



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Andriele Nascimento de Souza

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA BARRAGEM ENGENHEIRO
ARMANDO RIBEIRO GONÇALVES – AÇU/RN – DURANTE SUA
CONSTRUÇÃO, PRIMEIRO ENCHIMENTO E OPERAÇÃO DO
RESERVATÓRIO**

**Natal
2017**

Andriele Nascimento de Souza

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA BARRAGEM ENGENHEIRO
ARMANDO RIBEIRO GONÇALVES – AÇU/RN – DURANTE SUA
CONSTRUÇÃO, PRIMEIRO ENCHIMENTO E OPERAÇÃO DO
RESERVATÓRIO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Jr
Co-orientador: Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto

Natal
2017

Universidade Federal do Rio Grande do Norte – UFRN
Sistema de Bibliotecas – SISBI
Catalogação da Publicação na Fonte - Biblioteca Central Zila Mamede

Souza, Andriele Nascimento de.

Análise do comportamento da barragem engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves - Açu/RN - durante sua construção, primeiro enchimento e operação do reservatório / Andriele Nascimento de Souza. - 2017.
293 f. : il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Natal, RN, 2017.

Orientador: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior.

Coorientador: Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto.

1. Barragem de terra - Dissertação. 2. Instrumentação de campo - Dissertação. 3. Análise de tensões - Dissertação. 4. Análise de fluxo - Dissertação. 5. Análise de estabilidade de taludes - Dissertação. I. Santos Júnior, Olavo Francisco dos. II. Freitas Neto, Osvaldo de. III. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 556.55

ANDRIELE NASCIMENTO DE SOUZA

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA BARRAGEM
ENGENHEIRO ARMANDO RIBEIRO GONÇALVES – AÇU/RN –
DURANTE SUA CONSTRUÇÃO, PRIMEIRO ENCHIMENTO E
OPERAÇÃO DO RESERVATÓRIO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação, em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior – Orientador

Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto – Co-orientador

Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra – Examinador Externo (UEPB)

Prof. Dr. Robson Palhas Saramago – Examinador Externo (UFF)

Natal, 30 de março de 2017

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA BARRAGEM ENGENHEIRO ARMANDO RIBEIRO GONÇALVES – AÇU/RN – DURANTE SUA CONSTRUÇÃO, PRIMEIRO ENCHIMENTO E OPERAÇÃO DO RESERVATÓRIO

Andriele Nascimento de Souza

Orientador: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Jr

Co-orientador: Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto

RESUMO

A Barragem Eng. Armando Ribeiro Gonçalves, mais conhecida como Barragem de Açú, é uma obra geotécnica de expressiva notoriedade e importância no Rio Grande do Norte e no Nordeste. Além do seu porte – é a maior barragem do RN – e importância, ganhou destaque na literatura nacional e internacional pelo rompimento do talude de montante no final do período construtivo. A partir da análise dos dados de instrumentação disponíveis no meio acadêmico, o presente trabalho teve como objetivo analisar o comportamento da obra nas etapas de construção do maciço, primeiro enchimento e operação do reservatório. Em cada etapa, foi analisado: o comportamento tensão-deformação; a variação de poro-pressões; e a estabilidade de taludes. As análises foram feitas com os softwares Sigma/W, Seep/W e Slope/W, pertencentes ao pacote Geo-Studio, da empresa Geo-Slope. Os resultados das modelagens foram comparados aos dados da instrumentação, disponíveis em Rocha (2003). Na análise comparativa dos deslocamentos verticais, a maior diferença entre os resultados da modelagem e os dados da instrumentação foi de 8,9 cm, no extensômetro T7, no final do primeiro enchimento. Na análise da estabilidade, o fator

de segurança mais baixo foi de 1,3, fornecido pelo método dos elementos finitos, para o talude de montante, na fase de operação do reservatório. Entretanto, a média dos fatores de segurança obtidos pelos métodos baseados no equilíbrio-limite nesta etapa foi de 2,4. Para o talude de jusante, esse fator foi de 1,6 em todas as etapas. Esses resultados comprovam a condição estável da barragem de Açú. Na análise de poropressões, os piezômetros pneumáticos apresentaram maiores divergências, entre modelagem e instrumentação, do que os de tubo aberto. A diferença mais expressiva foi de 46% (23 kPa), no piezômetro PZP1, no primeiro enchimento do reservatório. Entretanto, considerando as diferenças obtidas por outros autores que também estudaram o fluxo nesta barragem, conclui-se que os resultados da análise são satisfatórios e que os parâmetros adotados são adequados para caracterizar os solos modelados.

Palavras-Chave: Barragem de terra; Instrumentação de campo; Análise de tensões; Análise de fluxo; Análise de estabilidade; Método dos elementos finitos; Métodos de equilíbrio-limite.

ANALYSIS OF THE ARMANDO RIBEIRO GONÇALVES DAM BEHAVIOR – AÇU/RN – DURING ITS CONSTRUCTION, FIRST FILLING AND OPERATION OF THE RESERVOIR

Andriele Nascimento de Souza

Adviser: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Jr

Co-adviser: Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto

ABSTRACT

The Açu Dam is an important geotechnical built in Rio Grande do Norte and in Northeast Brazilian, especially because of its size and complexity. In addition to its size and importance, it has gained prominence in the national and international literature because of the collapse in upstream slope in the end of construction period. This paper aimed to analyze its behavior in stages of dam construction, first filling and operation of the reservoir. In each step, were analyzed: the stress-strain behavior, the flow and the pore-pressure variation, and the slope stability. These analyses were performed with the software Sigma/W, Seep/W and Slope/W, which are components in a suite of geotechnical products called GeoStudio, produced by Geo-Slope International Ltd. The results were compared with the instrumentation dates available in Rocha (2003). In the comparative analysis of vertical displacements, the largest difference between modeling results and instrumentation data was 8.9 cm, in the T7 extensometer, at the end of the first filling. In the stability analysis, the lowest safety factor was 1.3 for the upstream slope in the reservoir operation phase, but the media of the safety factors

obtained by the methods based on limit equilibrium was 2.4. For a downstream slope, this factor was equal to 1.6 in all stages. These results confirm the dam stable condition. In pore-pressure analysis, the pneumatic piezometers presented greater divergences between modeling and instrumentation than those of the Casagrande type. The most significant difference was 46% (23 kPa), in the PZP1 piezometer, at the first filling of the reservoir. However, considering the differences obtained by other authors who also studied the water flow in this dam, we conclude that the results of the present analysis are satisfactory and that the adopted parameters are adequate to characterize the soils modeled.

Key words: Earth dam; Field instrumentation; Stress analysis; Seep analysis; Stability analysis; Finite elements methods; Limit equilibrium methods.

DEDICATÓRIA

*Ao Senhor Deus, o Alfa e o Ômega,
Aquele que é, que era e que vem, o Deus
Todo-Poderoso.*

Ap 1, 8

Aos meus pais, minha irmã e meu
esposo, por toda a paciência, compreensão e
apoio. A vocês todo o meu amor e gratidão.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, pelo Seu infinito amor. “Ó Deus, como é precioso o Seu amor! Pois em Ti se encontra a fonte da vida e com a Tua luz nós vemos a luz!” (Sl 36). À minha mãezinha do céu, a Virgem Maria, pela intercessão e por me guiar e me sustentar na vontade do Pai.

Aos meus pais, Márcio e Ana, por todo o esforço, amor, cuidado e paciência que me dedicaram e por estarem sempre ao meu lado. À minha irmãzinha, Andressa, por ser voz de Deus na minha vida e por me ajudar a ser uma pessoa melhor.

Ao meu esposo, Raniery, pelo amor, compreensão, paciência e apoio, por estar sempre ao meu lado, apesar da distância e por compartilhar as dificuldades e conquistas do caminhar. Agradeço a Deus pelo dom que é a sua vida.

Ao meu orientador, Professor Olavo, que tem sido meu mestre desde o 4º período da graduação e a quem devo a minha paixão pela geotecnia. Muito obrigada, professor, por ser exemplo de dedicação e humildade, pela paciência e compreensão com as quais o senhor instrui seus alunos.

Ao meu co-orientador, Professor Osvaldo, que durante todo o mestrado me orientou e me incentivou, principalmente nos momentos de desespero pelas análises numéricas.

“If I have seen further it is by standing on the shoulders of Giants” (Isaac Newton)

Aos meus colegas de curso, especialmente Ana Paula, Esteban e João Paulo. Muito obrigada pelo companheirismo, desejo a vocês todo sucesso do mundo.

Agradeço a todos os professores e funcionários do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRN que, de modo direto ou indireto, colaboraram com a execução deste trabalho.

“A engenharia de barragens de terra é a arte de moldar materiais que não conhecemos completamente em formas que não podemos analisar com precisão, para suportar forças que nem sempre podemos avaliar, de modo que, no entanto, produzamos estruturas seguras e econômicas.” (Seed e Duncan, 1987)

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE TABELAS

LISTA DE EQUAÇÕES

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURA

INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Considerações iniciais.....	1
1.2 Objetivos da pesquisa.....	2
1.2.1 Objetivos gerais.....	2
1.2.2 Objetivos específicos.....	2
1.3 Organização do trabalho.....	2
CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE BARRAGENS DE TERRA E SEU COMPORTAMENTO.....	4
2.1 Introdução.....	4
2.2 Estruturas fundamentais de barragens de terra.....	5
2.3 Instrumentação de barragens de terra.....	8
2.3.1 Medidores de nível d'água.....	10
2.3.2 Piezômetros.....	11
2.3.2.1 Piezômetros de tubo aberto.....	13
2.3.2.2 Piezômetros hidráulicos.....	15
2.3.2.3 Piezômetros pneumáticos.....	16
2.3.2.4 Piezômetros elétricos de resistência.....	17
2.3.2.5 Piezômetros elétricos de corda vibrante.....	18
2.3.2.6 Piezômetro com fibra óptica.....	20
2.3.3 Células de tensão total.....	22
2.3.4 Medidores de deslocamento.....	25
2.3.4.1 Medidores de recalques.....	25
2.3.4.2 Medidores de deslocamentos horizontais.....	34
2.4 Acidentes em barragens.....	37
2.4.1 Ruptura da barragem de Fort Peck.....	37
2.4.2 Acidente da barragem de Vajont.....	48
2.4.3 Ruptura do reservatório de Baldwin Hills.....	41
2.4.4 Ruptura da barragem de Teton.....	44

2.4.5 Ruptura da barragem de Fundão.....	46
DESCRIÇÃO DA BARRAGEM DE AÇU.....	49
3.1 Descrição geral da barragem.....	49
3.2 Aspectos geológico-geotécnicos.....	50
3.3 Aspectos construtivos e descrição do acidente.....	52
3.3.1 Projeto original e construção da barragem.....	52
3.3.2 Projeto modificado e acidente da barragem.....	57
3.4 Reconstrução da barragem.....	59
3.5 Instrumentação instalada na barragem de Açú.....	63
3.5.1 Piezômetros de tubo aberto (ou do tipo Casagrande).....	66
3.5.2 Piezômetros pneumáticos.....	67
3.5.3 Marcos superficiais.....	67
3.5.4 Extensômetros magnéticos.....	68
3.5.5 Inclínômetros.....	69
ANÁLISE DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES EM BARRAGENS DE TERRA.....	70
4.1 Introdução.....	70
4.2 Conceitos Fundamentais.....	70
4.2.1 Tensão.....	70
4.2.2 Deformações.....	72
4.2.3 Coeficiente de Poisson.....	72
4.2.4 Círculo de Mohr.....	73
4.2.5 Critério de ruptura de Mohr Coulomb.....	74
4.2.6 Módulo de Young.....	77
4.3 Modelos constitutivos.....	78
4.3.1 Modelo linear elástico.....	78
4.3.2 Modelo elástico anisotrópico.....	78
4.3.3 Modelo hiperbólico E-B.....	80
4.3.4 Modelo elastoplástico.....	81
4.3.5 Modelos Cam-Clay e Cam-Clay modificado.....	82
4.4 Estudo relacionado à análise do comportamento tensão-deformação em barragens de terra.....	84
4.4.1 Estudo tensão-deformação de barragem de terra e enrocamento – Almeida (2010).....	84
4.5 Análises de casos da literatura – modelagens realizadas previamente.....	90

4.5.1 Influência da malha de elementos finitos na análise tensão-deformação de barragens de terra.....	90
4.5.2 Influência do número de camadas no estudo tensão-deformação da etapa construtiva de barragens de terra.....	97
4.6 Análise do comportamento tensão-deformação da barragem de Açú.....	111
4.6.1 O Programa Sigma/W.....	111
4.6.2 Seção modelada.....	111
4.6.3 Parâmetros dos solos.....	114
4.6.4 Análise do comportamento tensão-deformação no período construtivo.....	117
4.6.4.1 Características do modelo utilizado.....	117
4.6.4.2 Resultados da modelagem.....	117
4.6.5 Análise do comportamento tensão-deformação no primeiro enchimento do reservatório.....	125
4.6.5.1 Características do modelo utilizado.....	125
4.6.5.2 Resultados da modelagem.....	125
4.6.6 Análise do comportamento tensão-deformação no período de operação do reservatório.....	131
4.6.6.1 Características do modelo utilizado.....	131
4.6.6.2 Resultados da modelagem.....	132
4.6.7 Considerações finais sobre a análise do comportamento tensão-deformação da barragem de Açú.....	136
ANÁLISE DE FLUXO E POROPRESSÕES EM BARRAGENS DE TERRA.....	139
5.1 Introdução.....	139
5.2 Conceitos fundamentais.....	139
5.2.1 Lei de Darcy.....	139
5.2.1.1 Regime de escoamento.....	141
5.2.2 Lei de Bernoulli.....	142
5.2.3 Percolação e permeabilidade.....	144
5.2.4 Determinação do coeficiente de permeabilidade dos solos.....	146
5.2.4.1 Ensaios de laboratório para a determinação do coeficiente de permeabilidade dos solos.....	146
5.2.4.2 Ensaios de campo para a determinação do coeficiente de permeabilidade dos solos.....	149
5.2.5 Fatores que influenciam a permeabilidade ou condutividade hidráulica dos solos.....	149
5.2.5.1 Tamanho dos grãos do solo.....	149

5.2.5.2 Índice de vazios.....	150
5.2.5.3 Estrutura.....	150
5.2.5.4 Temperatura, peso específico e viscosidade do fluido percolante.....	151
5.2.5.5 Grau de saturação.....	152
5.2.5.6 Sucção.....	152
5.2.6 Forças de percolação.....	155
5.2.6.1 Piping.....	156
5.2.6.2 Condição movediça.....	157
5.2.7 Equação diferencial parcial de fluxo.....	158
5.2.7.2 Casos particulares da equação geral.....	161
5.2.8 Redes de fluxo.....	163
5.2.9 Método dos elementos finitos na análise de fluxo.....	164
5.3 Controle de fluxo em barragens de terra assentes em solos permeáveis.....	165
5.3.1 Sistemas de drenagem interna.....	166
5.3.2 Tratamento das fundações – dispositivos de vedação.....	167
5.4 Estudos relacionados à análise de fluxo em barragens de terra.....	173
5.4.1 Análise de percolação em barragem de terra utilizando o programa Seep/W – Rojas e Fonini (2006).....	173
5.4.2 Análise paramétrica do regime de fluxo numa barragem de terra assente em solos permeáveis. Estudo de caso: PCH Canoa Quebrada – Miranda (2009).....	176
5.5 Análise comparativa com caso da literatura.....	180
5.5.1 Análise da eficácia dos dispositivos de vedação e drenagem utilizados em fundações permeáveis de barragens de terra – Oliveira (2008).....	180
5.6 Análise de fluxo e poropressões na barragem de Açú.....	183
5.6.1 O Programa Seep/W.....	184
5.6.2 Seção modelada.....	185
5.6.3 Parâmetros hidráulicos adotados.....	188
5.6.4 Análise de poropressões no período construtivo.....	190
5.6.5 Análise de poropressões no primeiro enchimento do reservatório.....	193
5.6.5.1 Características do modelo utilizado.....	193
5.6.5.2 Dados da instrumentação.....	194
5.6.5.3 Resultados da modelagem.....	195
5.6.5.4 Dados da instrumentação versus resultados da modelagem.....	197
5.6.6 Análise de fluxo e poropressões no período de operação do reservatório.....	199
5.6.6.1 Características do modelo utilizado.....	199

5.6.6.2 Dados da instrumentação.....	200
5.6.6.3 Resultados da modelagem.....	201
5.6.6.4 Dados da instrumentação versus resultados da modelagem.....	204
5.6.7 Considerações finais sobre a análise de fluxo e poropressões da barragem de Açu.....	205
ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES EM BARRAGENS.....	207
6.1 Introdução.....	207
6.2 Métodos de análises.....	207
6.2.1 Métodos de equilíbrio limite.....	207
6.2.1.1 Método geral de equilíbrio limite.....	211
6.2.1.2 Método de Fellenius.....	213
6.2.1.3 Método de Bishop simplificado.....	214
6.2.1.4 Método de Janbu simplificado.....	215
6.2.1.5 Método de Spencer.....	216
6.2.1.6 Método de Morgenstern-Price.....	217
6.2.1.7 Método de Correia.....	218
6.2.1.8 Método do Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (Corps of Engineers).....	218
6.2.1.9 Método Lowe-Karafiath.....	220
6.2.1.10 Método de Sarma.....	220
6.2.1.11 Considerações finais sobre métodos de equilíbrio limite.....	220
6.2.2 Método dos elementos finitos.....	222
6.3 Estudos de estabilidade de taludes em barragens de terra.....	224
6.3.1 Análise da estabilidade de taludes da barragem Bico da Pedra – Montes (2003).....	224
6.3.2 Análise da estabilidade da barragem de Kızılca – Keskin et al (2004).....	229
6.3.3 Análise do escorregamento do talude de montante da barragem de Açu por elementos finitos – Silva Filho & Futai (2008).....	235
6.3.4 Análise da estabilidade de uma barragem de terra pelo método dos elementos finitos – Athani et al (2015).....	238
6.4 Análise da estabilidade de taludes da barragem de Açu.....	241
6.4.1 O Programa Slope/W.....	241
6.4.2 Análise da estabilidade no fim do período construtivo.....	243
6.4.3 Análise da estabilidade no primeiro enchimento do reservatório.....	245
6.4.4 Análise da estabilidade no período de operação do reservatório.....	248

6.4.5 Considerações finais sobre a análise da estabilidade de taludes da barragem de Açu.....	250
ANÁLISE DE HIDROMECÂNICA DO COMPORTAMENTO DA BARRAGEM DE AÇU.....	253
7.1 Introdução.....	253
7.2 Análise da etapa construtiva da barragem.....	253
7.2.1 Análise comparativa dos deslocamentos verticais.....	254
7.2.2 Análise comparativa da estabilidade de taludes.....	257
7.3 Análise do primeiro enchimento da barragem.....	257
7.3.1 Análise comparativa dos deslocamentos verticais.....	258
7.3.2 Análise comparativa das poro-pressões.....	261
7.3.3 Análise da estabilidade de taludes.....	262
7.4 Análise da barragem no período de operação do reservatório.....	263
7.4.1 Análise comparativa dos deslocamentos verticais.....	263
7.4.2 Análise comparativa das poro-pressões.....	265
7.4.3 Análise comparativa da estabilidade de taludes.....	266
7.5 Considerações finais.....	267
REFERÊNCIAS.....	269
APÊNDICE A.....	279
APÊNDICE B.....	282
APÊNDICE C.....	284
APÊNDICE D.....	286
ANEXO A.....	292

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Elementos básicos em uma barragem de terra zonada.....	6
Figura 2.2 Medidor de nível d'água.....	11
Figura 2.3 Piezômetro de tubo aberto.....	14
Figura 2.4 Representação genérica do piezômetro hidráulico.....	15
Figura 2.5 Esquema do piezômetro pneumático (Fonseca, 2003).....	17
Figura 2.6 Piezômetro elétrico.....	18
Figura 2.7 Esquema do piezômetro de corda vibrante.....	19
Figura 2.8 Esquema do sistema de fibra óptica (Adaptado de Soler, 2003).....	20
Figura 2.9 Influência da diferença de rigidezes na acurácia da célula: a) célula mais rígida que o solo; b) solo mais rígido que a célula.....	24
Figura 2.10 Medidor de recalques de tubos telescópicos (Cruz, 1996).....	26
Figura 2.11 Medidor de recalques tipo KM (Cruz, 1996).....	28
Figura 2.12 Medidor de recalques magnético (Cruz, 1996).....	29
Figura 2.13 Esquema da caixa sueca (Fonseca, 2003).....	30
Figura 2.14 Esquema de funcionamento do inclinômetro instalado na horizontal (Fonseca, 2003).....	32
Figura 2.15 Inclinômetro na posição vertical e posicionamento do “pescador” (Fonseca, 2003).....	33
Figura 2.16 Marcos superficiais.....	34
Figura 2.17 Extensômetro horizontal de múltiplas hastes (Oliveira, 2005).....	35
Figura 2.18 Terminal de leitura de extensômetro horizontal (Oliveira, 2005).....	35
Figura 2.19 Inclinômetro para determinação de deslocamentos horizontais (Fonseca, 2003).....	36
Figura 2.20 Arco de dupla curvatura, barragem de Vajont (Barla & Paronuzzi, 2013).....	39
Figura 2.21 Vista da superfície de ruptura, Vajont (Barla & Paronuzzi, 2013).....	40
Figura 2.22 Vista aérea da barragem de Vajont após o acidente (Imagem de domínio público disponível em http://www.landslideblog.org/2008/12/vajont-vajont-landslide-of-1963.html e acessada em 08/01/2017).....	40
Figura 2.23 Vista aérea da barragem após a ruptura (James <i>et al</i> , 1988).....	42
Figura 2.24 Fotografia da barragem após a ruptura (Keylon, 2011).....	43
Figura 2.25 Fotografia de dentro do reservatório após a ruptura (Jansen, 1987).....	43
Figura 2.26 Vista da Barragem de Teton após a ruptura (Seed e Duncan, 1987).....	45
Figura 2.27 Método de alteamento para montante (Albuquerque Filho, 2004).....	46
Figura 2.28 Barragem de Fundão, Maio de 2011 (Google Earth <i>apud</i> Prudente <i>et al</i> , 2016).....	47

