sucção diferentes de zero, porém de forma quase imperceptível. Conseqüentemente, existe uma pequena influência da variação de β no colapso, sendo essa influência desprezível.

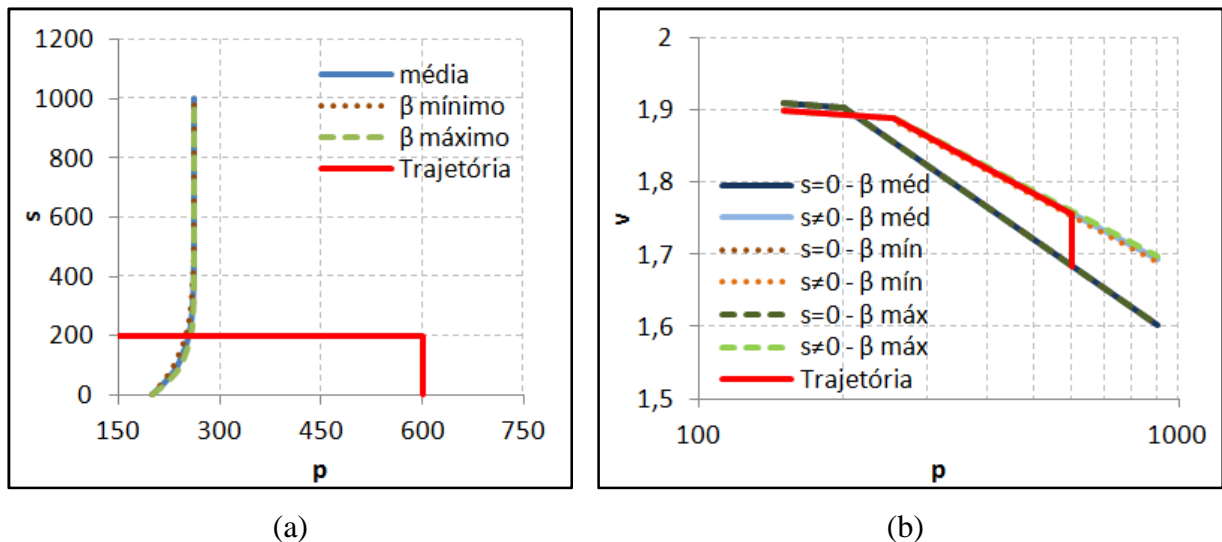


Figura 5.11 - (a) Curva LC e (b) Curvas de adensamento, variando β do Solo 1.

5.1.4.2 SOLO 2

A partir das derivadas das curvas apresentadas pela Figura 5.4 (d), calculam-se a influência do parâmetro β para a deformação total, de 0%, e a influência para o colapso por molhagem, de 0%.

As curvas LC e de adensamento para variações de β no Solo 2 são apresentadas na Figura 5.12. Observa-se um comportamento similar ao Solo 1, porém com uma maior movimentação da curva LC.

Da mesma forma como observado para o Solo 1, a deformação total do Solo 2 permanece inalterada com mudanças do valor de β . A maior movimentação da curva LC leva a crer que o colapso por molhagem do Solo 2 será mais afetado pela variação de β do que o Solo 1. Porém, como a molhagem no Solo 2 ocorre para um carregamento imediatamente antes do valor de p_0 , a mudança no valor do colapso ocorre somente para a diminuição do valor de β . Para valores de β menores do que sua média, o aumento da variável irá provocar um sutil aumento no valor do colapso por molhagem. Porém, quando β atinge valores maiores do que a média, o colapso passa a ser constante. Esse comportamento pode ser observado também nas curvas de adensamento. Como o aumento de β provoca um aumento no valor de p_0 , a partir do valor médio a molhagem irá sempre partir da curva de carregamento elástico, fazendo com que o colapso permaneça com valor inalterado. Desta forma, pode-se afirmar que, para o Solo 2, o aumento de β além do seu valor médio não provoca mudanças no colapso por molhagem. Já para valores de β menores que seu valor médio, a variabilidade do parâmetro tem influência no colapso, que diminui com a diminuição do parâmetro. Assim como para o parâmetro r , devido a esse comportamento distinto, foi considerado para o

cálculo da influência o trecho com valores de β maiores que a média, por ser a situação de colapso mais crítica. Sendo assim, a influência do parâmetro se torna insignificante.

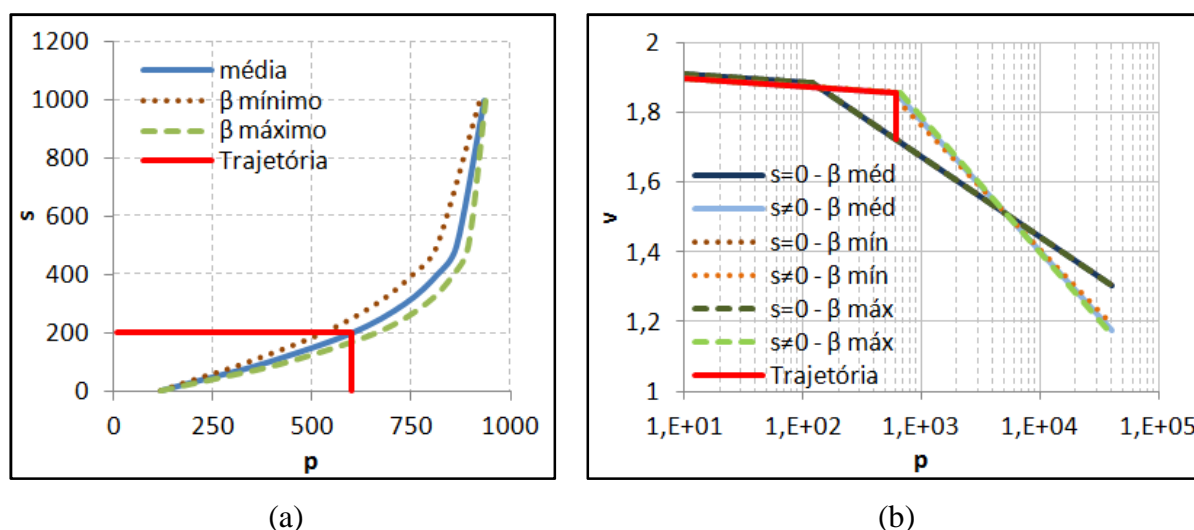


Figura 5.12 - (a) Curva LC e (b) Curvas de adensamento, variando β do Solo 2.

5.1.5 INFLUÊNCIA DA VARIABILIDADE DE p_0^*

5.1.5.1 SOLO 1

A influência de p_0^* obtida a partir das derivadas das curvas da Figura 5.3 (e) é de 34,08% para a deformação total e de 0,02% para o colapso.