Figura 2.29 Barragem de Fundão em Maio de 2012 (Google Earth <i>apud</i> Prudente <i>et al</i> , 2016).....	48
Figura 3.1 Vista do talude de jusante da barragem de Açú (Freire, 2016).....	49
Figura 3.2 Bacia hidrográfica do rio Piranhas-Açú (Rocha, 2003).....	50
Figura 3.3 Áreas de empréstimos (Adaptado de Rocha, 2003).....	51
Figura 3.4 Seções transversais da barragem central (A) e da ombreira direita (B) (Rocha, 2003).....	53
Figura 3.5 Vista da construção da barragem central e início da escavação do <i>cut-off</i> (Rocha, 2003).....	54
Figura 3.6 Nível d'água aflorante na escavação do <i>cut-off</i> (Rocha, 2003).....	55
Figura 3.7 Seção transversal do dique auxiliar (Rocha, 2003).....	56
Figura 3.8 Seção proposta pela consultora (Rocha, 2003).....	57
Figura 3.9 Seção como construída (Rocha, 2003).....	58
Figura 3.10 Vista aérea do talude rompido (Rocha, 2003).....	59
Figura 3.11 Superfície de ruptura traçada (Rocha, 2003).....	59
Figura 3.12 Seção-tipo da barragem central (Rocha, 2003).....	60
Figura 3.13 Seção transversal do dique fusível (Projeto Tecnosolo <i>apud</i> Rocha, 2003).....	60
Figura 3.14 Planta baixa da barragem (Rocha, 2003).....	61
Figura 3.15 Instrumentação instalada na estaca 53+00 (Rocha, 2003).....	65
Figura 4.1 Tensões atuantes em um volume infinitesimal (Rodrigues, 2007).....	71
Figura 4.2 Deformações em um cubo pela aplicação de tensões normais.....	72
Figura 4.3 Círculo de Mohr.....	74
Figura 4.4 Esquema de ensaio de cisalhamento direto.....	75
Figura 4.5 Traçado da reta de Mohr-Coulomb com resultados de cisalhamentos diretos.....	75
Figura 4.6 Esquema de prensa triaxial.....	76
Figura 4.7 Envoltória de Mohr-Coulomb com resultados de triaxiais.....	77
Figura 4.8 Propriedades de maciço anisotrópico genérico (GeoSlope, 2015).....	79
Figura 4.9 Comportamento tensão-deformação hiperbólico.....	80
Figura 4.10 Curva tensão-deformação do modelo elastoplástico.....	81
Figura 4.11 Definição dos parâmetros utilizados no modelo Cam-Clay (Adaptado de GeoSlope, 2015).....	82
Figura 4.12 Função de Escoamento para o modelo Cam-Clay.....	83
Figura 4.13 Função de escoamento para o modelo Cam-Clay modificado.....	84
Figura 4.14 Seção transversal modelada (Almeida, 2010).....	85
Figura 4.15 Distribuição de recalques para o modelo elastoplástico (Almeida, 2010).....	87

Figura 4.16 Tensões totais horizontais da modelagem e da instrumentação (Almeida, 2010).....	87
Figura 4.17 Distribuição das tensões totais horizontais para o modelo elastoplástico (Almeida, 2010).....	88
Figura 4.18 Tensões verticais totais da modelagem e da instrumentação (Almeida, 2010).....	89
Figura 4.19 Distribuição das tensões verticais modelo elastoplástico (Almeida, 2010).....	89
Figura 4.20 Distribuição das tensões verticais modelo hiperbólico (Almeida, 2010).....	90
Figura 4.21 Disposição das Caixas Suecas na seção 6 (Musman, 2002).....	91
Figura 4.22 Malha com elementos mais espaçados.....	92
Figura 4.23 Detalhe de malha mais refinada.....	92
Figura 4.24 Modelagem do processo construtivo.....	93
Figura 4.25 Distribuição dos deslocamentos verticais, malha mais espaçada.....	94
Figura 4.26 Distribuição dos deslocamentos verticais, malha mais refinada.....	94
Figura 4.27 Distribuição dos deslocamentos horizontais para a malha mais espaçada.....	95
Figura 4.28 Distribuição dos deslocamentos horizontais para a malha mais refinada.....	95
Figura 4.29 Distribuição das tensões verticais para a malha mais aberta.....	96
Figura 4.30 Distribuição das tensões verticais para a malha mais refinada.....	96
Figura 4.31 Elevação do aterro na etapa 23 (Aires, 2006).....	98
Figura 4.32 Seção transversal da estaca 16 + 4,40 instrumentada (CCI, 2003 apud Aires, 2006).....	99
Figura 4.33 Seção modelada Sigma.....	100
Figura 4.34 Malha de elementos finitos adotada.....	100
Figura 4.35 Recalques no final da construção pelo modelo “lei” e modelagem em 38 etapas (Aires, 2006).....	101
Figura 4.36 Recalques no final da construção pelo modelo “lei” e modelagem em 31 etapas.....	102
Figura 4.37 Recalques no final da construção pelo modelo “lei” e modelagem em 6 etapas.....	102
Figura 4.38 Recalques no final da construção pelo modelo “lei” e modelagem em 3 etapas.....	102
Figura 4.39 Deslocamentos horizontais no final da construção pelo modelo “lei” e modelagem em 38 etapas (Aires, 2006).....	103
Figura 4.40 Deslocamentos horizontais no final da construção para modelagem em 31 etapas.....	103
Figura 4.41 Deslocamentos horizontais no final da construção para modelagem em 6 etapas.....	104

Figura 4.42 Deslocamentos horizontais no final da construção para a modelagem em 3 etapas.....	104
Figura 4.43 Tensões verticais no final de construção pelo modelo “lei”, modelagem em 38 etapas (Aires, 2006).....	105
Figura 4.44 Tensões verticais no final de construção pelo modelo “lei”, modelagem em 31 etapas.....	105
Figura 4.45 Tensões Verticais no final de construção pelo modelo “lei”, modelagem em 6 etapas.....	106
Figura 4.46 Tensões Verticais no final de construção pelo modelo “lei”, modelagem em 3 etapas.....	106
Figura 4.47 Tensões horizontais no final da construção pelo modelo “lei” para a modelagem em 38 etapas (Aires, 2006).....	107
Figura 4.48 Tensões horizontais no final da construção para a modelagem em 31 etapas.....	107
Figura 4.49 Tensões horizontais no final da construção para a modelagem em 6 etapas.....	108
Figura 4.50 Tensões horizontais no final da construção para a modelagem em 3 etapas.....	108
Figura 4.51 Tensões totais verticais modelagem <i>versus</i> instrumentação para as modelagens em 6 e em 31 etapas.....	109
Figura 4.52 Tensões totais horizontais modelagem <i>versus</i> instrumentação para as modelagens em 6 e em 31 etapas.....	109
Figura 4.53 Deslocamentos verticais, modelagem <i>versus</i> instrumentação para as modelagens em 31 e em 6 etapas.....	110
Figura 4.54 Seção 53+00, detalhe das condições de contorno.....	112
Figura 4.55 Instrumentos utilizados na análise, Seção 53+00.....	113
Figura 4.56 Etapa inicial da modelagem tensão-deformação.....	117
Figura 4.57 Distribuição das tensões totais no final do período construtivo.....	118
Figura 4.58 Tensões totais horizontais no final do período construtivo.....	119
Figura 4.59 Distribuição dos deslocamentos verticais no fim do período construtivo.....	119
Figura 4.60 Detalhe de valores, em metros, de recalques no maciço.....	120
Figura 4.61 Distribuição dos deslocamento horizontais no final da construção.....	120
Figura 4.62 Materiais deformados no final do período construtivo.....	121
Figura 4.63 Modelagem <i>versus</i> instrumentação extensômetros T1 e T2.....	122
Figura 4.64 Modelagem <i>versus</i> instrumentação extensômetros T3 e T4.....	122
Figura 4.65 Modelagem <i>versus</i> instrumentação extensômetros T6 e T7.....	123
Figura 4.66 Modelagem <i>versus</i> instrumentação extensômetros T8 e T9.....	123
Figura 4.67 Modelagem <i>versus</i> instrumentação extensômetros T11 e T12.....	124

Figura 4.68 Distribuição das tensões totais verticais no fim do primeiro enchimento.....	126
Figura 4.69 Distribuição das tensões totais horizontais no final do primeiro enchimento.....	126
Figura 4.70 Distribuição dos deslocamentos verticais no final do primeiro enchimento.....	127
Figura 4.71 Distribuição dos deslocamento horizontais no final do primeiro enchimento.....	127
Figura 4.72 Materiais deformados no final do primeiro enchimento.....	128
Figura 4.73 Modelagem <i>versus</i> instrumentação extensômetros T1 e T2.....	129
Figura 4.74 Modelagem <i>versus</i> instrumentação extensômetros T3 e T4.....	129
Figura 4.75 Modelagem <i>versus</i> instrumentação extensômetros T6 e T7.....	130
Figura 4.76 Modelagem <i>versus</i> instrumentação extensômetros T8 e T9.....	130
Figura 4.77 Modelagem <i>versus</i> instrumentação extensômetros T11 e T12.....	131
Figura 4.78 Distribuição das tensões totais verticais no final da fase de operação...	132
Figura 4.79 Distribuição das tensões horizontais no final do período de operação...	132
Figura 4.80 Distribuição dos deslocamentos verticais no final do período de operação.....	133
Figura 4.81 Distribuição dos deslocamentos horizontais no final do período de operação.....	134
Figura 4.82 Materiais deformados no final do período de operação considerado....	134
Figura 4.83 Modelagem <i>versus</i> instrumentação extensômetros T1 e T2.....	135
Figura 4.84 Modelagem <i>versus</i> instrumentação extensômetros T3 e T4.....	135
Figura 5.1 Esquema da experiência de Darcy.....	140
Figura 5.2 Cargas altimétrica, piezométrica e total em um ponto genérico.....	143
Figura 5.3 Diferença de cargas entre dois pontos e fluxo de água no solo.....	144
Figura 5.4 Esquema de ensaio com permeâmetro de carga constante.....	147
Figura 5.5 Esquema de permeâmetro com carga constante.....	148
Figura 5.6 Permeabilidade horizontal maior do que a vertical em solos com estrutura dispersa.....	151
Figura 5.7 Trajetória de secagem em curva de retenção genérica (Adaptado de Fredlund <i>et al</i> , 2012).....	153
Figura 5.8 Percolação da água em solos.....	156
Figura 5.9 Esquema de percolação ascendente.....	157
Figura 5.10 Elemento de solo homogêneo infinitesimal.....	159
Figura 5.11 Rede de fluxo em fundações de barragem (GeoSlope, 2015).....	163
Figura 5.12 Evolução conceitual do sistema de drenagem interna em barragens de terra (Massad, 2010).....	166

Figura 5.13 (a) cut off em barragem de terra; (b) variação das perdas d'água em função da penetração do cut off (Adaptado de Cedergren, 1967 apud Massad, 2010).....	168
Figura 5.14 Parede diafragma.....	169
Figura 5.15 Poços de alívio para controle da percolação pela fundação.....	171
Figura 5.16 Poços de Alívio em conjunto com o dreno de pé.....	171
Figura 5.17 Barragem de terra com tapete impermeável.....	171
Figura 5.18 Barragem de terra com filtro invertido no pé do talude de jusante.....	173
Figura 5.19 Seção transversal modelada (Rojas e Fonini, 2006).....	173
Figura 5.20 Condições de contorno (Rojas e Fonini, 2006).....	174
Figura 5.21 Locais definidos para a determinação da vazão (Rojas e Fonini, 2006).....	174
Figura 5.22 Vazões resultantes da análise (Rojas e Fonini, 2006).....	175
Figura 5.23 Variação do gradiente hidráulico no pé do talude de jusante (Rojas e Fonini, 2006).....	176
Figura 5.24 Seção modelada (Miranda, 2009).....	177
Figura 5.25 Maciço de terra e extravasor de concreto da barragem de Santa Helena (Oliveira, 2008).....	180
Figura 5.26 Seção transversal típica da barragem de Santa Helena (Oliveira, 2008).....	181
Figura 5.27 Seção modelada.....	182
Figura 5.28 Comparação entre os dados da instrumentação e da modelagem comparativa.....	183
Figura 5.29 Rede de fluxo obtida com detalhe dos vetores de fluxo.....	183
Figura 5.30 Seção 53+00.....	186
Figura 5.31 Malha utilizada e detalhes.....	186
Figura 5.32 Piezômetros tipo Casagrande nas proximidades do <i>cut-off</i>	187
Figura 5.33 Piezômetros tipo Casagrande e pneumáticos no maciço da barragem.....	188
Figura 5.34 Cotas de alguns elementos da barragem.....	191
Figura 5.35 Condições de contorno para a fase de primeiro enchimento.....	194
Figura 5.36 Distribuição das poropressões, final do primeiro enchimento do reservatório.....	196
Figura 5.37 Distribuição das cargas totais, final do primeiro enchimento do reservatório.....	196
Figura 5.38 Variação da carga total na largura do <i>cut-off</i>	197
Figura 5.39 Comparação entre as poropressões medidas e modeladas, PZC7 e PZC8.....	198
Figura 5.40 Comparação entre as poropressões medidas e modeladas, PZP1 e PZP3.....	198
Figura 5.41 Condições de contorno para a análise de longo prazo.....	200

Figura 5.42 Distribuição das cargas totais resultante da análise.....	202
Figura 5.43 Perda de carga ao longo da espessura do <i>cut-off</i> , longo prazo.....	202
Figura 5.44 Detalhe dos vetores de fluxo.....	203
Figura 5.45 Gradiente hidráulico a jusante da barragem.....	203
Figura 5.46 Distribuição das poropressões para fluxo estacionário.....	204
Figura 6.1 Esforços utilizados para o cálculo do fator de segurança.....	208
Figura 6.2 Forças atuantes em uma fatia genérica.....	209
Figura 6.3 Representação dos parâmetros e solicitações utilizados nas equações de equilíbrio.....	212
Figura 6.4 Esquema de fatia genérica utilizada para a análise pelo método de Fellenius.....	214
Figura 6.5 Esquema de fatia genérica utilizada para a análise pelo método de Bishop simplificado.....	215
Figura 6.6 Esquema de fatia genérica e esforços utilizados para a análise pelo Método de Spencer.....	216
Figura 6.7 Ponto de aplicação da resultante N na base da fatia para o método de Morgenstern-Price (a) e para o Método Geral do Equilíbrio Limite (b) (Fredlund <i>et al</i> , 1981).....	217
Figura 6.8 Linha que rege a inclinação da resultante das forças entre fatias na primeira variante do método <i>Corps of Engineers</i>	219
Figura 6.9 Pontos que determinam as inclinações das resultantes das forças de interação entre fatias na segunda variante do método <i>Corps of Engineers</i>	219
Figura 6.10 Seção transversal modelada (Adaptado de Montes, 2003).....	224
Figura 6.11 Fatores de Segurança críticos dos taludes de Jusante e de montante para a condição não consolidada, não drenada (Montes, 2003).....	226
Figura 6.12 Fatores de Segurança críticos dos taludes de Jusante e de montante para a condição consolidada, não drenada (Montes, 2003).....	226
Figura 6.13 Fator de segurança crítico do talude de jusante em condições drenadas (Montes, 2003).....	227
Figura 6.14 Fator de segurança crítico do talude de jusante em condições não drenadas (Montes, 2003).....	228
Figura 6.15 Fator de segurança crítico do talude de montante em condições não drenadas (Montes, 2003).....	228
Figura 6.16 Seção transversal de maior altura da barragem Kızılca (Keskin <i>et al</i> , 2004).....	229
Figura 6.17 Figura 6.17 – Estabilidade do talude de montante da barragem Kızılca, taludes do núcleo 1V : 1H; aceleração da gravidade 0,131g (Adaptado de Keskin <i>et al</i> , 2004).....	231
Figura 6.18 Estabilidade do talude de montante da barragem Kızılca, taludes do núcleo 1V : 0,5H; aceleração da gravidade 0,131g (Adaptado de Keskin <i>et al</i> , 2004).....	231

Figura 6.19 Estabilidade do talude de montante da barragem Kızılca, taludes do núcleo 1V : 1H; aceleração da gravidade 0g (Adaptado de Keskin <i>et al</i> , 2004).....	232
Figura 6.20 Estabilidade do talude de montante da barragem Kızılca, taludes do núcleo 1V : 0,5H; aceleração da gravidade 0g (Adaptado de Keskin <i>et al</i> , 2004)....	232
Figura 6.21 Estabilidade do talude de jusante da barragem Kızılca, taludes do núcleo 1V : 1H; aceleração da gravidade 0,131g (Adaptado de Keskin <i>et al</i> , 2004).....	233
Figura 6.22 Estabilidade do talude de jusante da barragem Kızılca, taludes do núcleo 1V : 0,5H; aceleração da gravidade 0,131g (Adaptado de Keskin <i>et al</i> , 2004).....	233
Figura 6.23 Estabilidade do talude de jusante da barragem Kızılca, taludes do núcleo 1V : 1H; aceleração da gravidade 0,18g (Adaptado de Keskin <i>et al</i> , 2004).....	234
Figura 6.24 Estabilidade do talude de jusante da barragem Kızılca, taludes do núcleo 1V : 0,5H; aceleração da gravidade 0,18g (Adaptado de Keskin <i>et al</i> , 2004).....	234
Figura 6.25 Malha de elementos finitos utilizada (Silva Filho & Futai, 2006).....	235
Figura 6.26 Seção transversal modelada (Silva Filho & Futai, 2006).....	236
Figura 6.27 Fator de segurança crítico, análise com seções circulares (Silva Filho & Futai, 2006)	236
Figura 6.28 Fator de segurança crítico, análise com seções não-circulares (Silva Filho & Futai, 2006).....	237
Figura 6.29 Vetores de deslocamentos totais (Silva Filho & Futai, 2006).....	237
Figura 6.30 Modelo considerado para o estudo e malha utilizada (Athani <i>et al</i> , 2015).....	239
Figura 7.1 Alteamento do maciço: construção <i>versus</i> modelagem.....	254
Figura 7.2 Instrumentação <i>versus</i> modelagem, extensômetros T1 a T4, no fim do período construtivo.....	254
Figura 7.3 Instrumentação <i>versus</i> modelagem, extensômetros T6 a T9, no fim do período construtivo.....	255
Figura 7.4 Instrumentação <i>versus</i> modelagem, extensômetros T11 e T12, no fim do período construtivo.....	255
Figura 7.5 Variação do NA do reservatório no primeiro enchimento.....	258
Figura 7.6 Instrumentação <i>versus</i> modelagem, extensômetros T1 a T4, final do primeiro enchimento.....	259
Figura 7.7 Instrumentação <i>versus</i> modelagem, extensômetros T6 a T9, final do primeiro enchimento.....	259
Figura 7.8 Instrumentação <i>versus</i> modelagem, extensômetros T11 e T12, final do primeiro enchimento.....	260
Figura 7.9 Piezometria: modelagem <i>versus</i> instrumentação no final do primeiro enchimento.....	261
Figura 7.10 Instrumentação <i>versus</i> modelagem, extensômetros T1 ao T4, no final da fase de operação analisada.....	264
Figura 7.11 Piezometria: modelagem <i>versus</i> instrumentação no final do período de operação considerado.....	265

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Comparação entre tecnologias para medidas de deformação (Adaptado de Bennett, 2008).....	21
Tabela 2.2 Fatores que interferem nas medições com células de pressão total (Dunnicliff, 1988).....	23
Tabela 3.1 Propriedades geotécnicas dos solos (Rocha, 2003).....	52
Tabela 3.2 Dados geométricos de projeto, da barragem e de suas estruturas auxiliares (Rocha, 2003).....	56
Tabela 3.3 Principais características do reservatório, da barragem e de suas estruturas (Rocha, 2003).....	61
Tabela 3.4 Instrumentos instalados na seção transversal da estaca 53+00 (Rocha, 2003).....	63
Tabela 3.5 Piezômetros tipo Casagrande instalados nas estacas 53+00 e 53+03 (Rocha, 2003).....	66
Tabela 3.6 Piezômetros pneumáticos instalados na seção 53+00 (Adaptada de Rocha, 2003).....	67
Tabela 3.7 Extensômetros magnéticos instalados na seção 53+03 (Adaptado de Rocha, 2003).....	68
Tabela 4.1 Valores Típicos do Coeficiente de Poisson (Teixeira e Godoy, 1996 <i>apud</i> Cintra <i>et al</i> , 2011).....	73
Tabela 4.2 Materiais constituintes da seção modelada (Almeida, 2010).....	85
Tabela 4.3 Comparação entre os recalques medidos e os modelados (Adaptado de Almeida, 2010).....	86
Tabela 4.4 Parâmetros dos solos utilizados na modelagem (Adaptado de Musman, 2002).....	93
Tabela 4.5 Descrição dos extensômetros e inclinômetros instalados na seção transversal da estaca 53+00 (Adaptado de Rocha, 2003).....	114
Tabela 4.6 Valores de E calculados para os solos da barragem de Açú no período construtivo (Rocha, 2003).....	115
Tabela 4.7 Módulos de elasticidade dos solos utilizados na modelagem.....	117
Tabela 5.1 Classificação do grau de permeabilidade do solo em função da sua condutividade hidráulica (Terzaghi & Peck, 1967 <i>apud</i> Gerscovich, 2011).....	145
Tabela 5.2 Valores típicos de coeficientes de permeabilidade (Adaptado de Cruz, 1996).....	145
Tabela 5.3 Coeficientes de permeabilidade de um solo compactado em diferentes teores de umidade (Pinto, 2006).....	151
Tabela 5.4 Equações dos modelos matemáticos utilizados para a previsão da curva de retenção (Adaptado de Menezes, 2013).....	155
Tabela 5.5 Descrição dos materiais (Rojas & Fonini, 2006).....	174

Tabela 5.6 Vazões resultantes da análise (Rojas & Fonini, 2006).....	175
Tabela 5.7 Condutividade hidráulica dos materiais (Miranda, 2009).....	178
Tabela 5.8 Poropressões medidas e calculadas para a Simulação I (Miranda, 2009).....	178
Tabela 5.9 Poropressões medidas e calculadas para a Simulação II (Miranda, 2009).....	179
Tabela 5.10 Poropressões medidas e calculadas para a Simulação II (Miranda, 2009).....	179
Tabela 5.11 Cargas piezométricas máximas, em metros, da instrumentação e da modelagem.....	182
Tabela 5.12 Descrição dos piezômetros instalados na seção 53+00 (Adaptado de Rocha, 2003).....	187
Tabela 5.13 Dados referentes à curva de retenção do solo IB (Moreno, 2011).....	189
Tabela 5.14 Coeficientes de condutividade hidráulica dos solos da barragem.....	189
Tabela 5.15 Valores de anisotropia dos solos.....	190
Tabela 5.16 Níveis d'água no reservatório e nos piezômetros próximos ao cut-off (Adaptado de Rocha, 2003).....	191
Tabela 5.17 Colunas piezométricas no piezômetro PZC7 (Adaptado de Rocha, 2003).....	192
Tabela 5.18 Dados de nível d'água do reservatório, leituras do PZC8 e medidores de níveis d'água a jusante (Adaptado de Rocha, 2003).....	195
Tabela 5.19 Nível d'água no reservatório e nos medidores a jusante da barragem (Adaptado de Rocha, 2003).....	201
Tabela 5.20 Últimos dados dos piezômetros e respectivas datas de leitura (Adaptado de Rocha, 2003).....	201
Tabela 5.21 Comparação entre as poropressões obtidas na modelagem e na instrumentação.....	204
Tabela 6.1 Equações e incógnitas no equilíbrio limite (Gerscovich, 2012).....	210
Tabela 6.2 Premissas gerais adotadas em cada método.....	221
Tabela 6.3 Condições de equilíbrio estático e formas das superfícies de ruptura adotadas por cada método (Adaptado de <i>GeoSlope</i> , 2015).....	222
Tabela 6.4 Coeficientes de segurança mínimos (Parra, 1985 apud Montes, 2003)...	225
Tabela 6.5 Propriedades dos materiais (Adaptado de Keskin <i>et al</i> , 2004).....	230
Tabela 6.6 Parâmetros dos solos (Athani <i>et al</i> , 2015).....	239
Tabela 6.7 Fatores de segurança obtidos nas análises.....	240
Tabela 6.8 Parâmetros de resistência utilizados nas análises de estabilidade.....	241
Tabela 6.9 Fatores de segurança mínimos obtidos para o talude de montante, no final do período construtivo.....	244

Tabela 6.10 Fatores de segurança mínimos obtidos para o talude de jusante no final do período construtivo.....	245
Tabela 6.11 Fatores de segurança mínimos obtidos para o talude de montante para o primeiro enchimento do reservatório.....	246
Tabela 6.12 Fatores de segurança mínimos obtidos para o talude de jusante no primeiro enchimento do reservatório.....	247
Tabela 6.13 Fatores de segurança mínimos obtidos para o talude de montante para a condição de operação do reservatório.....	248
Tabela 6.14 Fatores de segurança mínimos obtidos para o talude de jusante para a condição de operação do reservatório.....	249
Tabela 7.1 Comparação entre os resultados da modelagem e os dados da instrumentação, para deslocamentos verticais, no fim do período construtivo.....	256
Tabela 7.2 Análise da estabilidade, final do período construtivo, métodos utilizados e fatores de segurança obtidos.....	257
Tabela 7.3 Comparação entre os resultados da modelagem e os dados da instrumentação, para deslocamentos verticais, no fim do primeiro enchimento.....	260
Tabela 7.4 Piezometria: comparação entre os resultados da modelagem e os dados da instrumentação, no fim do primeiro enchimento.....	262
Tabela 7.5 Análise da estabilidade no final do primeiro enchimento, métodos utilizados e fatores de segurança obtidos.....	283
Tabela 7.6 Comparação entre os resultados da modelagem e os dados da instrumentação, para deslocamentos verticais, no fim da fase de operação.....	264
Tabela 7.7 Piezometria: comparação entre os resultados da modelagem e os dados da instrumentação no fim do período de operação.....	266
Tabela 7.8 Análise da estabilidade, final do período de operação considerado, métodos utilizados e fatores de segurança obtidos.....	267

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

c' – coesão efetiva

CD – Ensaio triaxial consolidado drenado

CP – célula de pressão

CS – caixa sueca

CU – Ensaio triaxial consolidado não drenado

D_{10} – diâmetro correspondente a 10% do material passante na curva granulométrica

DNOCS – Departamento Nacional de Obras Contra as Secas

e – índice de vazios

E – módulo de deformabilidade, módulo de elasticidade ou módulo de Young

FS – Fator de Segurança

i – gradiente hidráulico

i_{crit} – gradiente crítico

IN – inclinômetro

j – força de percolação

K – coeficiente de permeabilidade do material

k_h – coeficiente de permeabilidade horizontal

k_v – coeficiente de permeabilidade vertical

Lei – linear elástico com incrementos

Les – linear elástico simples

m.c.a – metro de coluna d'água

MDF – método das diferenças finitas

MEF – Método dos Elementos Finitos

MS – marco superficial

MV – medidor de vazão

NA – Nível d'água

PE – piezômetro elétrico

PVC – Policloreto de Polivinila

PZC – piezômetro tipo Casagrande

PZP – piezômetro pneumático

Re – número de Reynolds

RN – Rio Grande do Norte

S – grau de saturação

T – extensômetro ou tassômetro

USBR – *United States Bureau of Reclamation*

UU – Ensaio triaxial não consolidado não drenado

V : H – Vertical : Horizontal

V_v – volume de vazios

ε – deformação

θ – Teor de umidade volumétrico

μ – viscosidade da água

σ – tensão normal ou tensão total

σ' – tensão efetiva

ϕ' – ângulo de atrito dos solos

Ψ – sucção

γ – peso específico

τ – tensão cisalhante

ν – coeficiente de Poisson

CAPÍTULO 1

Introdução

1.1 Considerações iniciais

Barragens são estruturas que há muito tempo fazem parte da civilização e, pela sua capacidade de reter grandes quantidades de água, são utilizadas para os mais diversos fins. Essas estruturas têm sido indispensáveis para o desenvolvimento de muitas regiões, especialmente aquelas cuja base é a agricultura.

A falta d'água é um dos sérios problemas enfrentados no Nordeste brasileiro, especialmente na região semiárida. Nessa perspectiva, foi criado, no início da república no Brasil, o Departamento Nacional de Obras Contra as Secas (DNOCS), que tem sido o maior construtor de barragens na região. Grande parte dessas barragens é de terra e uma minoria é de concreto ou enrocamento.

O DNOCS destacou-se nacionalmente na construção de barragens, pelo seu pioneirismo nesse campo da engenharia em território brasileiro e pela quantidade de obras executadas. Dentre essas obras, a barragem de Açú é a maior do Rio Grande do Norte e a segunda maior do Nordeste. A barragem promove o abastecimento de diversas cidades e o suprimento de água ao Projeto de irrigação do Baixo Açú. Possui capacidade de armazenamento de $2,4 \times 10^9$ m³ de água, altura máxima de 40 metros e comprimento de cerca de 2440 metros.

Além do seu porte e importância, a barragem de Açú ganhou destaque na literatura nacional e internacional pela ruptura do talude de montante, no final do período construtivo. Na ocasião, faltavam 5 metros para o maciço alcançar a altura final de projeto. Mello (1982) e Penman (1985) foram os primeiros a tratar da ruptura da barragem.

Com a reconstrução da barragem, foram instalados, em várias seções, instrumentos destinados ao monitoramento de poropressões e deslocamentos verticais e horizontais. Essa instrumentação consiste em: marcos superficiais,

extensômetros magnéticos, inclinômetros e piezômetros de tubo aberto e pneumáticos.

A análise dessa instrumentação tem sido objeto de estudos: Rocha (2003), que apresentou os registros das leituras dos instrumentos; e trabalhos de análises numéricas, como Moreno (2011), Oliveira (2014) e Freire (2016). Entretanto, esses trabalhos abordam principalmente a análise do fluxo estacionário da barragem. Com isso, identificou-se a necessidade de analisar seu comportamento nas várias fases da obra: construção do maciço, primeiro enchimento e operação do reservatório.

1.2 Objetivos da pesquisa

1.2.1 Objetivos gerais

Analisar o comportamento da barragem de Açu durante a construção do maciço, primeiro enchimento e operação do reservatório, através de análises numéricas.

1.2.2 Objetivos específicos

Este trabalho teve como objetivos específicos:

- Analisar, através de modelagens numéricas, o comportamento tensão-deformação, a variação das poropressões e a estabilidade de taludes da barragem de Açu, nas etapas de construção, primeiro enchimento e operação do reservatório; e
- Comparar os resultados das modelagens com os dados da instrumentação, disponíveis em Rocha (2003).

7.3 Organização do trabalho

O capítulo 2 deste trabalho aborda, de forma geral, alguns conceitos fundamentais para o estudo de barragens de terra. São apresentadas as estruturas básicas e os instrumentos mais comuns utilizados para a auscultação dessas barragens e, por fim, são retratados alguns acidentes e as lições que podem ser extraídas deles.

O capítulo 3 caracteriza a barragem de Açú. Trata da descrição de características de projeto, das características dos solos, do período de construção, do acidente e da reconstrução da barragem. As informações deste capítulo são baseadas nos dados de Rocha (2003).

O capítulo 4 trata da análise do comportamento tensão-deformação em barragens de terra, de modo geral. São apresentados neste capítulo: conceitos e equações importantes para este estudo, algumas pesquisas sobre o mesmo assunto, e as análises executadas para a barragem de Açú.

No capítulo 5 são abordados conceitos e equações fundamentais para o estudo da percolação da água nos solos. Posteriormente, são relatados estudos sobre percolação e variação de poro-pressões em barragens de terra e, por fim, a análise da barragem de Açú.

O capítulo 6 refere-se à análise da estabilidade de taludes em barragens. Este capítulo apresenta os métodos de análise mais comuns; alguns estudos sobre análise de estabilidade de taludes em barragens de terra; e, por fim, as análises executadas para a barragem estudada.

Por fim, no capítulo 7, são feitas análises comparativas entre os resultados obtidos nas modelagens e os dados da instrumentação da barragem. Neste capítulo, os resultados são apresentados de forma mais resumida e são divididos em etapas.

CAPÍTULO 2

Considerações Gerais Sobre Barragens de Terra e seu Comportamento

2.1 Introdução

Barragens são elementos estruturais, construídos transversalmente à direção de escoamento de rios, e são destinadas à criação de um reservatório artificial para acumulação de água (Chiossi, 2013). Podem ser de concreto, de terra ou de terra e enrocamento. Os primeiros registros de barragens correspondem a obras de terra “homogêneas”, construídas com material transportado manualmente e compactado por pisoteamento.

A definição do tipo de barragem deve ser feita em função de fatores como: topografia do local da construção; disponibilidade de materiais adequados para a construção; características geológico geotécnicas do terreno, entre outros.

As barragens de terra são as mais comuns no Brasil, em virtude das condições topográficas, com vales abertos, e pela disponibilidade de material terroso. Essas barragens se adaptam melhor à deslocamentos nas fundações, comparadas às de concreto. Além disso, os esforços transmitidos à fundação por unidade de área são menores do que nas barragens de concreto.

Neste capítulo são apresentadas inicialmente conceitos básico e estruturas fundamentais em barragens de terra. Em seguida, trata-se dos instrumentos utilizados nessas barragens para o monitoramento de nível d'água, poropressões, tensões atuantes e deslocamentos verticais e horizontais. Por fim, são abordados alguns acidentes em barragens e as lições que podem ser extraídas destes.

2.2 Estruturas fundamentais de barragens de terra

As barragens de terra podem ser dos tipos homogêneas, zonadas ou de terra e enrocamento. As barragens do tipo homogênea são construídas com um único tipo de solo. As barragens zonadas possuem solos com propriedades distintas. As barragens de terra e enrocamento são construídas com solos e blocos de rochas lançados uns sobre os outros e devidamente compactados (enrocamento).

As barragens de terra não são estruturas perfeitamente estanques. Ou seja, sempre há percolação de água, tanto pelas fundações, quanto pelo maciço. Por isso são projetadas estruturas drenantes e impermeabilizantes, a fim de controlar a percolação, de modo que não comprometa a estabilidade da estrutura.

Nas barragens de terra homogêneas, construídas sem drenos ou estruturas impermeabilizantes, a percolação descontrolada possibilita a ocorrência do *piping*. Este fenômeno é considerado uma das causas mais frequentes de acidentes em barragens.

O *piping* consiste na erosão ocasionada pela força de percolação da água. O arraste dos grãos de solo resultam na formação de canalículos, que evoluem de jusante para montante. Por este motivo o fenômeno é também conhecido como erosão regressiva tubular. Com a erosão contínua, esses canalículos evoluem para canais e podem afetar a estabilidade da barragem e ocasionar seu colapso.

Para melhorar as condições de estabilidade da barragem, evitar fenômenos como o *piping*, e otimizar o uso dos solos, foram incorporadas algumas estruturas. O núcleo da barragem passou a ser executado com material de menor permeabilidade, a fim de melhorar a estanqueidade. Para interceptar o fluxo que ainda percola pelo maciço, o sistema drenante é composto por drenos, verticais ou inclinados, combinados a tapetes drenantes. A saída de água no talude de jusante pode ser controlada com a execução do dreno de pé. A Figura 2.1 esquematiza as estruturas fundamentais de uma barragem zonada.

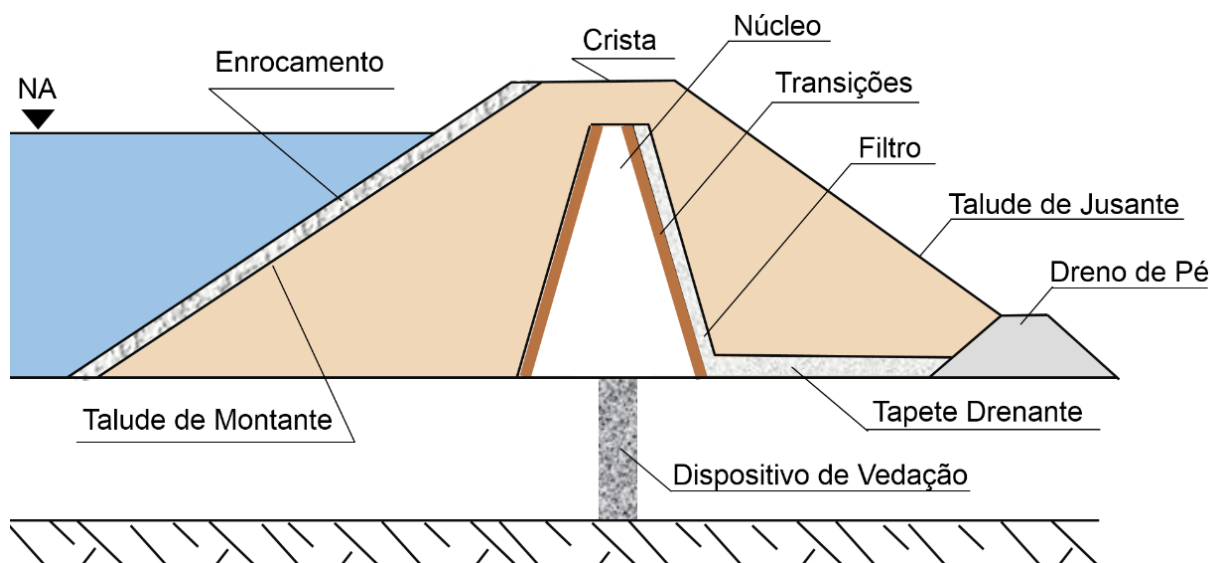


Figura 2.1 – Elementos básicos em uma barragem de terra zonada

Na Figura 2.1 são ilustrados elementos como:

- Talude de Montante: parte do maciço que fica em contato direto com a água do reservatório. Como está suscetível à oscilação do Nível d'água do reservatório (NA), devem ser tomados cuidados especiais quanto à sua estabilidade;
- Enrocamento: estrutura projetada para garantir a proteção do talude de jusante contra a ação erosiva da água. Também conhecido como *rip-rap*, é constituído por blocos bem graduados de rocha sã. Esses blocos devem ser espalhados, com espessura projetada, desde a crista até abaixo do nível d'água mínimo do reservatório;
- Crista: também denominada coroamento, consiste na parte superior da barragem. Pode ser utilizada como estrada e deve ser protegida contra a erosão causada pelo escoamento superficial de águas pluviais.
- Núcleo: elemento responsável por aumentar a estanqueidade da barragem. É, em geral, constituído por solos argilosos de baixa permeabilidade e pode ser executado no centro da barragem ou inclinado
- Transições: são utilizadas entre materiais de granulometrias diferentes, como o solo mais fino, do núcleo, e o solo mais granular, do filtro. Têm como finalidade impedir o carreamento dos materiais mais finos através

dos de maior diâmetro. Os solos das transições devem satisfazer as condições de filtro, para impedir o carreamento dos grãos menores, e de permeabilidade, para possibilitar o escoamento da água;

- Filtro: são constituídos por um material granular, de alta permeabilidade. Sua função é interceptar a vazão de água escoada pelo interior do maciço e direcionar para o local adequado. Desse modo, impede a surgência de água no talude de jusante, o que melhora sua estabilidade. Devem ser permeáveis o suficiente para assegurar a drenagem da água e finos o suficiente para impedir o carreamento das partículas de solo. Nessas circunstâncias, o critério de filtro de Terzaghi estabelece as seguintes condições a serem satisfeitas pelo filtro e pelo solo a ser protegido:

$$\frac{D_{15(filtro)}}{D_{15(solo)}} > 4 \text{ ou } 5 \quad (2.1)$$

$$\frac{D_{15(filtro)}}{D_{85(solo)}} < 4 \text{ ou } 5 \quad (2.2)$$

- Talude de Jusante: é a parte do maciço da barragem que não tem contato direto com a água represada. Sua estabilidade é comprometida pela surgência da água percolada pelo interior do maciço, quando não interceptada pelo filtro ou pelo tapete;
- Tapete drenante: é responsável por encaminhar a água do filtro para a estrutura adequada no talude de jusante. Além da água do filtro, capta parte da água que percola pelas fundações;
- Dreno de pé: estrutura responsável por captar toda a água que chega ao pé do talude de jusante, seja do tapete drenante, das fundações ou do maciço. Devido ao grande volume de água que pode chegar ao dreno de pé, em geral, este é constituído por rochas que podem variar de brita a enrocamento. Quando as vazões previstas são muito grandes, podem ser introduzidos tubos perfurados, dimensionados de acordo com as vazões previstas;

- Dispositivos de vedação: são utilizados para evitar problemas oriundos da percolação de água pelas fundações. Sua atuação se baseia na redução da permeabilidade do solo e/ou no aumento do caminho de percolação da água. Estes dispositivos são abordados com mais detalhes na seção 5.3.2.

2.3 Instrumentação de barragens de terra

As barragens possuem, intrínseco à sua utilização, elevado potencial de risco. Visto que possíveis acidentes resultam em perdas de vidas e prejuízos ambientais e econômicos. Em face a esse potencial de risco, a auscultação por instrumentação de barragens tem sido cada vez mais valorizada.

Esses instrumentos são utilizados com o objetivo de observar a validade de hipóteses assumidas em projeto e as condições de segurança das estruturas. Seus dados também permitem a previsão do desempenho e a adoção de medidas corretivas e preventivas em tempo hábil, caso necessário.

A instrumentação de barragens não se restringe à escolha dos equipamentos. Na verdade, esse processo começa com a definição dos seus objetivos e é consumado com a análise contínua dos dados.