As mudanças no valor de p_0^* provocam alterações facilmente visualizadas nas curvas LC e de adensamento, mostradas na Figura 5.13. As variações no valor de p_0^* irão resultar em alterações no valor de p_0 , provocando uma significativa movimentação das retas virgens, tanto para o caso saturado como para a condição de sucção diferente de zero. Como consequência, mudanças no valor de p_0^* irão implicar em mudanças razoáveis no valor de deformação total do Solo 1. Porém, o mesmo não ocorre para os valores de colapso. A variação de p_0^* provoca somente mudanças em p_0 , não alterando a inclinação das retas virgens. A movimentação das retas virgens para diferentes valores de sucção ocorre de forma que permanecem paralelas às retas virgens para os valores médios. Sendo assim, os valores de colapso por molhagem permanecem praticamente os mesmos. Este comportamento também pode ser observado através da curva LC. Como o carregamento irá movimentar a LC para um mesmo ponto, independentemente do valor inicial de p_0^* , a movimentação da LC devido à molhagem não será alterada pela mudança do valor de p_0^* .

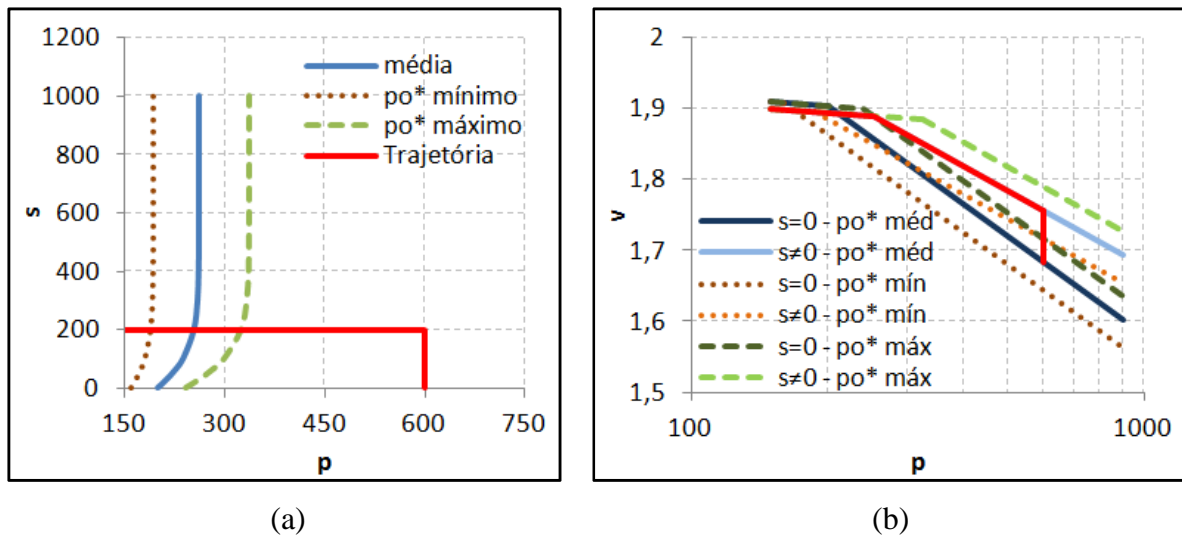


Figura 5.13 - (a) Curva LC e (b) Curvas de adensamento, variando p_0^* do Solo 1.

5.1.5.2 SOLO 2

Para o Solo 2, os valores obtidos para a influência de p_0^* são de 17,92% para a deformação total e de 0,70% para o colapso por molhagem.

Assim como para o Solo 1, as alterações de p_0^* irão ocasionar a movimentação da LC e alterações nas curvas de adensamento, conforme mostrado na Figura 5.14. Da mesma forma como descrito para o solo analisado anteriormente, as variações de p_0^* irão resultar na mudança de posição da reta virgem para a condição saturada. Além disso, provoca mudanças no valor de p_0 e, conseqüentemente, na posição das retas virgens para a condição não saturada do solo. Desta forma, será observada a variação do valor da deformação total do solo como conseqüência da variação de p_0^* .

Para o colapso por molhagem, é possível observar um comportamento distinto para o Solo 2, quando comparado ao comportamento do Solo 1. Para o Solo 1, o colapso não se altera com a mudança de valores de p_0^* . Isso ocorre porque para as mudanças de p_0^* estudadas no Solo 1, o solo sempre estará na condição normalmente adensada. Já para o Solo 2, a molhagem irá ocorrer imediatamente antes do valor de p_0 . O resultado disso é o comportamento diferenciado do solo para o aumento ou para a diminuição de p_0^* .

Para valores de p_0^* menores do que o valor médio adotado para a análise, as mudanças no parâmetro não irão alterar os valores do colapso por molhagem. Como a diminuição de p_0^* resultará na diminuição de p_0 , a deformação passa a ser governada pela reta virgem para a condição de sucção diferente de zero, até que ocorra a molhagem. Da mesma forma como observado para o Solo 1, como as retas virgens para mudanças em p_0^* são paralelas às retas virgens para os valores médios, o colapso por molhagem permanece inalterado.

A partir do valor médio de p_0^* , o aumento de seu valor irá diminuir o valor do colapso por molhagem. Tal comportamento pode ser explicado pelo fato de que o aumento de p_0^* e o conseqüente aumento de p_0 farão com que a molhagem ocorra antes que o valor de p_0 seja atingido. Dessa forma, a mudança do colapso por molhagem se dará pela movimentação da reta virgem para a condição saturada, uma vez que a molhagem partirá da reta de carregamento elástico, que não será alterada.

A movimentação da curva LC também pode explicar esse comportamento. Para valores de p_0^* menores do que sua média, as mudanças do parâmetro terão as mesmas conseqüências descritas para o Solo 1, em que a movimentação da LC para o carregamento do solo se dá até um mesmo ponto, de forma que a sua movimentação para a molhagem não se altere com a variação do valor de p_0^* . Aumentando p_0^* além da média o carregamento do solo não ultrapassa a LC, que permanece inalterada. Sendo assim, a molhagem será a responsável pela movimentação da LC, que dependerá do valor p_0^* . Porém isso só ocorre para valores de p_0^* menores ou iguais ao valor de p ao final do carregamento. Para valores de p_0^* maiores que o valor final de p , o solo se torna pré-adensado e o colapso não é mais observado, havendo somente a expansão do solo. Este mesmo comportamento descrito para o Solo 2 pode ser observado no Solo 1 se o valor de p_0^* for aumentado suficientemente.

Uma vez que a não linearidade do comportamento é prejudicial quando utilizado o método de FOSM, foram consideradas nas análises somente as variações de p_0^* mais críticas em relação ao colapso do solo, ou seja, somente valores de p_0^* menores que seu valor médio. Desta forma, a variabilidade do colapso em relação ao parâmetro se torna linear e a influência de p_0^* será menor que 1%.