Apesar de sua importância, segundo Cruz (1996), a instrumentação está sujeita a diversas limitações, como:

- especialmente na medição de tensões, a forma de instalação do instrumento pode alterar as condições prevalecentes no local, o que leva a se obter valores falsos;
- quando um instrumento apresenta um comportamento inesperado, corre-se o risco de assumi-lo, erroneamente, como defeituoso e descartar as informações por ele fornecidas, com eventuais consequências negativas. Por outro lado, existe o risco de assumir o comportamento adequado do maciço, e na realidade o instrumento fornecer uma falsa indicação de situação normal, por estar danificado ou não ser adequado à finalidade pretendida;

- alguns tipos de instrumentos (piezômetros, medidores de recalques, inclinômetros, etc) são suscetíveis a danos irreparáveis se atravessam uma zona submetida a deslocamentos concentrados;
- um plano de instrumentação sem a correspondente análise periódica e interpretação sistemática dos resultados é inútil, ou mesmo nocivo. Uma vez que pode causar uma falsa sensação de segurança em relação às estruturas;
- um plano de instrumentação para a avaliação das condições de segurança pressupõe a existência de medidas reparadoras estudadas e viáveis, técnica e economicamente. Que possam ser aplicadas com a devida presteza para sanar as eventuais deficiências detectadas, as quais ponham em risco a integridade do empreendimento;
- um programa de auscultação pressupõe a determinação de valores previstos para as grandezas medidas, com base nos critérios de cálculo adotados. Além disso, sempre que possível, deve estar associado a valores ou níveis de projeto e/ou críticos, para confrontar com os observados;
- usualmente, nas análises e interpretações de resultados, considera-se apenas a tendência de crescimento das grandezas de interesse. Ao passo que, em determinadas situações, a redução dos valores pode ser igualmente indicativa de comportamento anormal. Por exemplo, a redução de pressões neutras em piezômetros do corpo ou das fundações de barragens de terra e/ou enrocamento pode indicar a ocorrência de trincas ou de erosão interna.

Não existe uma regra ou metodologia a ser seguida para um projeto de auscultação de barragens. Mas pode-se estabelecer alguns princípios, que devem ser adaptados às diversas condições de campo. Esses princípios, segundo Rosso e Piasentim (1996) são baseados nos seguintes pontos:

- o número de instrumentos deve ser o mínimo possível, representativo da compartimentação da barragem e suficiente para garantir uma avaliação global do desempenho das estruturas;

- cuidados especiais devem ser tomados com a instrumentação das fundações, mais susceptíveis à incertezas e comportamentos imprevistos;
- deve-se preferir instrumentos com menor interferência sobre as atividades de construção e que permitam facilidade de acesso para manutenção e eventual substituição;
- a localização dos instrumentos deve aproveitar ao máximo as instalações pré-existentes (galerias, dutos, poços, etc);
- para a escolha do tipo de instrumento, os seguintes aspectos devem ser priorizados: simplicidade; confiabilidade; sensibilidade; durabilidade; resistência; estabilidade; custos de aquisição, instalação, operação e manutenção; experiência prévia com a sua utilização; disponibilidade e assistência técnica do fabricante.

Segundo Dunnicliff (1988), os instrumentos de auscultação podem ser divididos em duas categorias: aqueles utilizados para determinar as propriedades dos solos *in situ*, os quais medem parâmetros como resistência, compressibilidade e permeabilidade; e aqueles usados para monitorar o comportamento da barragem durante sua construção e operação, estes são usados, em geral, para medidas de níveis d'água, poropressões, tensões, deslocamentos e vazões.

Segue a apresentação dos principais instrumentos utilizados em barragens de terra e enrocamento.

2.3.1 Medidores de nível d'água

São instrumentos simples, utilizados para a determinação da posição da linha freática no interior do maciço, o que apresenta grande importância para a interpretação da piezometria e para as análises de estabilidade. Sua instalação é feita em um furo de sondagem ou poço, através do qual se determina a cota do nível d'água, com a adoção de qualquer procedimento.

São constituídos por um tubo de PVC perfurado, instalado no furo, envolto por um material filtrante – geotêxtil – e um material drenante – areia. Para a vedação na parte superior, no espaço entre o tubo e o furo, é utilizada uma camada selante. Além

disso, é executado na superfície do terreno um sistema de proteção contra eventuais atos de vandalismo, constituído por uma caixa de concreto com tampa (Figura 2.2).

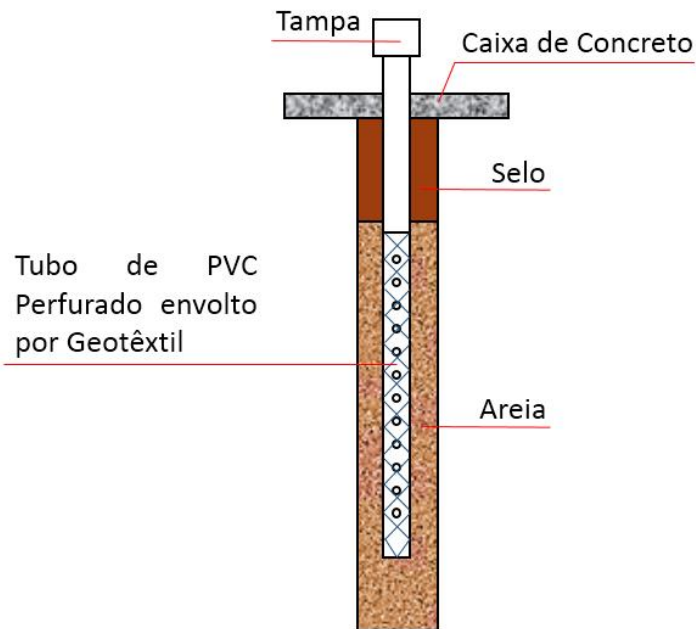


Figura 2.2 – Medidor de nível d'água

É considerado um dos instrumentos mais confiáveis. Tem seu desempenho verificado através de ensaio de recuperação do nível d'água, o que consiste na retirada ou adição de água do tubo e leituras até sua estabilização. São comumente instalados nas ombreiras e nas zonas de jusante, para se monitorar as condições de estabilidade, em função da saturação dessas zonas.

As principais causas de comprometimento ou avaria destes medidores são: obstrução do tubo pela queda de objetos em seu interior (a mais comum); obstrução do tubo por cisalhamento no interior do maciço; e colmatção dos sistemas filtrantes e drenantes, com consequente aumento do tempo de resposta. (Cruz, 1996)

2.3.2 Piezômetros

São instrumentos utilizados para o monitoramento das pressões neutras no interior de maciços terrosos, em suas fundações ou nos contatos entre solos e estruturas de concreto. Esse monitoramento apresenta grande importância, visto que

as condições de segurança da barragem dependem da magnitude e do comportamento dessas pressões.

A avaliação das condições de segurança de barragens normalmente são feitas para as fases construtiva, de operação, de primeiro enchimento e para casos de rebaixamento rápido do reservatório. Isso porque as pressões na água e no ar intersticiais são geradas pelas tensões crescentes oriundas da elevação do maciço, no período construtivo; pelo adensamento do material e pelo fluxo que se estabelece pelo maciço.

Nas fundações, essas pressões são ocasionadas pelas tensões de carregamento advindas da construção do maciço ou pelos acréscimos de cargas hidráulicas pela elevação do nível d'água do reservatório. Seu monitoramento permite o conhecimento das reais condições de drenagem do solo e a avaliação da eficiência dos dispositivos de vedação utilizados nas fundações da barragem.

Os piezômetros medem as poropressões de forma direta ou através de correlações com outras grandezas. De forma direta, como o piezômetro de tubo aberto por exemplo, expressa essa medida de pressão como altura de coluna d'água no interior do tubo. De forma indireta, tem-se a correlação entre as poropressões e as deformações de uma membrana elástica ou medidas de resistências em circuitos elétricos, por exemplo.

Quando medida de forma indireta, o valor da pressão é convertido de quilograma-força por centímetro quadrado (kgf/cm^2) em metros de coluna d'água (m.c.a.), para ser somada à cota de instalação, de modo a se obter a cota piezométrica.

$$\text{Pressão Neutra [m.c.a.]} = \text{Leitura [kgf/cm}^2] * 10 [\text{m.c.a./kgf/cm}^2] \quad (2.3)$$

$$\text{Cota piezométrica} = \text{Cota de Instalação da Célula} + \text{Pressão Neutra} \quad (2.4)$$

Segundo Fonseca (2003), a escolha do tipo de piezômetro a ser instalado é feita em função de características como: confiabilidade, simplicidade, robustez, durabilidade, sensibilidade, facilidade de instalação, custo e possibilidade de monitoramento remoto. Sua caracterização geotécnica, entretanto, é feita com base nos seguintes parâmetros:

- tempo de resposta (*Time-Lag*): tempo (t) necessário para o piezômetro detectar determinada variação na pressão ao nível da célula. Para efeitos práticos, adota-se para a caracterização deste parâmetro o tempo ($t_{90\%}$) correspondente a 90% da equalização da variação de pressão;
- fator de volume (λ): representa a quantidade de água que deve percolar pela célula de leitura para indicar uma variação unitária da pressão ao nível da célula;
- grau ou porcentagem de equalização (E): Está relacionada à variação de pressão (ΔV) indicada pelo sistema de medidas num dado tempo e à variação real de pressão ocorrida ao nível da célula do piezômetro (ΔV_0):

$$E = 1 - \frac{\Delta V}{\Delta V_0} \quad (2.5)$$

- Tempo de retardo básico (T): é o tempo necessário para um piezômetro de tubo aberto equalizar um acréscimo ou decréscimo de pressões, admitindo-se uma vazão constante no início do fluxo;

O parâmetro T se correlaciona com a porcentagem de equalização através da relação (Hvorslev, 1951):

$$E = 1 - e^{-t/T} \quad (2.6)$$

Na qual, T corresponde ao tempo necessário para que haja a equalização de 63% do acréscimo ΔV_0 aplicado ao nível de instalação do instrumento. Essa equação permite estimar a porcentagem de equalização do piezômetro após um dado tempo t (ou valor de t para um dado E).

2.3.2.1 Piezômetros de tubo aberto

Normalmente utilizados para o monitoramento das poropressões no interior de maciços rochosos ou de terra, nas fundações e em filtros. São instrumentos semelhantes aos medidores de nível d'água. Difere deste, em termos construtivos, no comprimento perfurado do tubo e na extensão do furo preenchida com material

drenante. Em função do diâmetro do furo de sondagem, podem ser instalados dois ou mais instrumentos no mesmo furo (Cruz, 1996).

São constituídos por um tubo de PVC, cuja extremidade inferior é perfurada e envolvida com geotêxtil. Essa extremidade é envolvida por um material drenante e confinada em um trecho limitado por um material selante, utilizado para vedar o espaço entre o tubo e o furo, Figura 2.3. A pressão de água na cota de instalação da ponta do tubo é convertida diretamente em altura de coluna d'água. Assim como o medidor de nível d'água, recomenda-se a proteção na superfície contra atos de vandalismo.

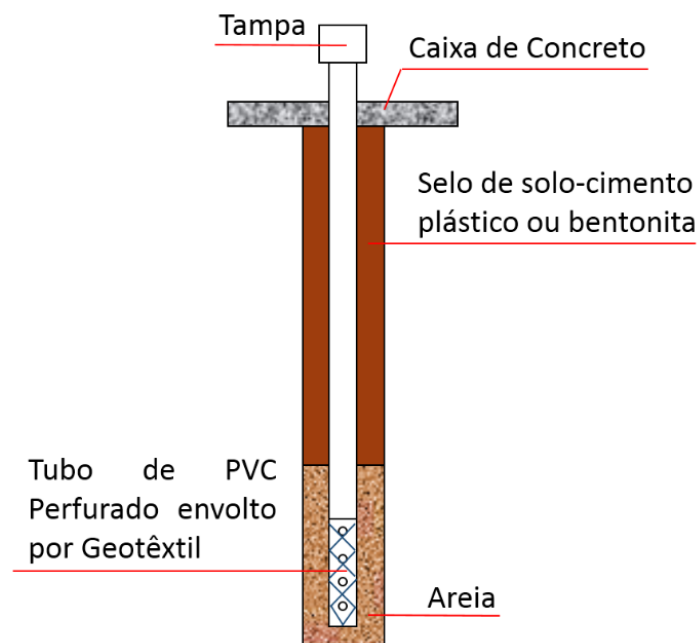


Figura 2.3 – Piezômetro de tubo aberto

Esse instrumento possui como vantagens: baixo custo, confiabilidade, durabilidade, possibilidade de verificação de seu funcionamento através do ensaio de recuperação do nível d'água. Como limitações, apresenta: não permite a medição de pressões negativas, interferência na praça de construção, elevado tempo de resposta para materiais de baixa permeabilidade, dificuldades de acesso aos terminais de leitura, comparados a outros instrumentos, e restrição quanto à localização a montante da linha d'água em barragens.

2.3.2.2 Piezômetros hidráulicos

São constituídos por uma pedra porosa conectada a um painel de leitura através de dois tubos flexíveis, de pequeno diâmetro. A água do solo entra em contato direto com a água no interior do instrumento através da pedra porosa, de modo que qualquer variação de poropressão na água do ponto instalado é transmitida instantaneamente para a água no interior dos tubos e pode ser registrada pelo medidor externo de pressões. A Figura 2.4 esquematiza um piezômetro hidráulico com detalhe da célula piezométrica.

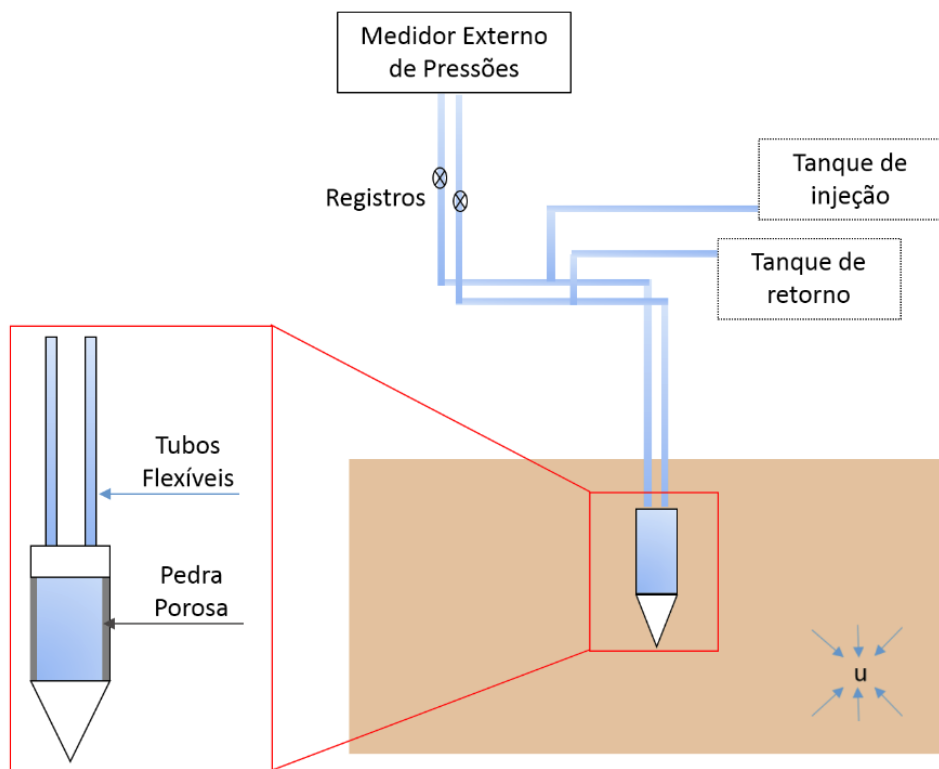


Figura 2.4 – Representação genérica do piezômetro hidráulico

Para o adequado funcionamento do equipamento, é necessário que os tubos estejam saturados com água destilada e deaerada. Para a medida da pressão, é necessária a abertura dos registros que conectam os tubos ao medidor externo. O valor da pressão atuante corresponde à leitura após a estabilização das medidas no instrumento. Caso sejam observados valores distintos nos dois tubos, faz-se necessária a desaeração, pois isso indica a presença de ar no sistema.

Os piezômetros hidráulicos possuem elevada durabilidade, execução relativamente simples, permitem a avaliação de pressões neutras negativas e sua instalação não causa interferências com as demais atividades construtivas. Uma limitação deste instrumento é a necessidade de desaerações periódicas.

2.3.2.3 Piezômetros pneumáticos

São instrumentos cujo funcionamento se baseia no equilíbrio de tensões atuantes em uma membrana flexível. Esta membrana divide a água – da qual se deseja medir a pressão – do gás – que atua sob pressão conhecida e controlável. A célula do piezômetro é conectada ao medidor externo de pressões por meio de dois tubos flexíveis, conhecidos como tubo de alimentação e tubo de retorno, Figura 2.5a.

Esses instrumentos são basicamente semelhantes aos piezômetros hidráulicos. As principais diferenças entre eles, quanto ao funcionamento são: o fluido utilizado para a leitura é o gás, e não a água; e possui a membrana flexível, assim, a água do solo não fica em contato direto com o fluido contido no instrumento.

O gás é injetado com pressão crescente e controlada, pelo tubo de alimentação, até a célula piezométrica. A pressão da água atua do lado oposto da membrana, através de uma pedra porosa localizada na base da célula.

Enquanto a pressão do gás for inferior à da água, a membrana se mantém retilínea e impede o retorno do gás. Quando a pressão do gás supera a da água, a membrana flete ligeiramente, o que permite a passagem do ar para o tubo de retorno, Figura 2.5b. A pressão no gás é gradativamente diminuída até o equilíbrio entre as pressões deste e da água, quando a membrana volta a vedar a passagem do gás. A pressão neutra atuante no ponto de instalação do instrumento é, então, igual à pressão lida no manômetro. A cota piezométrica neste ponto corresponde à soma da cota de instalação com a leitura obtida.

Dentre as vantagens do piezômetro pneumático, pode-se citar: menor interferência na praça de construção; confiabilidade; leitura simples e rápida; não necessidade de circulação de água deaerada pelas tubulações; tempo de resposta relativamente curto e pode ser instalado após a construção do maciço. Algumas de suas limitações consistem em: inadequação para medidas de pressões neutras negativas e necessidade de recargas periódicas das ampolas de gás comprimido.

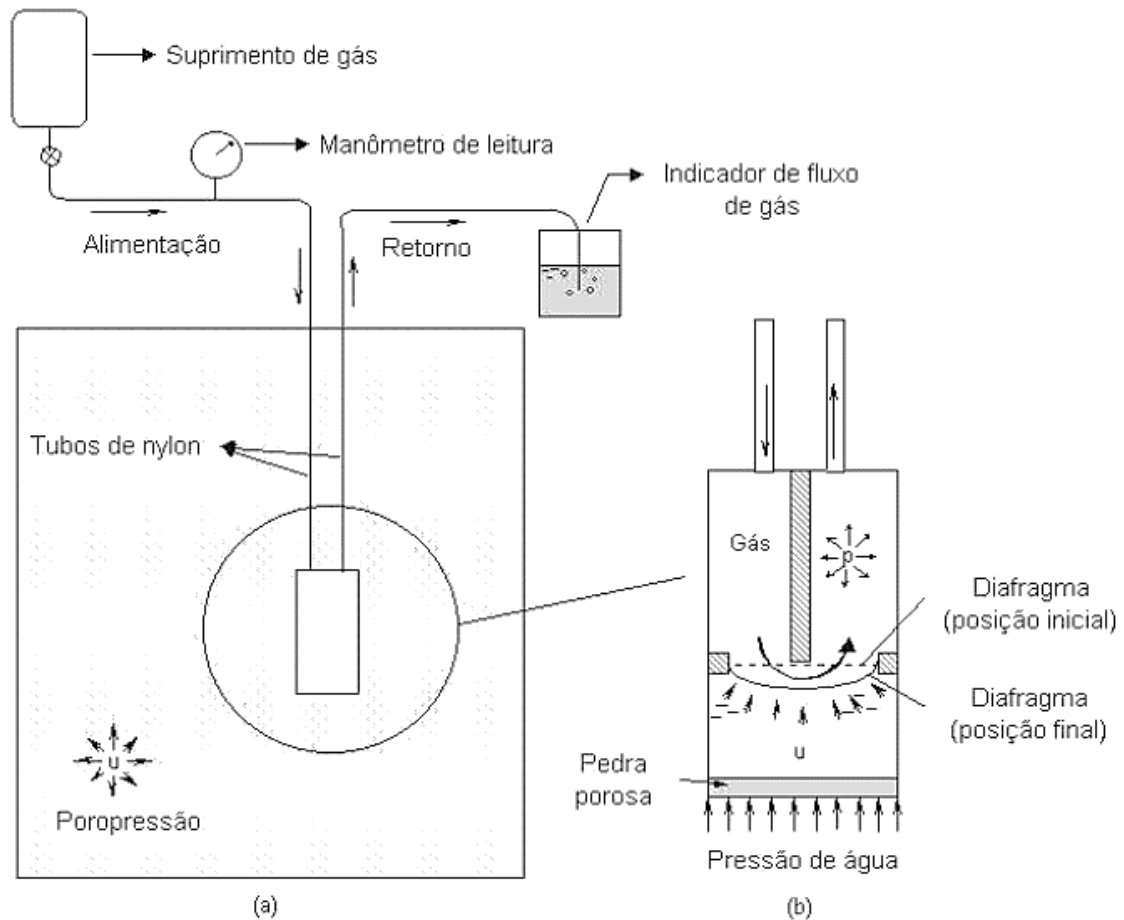


Figura 2.5 – Esquema do piezômetro pneumático (Fonseca, 2003)

2.3.2.4 Piezômetros elétricos de resistência

Os piezômetros elétricos são constituídos por uma célula piezométrica, na qual se encontram a pedra porosa e o diafragma de aço inoxidável. As deflexões do diafragma são acompanhadas por variações instantâneas da resistência de extensômetros elétricos fixados em sua superfície. A Figura 2.6 esquematiza de forma genérica o piezômetro elétrico.

As medidas de poropressões são feitas em função do sinal elétrico que é enviado do diafragma para o medidor externo. Esse sinal captado, cuja magnitude é proporcional à deflexão do diafragma, é convertido em pressão.

Esses piezômetros possuem, de modo geral, os menores tempos de resposta, em função da pequena quantidade de água necessária para fletir o diafragma do transdutor. Suas principais limitações estão relacionadas à impossibilidade de

recuperação em caso de danos; alto custo; susceptibilidade a danos devido à sobretensões e descargas elétricas; necessidade de cuidados especiais quanto a aterramento elétrico.

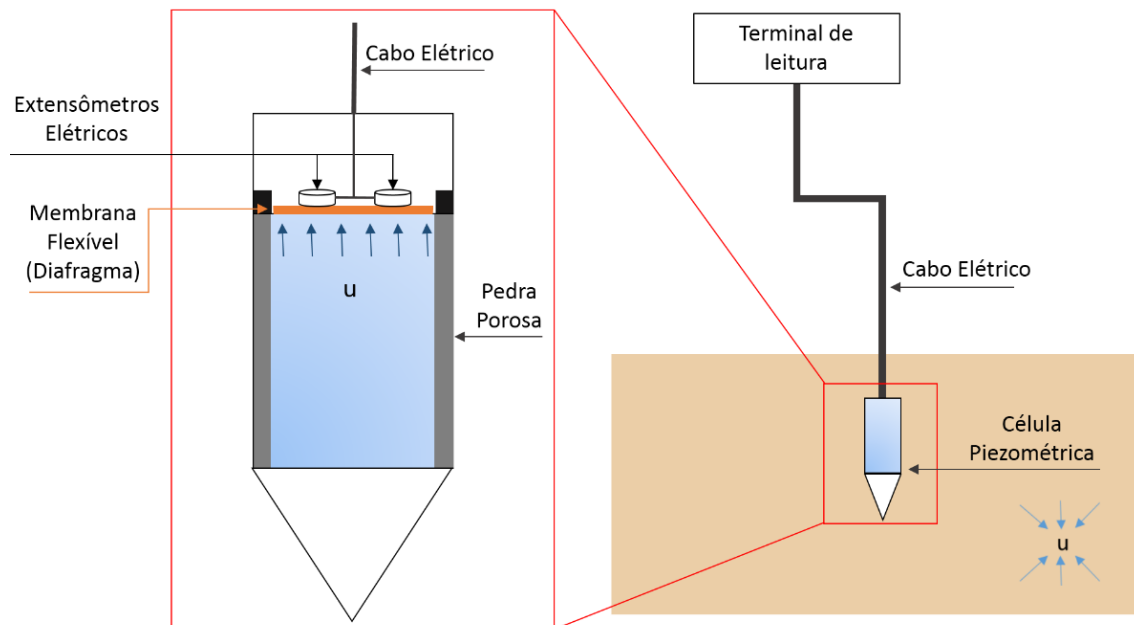


Figura 2.6 – Piezômetro elétrico

2.3.2.5 Piezômetros elétricos de corda vibrante

São instrumentos formados de forma semelhante aos piezômetros elétricos, uma vez que na célula piezométrica estão instaladas a pedra porosa e uma membrana flexível. A diferença entre eles consiste no método de medida da deflexão do diafragma.

Os piezômetros de corda vibrante contêm um fio de aço tracionado com uma das extremidades presa ao diafragma, como se vê na Figura 2.7. As deformações nesta membrana, provenientes da pressão da água, alteram a tensão no fio e geram vibrações. A frequência da vibração é proporcional à tensão no fio e aumenta ou diminui em função da pressão da água sobre o diafragma. Esta vibração induz uma oscilação elétrica de igual frequência na bobina magnética do eletroímã, que é transmitida ao terminal de leitura por meio de cabos elétricos blindados. A pressão atuante no diafragma é, então, correlacionada à frequência captada.

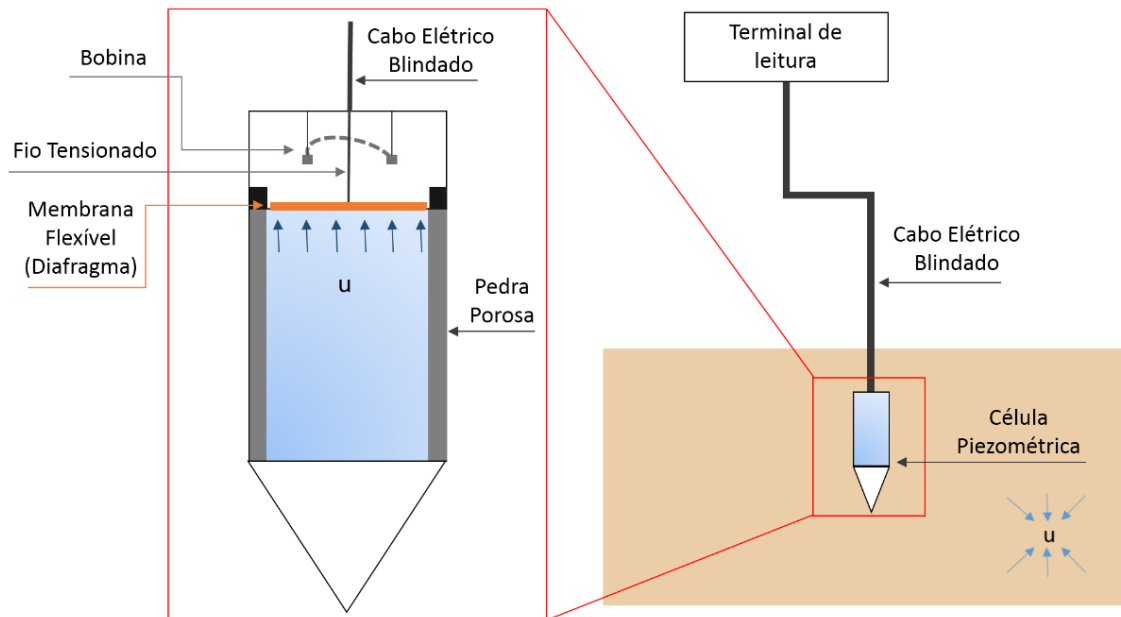


Figura 2.7 – Esquema do piezômetro de corda vibrante

Algumas das vantagens dos piezômetros de corda vibrante são: precisão dos valores medidos; alta durabilidade e sensibilidade; possibilidade de leitura remota; medição de pressões negativas e respostas praticamente instantâneas, mesmo em solos de baixa permeabilidade. Além disso, segundo Fonseca (2003), apresentam a grande vantagem de trabalhar a volume quase constante, com fatores de volume extremamente reduzidos, da ordem de alguns mm^3 por décimo de MPa.

Dentre as desvantagens desse instrumentos, tem-se: alteração repentina de suas constantes de calibração, o que ocasiona descontinuidades nas leituras de pressões neutras; sensibilidade a interferências causadas por campos eletromagnéticos – oriundos, por exemplo, de linhas de alta tensão, unidades geradoras das usinas hidrelétricas ou subestações; e susceptibilidade do fio metálico à corrosão.

2.3.2.6 Piezômetro com fibra óptica

Sensores com fibra óptica são um dos desenvolvimentos mais recentes no campo da engenharia civil, especialmente na área de instrumentação geotécnica. O

funcionamento desse sensor se fundamenta em diferentes princípios, como a interferometria de Fabry-Perot (IFP).

Esse princípio consiste basicamente em dois espelhos colocados frente a frente. O espaço que os separa é chamado de cavidade de Fabry-Perot, Figura 2.8. A luz refletida se modula em onda com comprimento igual ao comprimento da cavidade. Os sensores baseados na IFP convertem as variações desse comprimento em tensão, temperatura, carga ou pressão.

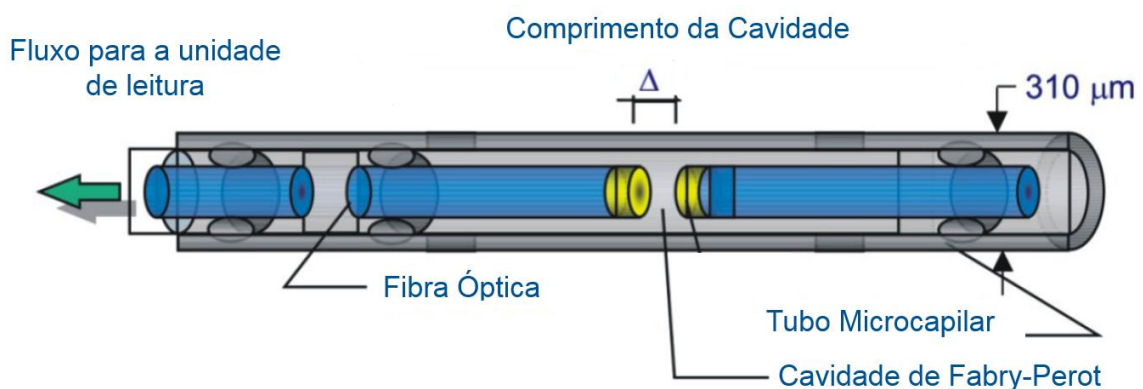


Figura 2.8 – Esquema do sistema de fibra óptica (Adaptado de Soler, 2003)

Os sensores utilizados nos piezômetros de fibra óptica são os medidores de pressão. Seu funcionamento se baseia na medida, sem contato direto, da deformação do diafragma. Neste caso, a fibra óptica é posicionada de modo que o espaço entre o diafragma e a ponta fixa dessa fibra opera como uma cavidade de Fabry-Perot.

A pressão aplicada pela água sobre essa membrana ocasiona uma deformação, que resulta na variação do espaço entre esta superfície e a ponta fixa da fibra óptica. A geometria e o material do transdutor são selecionados de modo a se obter uma relação linear entre a deformação do diafragma e a pressão neutra atuante.

A transmissão do sinal de luz se dá pelo núcleo do cabo, revestido por uma casca de reflexão total, que mantém o sinal no interior do núcleo. O invólucro externo do cabo proporciona resistência mecânica e reforço à fibra. A transmissão da luz nesses cabos pode se dar em trajetos retilíneos ou curvos, com perda de sinal mínima, velocidades muito altas e por grandes distâncias. O que possibilita uma elevada abrangência espacial do monitoramento, cerca de trinta quilômetros.

Para Habel & Krebber (2011), algumas das vantagens de sensores com fibras ópticas que potencializam sua utilização na instrumentação geotécnica são: não serem destruídos por descargas atmosféricas; possuem alta resistência a ambientes agressivos; podem ser instalados em áreas muito estreitas de componentes estruturais; e permitem a instalação de vários sensores em uma única fibra e, conseqüentemente, medições distribuídas.

Além dessas vantagens, podem ser citadas também: estabilidade; menor tempo de resposta; imunidade a perturbações elétricas e eletromagnéticas; multifuncionalidade, visto que podem ser utilizados para medir também tensão, temperatura, carga e outras grandezas; tamanho e peso reduzidos; durabilidade; e custos reduzidos dos cabos de fibra óptica.

Apesar de se tratar de sensores para medidas de deslocamentos, a Tabela 2.1 é apresentada com o intuito de comparar desempenho e custos de sensores de corda vibrante e de fibra óptica. Mesmo sendo o custo dos sensores de fibra óptica baixo, competitivo com os demais, o custo da unidade de leitura ainda torna essa metodologia menos empregada do que as demais. Isso tende a se inverter com o avanço dessa tecnologia. Além disso, quando é necessário um grande número de medições – monitoramento em larga escala – o custo dos sensores pontuais se torna elevado e a fibra óptica passa a ser atraente.

Tabela 2.1 – Comparação entre tecnologias para medidas de deformação (Adaptado de Bennett, 2008)

Sensor	Corda Vibrante	Fibra Óptica
Medição	Pontual	Distribuída
Tempo de Medição	Vários ciclos (de 600Hz – 3kHz)	De 4 a 25 minutos
Nº de Sensores	1 por cabo	20.000 – 100.000 por cabo
Deformação máxima	3.000 $\mu\epsilon$	~10.000 $\mu\epsilon$
Custo do equipamento de leitura	\$2.000 - \$20.000	\$100.000 - \$200.000
Custo do sensor	\$150 - \$500	\$0,20 - \$20 por metro

2.3.3 Células de tensão total

A utilização das células de tensão total objetiva quantificar os esforços atuantes, especialmente em zonas de contato entre materiais de características distintas, e avaliar seus efeitos, uma vez que esses esforços podem ocasionar fissuras e zonas de tração ou plastificação do solo e assim afetar as condições de segurança das barragens.

Segundo Silveira & Santos Jr (2005), as células de pressão total podem ser basicamente de dois tipos: diafragma e hidráulica. Nas células de diafragma, a pressão aplicada pelo solo flexiona uma lâmina de aço circular, suportada em seu perímetro por um anel de aço. A deformação sofrida pela lâmina é medida por um transdutor de deformação que pode ser do tipo corda vibrante ou de resistência elétrica. Esse tipo de célula é mais apropriado para os casos em que as tensões atuantes são uniformes, como em estruturas de concreto.

Em barragens de terra podem ocorrer cargas pontuais, como a presença de partículas de cascalho, ou efeitos localizados de arqueamento. Por isso são normalmente utilizadas as células hidráulicas, cujo desempenho não é tão influenciado por carregamentos não uniformes. Esses instrumentos são constituídos por uma “almofada” metálica, retangular ou circular, preenchida por um óleo deaerado. A tensão aplicada pelo solo na almofada é transmitida ao fluido e medida por um transdutor de deformação, de forma análoga a um piezômetro.

A instalação desses instrumentos requer cuidados especiais a fim de se minimizar os erros decorrentes de eventuais mudanças de orientação das células após sua instalação. Além disso, deve-se garantir a continuidade das características do solo adjacente à célula em relação ao maciço. A Tabela 2.2, de Dunnicliff (1998), baseada em dados de Weiler & Kulhawy (1982), apresenta os fatores que interferem nas tensões medidas em uma barragem de solos.

Tabela 2.2 – Fatores que interferem nas medições com células de pressão total
(Adaptado de Dunnicliff, 1988)

Fator	Descrição do erro	Método de Correção
Relação de forma (espessura / diâmetro)	A espessura da célula altera o campo de tensões em seu entorno	Empregar células relativamente esbeltas ($E/D < 1/20$)
Relação entre rigidez do solo / célula	Pode causar a sub ou sobre tensão na célula. Sofre alterações com a mudança de rigidez do solo	Escolher células de elevada rigidez e usar fator de correção
Tamanho da Célula	Células pequenas estão sujeitas a erros de escala e instalação. Células grandes são difíceis de instalar e submetidas a acamamento desuniforme	Usar tamanhos intermediários de células, geralmente entre 230 e 300 milímetros
Comportamento tensão-deformação do solo	Medições influenciadas pelas condições de confinamento	Calibrar a célula nas condições de campo (de utilização)
Efeitos de instalação	Instalação e reaterro causam alterações nas propriedades dos materiais e no campo de tensões ao redor da célula	Utilizar técnica de instalação que cause a mínima alteração nas propriedades do material e no campo de tensões
Excentricidade, não uniformidade e pontualidade do carregamento	Granulometria acentuada do solo em relação ao tamanho da célula	Aumentar o diâmetro efetivo da célula. Usar células hidráulicas com ranhuras na face ativa. Tomar cuidado na uniformidade das camadas
Proximidade de estruturas e outros instrumentos embutidos	Interações de campos de tensões nas proximidades do instrumento ou de estruturas, causam erros de leitura	Usar espaçamento adequado entre os instrumentos
Orientação da célula	Mudanças na orientação da célula durante a instalação podem causar erros de leitura	Utilizar métodos de instalação que minimizem alterações na orientação. Instalar eletrônicos junto à célula
Concentração de tensões normais na extremidade da célula	Causa uma diminuição ou aumento na leitura, de acordo com a relação da rigidez entre o solo e a célula	Para células diafragma, usar anel inativo de borda rígida, para reduzir a área sensível ($d/D = 0,6$). Para células hidráulicas, utilizar camada líquida delgada
Deflexão na face ativa	Excessiva deflexão na face ativa da célula, causa mudança no campo das tensões por arqueamento	Projetar células de baixa flexibilidade: para célula diafragma, a relação diâmetro/deflexão $> 2.000 - 5.000$; para células hidráulicas, utilizar camada líquida delgada
Tensões de Instalação	Sobretensão durante a compactação do solo pode danificar permanentemente a célula	Verificar se a célula e o transdutor são adequados para as condições de campo
Corrosão e Umidade	Podem causar falha nos componentes da célula	Utilizar materiais apropriados e alta resistência à prova d'água
Temperatura	Mudanças de temperatura causam alterações na leitura da célula	Escolher células com pouca sensibilidade à temperatura. Caso seja necessário, utilizar um fator de correção determinado na calibração em laboratório

Um aspecto que influencia de forma expressiva a acurácia das células de tensão total refere-se à compatibilidade entre as rigidezes do solo e do material da célula. Uma vez que, em virtude desta diferença, pode ocorrer concentração de tensões na célula ou arqueamento na massa de solo, como ilustrado na Figura 2.9.

Em pontos relevantes, nos quais se deseja caracterizar estados de tensões, são necessárias, pelo menos, quatro células: duas verticais, uma paralela ao eixo longitudinal da barragem e a outra normal a este eixo; uma instalada na horizontal e a última inclinada a 45° com a horizontal.

De maneira geral, as células de tensão total são instaladas em conjunto com piezômetros, a fim de se avaliar a distribuição das tensões efetivas atuantes no maciço e nas demais estruturas. As células de tensão total se distinguem das células de carga, porque estas se destinam à medida de esforços concentrados de tração ou compressão.

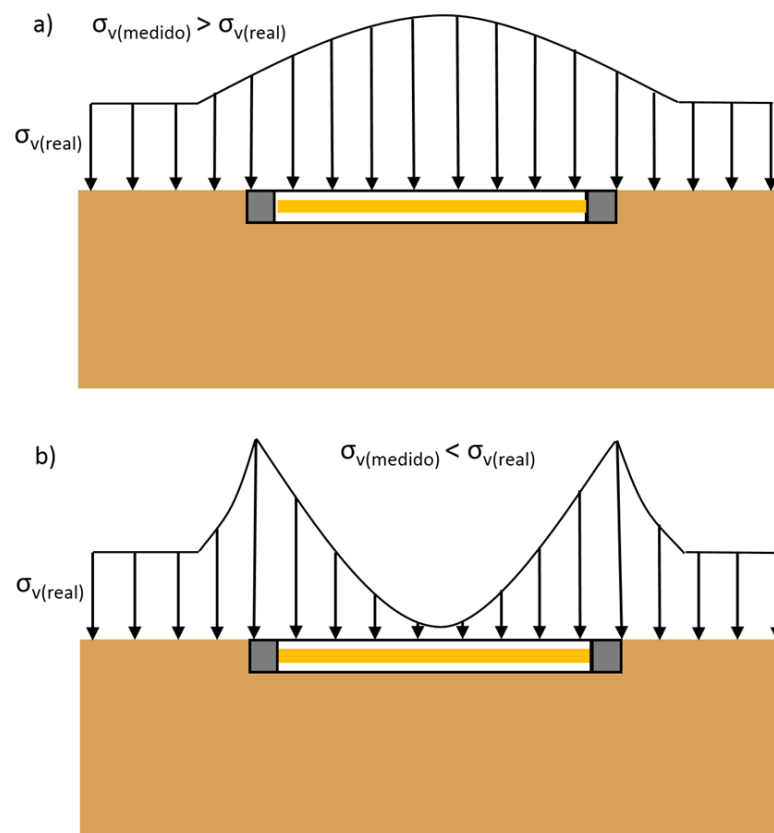


Figura 2.9 – Influência da diferença de rigidezes na acurácia da célula – a) Célula mais rígida que o solo; b) Solo mais rígido que a célula

2.3.4 Medidores de deslocamento

O monitoramento dos deslocamentos é de fundamental importância para a análise da estabilidade de barragens. É através da quantificação desses deslocamentos que se avalia o desenvolvimento de trincas de tração por recalques diferenciais e deslocamentos horizontais excessivos. Possibilita também a estimativa do posicionamento de superfícies de ruptura críticas e outros estudos.

Especialmente em barragens assentes em solos compressíveis, é importante a distinção dos recalques sofridos pelo maciço daqueles provenientes da fundação. Além disso, é de fundamental importância a caracterização das zonas mais passíveis de instabilização. O que é feito através da medição dos deslocamentos verticais e horizontais, normalmente em seções normais e longitudinais ao eixo da barragem. Essas medidas podem ser feitas de forma absoluta – quando os instrumentos têm suas referências chumbadas em locais considerados indeslocáveis do ponto de vista da engenharia – ou relativa.