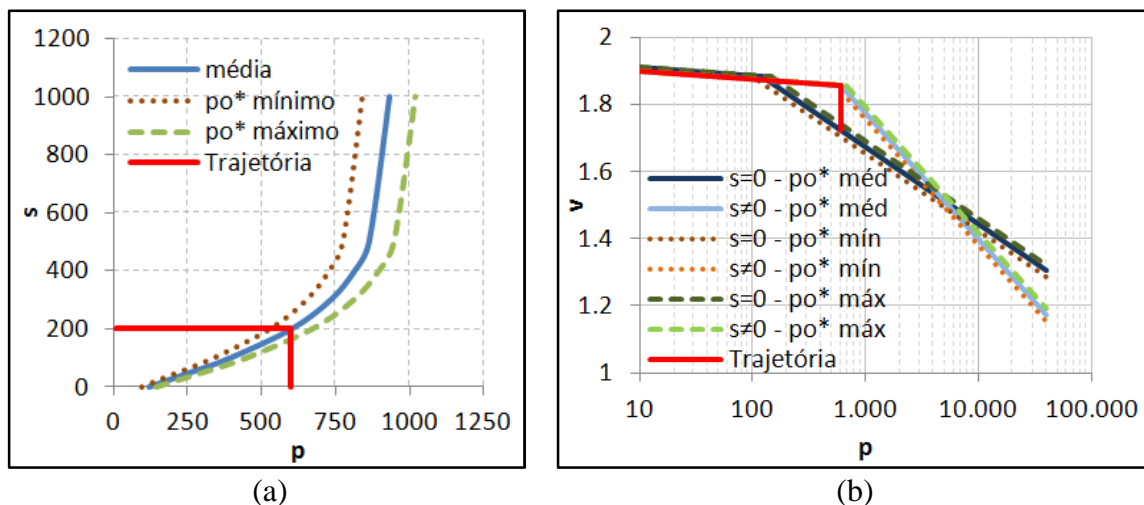


Figura 5.14 - (a) Curva LC e (b) Curvas de adensamento, variando p_0^* do Solo 2.

5.1.6 RESUMO DA INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS

A influência de cada um dos parâmetros tanto para a deformação total quando para o colapso por molhagem, são apresentadas de forma resumida pela Tabela 5.5.

Tabela 5.5 - Influência da variabilidade dos parâmetros no colapso e na deformação total.

Parâmetro	Solo 1		Solo 2	
	Colapso	Deformação total	Colapso	Deformação total
$\lambda(0)$	4,84%	65,76%	98,70%	79,41%
κ	0%	0,05%	0,59%	2,58%
r	95,13%	0,11%	0%	0,10%
β	0%	0%	0%	0%
p_0^*	0,02%	34,08%	0,70%	17,92%

A partir dos valores mostrados na Tabela 5.5, é possível selecionar os parâmetros cuja variabilidade apresenta maior influência para o colapso e para a deformação total para realizar as análises probabilísticas do fator de segurança.

Para a fase de final de construção da barragem a deformação total deve ser levada em consideração. Sendo assim, os parâmetros cuja influência deva ser considerada nas análises probabilísticas são $\lambda(0)$ e p_0^* , por serem os parâmetros que apresentaram maior influência na deformação total dos solos estudados. Já para a fase de enchimento da barragem, para a qual o colapso apresenta maiores riscos, os parâmetros a serem variados são $\lambda(0)$ e r . A variabilidade do parâmetro κ também foi considerada nas análises, uma vez que, no material ótimo e para o nível de tensões considerado na barragem, o comportamento será regido pelo parâmetro, que representa o coeficiente de compressibilidade elástica do solo. A variabilidade de κ foi adotada nas análises probabilísticas de todas as seções estudadas.

5.2 ANÁLISE PROBABILÍSTICA DAS SEÇÕES

A utilização do método de FOSM para análises probabilísticas é aconselhada nos casos em que a variável dependente varia linearmente em relação às variáveis independentes. As análises realizadas a partir do método para a determinação da influência da variabilidade dos parâmetros, apresentadas no item anterior, mostram que o colapso pode variar de forma não linear, dependendo do carregamento aplicado no solo. Desta forma o método de FOSM pode não ser o adequado para a análise probabilística do fator de segurança, uma vez que o solo

compactado no ramo seco, utilizado em duas seções da barragem, é um solo potencialmente colapsível. Sendo assim, optou-se pela utilização do Método dos Pontos de Estimativas (PEM) para a análise probabilística do fator de segurança das seções.

Utilizando-se o método PEM, adotou-se para o fator de segurança uma distribuição normal. A distribuição de probabilidade do FS para cada seção foi obtida a partir da variação de parâmetros de resistência dos materiais. Para a fase de final de construção foram variados os parâmetros $\lambda(0)$, p_0^* , κ , c' e ϕ . Na fase de enchimento, em que o há preocupação com a ocorrência de colapso, são variados os parâmetros $\lambda(0)$, r , κ , c' e ϕ . Ressalta-se que, ao utilizar o programa ALLFINE, em alguns casos a seção se rompe antes que a análise seja finalizada, o que é evidenciado pela não convergência ou altos valores de resíduo encontrados, não sendo possível avaliar seu fator de segurança, nem o talude que sofreu a ruptura. Nesses casos, foi adotado o valor de FS unitário para ambos os taludes de montante e de jusante.

5.2.1 FINAL DE CONSTRUÇÃO

As análises probabilísticas de final de construção foram realizadas fazendo-se as mesmas considerações adotadas para as análises determinísticas: Construção da barragem em dez camadas de três metros cada, erguidas a uma velocidade de 0,3 metro por dia. A aplicação de forças de corpo e poropressões durante a construção também foi adotada da mesma forma como descrito nas análises determinísticas.

Em cada seção analisada, é possível observar o intervalo de valores de fator de segurança esperado para a fase de final de construção, ao variar os parâmetros de resistência. A Figura 5.15 apresenta a dispersão de resultados para os valores de FS para as seções ótima, seca e mista, explicitando os valores máximos e mínimos de fator de segurança obtidos.

A seção seca apresenta a maior dispersão de valores de fator de segurança. A maior compressibilidade do material seco pode ser um motivo para essa alta dispersão. O solo chamado seco possui valores elevados para os parâmetros $\lambda(0)$ e r , quando comparados aos mesmos parâmetros do solo compactado em condições ótimas. Como o desvio padrão para ambos os materiais foi calculado a partir de um mesmo coeficiente de variação, os maiores valores para os parâmetros resultaram em elevados valores de desvio padrão para o solo seco, o que resultou em maior dispersão do fator de segurança na seção. Além disso, os altos valores de compressibilidade do solo, associados a baixos valores de resistência, resultou para

muitos casos no rompimento da seção ainda na etapa de análise do ALLFINE, sendo considerados valores de FS unitários, o que aumenta a dispersão da análise.

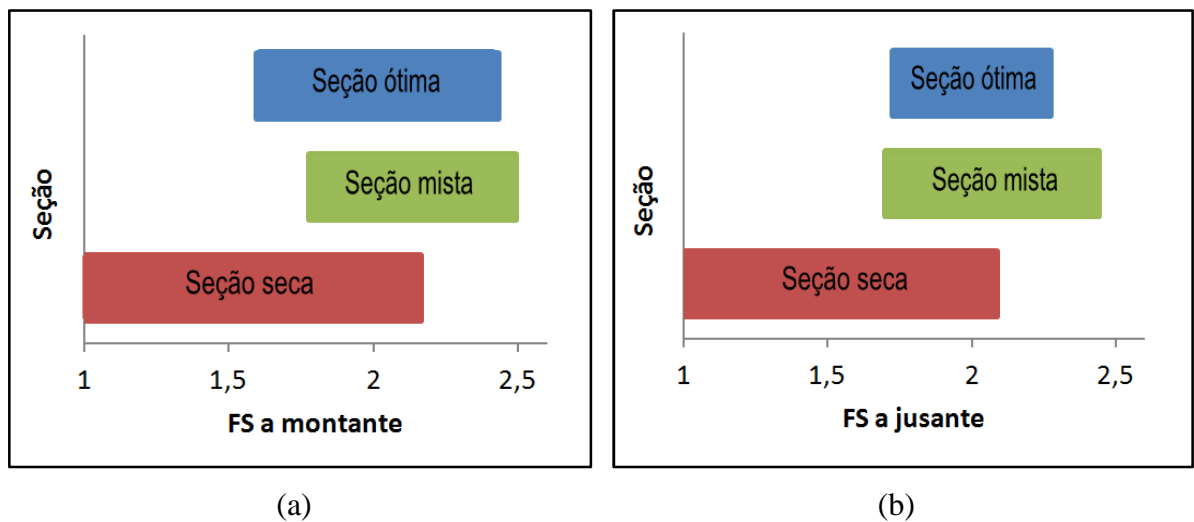


Figura 5.15 - Dispersão de valores de FS de (a) Montante e (b) Jusante - Final de construção.

Ao comparar a dispersão de FS da seção ótima e da seção mista, observa-se que a introdução de material seco na seção irá aumentar a sua resistência. No talude de montante, o material seco irá diminuir o aumento de poropressões observado na seção ótima, resultando em um maior valor mínimo de fator de segurança. Observa-se, dessa forma, uma maior dispersão de FS para a seção ótima, a montante. Já no talude de jusante, a dispersão é maior para a seção mista, resultado de um maior valor máximo para o fator de segurança da seção, a jusante. Nota-se ainda que enquanto a dispersão para o talude de jusante da seção mista é similar à dispersão para o talude de montante, a seção ótima teve sua dispersão de valores de FS bastante reduzido a jusante, quando comparada à dispersão do talude de montante. A jusante, na barragem ótima, a presença do filtro será responsável por evitar a geração de poropressão, diminuindo assim a dispersão, por aumentar o valor mínimo do fator de segurança.

Para cada análise probabilística realizada, foram obtidos os valores de média e desvio padrão, que permitem o cálculo da confiabilidade β e da probabilidade de ruptura Pr para cada seção. A Tabela 5.6 apresenta os valores de média, desvio padrão, confiabilidade de probabilidade de ruptura para as seções ótima, seca e mista. Para título de comparação, foram mostrados na tabela os valores de fator de segurança obtidos nas análises determinísticas. Apresenta-se ainda o comportamento esperado para as seções, de acordo com os critérios da USACE (1999), apresentados anteriormente na Tabela 3.1.

Tabela 5.6 - Média, desvio padrão, confiabilidade, probabilidade de ruptura e comportamento esperado - Final de construção.

	Seção ótima		Seção seca		Seção mista	
	Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante
<i>FS</i> - Análise determinística	1,928	2,075	1,729	1,809	2,055	2,131
$E[FS]$	1,932	2,078	1,626	1,645	2,059	2,131
$\sigma[FS]$	0,239	0,253	0,370	0,377	0,252	0,248
β	3,893	4,257	1,690	1,710	4,280	4,554
Pr	$4,9 \times 10^{-5}$	$1,0 \times 10^{-5}$	$4,6 \times 10^{-2}$	$4,4 \times 10^{-2}$	$9,6 \times 10^{-6}$	$1,2 \times 10^{-5}$
Comportamento esperado	Bom		Insatisfatório a pobre		Bom	

Assim como nas análises determinísticas os valores de fator de segurança da seção seca foram significativamente menores que os da seção ótima, a probabilidade de ruptura da barragem seca é expressivamente maior do que a da barragem ótima, tanto para montante quanto para jusante. Ainda analogamente à análise determinística, observa-se que a combinação dos materiais ótimo e seco na barragem resulta em valores de probabilidade de ruptura semelhante aos obtidos para a seção ótima.

Com os valores de média e desvio padrão do FS para as seções ótima, seca e mista, é possível obter a distribuição de probabilidade de cada uma delas, considerando uma distribuição de Gauss. As distribuições de probabilidade das seções são apresentadas na Figura 5.16.

Para a seção seca, vê-se claramente a maior dispersão de valores do FS. Observa-se ainda que entre a seção ótima e a seção mista, a diferença é muito pequena, o que permite concluir que, para a fase de final de construção, a inclusão de material seco na seção da barragem não irá resultar em grandes mudanças de comportamento.

A probabilidade de ruptura obtida para cada seção foi calculada a partir da área abaixo da curva, para valores menores do que 1, o que significa o rompimento da barragem. Desta forma, pode-se observar que enquanto a probabilidade de ruptura das seções ótima e mista é praticamente zero, a probabilidade de a seção seca romper é bastante significativa, como atestam os valores apresentados na Tabela 5.6.

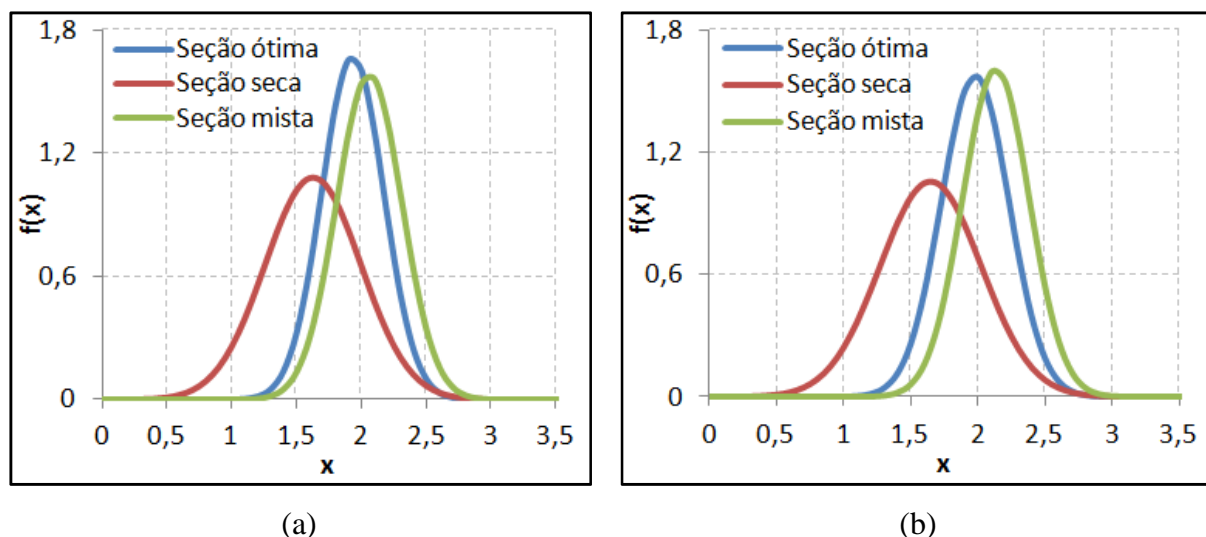


Figura 5.16 - Distribuição de probabilidade para o FS de (a) Montante e (b) Jusante - Final de construção.