Essas análises normalmente são divididas de forma sistemática para as fases de construção, primeiro enchimento, operação e, quando previsto, rebaixamento rápido do reservatório. A seguir são apresentados os instrumentos mais utilizados para medidas de deslocamentos horizontais e verticais.

2.3.4.1 Medidores de recalques

I) Medidor de recalques telescópico (IPT)

Consiste em um tubo galvanizado de 25 mm de diâmetro, chumbado em rocha sã – considerada incompressível, em termos práticos, em relação às cargas atuantes. Possui também uma ou mais placas solidárias a tubos também galvanizados de diâmetros variados, dispostos de tal modo que tubos de diâmetros crescentes são associados a placas situadas em cotas crescentes (Cruz, 1996), como ilustrado na Figura 2.10.

Os tubos são sucessivamente instalados durante a construção do aterro, a partir do indeslocável. Cada placa é soldada a um tubo de aço que envolve outro de menor diâmetro e colocada sobre a superfície da camada. Os recalques são calculados pela variação da distância vertical entre os topos destes tubos.

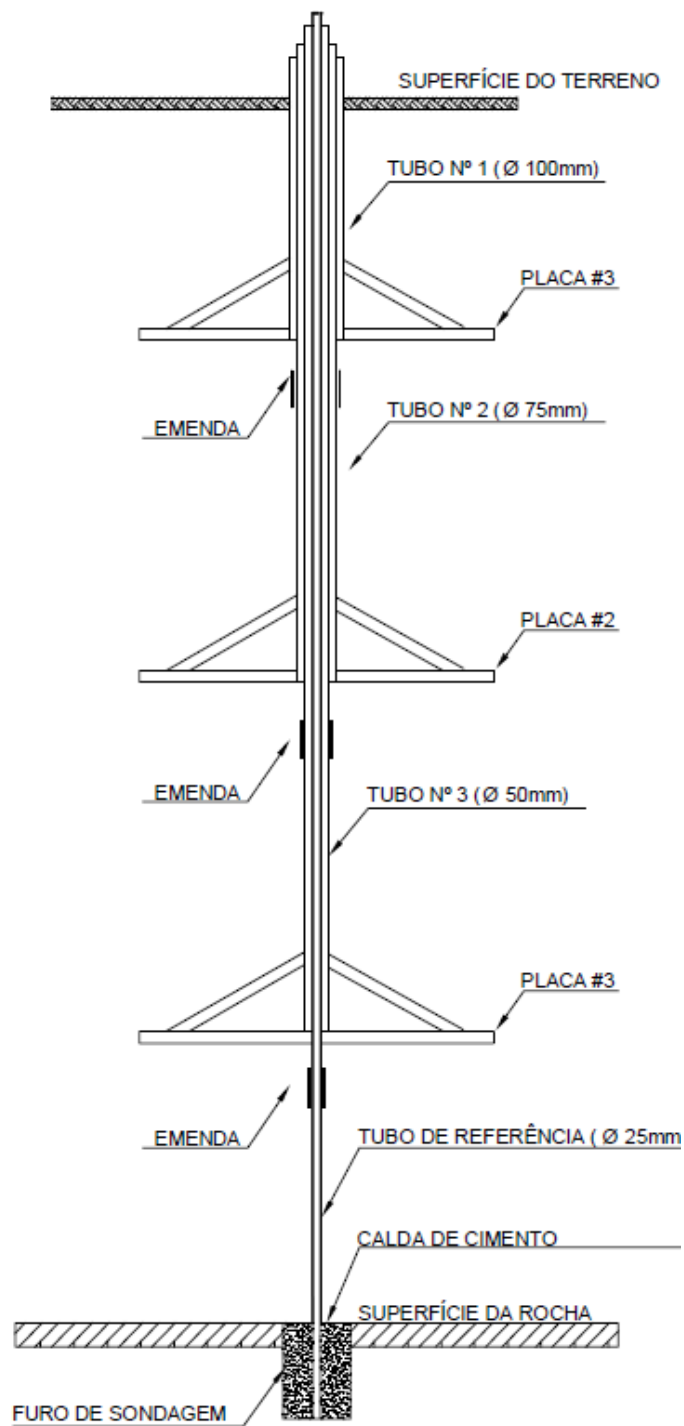


Figura 2.10 – Medidor de recalques de tubos telescópicos (Cruz, 1996)

Entre as principais desvantagens, têm-se: limitações associadas à fase de construção, uma vez que esses tubos se tornam passíveis a danos nas etapas de terraplenagem; limite de quatro placas, pela necessidade de aumento crescente do

diâmetro dos tubos (maior tubo com diâmetro de 100mm); e limitação na distância vertical entre as placas, em virtude do atrito lateral e dos esforços de compressão no tubo externo.

Esta última limitação, segundo (Cruz, 1996) é minimizada pelo envolvimento dos tubos externos com graxa e fita de material plástico. Procede-se também à colocação de anel de material deformável (isopor, por exemplo) sobre as luvas de emenda dos vários segmentos. Suas principais vantagens são: a simplicidade, construtiva e de leitura; a confiabilidade; e a sua durabilidade.

II) Medidor de recalques tipo KM

Possuem o mesmo princípio de funcionamento do tipo anteriormente citado, com a substituição dos tubos telescópicos por hastes conjugadas. O tubo de referência, galvanizado, de 25 mm de diâmetro é chumbado em rocha sã. Cada placa é solidária à um segmento da haste de 10 mm de diâmetro, que é adicionado em torno do tubo de referência, à medida que o aterro é construído. Essa haste tem sua verticalidade assegurada por discos perfurados, que funcionam como espaçadores, e são mantidas livres do contato com o solo por um conjunto de segmentos de tubos galvanizados, emendados por juntas telescópicas que as envolve, Figura 2.11.

As leituras são feitas com um paquímetro específico, cujo corpo se encaixa no tubo de referência e com bico que se apoia na extremidade superior de cada haste. O cálculo dos recalques é semelhante ao do medidor de tubos telescópicos, mas para o tipo KM o número de placas pode chegar a 12 em uma única vertical. Para um número maior de placas, aumentam-se os efeitos do atrito lateral e das tensões de compressão no tubo externo.

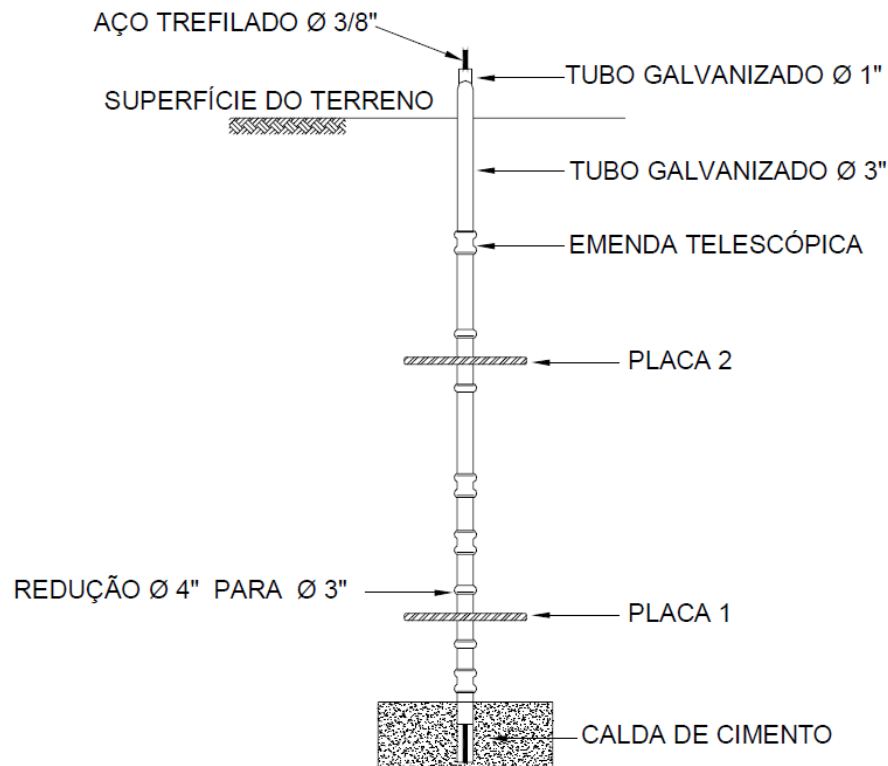


Figura 2.11 – Medidor de recalques tipo KM (Cruz, 1996)

III) Medidor de recalques magnético

É constituído por um conjunto de anéis magnéticos dispostos ao longo de um tubo vertical de PVC rígido com emendas telescópicas. Estes anéis são também conhecidos como “aranhas magnéticas” Figura 2.12.

As leituras são feitas com um sensor eletromagnético que desce ao longo do tubo de PVC, suspenso por uma trena metálica. Ao atingir a posição de um anel, o campo magnético aciona um contato no interior do sensor e faz soar o alarme na superfície.

Cada anel permite dois pontos de leitura, um acima e outro abaixo deste, de modo que se pode optar pela leitura em relação ao ponto superior, ao inferior, ou ainda à média entre eles. Os recalques obtidos podem ser relativos, quando se relacionam as leituras obtidas em anéis consecutivos; ou absolutas, quando a leitura obtida é comparada à posição do ímã de referência, que é instalado em zona indeslocável.

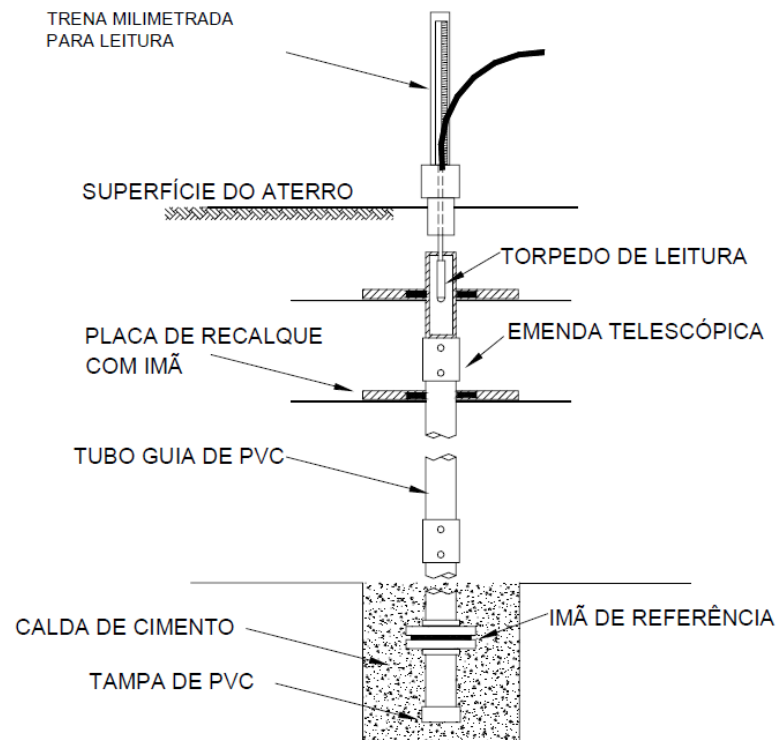


Figura 2.12 – Medidor de recalques magnético (Cruz, 1996)

Suas principais vantagens consistem em: facilidade construtiva e de instalação; sensor acessível para reparos eventualmente necessários; baixo custo (o mesmo sensor pode ser usado em diversos tubos); durabilidade; e número de placas ilimitado.

IV) Medidores de recalque tipo USBR

Desenvolvido pelo *United States Bureau of Reclamation* (USBR, 1987), possui funcionamento semelhante ao medidor magnético. Entretanto, as leituras são feitas nas juntas telescópicas do tubo-guia, por um sistema de cunhas móveis. Essas cunhas são estruturas que se encaixam nas juntas, o que indica o ponto de leitura.

As leituras são feitas de cima para baixo e, na base do tubo-guia, é instalada uma conexão diferenciada. Esta conexão possibilita a retração das cunhas e a retirada do torpedo pelo tubo.

V) Medidores de recalques tipo caixa sueca

O funcionamento desses instrumentos é baseado no princípio dos vasos comunicantes. São instalados nos pontos onde se deseja identificar os deslocamentos verticais, tanto no interior do maciço, como nos espaldares. São constituídos por tubos protegidos por uma célula metálica, ou de PVC, inserida em uma caixa de concreto armado, esquema da Figura 2.13.

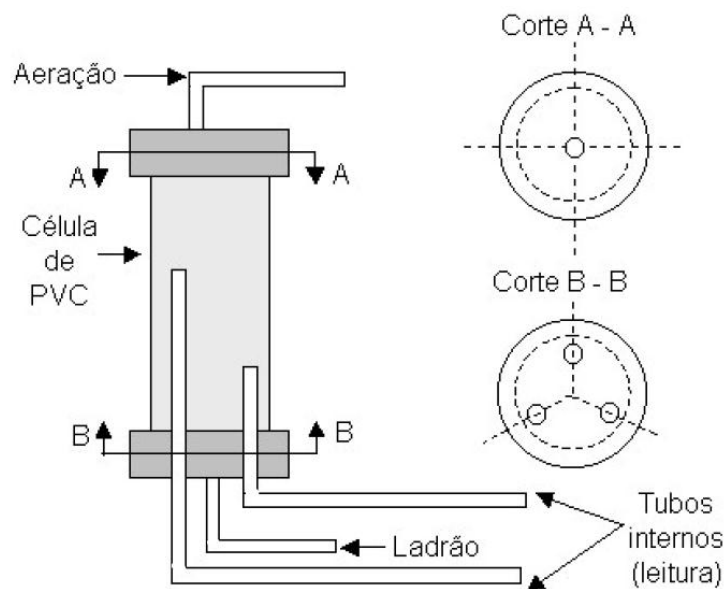


Figura 2.13 – Esquema da caixa sueca (Fonseca, 2003)

Os tubos instalados na parte superior e inferior da caixa são responsáveis, respectivamente, por sua aeração e pela drenagem da água que eventualmente transborde do tubo de leitura para o interior da caixa. Os tubos de leitura funcionam como a popularmente conhecido “mangueira de nível”. Estes tubos são saturados com água deaerada e têm uma extremidade fixa no interior da caixa e a outra conectada a um painel de leitura, com uma régua graduada afixada a ela.

Os tubos de leitura se encontram em elevações diferentes e o nível de referência para o cálculo da cota da célula situa-se na cabine de leitura. Esta cota é obtida a partir dos dois tubos, de forma independente. O que possibilita a aferição do desempenho da célula ao longo de sua vida útil.

Esse desempenho depende também da aferição do nível topográfico da cabine; da integridade do instrumento; e da ausência de bolhas e obstáculos no interior do tubo, como lodo, por exemplo.

VI) Medidores pneumáticos tipo Hall

São instrumentos que utilizam um processo análogo ao do piezômetro pneumático. São constituídos por um transdutor de pressão, conectado por dois tubos flexíveis a um painel com buretas e dotado de uma membrana de aço (diafragma). Um dos tubos é preenchido com água e pelo outro tubo é injetado o gás, sob pressão controlada.

O tubo preenchido com água é conectado a um dos lados do diafragma, sobre o qual exerce a pressão equivalente à esta coluna de água. O tubo com gás é conectado do lado oposto, com um outro responsável pelo retorno do gás à cabine de leitura e a indicação de sua pressão.

O gás é então injetado até que supere a pressão da água do outro lado da membrana e retorne para a cabine. Quando ocorre o equilíbrio de pressões, determina-se a pressão injetada, que é a mesma atuante na água. Como o peso específico da água é conhecido, pode-se calcular a altura da coluna d'água que representa a diferença entre a cota do instrumento e a cota do painel de leitura.

Destaca-se a necessidade de corrigir os valores lidos de acordo com os recalques da própria casa de leituras, que podem ser obtidos por nivelamento topográfico.

VII) Inclinômetros

A medição de recalques utilizando inclinômetros é feita de forma semelhante ao medidor do tipo USBR. O inclinômetro possui um tubo guia de alumínio, aço ou PVC, dividido em segmentos. Esses segmentos são unidos por luvas telescópicas e rebites, que impedem inicialmente a movimentação entre eles.

Após algum tempo, os rebites se rompem, devido aos recalques sofridos pelo tubo-guia. Por isso é necessário o envolvimento do tubo com manta geotêxteis, com o intuito de impedir a entrada de solo neste. As leituras são feitas por “torpedos” e

enviadas para unidades de leituras. Os “torpedos” são equipamentos que possuem dois pares de rodas opostos diametralmente, que se abrem quando alcançam as luvas telescópicas, indicando o ponto de leitura.

A instalação deste instrumento é feita continuamente, desde o início da construção, com a fixação do primeiro tubo-guia em um ponto indeslocável. Os inclinômetros podem ser instalados na horizontal, na vertical, ou inclinados. Seu tubo-guia possui quatro ranhuras diametralmente opostas, pelas quais passam os rolamentos do torpedo.

Quando na horizontal ou em planos inclinados, os recalques são determinados pela soma dos deslocamentos calculados a partir das leituras de deflexões em relação à horizontal. O deslocamento vertical em um dado segmento é dado por:

$$\delta_i = L \cdot \text{sen}\theta_i \quad (2.7)$$

Sendo L o segmento de leitura e θ_i é o valor do ângulo dado pelo sensor, como ilustrado na Figura 2.14. Dessa forma, o deslocamento vertical total na seção estudada é igual à soma dos deslocamentos verticais calculados para seus segmentos (δ_i).

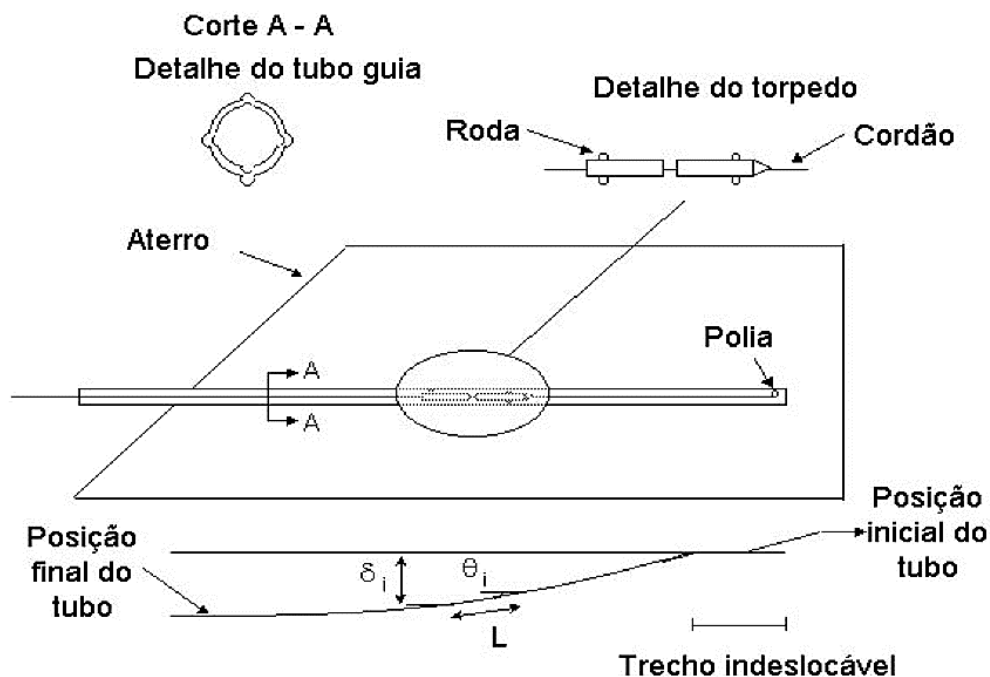


Figura 2.14 – Esquema de funcionamento do inclinômetro instalado na horizontal
(Fonseca, 2003)

Quando o inclinômetro é instalado na vertical, o recalque em cada segmento é medido por um equipamento conhecido como “pescador”. Quando é instalado em um plano inclinado, o equipamento é conhecido como “aranha”. Quando instalado em um plano inclinado, o recalque é calculado pela relação entre as inclinações obtidas pelo torpedo e as leituras obtidas pelos sensores (“aranhas”).

Com o inclinômetro na posição vertical, o “pescador” desce pelo tubo, suspenso por uma trena. Quando alcança a base de cada segmento do tubo, esta sonda se prende à estrutura (posição de leitura), Figura 2.15. O recalque é determinado pela variação da cota de cada segmento do tubo-guia.

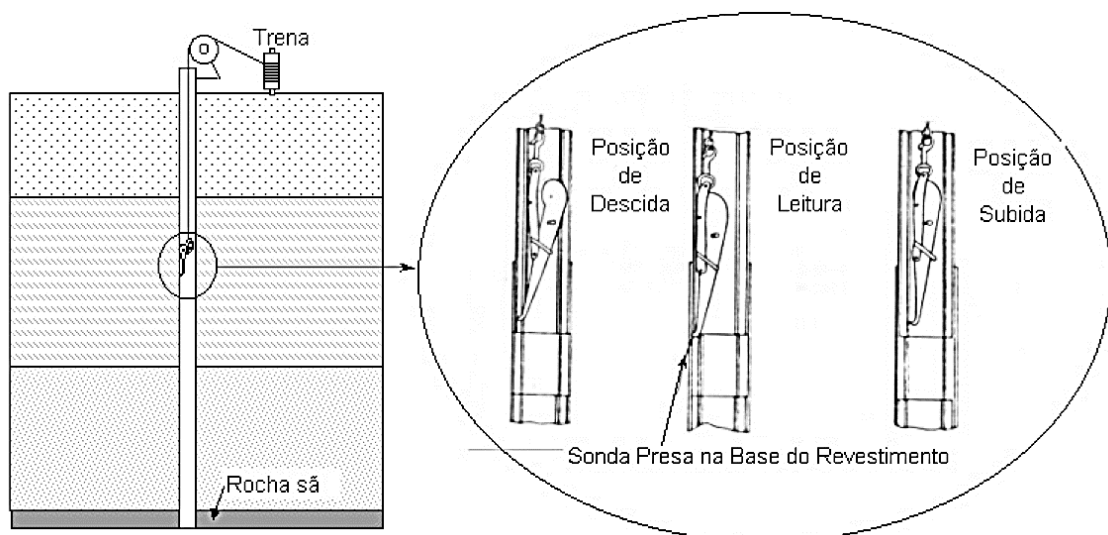


Figura 2.15 – Inclinômetro na posição vertical e posicionamento do “pescador”
(Fonseca, 2003)

VIII) Marcos superficiais

São instrumentos utilizados como referência para a obtenção de deslocamentos verticais e horizontais. São instalados na superfície do aterro, em pontos de interesse, regiões da crista, talude de jusante e bermas.

Os marcos superficiais são constituídos por barras de aço chumbadas em blocos de concreto com 0,3m de diâmetro e 1,2m de profundidade. Na parte superior da barra é instalada uma semiesfera, como ilustrado na Figura 2.16.

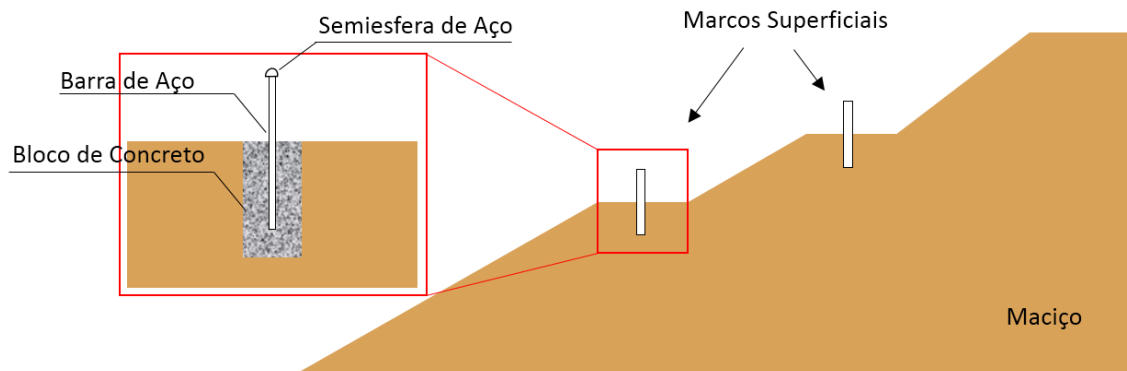


Figura 2.16 – Marcos superficiais

A medição dos deslocamentos é feita por meio de levantamentos topográficos. Os pontos de referência são marcos instalados em pontos considerados indeformáveis, fora da área da barragem. Por serem de fácil acesso e ficarem expostos, esses instrumentos são susceptíveis a danos. Entretanto, suas leituras são satisfatórias e o seu custo é relativamente baixo para um número não muito elevado de instrumentos.

2.3.4.2 Medidores de deslocamentos horizontais

Além dos marcos superficiais, os medidores de deslocamentos horizontais são basicamente variações dos instrumentos adotados para a medição de recalques. Segue a apresentação dos medidores de deslocamentos horizontais mais utilizados:

I) Extensômetros horizontais de hastes múltiplas

Este extensômetro horizontal é constituído por um feixe de hastes paralelas, ordenadas através dos furos existentes nos discos espaçadores. Estes discos são posicionados a cada 1,65 metros, no interior de um tubo de aço galvanizado com emendas telescópicas. Cada haste possui uma extremidade fixada à placa correspondente e a outra extremidade livre, no terminal de leitura. Deste modo, o movimento horizontal da placa é transmitido pela haste ao terminal (Oliveira, 2005). A Figura 2.17 ilustra um perfil esquemático do extensômetro horizontal de múltiplas hastes.

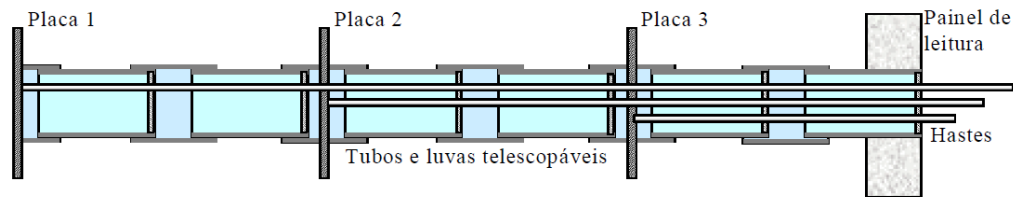


Figura 2.17 – Extensômetro horizontal de múltiplas hastes (Oliveira, 2005)

Os deslocamentos horizontais são obtidos pela diferença entre a leitura atual e o valor inicial. O valor real do deslocamento é igual ao valor obtido, corrigido pelo deslocamento horizontal do painel de leitura, que é obtido por levantamento topográfico. A Figura 2.18, mostra o terminal de leitura do extensômetro horizontal com seis placas montado por Oliveira (2005) para fins de pesquisa.

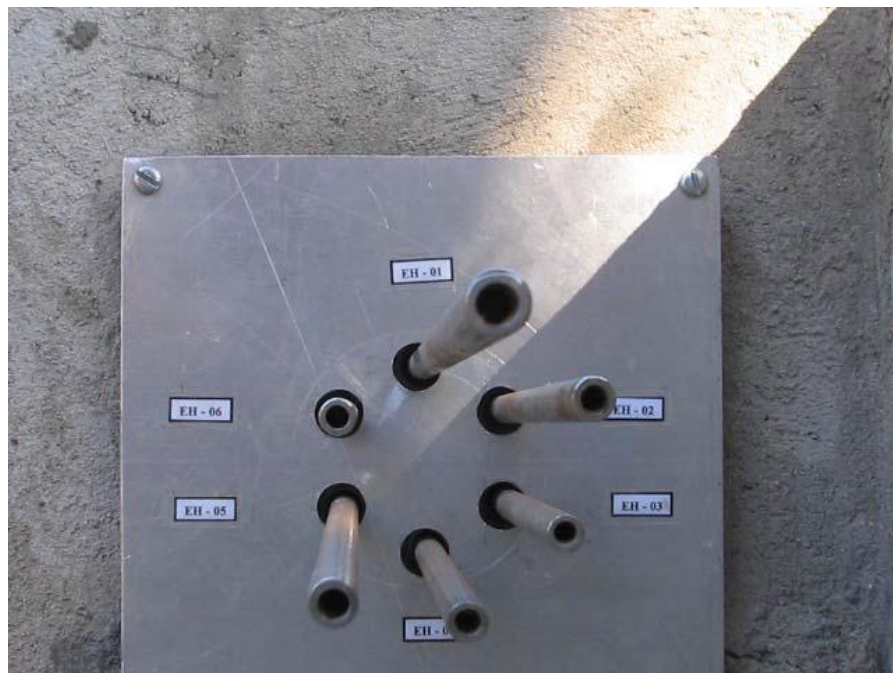


Figura 2.18 – Terminal de leitura de extensômetro horizontal (Oliveira, 2005)

II) Medidores magnéticos

Esses instrumentos têm princípio de funcionamento semelhante ao seu equivalente para a medida de recalques. O tubo de acesso é segmentado e de PVC,

instalado na horizontal. As placas utilizadas são quadradas, com ímãs circulares centrais ou placas circulares de ferro magnetizado.

As leituras são feitas de modo análogo ao medidor de recalques magnético: um sensor magnético é guiado por uma trena pelo tubo de acesso e, uma vez alcançada a placa magnética, soa o alarme sonoro na superfície e registra-se o valor indicado na trena. Os deslocamentos são calculados tendo como referência uma placa magnética instalada em uma base indeslocável, denominada “placa de referência”.

III) Inclínômetros para medidas de deslocamentos horizontais

Os inclinômetros são utilizados para a medida de deslocamentos horizontais com base nos princípios relatados anteriormente para as medidas de deslocamentos verticais. Em cada ponto de medida, são determinadas as inclinações em relação à vertical. Os deslocamentos horizontais são estimados em relação a um ponto fixo em local indeslocável, como se pode observar na Figura 2.19.

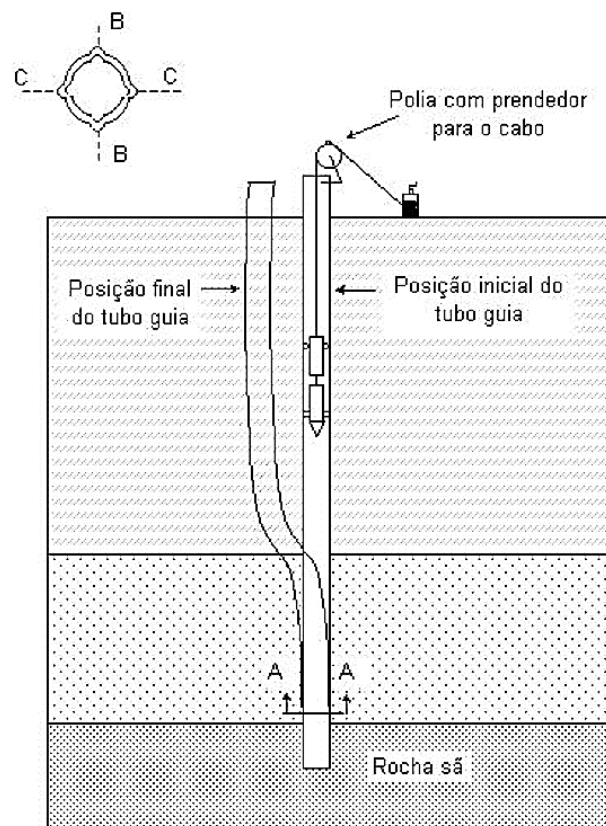


Figura 2.19 – Inclínômetro para determinação de deslocamentos horizontais
(Fonseca, 2003)

O sensor possui dois pares de rodas diametralmente opostas a partir das quais são feitas as medidas. Além disso, o tubo-guia deve ser instalado de modo que as direções das medidas dos deslocamentos horizontais sejam feitas nas direções paralela e perpendicular ao eixo da barragem. Por essa razão, é necessário um cuidado especial na instalação desse tubo, a fim de se assegurar o perfeito alinhamento das ranhuras.

2.4 Acidentes em barragens

Toda barragem representa obra eminente de perturbação do regime natural, visto que os rios são a expressão fisiológica do caminho de fraqueza, atacado pela decomposição e pela erosão (Mello, 1966). Aliado a isso, apesar de toda a experiência acumulada, cada obra possui aspectos que particularizam seu projeto e execução.

Na visão de Terzaghi, os acidentes em barragens podem ser vistos como elos essenciais e inevitáveis na cadeia do progresso da engenharia. Por não existirem outros meios de se detectar os limites e validade de nossos conceitos e processos (Massad, 2010). Com este enfoque, nas seções seguintes, pretende-se enfatizar as lições aprendidas de alguns casos de acidentes em barragens.

2.4.1 Ruptura da barragem de Fort Peck

A barragem de Fort Peck, Estados Unidos, executada em aterro hidráulico, possuía 6.400 metros de comprimento e 70 metros de altura. Sua fundação era apoiada numa camada de aluvião predominantemente arenoso com espessura aproximada de 40 metros.

No final de sua construção, em 1938, com represamento parcial, sofreu ruptura de seu talude de montante. A ruptura se deu numa extensão de aproximadamente 500 metros e o volume escorregado foi de cerca de 6,5 milhões de metros cúbicos. O deslocamento de cerca de 450 metros do material ocasionou um abatimento dos taludes, cujas inclinações passam de 1:5 (V : H) para taludes da ordem de 1:20 a 1:30 (V : H).

De acordo com Mello (1966), a ruptura foi decorrente da liquefação das areias. Descobriu-se que o folhelho, subjacente ao aluvião, possuía lentes de bentonita das quais se originaram deformações cisalhantes. As areias fofas saturadas, submetidas a uma redução acentuada de volume, eram incapazes de drenar com rapidez suficiente para dissipar o excesso de poropressão gerado. O que repercutiu na rápida perda de tensão efetiva e consequente liquefação deste material.

Esse acontecimento provocou o aparecimento de estudos sobre o comportamento das areias. Os quais resultaram na introdução do conceito de “índice de vazios crítico”, que estabelece as exigências mínimas de compactação de areias fofas.

Por outro lado, particularmente após o rompimento de Fort Peck, a construção de barragens de aterro hidráulico caiu em desuso. Exceto para barragens de rejeitos de mineração e de indústrias. (HSU & Negro Jr., 1980).

2.4.2 Acidente da barragem de Vajont

Ocorrido em Outubro de 1963, na Itália, é considerado um dos maiores desastres da história das barragens. Era a barragem mais alta do mundo, com cerca de 265 metros de altura e reserva de aproximadamente 150 milhões de metros cúbicos de água. Consistia em um arco de dupla curvatura engastado em um vale de cerca de 1.000 metros de profundidade, Figura 2.20.

A geologia do vale é compreendida por rochas calcárias em taludes da ordem de 40 a 45°. As rochas foram fortemente fraturadas não só pela tectonia, mas também, em superfícies paralelas à topografia, por alívios das tensões verticais resultantes dos processos erosivos. Por essa razão, era reconhecida a ocorrência de escorregamentos, o que motivou intensos estudos desses movimentos, alguns trabalhos de estabilização e um grande número de ações de segurança. Entre elas, optou-se por manter o nível da represa 20 metros abaixo do estimado como seguro (Mello, 1966).



Figura 2.20 – Arco de dupla curvatura, barragem de Vajont (Barla & Paronuzzi, 2013)

O deslizamento de uma massa de 200 milhões de metros cúbicos para dentro do reservatório é atribuído a diversas causas. É de comum acordo, entretanto, que este deslizamento correspondeu à reativação de uma enorme massa rochosa que havia deslizado no passado. Essa massa era formada por diversos materiais, incluindo camadas de calcário, massas rochosas, cascalho e lentes de argila.

O deslizamento, cujo resultado encontra-se representado nas Figuras 2.21 e 2.22, deu-se em poucos segundos, numa velocidade extraordinária e acarretou sismos registrados em diversas cidades europeias.



Figura 2.21 – Vista da superfície de ruptura, Vajont (Barla & Paronuzzi, 2013)



Figura 2.22 – Vista aérea da barragem de Vajont após o acidente (Imagem de domínio público disponível em <http://www.landslideblog.org/2008/12/vajont-vajont-landslide-of-1963.html> e acessada em 08/01/2017)

A devastadora onda de água originada pelo deslizamento, passou de 150 metros acima da crista da barragem. Antecedida por uma violenta onda de compressão de ar, ocasionou 3.000 mortes e destruição em diversos vilarejos a jusante da barragem.

Das lições extraídas deste acidente, pode-se destacar o déficit de interação entre as equipes de geologia e de engenharia estrutural. Principalmente devido às deficiências de uma linguagem adequada entre especialidades consideradas, erroneamente, tão distantes. Além disso, torna-se ainda mais evidente a necessidade de conhecimento aprofundado e detalhado da geologia da bacia do reservatório, particularmente das encostas sujeitas à submersão da água armazenada.

2.4.3 Ruptura do reservatório de Baldwin Hills

Construído entre 1947 e 1951, o reservatório de Baldwin Hills promovia o abastecimento da cidade de Los Angeles. Era formado por uma barragem de terra homogênea de aproximadamente 70 metros de altura, a Norte, e contornado por pequenos diques de solo compactado.

Na etapa de projeto já eram conhecidos problemas de ordem geológica e geotécnica no local. Havia duas grandes preocupações, uma consistiam na localização do reservatório próximo à falha de Inglewood, considerada uma das mais ativas da Califórnia. A outra preocupação era a natureza extremamente permeável e compressível do solo de fundação, classificado como silte argiloso sedimentar ressecado.

Foi projetado um sistema de revestimento para o reservatório, com o intuito de impedir a passagem da água para o solo de fundação. Esse sistema era composto por um conjunto de camadas que possuíam dupla finalidade: de impermeabilização e, subjacente, de drenagem de toda a eventual água de percolação.

A camada superficial de revestimento consistia em um pavimento asfáltico com cerca de oito centímetros de espessura. A seguir, uma camada impermeabilizante de solo compactado, com espessura variável entre 1,5 e 3 metros. Em seguida, uma camada drenante de cerca de dez centímetros de pedregulho e um sistema de coletores. Por fim, sob a camada drenante e sobre o solo de fundação, uma membrana asfáltica com cerca de um centímetro de espessura. (Mello, 1996)

Durante a execução foram identificadas e tratadas cinco pequenas falhas na área do reservatório e o sistema de drenagem apresentou obstrução por depósitos de carbonato de cálcio. Além disso, foram necessários reparos feitos com o esvaziamento do reservatório, intensos programas de observação e desobstrução dos drenos.

Entretanto, não houve nenhum indício de ruptura. Um dia antes do acidente, tudo funcionava normalmente. Isso mudou radicalmente em 14 de Dezembro de 1963. A água dos drenos começou a sair turva e, em poucas horas, ocorreu a ruptura do reservatório, ver Figuras 2.23 e 2.24. A Figura 2.25 mostra a situação do interior do reservatório após a ruptura.



Figura 2.23 – Vista aérea da barragem após a ruptura (James *et al.*, 1988)



Figura 2.24 – Fotografia da barragem após a ruptura (Keylon, 2011)



Figura 2.25 – Fotografia de dentro do reservatório após a ruptura (Jansen, 1987)

Entende-se que a ruptura teve vários motivos, entre eles o *piping* no solo de fundação. A água teria infiltrado por muito tempo através do sistema de revestimento do reservatório. Teria percolado pelas falhas tectônicas, carreando algum sólido e formando cavernas. O aumento dessas cavernas teria ocasionado o colapso da camada de revestimento, o que aumentou o poder erosivo da água. Além do *piping*, foram identificados deslocamentos verticais ao longo das falhas, o que teria influenciado o colapso do revestimento.

2.4.4 Ruptura da barragem de Teton

A barragem de Teton, localizada no estado de Idaho, EUA, rompeu em Junho de 1976, durante o primeiro enchimento do reservatório. Consistia em uma barragem de terra zoneada, com 93 metros de altura. O local da construção era composto por rochas bastante fraturadas e silte em abundância. Estudos indicaram que este material possuía boa resistência e baixa permeabilidade (5×10^{-6} cm/s), mas era erodível e frágil.

Para controle de percolação de água pelas fundações da barragem foi executada uma cortina de injeção de *grout* e construído um *cut off*. O silte disponível foi utilizado no núcleo e no *cut off*. Entretanto, não foi projetada nenhuma zona de transição entre o núcleo e a areia do maciço, nem entre o *cut off* e o material da fundação.

Segundo Seed e Duncan (1987), a instrumentação instalada na barragem consistia em alguns medidores de recalques. Ainda que se considere que a instrumentação não faz diferença na ocorrência ou não da ruptura, através dos registros dos instrumentos poderíamos entender o que ocorria na barragem no momento e antes da ruptura (Penman, 1987).

O enchimento do reservatório iniciou em Novembro de 1975 e era controlado. Mas precipitações mais fortes do que as esperadas fizeram com que a velocidade do enchimento aumentasse em até quatro vezes. De modo que no dia da ruptura, o nível da água encontrava-se menos de um metro abaixo da cota do vertedor e cerca de nove metros abaixo da crista da barragem.

No dia da ruptura, foi identificada uma surgência de água no talude de jusante. Nas três horas seguintes, o fluxo de água aumentou rapidamente, acompanhado por

uma erosão ascendente, e culminou com a ruptura da crista e consequente colapso da barragem, Figura 2.26. Este acidente ocasionou a morte de 14 pessoas e prejuízos estimados em 400 milhões de dólares.

Os mecanismos que possivelmente engatilharam a ruptura foram: o *piping* no silte erodível, iniciado na base do *cut off*, no contato entre o solo e a rocha; e a formação de fissuras decorrentes do arqueamento entre o silte e a rocha. Essas fissuras teriam resultado em canais que permitiram o rápido desenvolvimento da erosão interna (Seed & Duncan, 1987).

Em ambos os casos, a percolação da água através do *cut off* teria causado erosão a jusante do núcleo. Visto que o material do núcleo era erodível, os canais formados rapidamente se tornaram grandes tubos, antes de se tornarem visíveis a jusante da barragem.

Percebe-se, portanto, que a ruptura envolveu fatores geotécnicos e decisões de projeto equivocadas. Entre os primeiros, pode-se citar a concentração de fraturas nas fundações e a escassez de materiais mais adequados para a impermeabilização do núcleo e do *cut off*. Com relação às decisões de projeto equivocadas, temos: a geometria do *cut off*, este dispositivo possuía grande altura e pequena largura, o que favoreceu o arqueamento; e a utilização de material erodível no núcleo e na trincheira de vedação tornaram essas estruturas mais susceptíveis ao *piping*.