Para a aceitação das seções, são utilizados os critérios da USACE (1999), a partir dos valores de confiabilidade e probabilidade de ruptura. Tanto para a seção ótima como para a seção mista, o nível de desempenho esperado é bom, quanto à confiabilidade e quanto à sua probabilidade de ruptura. Já para a seção seca, espera-se desempenho insatisfatório a pobre, tanto quanto à sua confiabilidade como também para seus valores de probabilidade de ruptura.

Ressalta-se que ao realizar análises determinísticas, a seção seca seria aceita pelo critério de aceitação usual, a partir do seu fator de segurança. Porém, a partir de análises probabilísticas, observa-se que sua confiabilidade e sua probabilidade de ruptura apresentam valores que denunciam o desempenho inadequado a ser esperado para o barramento.

5.2.2 ENCHIMENTO

As análises probabilísticas para a fase de enchimento do reservatório e avanço da frente de saturação da barragem foram realizadas de acordo com as análises determinísticas, em que foi considerada uma velocidade de enchimento de 0,27 metro por dia, para as seções ótima e seca, até que seja atingido o nível d'água do reservatório de 27 metros. Na seção mista, a velocidade de enchimento adotada foi de aproximadamente 0,21 metro por dia, sendo o enchimento completo em 130 dias. Após o enchimento do reservatório, o avanço da frente de saturação foi considerado até o tempo de 200 dias.

A dispersão dos valores de fator de segurança para as seções ótima, seca e mista pode ser observada na Figura 5.17, que apresenta os valores máximos e mínimos de FS para cada seção, tanto para o talude de montante quanto para o talude de jusante.

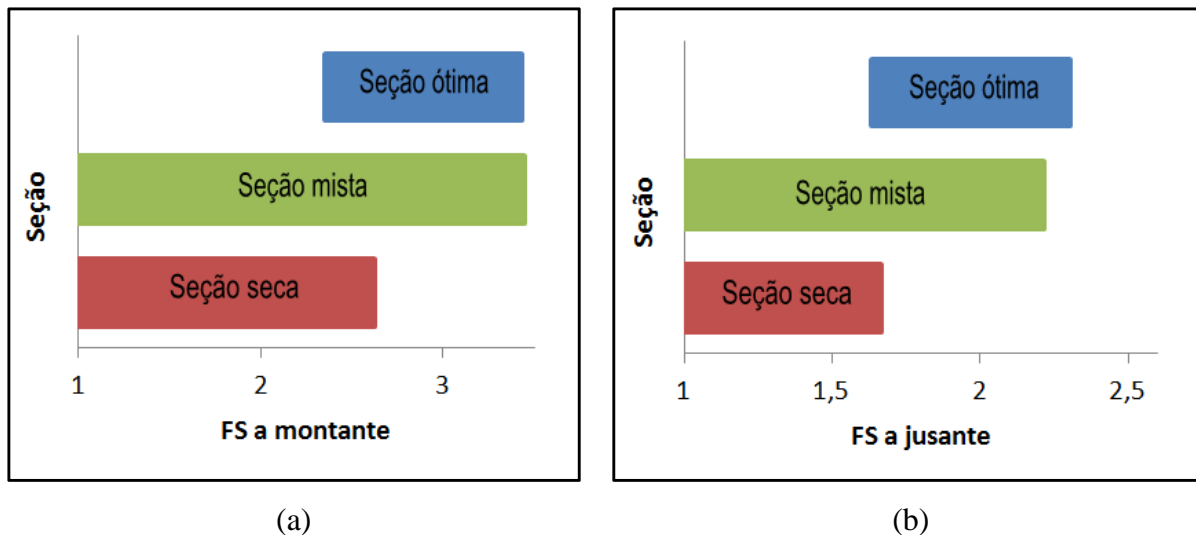


Figura 5.17 - Dispersão de valores de FS de (a) Montante e (b) Jusante - Enchimento.

Observa-se que para a fase de enchimento, a seção mista apresentará uma maior dispersão de valores de FS quando comparada à dispersão das demais seções e quando comparada à sua dispersão para a fase de final de construção. A grande variação dos valores de fator de segurança encontrados para a seção mista se dá pelo rompimento da seção através do programa ALLFINE, sendo adotado o valor unitário de FS tanto para o talude de jusante como para o talude de montante. Observando a dispersão de valores, é possível inferir que o enchimento do reservatório e o avanço da frente de saturação irão resultar em um comportamento mais desfavorável para a seção mista, quanto ao desvio padrão e quanto à sua confiabilidade, uma vez que as incertezas quanto aos parâmetros dos materiais irá provocar a possibilidade de obtenção tanto de valores altos quanto de valores muito baixos para o fator de segurança. Na seção seca, observa-se uma menor dispersão de resultados para os valores de FS, quando comparada à dispersão da seção mista, o que é explicado pelo fato de os valores de fator de segurança serem sempre baixos.

Os valores de média, desvio padrão, confiabilidade e probabilidade de ruptura foram calculados para cada seção analisada, para ambos os taludes de jusante e de montante. Os resultados, bem como o comportamento esperado, de acordo com os critérios da USACE (1999), são apresentados na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 - Média, desvio padrão, confiabilidade, probabilidade de ruptura e comportamento esperado - Enchimento.

	Seção ótima		Seção seca		Seção mista	
	Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante
<i>FS</i> - Análise determinística	2,886	1,961	2,368	1,437	2,763	1,871
$E[FS]$	2,878	1,978	1,617	1,239	2,333	1,705
$\sigma[FS]$	0,374	0,234	0,687	0,269	0,843	0,453
β	5,024	4,175	0,900	0,891	1,581	1,556
Pr	$2,5 \times 10^{-7}$	$1,5 \times 10^{-5}$	$1,8 \times 10^{-1}$	$1,9 \times 10^{-1}$	$5,7 \times 10^{-2}$	$6,0 \times 10^{-2}$
Comportamento esperado	Acima da média a alto		Perigoso		Insatisfatório	

Seguindo a mesma tendência observada nas análises de final de construção, bem como nas análises determinísticas para a fase de enchimento, os valores de fator de segurança médios para a seção seca são sensivelmente menores do que os obtidos para as seções ótima e mista. Os valores médios para o FS para a seção ótima, bem como para a seção mista também não fogem aos valores obtidos a partir das análises determinísticas de enchimento e avanço da frente de saturação. Apesar disso, observa-se que os valores de desvio padrão calculados para a seção mista foram altos, conforme esperado para a dispersão de valores de FS apresentados na Figura 5.17.

Nota-se ainda que os valores obtidos para as médias das seções seca e mista diferem de forma significativa dos valores obtidos pelas análises determinísticas, sendo consideravelmente menores. Isso se dá pelo fato de que muitas análises romperam ainda na etapa de análise do ALLFINE, sendo considerados os valores de FS unitários, o que resulta na diminuição da média.

A distribuição de probabilidade adotada para todas as seções foi a distribuição de Gauss, obtida a partir dos valores de média e desvio padrão apresentados na Tabela (5.7). As distribuições das seções ótima, seca e mista são mostradas na Figura 5.18.

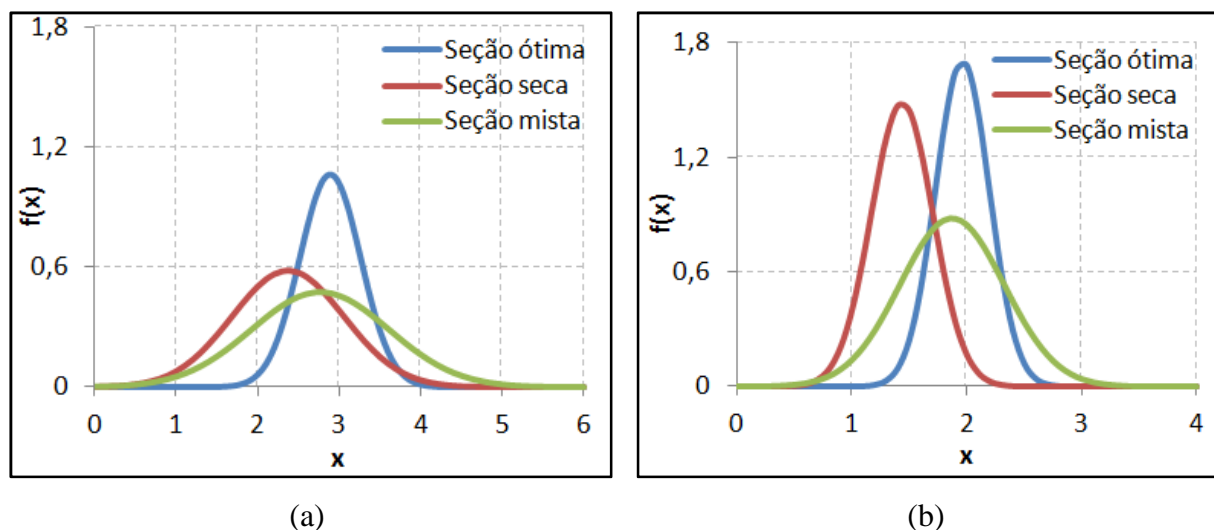


Figura 5.18 - Distribuição de probabilidade para o FS de (a) Montante e (b) Jusante - Enchimento.

Observa-se que tanto para o talude de montante quanto para o talude de jusante a seção seca apresenta os menores valores de média, enquanto as seções ótima e mista apresentam valores muito próximos. Apesar disso, nota-se claramente a maior dispersão apresentada para a seção mista, quando comparada às dispersões obtidas para as demais seções, devido aos altos valores de desvio padrão obtidos na seção heterogênea. Desta forma, a probabilidade de ruptura, calculada a partir da área abaixo da curva para valores menores do que 1, será significativamente maior para a seção mista, quando comparada à seção ótima, apesar dos valores próximos de média. Assim como observado para a fase de final de construção, a probabilidade de ruptura da seção ótima será praticamente nula, enquanto a probabilidade da seção seca apresentar valores de fator de segurança menores do que a unidade será significativa. Os valores calculados para a probabilidade de ruptura de cada seção são apresentados na Tabela 5.7.

A aceitação das seções é realizada a partir dos critérios da USACE (1999), em que são avaliados os valores de confiabilidade e probabilidade de ruptura. A seção ótima apresenta para o talude de jusante um nível de desempenho esperado acima da média a bom, enquanto que para o talude de montante espera-se um alto nível de desempenho. A seção seca, com altos valores de probabilidade de ruptura e baixos valores de confiabilidade, apresenta um nível de desempenho perigoso, tanto para o talude de montante quanto para o talude de jusante, tornando a seção inviável. Para a seção mista os critérios de confiabilidade e de probabilidade de ruptura apontaram para um desempenho esperado insatisfatório, para ambos os taludes de jusante e montante.

As análises probabilísticas da fase de enchimento e de avanço da frente de saturação contrariaram as respostas obtidas para as análises de determinísticas, quanto ao comportamento da seção heterogênea da barragem, construída tanto com material compactado em condições ótimas de energia e umidade, quanto com material compactado no ramo seco da curva de compactação. As análises determinísticas apresentaram valores satisfatórios de fator de segurança, resultando na aceitação da seção mista. Apesar disso, ao realizar análises probabilísticas, observa-se que a barragem em questão possui alta probabilidade de ruptura e baixa confiabilidade, não sendo aconselhada a sua construção, se adotados os mesmos materiais e a mesma geometria.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES

O acoplamento dos fenômenos mecânico e hidráulico em análises geotécnicas permitiu grandes avanços nas análises de solos não saturados, uma vez que possibilita a apreciação de comportamentos como o colapso e a expansão dos materiais.

Além disso, as análises acopladas, quando associadas a modelos constitutivos que representam uma grande quantidade de fenômenos dos solos, permitem análises representativas de obras realizadas com materiais não convencionais. Para subsidiar este tipo de análise já existe na literatura uma série de ferramentas numéricas, como o programa ALLFINE (Cordão Neto, 2005) utilizado nesse trabalho.

No estudo de estabilidade de barragens de terra, as análises acopladas permitem examinar o comportamento do material de aterro considerando o fenômeno de adensamento do solo no decorrer do tempo, sendo estes estudos essenciais na análise de obras construídas com materiais não convencionais.

Ainda para o estudo de barragens de terra, a análise de estabilidade dos taludes através do fator de segurança se mostra insuficiente, uma vez que não considera a variabilidade dos parâmetros do solo. Desta forma, uma barragem que apresenta um valor considerado apropriado de fator de segurança pode não ser adequada do ponto de vista probabilístico, devido às incertezas quanto aos materiais adotados. A utilização de análises probabilísticas para o cálculo da estabilidade de barragens de terra permite a obtenção de valores de probabilidade de ruptura e de confiabilidade.

A combinação de análises probabilísticas e análises acopladas na avaliação da estabilidade de barragens de terra permitem um estudo mais metódico do comportamento dos materiais de aterro. Sendo assim, a metodologia sugerida neste trabalho possibilita a incorporação da variabilidade dos parâmetros do solo nas análises acopladas, através de análises probabilísticas.

As análises determinísticas foram realizadas com o intuito de estudar o comportamento de cada seção para as fases de final de construção e de enchimento, bem como para fazer um comparativo entre a aceitação das seções através do fator de segurança e a aceitação baseada nos valores de probabilidade de ruptura e confiabilidade.

Nas análises determinísticas de final de construção constatou-se que todas as seções estudadas apresentam valores favoráveis de fator de segurança. As diferenças entre os valores de FS da seção ótima e da seção mista sugerida foram baixos, indicando o bom comportamento da seção heterogênea.

Para as análises determinísticas de enchimento e avanço da frente de saturação, as seções ótima e mista apresentaram fatores de segurança considerados adequados. Já a seção seca apresentou baixos valores de FS, indicando que seu comportamento não se apresenta favorável à segurança dos seus taludes. A barragem ótima apresenta baixos níveis de deformações, além de não formar um mecanismo de ruptura, o que justifica os altos valores de fator de segurança. Já na seção seca, o enchimento do reservatório e o avanço da frente de saturação irão resultar em deformações significativas e na formação de mecanismos de ruptura, levando a valores de FS menores que o valor mínimo recomendado. Os níveis de deformação, bem como os valores de fator de segurança obtidos para a seção mista levam a crer que a seção sugerida apresenta bom comportamento e bons níveis de estabilidade.

Na análise de influência da variabilidade do solo, o método de FOSM (*First Order Second Moment*) foi utilizado para determinar a influência da variação dos parâmetros $\lambda(0)$, κ , r , β e p_0^* do BBM na variabilidade da deformação total e do colapso por molhagem. A ferramenta foi bastante eficaz, permitindo concluir que as variabilidades dos parâmetros $\lambda(0)$ e p_0^* são determinantes na deformação total, enquanto as variabilidades dos parâmetros $\lambda(0)$ e r terão forte influência no colapso por molhagem. Desta forma, convém considerar nas análises probabilísticas da estabilidade das seções a variabilidade dos parâmetros $\lambda(0)$ e p_0^* para a fase de final de construção e a variabilidade dos parâmetros $\lambda(0)$ e r para a fase de enchimento e avanço da frente de saturação. Além disso, adotou-se para todas as seções a variabilidade de κ , uma vez que é determinante para o comportamento do material ótimo que, para o nível de tensões considerado, permanece na zona elástica.

A análise de influência permitiu ainda concluir que a relevância da variabilidade dos parâmetros r , β e p_0^* para o colapso irá depender do nível de tensões a que o solo está sendo submetido. Desta forma, o colapso não irá variar de forma linear com alterações dos parâmetros citados. Essa não linearidade será determinante na escolha do método probabilístico a ser utilizado no cálculo de probabilidade de ruptura das seções. Como o método de FOSM utiliza para o cálculo da variância a derivada da variável dependente em relação às variáveis independentes, a não linearidade resulta em erros de aproximação. Desta forma, optou-se pela utilização do método PEM.

A partir dos resultados obtidos nas análises probabilísticas, pôde-se obter a dispersão de valores de fator de segurança para as seções ótima, seca e mista. Para a fase de final de construção a seção seca apresenta alta dispersão, o que leva a um alto valor de desvio padrão para a seção. Ainda para a fase de final de construção, as seções mista e ótima apresentam resultados próximos de dispersão, sendo que a seção mista apresenta maiores valores máximos, mínimos e médios para o FS. Na fase de enchimento e avanço da frente de saturação, a seção mista apresenta a maior dispersão de valores de fator de segurança. Isso se dá pelo fato de que, para a mesma seção, a variação dos parâmetros resulta tanto em valores muito baixos quanto em valores altos de FS. A seção ótima apresenta sempre valores altos, enquanto os fatores de segurança da seção seca são sempre mais baixos.

Os valores de desvio padrão e média permitiram a determinação da distribuição normal para o fator de segurança em cada uma das seções analisadas. Para final de construção, as distribuições obtidas para a seção ótima e a seção mista são similares, devido aos valores próximos de média e de desvio padrão. A seção seca, por sua vez, apresenta uma distribuição de probabilidade bastante distinta das demais, por seus baixos valores de média e altos valores de desvios padrão. No enchimento, as distribuições de probabilidade apresentaram contornos distintos para cada seção analisada. As seções ótima e mista obtiveram valores próximos de média, porém o desvio padrão encontrado para a seção mista foi significativamente alto, resultando em uma curva de distribuição mais “achatada” que a curva de distribuição obtida na seção ótima. A seção seca apresenta a menor média entre as seções estudadas. Apesar disso, devido a valores de desvio padrão menores do que os valores encontrados na seção mista, a curva obtida para a seção mista é também mais “achatada” que a curva de distribuição de probabilidade da seção seca.

Os valores de probabilidade de ruptura e confiabilidade, calculados a partir das distribuições de probabilidade normal adotadas, permitiram classificar as seções de acordo com o comportamento esperado, utilizando os critérios da USACE (1999). Dessa forma, na fase de final de construção, classifica-se o comportamento esperado para as seções ótima e mista como bom, sendo o comportamento esperado para a seção seca insatisfatório a pobre. Na fase de enchimento, devido à configuração da distribuição normal da seção mista, esta apresentou valores significativamente altos de probabilidade de ruptura, além de baixos valores de confiabilidade, sendo seu comportamento esperado classificado como insatisfatório. O comportamento esperado para a seção ótima é acima da média a alto, enquanto que os baixos valores de fator de segurança médios da seção seca levaram à classificação de seu comportamento esperado como perigoso.

O resultado obtido para a seção mista na fase de enchimento e avanço da frente de saturação mostrou que a aceitação da seção a partir da probabilidade de ruptura e da sua confiabilidade contradiz a aceitação a partir dos valores de fator de segurança. Enquanto que os valores de fator de segurança para a seção de enchimento se mostraram bastante seguros, a análise probabilística acusou um alto valor de probabilidade de ruptura, não sendo uma alternativa viável como seção de barragem de terra.

Sendo assim, foi demonstrado que a realização de análises de barragem somente através de análises determinísticas, com aceitação baseada no valor de fator de segurança, não é suficiente na definição de uma seção de barragem. O comportamento insatisfatório esperado em uma seção de barragem com valores elevados de fator de segurança indica que as incertezas acerca dos materiais são determinantes para a estabilidade do barramento, principalmente quando se trata de materiais de baixa qualidade.

Por fim, ressalta-se a importância da adoção de análises probabilísticas na rotina de cálculos de estabilidade de barragens de terra, de forma que sejam consideradas as incertezas no comportamento dos materiais, obtendo como resultado barramentos mais seguros.

6.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Ao longo do desenvolvimento deste trabalho, foi verificada a necessidade de complementações acerca do tema abordado, a serem sugeridos como temas para pesquisas futuras:

- Análise probabilística de barragens de terra, variando os parâmetros hidráulicos da curva de retenção e da curva de permeabilidade;
- Análise probabilística de outros tipos de problemas, como encostas naturais;
- Análise probabilística de obras reais;
- Formação de um banco de dados de parâmetros do solo, através de valores publicados na literatura, para fins de análises probabilísticas;
- Análise de sensibilidade da malha para análises através do método dos elementos finitos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alonso, E.E., Gens, A, & Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40(3): 405-430.
- Alonso, E.E., Vaunat, J. & Gens, A. (1999). Modelling the mechanical behaviour of expansive clays. *Engineering Geology* 54 (199) 173-183.
- AS/NZS (2004). Risk management. Standards Australia / Standards New Zealand, AS/NZS 4360:2004 Third edition.
- Biot, M. A. (1940). General theory of three-dimensional consolidation. *J. Appl. Phys.*, 12:155-164.
- Bishop, A.W. (1959). The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad*, 106, pp. 859-863.
- Brito, C.C. (2003). Programação dinâmica aplicada à estabilidade de taludes não saturados. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 139p.
- Christian, J.T. (2004). Geotechnical engineering reliability: How well do we know what we are doing? *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(4) pp. 307-316.
- Christian, J.T. & Boehmer, J.W. (1970). Plane strain consolidation by finite elements. *Journal of Soil Mech. & Fdns. Div., ASCE*. Vol 96. N° SM4, July, pp. 1435-1457.
- Cordão Neto, M.P. (2001). Implementação de um modelo elastoplástico para solos metaestáveis. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 99 p.
- Cordão Neto, M.P. (2005). Análise hidro-mecânica de barragens de terra construídas com materiais colapsíveis. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 152 p.
- Della Vecchia, G., Jommi, C. & Romero, E. (2008). Hydro-mechanical coupling in unsaturated compacted clayey soils: Modelling the water retention behaviour. 3rd International Workshop of Young Doctors in Geomechanics. École des Ponts Paris tech, Champs sur Marne, France.
- Duncan J.M. (2000). Factors of safety and reliability in geo-technical engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 130(10): 985-1003.
- Farias, M.M. (1993). Numerical analysis of clay core dams. PhD Thesis, University of Wales – University College of Swansea.
- Farias, M.M. & Cordão Neto, M.P. (2010). Advanced Numerical Simulation of Collapsible Earth Dams. *Canadian Geotechnical Journal*, 47:1-14.

- Fredlund, D.G. & Morgenstern, N.R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103(5): 447-466.
- Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R. & Widger, R.A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(3):313-321.
- Fredlund, D.G. & Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soil*. John Wiley & Sons, New York, USA, 517p.
- Fredlund, D.G & Xing, A. (1994). Equations for soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(3): 521-532.
- Fredlund, D.G., Xing, A. & Huang, S.Y. (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(4): 533-546.
- Gallipoli, D., Wheeler, S.J. & Karstunen, M. (2003). Modelling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil. *Géotechnique* 53: 105-112.
- Gens, A., Guimarães, L. do N., Sánchez, M. & Sheng, D. (2008). Developments in modelling the generalized behaviour of unsaturated soils. *Unsaturated Soils: Advances in Geo-Engineering*. Toll et al. (eds). Taylor & Francis Group, London. 53-61.
- Gens, A., Sánchez, M., Sheng, D. (2006). On constitutive modelling of unsaturated soils. *Acta Geotechnica*, 1: 137-147.
- Gitirana Jr., G.F.N. (2005). Weather-related geo-hazard assessment model for railway embankment stability. Ph.D. Thesis, Department of Civil and Geological Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Saskatchewan, Canada.
- Griffiths, D.V & Fenton, G.A. (2004). Probabilistic slope stability analysis by finite elements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(5): 507-518.
- Harr, M.E. (1987). *Reliability-based design in Civil Engineering*. McGraw-Hill Publishing Company, New York, USA, 291p.
- Kikumoto, M., Kyokawa, H., Nakai, T. & Shahin, H.M. (2011). A simple elasto-plastic model for unsaturated soils and interpretations of collapse and compaction behaviours. *Unsaturated Soils*. Alonso & Gens (eds). Taylor & Francis Group, London. 849-855.
- Lloret, A. & Ledesma, A. (1993). Finite element analysis of deformations of unsaturated soils. *Civil Engineering European Courses*, Barcelona, Espanha, 20p.
- Matyas, E.L. & Radhakrishna, H. S. (1968). Volume change characteristics of partially saturated soils. *Géotechnique*, 18(4): 432-448.
- McNamme, J. & Gibson, R.E. (1959). Plane strain and axially symmetric problems of the consolidation of semi-infinite clay stratum. *Q. J. Mech. Appl. Math.* 13:210-227.

- Nakai, T., Shahin, H., Kikumoto, M., Kyokawa, H. & Zhang, F. (2010). Simple and unified method for describing various characteristics of geomaterials – Influences of density, bonding, time effects and others. *Journal of Applied Mechanics JSCE*. 12:371-382.
- Nuth, M. & Laloui, L. (2008). Advances in modelling hysteretic water retention curve in deformable soils. *Computers and Geotechnics* 35: 835-844.
- Otálvaro, I.F., Cordão Neto, M.P. & Medero, G.M. (2010). Assessment of volumetric collapse using probabilistic approach. *International Conference Mechanics of Unsaturated Soils, Barcelona*.
- Pearce, D.W., Russel, S. & Griffiths R.F. (1981). Risk assessment: Use and misuse [and discussion]. *Proceedings of the Royal Society*, 376: 181-192.
- Pereira, J.H.F. (1996). Numerical analysis of the mechanical behavior of collapsing earth dams during first reservoir filling. PhD Thesis, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 449p.
- Romero, E & Vaunat, J. (2000). Retention curves of deformable clays. *Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils*. Tarantino & Mancuso (eds). Balkema, Rotterdam. 139-153.
- Rosenbleuth, E. (1975). Point estimates for probability moments. *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America, USA*, 72(10): 3812-3814.
- Salager, S., Youssoufi, M.S. El & Saix, C. (2010). Definition and experimental determination of a soil-water retention surface. *Canadian Geotechnical Journal*, 47: 609-622.
- Sheng, D., Sloan, D.S.W., Gens, A & Smith, D.W. (2003). Finite element formulation and algorithms for unsaturated soils. Part I: Theory. *International Journal Numerical Analytical Methods in Geomechanics.*, 2003; 27:745-765.
- Siriwardane, H.J. & Desai, C.S. (1981). Two numerical schemes for nonlinear consolidation. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 17, 405-426.
- Sousa, L.S. (2010). Implementação de um módulo dinâmico em um programa de elementos finitos aplicado a geotecnia. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 34 p.
- Uchaipichat, A. (2010). A hydro-mechanical model for unsaturated soils. *Proceedings of World Academy of Science, Engineering and Technology*, 68: 202-206.
- U.S.A.C.E. (1999). Risk-based analysis in geotechnical engineering for support of planning studies. U.S. Army Corps of Engineers, ETL 1110-2-556.
- Vaunat, J., Romero, E. & Jommi, C. (2000). An elastoplastic hydro-mechanical model for unsaturated soils. *Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils*. Tarantino & Mancuso (eds). Balkema, Rotterdam. 121-138.

Wheeler, S.J. (1996). Inclusion of specific water volume within an elasto-plastic model for unsaturated soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 33: 42-57.

Wheeler, S.J., Sharma, R.S. & Buisson, M.S.R. (2003). Coupling of hydraulic hysteresis and stress-strain behavior in unsaturated soils. *Géotechnique* 53, 41-54.