Figura 2.26 – Vista da Barragem de Teton após a ruptura (Seed & Duncan, 1987)

2.4.5 Ruptura da barragem de Fundão

A barragem de rejeitos de Fundão, construída em Mariana, Minas Gerais, era utilizada para armazenar resíduos de mineração de ferro da empresa Samarco. Seu colapso, em cinco de Novembro de 2015, foi considerado o maior desastre ambiental já registrado no Brasil e o maior do mundo envolvendo barragens de rejeito.

O alteamento da barragem de Fundão, apontado como uma das causas do rompimento, foi executado para que o reservatório pudesse comportar maior volume de rejeito. São utilizados basicamente três métodos de alteamento: método de montante, método de jusante e método de linha de centro.

Os métodos e esquemas de descarga são previamente determinados no projeto, em função do tipo de seção prevista para a barragem e dos parâmetros geotécnicos estimados. A qualidade de um aterro alteado hidraulicamente depende em grande parte do correto lançamento da hidromistura no corpo do mesmo. Se os processos executivos forem utilizados inadequadamente, o aterro resultante poderá apresentar propriedades geomecânicas de qualidade inferior às estimadas (Cavalcante, 2004).

O método utilizado na barragem de Fundão foi o alteamento de montante. Esta é a forma mais simples e caracteriza-se pela execução de um dique de partida. O rejeito é então lançado por hidrociclones da crista, formando uma praia de deposição, que servirá de fundação para os próximos alteamentos, Figura 2.27. O processo descrito repete-se até que a cota de projeto seja atingida.

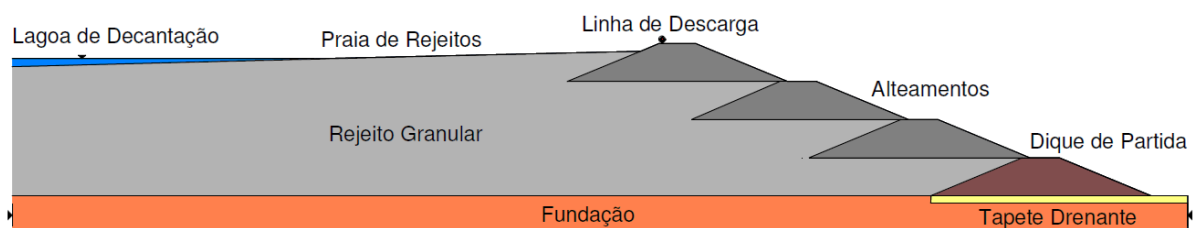


Figura 2.27 – Método de alteamento para montante (Albuquerque Filho, 2004)

Apesar de simples, a adoção deste método tem sido desencorajada e até proibida em alguns países. O principal agravante à sua utilização reside no fato de que os alteamentos são executados sobre materiais (rejeitos) depositados em curto

intervalo de tempo e, conseqüentemente, pouco adensados. Sob condição saturada e estado de compacidade fofo, estes rejeitos tendem a apresentar baixa resistência ao cisalhamento e susceptibilidade à liquefação (Albuquerque Filho, 2004).

Apesar de operar a uma altura menor do que a permitida, a barragem de Fundão foi alteada a cerca de 15 metros por ano. Esse ritmo é superior ao máximo recomendado pela literatura técnica, que é de 10 metros por ano. Além disso, durante o alteamento, realizou-se um recuo do eixo da barragem sem autorização. Em 2011, o eixo da barragem era retilíneo e em 2012 apresentava um recuo na ombreira esquerda (Figuras 2.28 e 2.29).

As investigações apontaram diversas causas para o rompimento, entre elas: o recuo da ombreira esquerda, construído sobre o resíduo, fora do eixo principal da barragem; problemas no sistema de drenagem interna; falhas no monitoramento do nível d'água e poropressões na barragem; monitoramento deficiente, em função do número reduzido de instrumentos instalados; e elevada taxa anual de alteamento. Além disso, três pequenos abalos sísmicos, foram registrados poucas horas antes do rompimento, o que contribuiu para a ocorrência da liquefação do solo da barragem.



Figura 2.28 – Barragem de Fundão, Maio de 2011 (Google Earth *apud* Prudente et al., 2016)



Figura 2.29 – Barragem de Fundão em Maio de 2012 (Google Earth *apud* Prudente *et al.*, 2016)

A enxurrada de lama e rejeitos de mineração provocou 17 mortes e deixou mais de 600 pessoas desabrigadas e milhares sem água, visto que comprometeu os serviços de abastecimento. Segundo estimativas do IBAMA, Instituto Brasileiro de Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis, a lama se espalhou por cerca de 600 km pelo leito do Rio Doce, até chegar ao litoral capixaba. Provocando graves danos ambientais e socioeconômicos nas cidades atingidas: 35 cidades de Minas Gerais e três do Espírito Santo (Brasil, 2016).

CAPÍTULO 3

Descrição da Barragem de Açu

A caracterização a seguir é baseada nas informações de Rocha (2003).

3.1 Descrição geral da barragem

A barragem Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves, também conhecida como barragem de Açu, é uma barragem de terra homogênea, Figura 3.1. É responsável pelo barramento do rio Piranhas-Açu, na bacia de mesmo nome. Está localizada nas proximidades da cidade de Açu, distante 250 km da cidade de Natal, estado do Rio Grande do Norte.



Figura 3.1 – Vista do talude de jusante da barragem de Açu (Freire, 2016)

Na época de sua construção era o maior reservatório construído pelo Departamento Nacional de Obras Contra as Secas (DNOCS). Sua área de drenagem é de 37.183 km², dos quais 26.553 km² situam-se no estado da Paraíba e 10.630 km², no estado do Rio Grande do Norte. Sua capacidade de acumulação é de 2,4x10⁹ m³.

Na Figura 3.2 tem-se a delimitação da bacia hidrográfica do Piranhas-Açu, bem como a localização da barragem estudada.

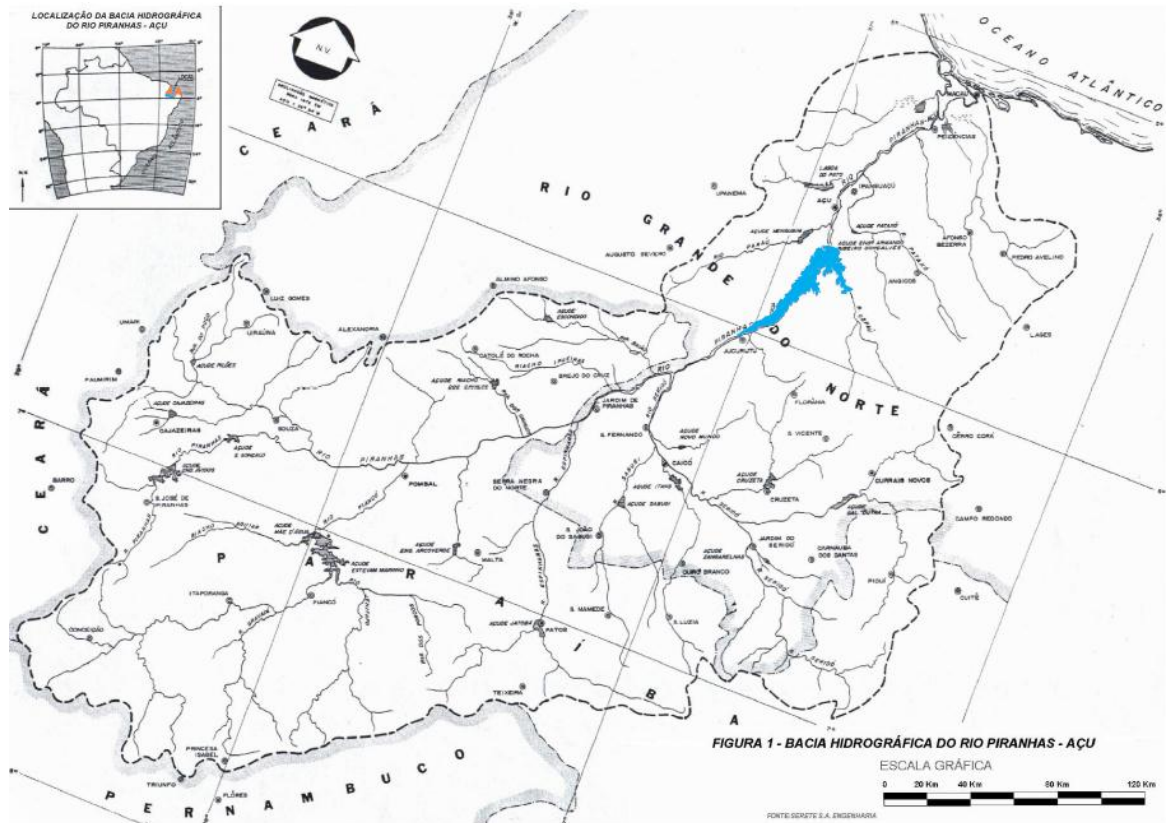


Figura 3.2 – Bacia hidrográfica do rio Piranhas-Açu (Rocha, 2003)

3.2 Aspectos geológico-geotécnicos

A descrição dos aspectos geológicos e geotécnicos apresentados a seguir é feita com base no trabalho de Rocha (2003). A região da obra é constituída por um complexo granítico migmatítico cinza, com características xistosas e pontos bastante alterados. Apresenta-se estruturalmente pouco a medianamente fraturado, com fraturas preenchidas por quartzo-feldspatos.

Na região das ombreiras, possui uma cobertura de solo residual com afloramentos de rochas graníticas. No leito do rio, o substrato rochoso está coberto por sedimentos aluvionares que consistem em camadas de areia grossa que totalizam cerca de 26 metros de espessura. Este material apresenta compacidade de fofa a pouco compacta e elevada permeabilidade, com k variando entre 5×10^{-2} até 5×10^{-1} cm/s.

Os solos utilizados na construção foram extraídos do próprio local da obra e são provenientes de quatro áreas de empréstimos. Essas áreas são divididas em dois grupos, conforme esquematizado na Figura 3.3. A área de empréstimo 1, corresponde a solos residuais do Arenito do Açú. Localiza-se na margem esquerda do rio, à distâncias que variam de 3 a 5 quilômetros do centro da barragem e é classificada como do Grupo I.

As áreas de empréstimo 2, 3 e 4, uma na margem esquerda e as outras na margem direita do rio, consistem em depósitos aluvionares. Todas encontram-se à distâncias menores do que 2 quilômetros da obra e são susceptíveis à inundação nas cheias do rio. Estas são enquadradas no Grupo II.

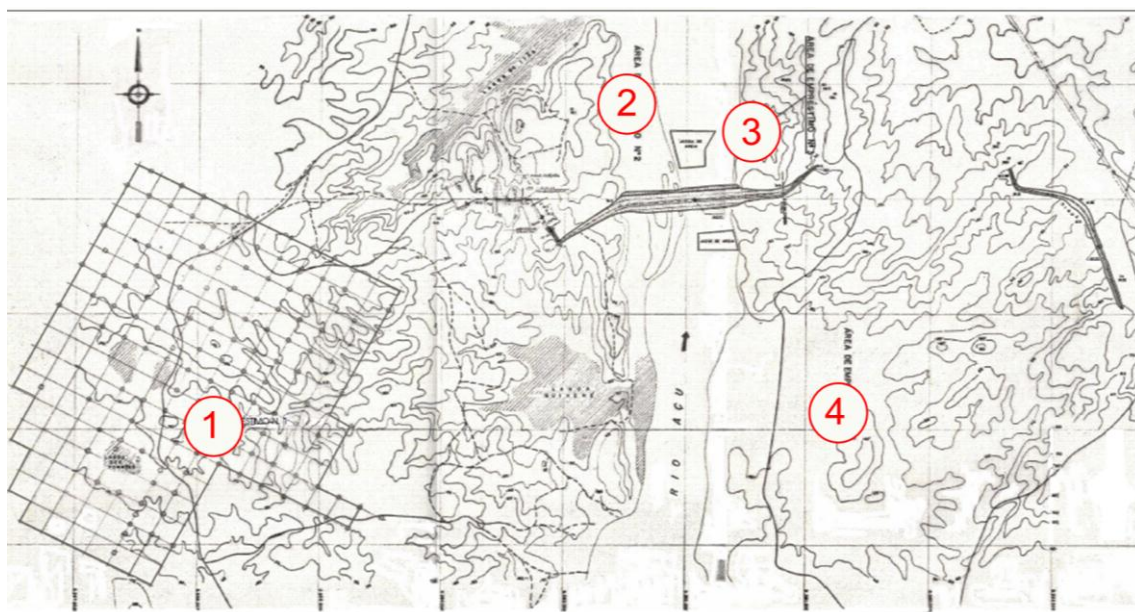


Figura 3.3 – Áreas de empréstimos (Adaptado de Rocha, 2003)

A jazida do Grupo I é formada por três subáreas, compostas pelos seguintes materiais: (IA) Areia argilosa, de granulação variada, avermelhada com pedregulhos finos; (IB) Pedregulho com areia de granulação variada, argiloso, com coloração avermelhada; e (IC) Pedregulho areno-siltoso e areia, também avermelhada, de granulação variada, siltosa, com pedregulhos.

As jazidas do Grupo II são formadas por duas subáreas: (IIA) Siltes argilo-arenosos e argilas silto-arenosas de coloração escura; e (IIB) Areia de granulação

variada com pedregulhos finos e coloração clara. As propriedades geotécnicas dos solos, obtidas através de ensaios de laboratório em amostras deformadas, são descritas na Tabela 3.1 em termos de tensões efetivas,.

Tabela 3.1 – Propriedades geotécnicas dos solos (Rocha, 2003)

Tipo de Solo	Coesão - C' (kN/m ²)	Ângulo de Atrito (ϕ')	Permeabilidade cm/s
IA	30	30°	$\approx 10^{-7}$
IB	30	30°	$\approx 10^{-7}$
IC	30	28°	Elevado
IIA	50	15°	Entre 10^{-6} e 10^{-7}
IIB	20	20°	$\approx 10^{-7}$

3.3 Aspectos construtivos e descrição do acidente

A construção da barragem de Açú teve início em Maio de 1979. Seu término era previsto para Fevereiro de 1982. Na fase final do seu período construtivo, em Dezembro de 1981, ocorreu a ruptura do talude de montante.

A segurança da estrutura foi analisada e logo se iniciaram os trabalhos para sua reconstrução, que finalizaram em Abril de 1983. A fim de se monitorar deslocamentos e poropressões, o maciço da barragem central e suas ombreiras foram instrumentados e monitorados.

3.3.1 Projeto original e construção da barragem

Os fatores que influenciaram a escolha da seção-tipo da barragem foram a existência de uma camada de areia compressível nas fundações e a abundância de material granular. Assim, a solução adotada inicialmente foi uma barragem de terra do tipo zonada. O núcleo impermeável era assente diretamente sobre a base aluvionar, posicionado no centro da barragem. Sua extensão é de 2440 metros, coroamento na cota 62 metros e altura máxima de 40 metros a partir do leito do rio.

Para otimizar o uso dos materiais disponíveis, foram projetadas duas seções-tipo: uma para a barragem central (estacas de 0 a 90) e outra para a ombreira direita (estacas de 90 a 122), Figura 3.4.

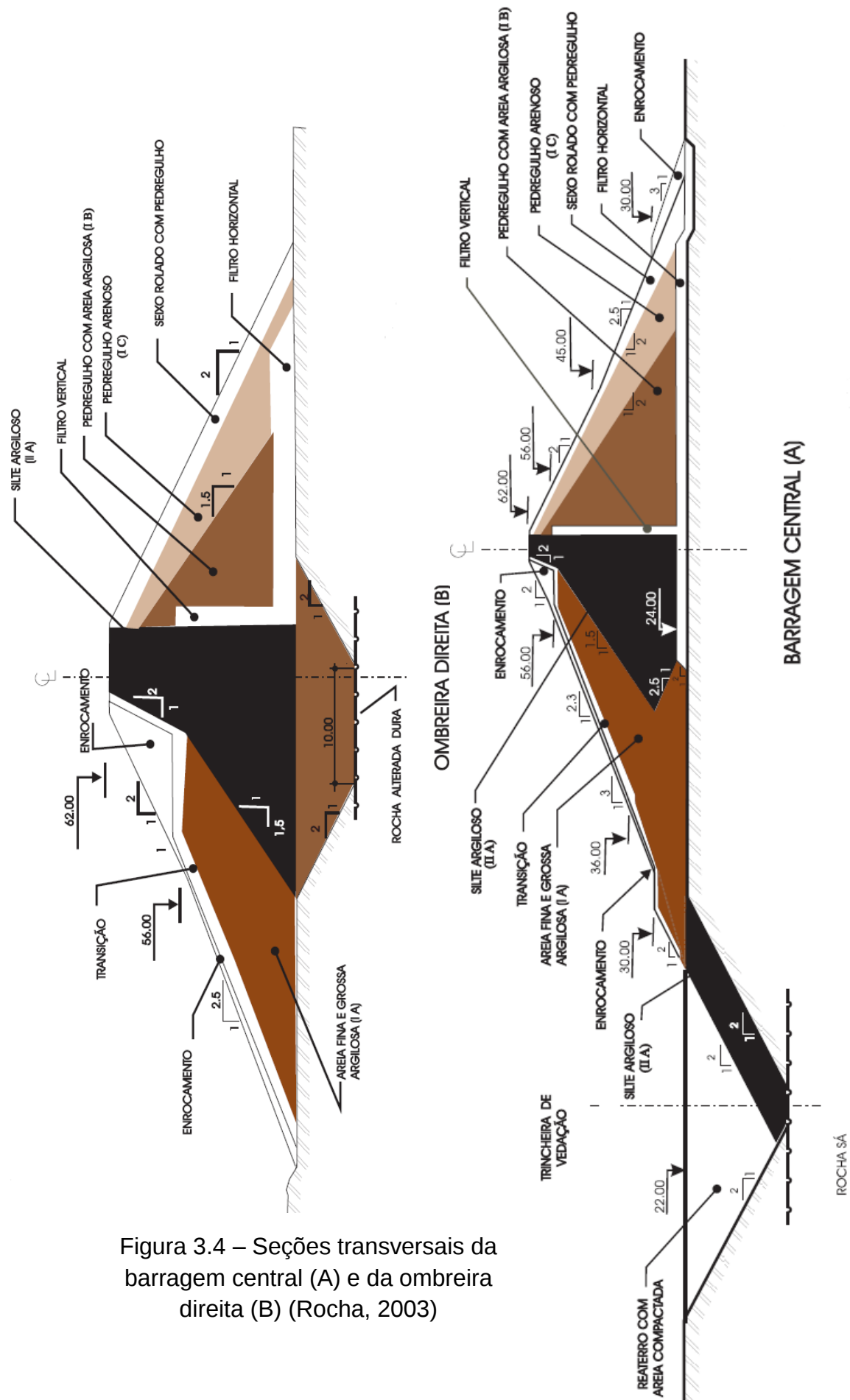


Figura 3.4 – Seções transversais da barragem central (A) e da ombreira direita (B) (Rocha, 2003)

O dispositivo de vedação utilizado nas fundações da barragem central é do tipo *cut-off*. Esta estrutura foi projetada à montante, fora do maciço da barragem, o que conferiu maior agilidade à obra, uma vez que possibilitou a simultaneidade entre os trabalhos de escavação da trincheira e de construção da própria barragem. A Figura 3.5 ilustra a execução simultânea do *cut-off*, à esquerda, e do maciço da barragem, à direita.



Figura 3.5 – Vista da construção da barragem central e início da escavação do *cut-off* (Rocha, 2003)

A execução da trincheira de vedação exigiu um projeto especial de esgotamento, para o rebaixamento do lençol freático do rio. Na Figura 3.6 tem-se um detalhe da execução do *cut-off*. Nesta figura percebe-se o nível d'água aflorante e as ponteiros filtrantes utilizados para o rebaixamento.

Além disso, em função da elevada permeabilidade do solo de fundação, este dispositivo atravessa toda a camada aluvionar. Se inicia na base da barragem e se estende até a superfície rochosa, o que proporciona maior controle do fluxo de água pelas fundações.



Figura 3.6 – Nível d'água aflorante na escavação do *cut-off* (Rocha, 2003)

O sistema de drenagem interna do maciço central era constituído por um filtro vertical ligado a um tapete horizontal. O filtro vertical com espessura de 1,5 metros e cota inicial um metro acima do nível d'água normal do reservatório.

O sistema de vertimento da barragem é composto por três elementos: um vertedouro principal, constituído por um perfil hidráulico, na cota 55 metros e com 220 metros de largura; um vertedouro auxiliar, composto por um dique transbordável com soleira na cota de 58,7 metros e com 415 metros de largura; e um vertedouro fusível, com 200 metros de largura e coroamento na cota de 60,2 metros. A Tabela 3.2 apresenta os principais dados geométricos da barragem e de suas estruturas auxiliares de acordo com o projeto executivo original.

O início da obra se deu com a construção do dique auxiliar, na margem direita do rio Açu. Foram também executados, sequencialmente, os maciços das ombreiras esquerda e direita. Ao mesmo tempo em que era aberto o canal de desvio do rio e construída a ensecadeira, que separava este do corpo da barragem.

O dique auxiliar corresponde a uma pequena barragem, com 15 metros de altura e 1.340 metros de extensão. Executada numa cela topográfica, na margem direita do rio. A Figura 3.7 apresenta a seção transversal desta estrutura.

Tabela 3.2 – Dados geométricos de projeto, da barragem e de suas estruturas auxiliares (Rocha, 2003)

Barragem e Tomada D'água	Dados
Cota do coroamento	62,00m
Cota do leito do rio	22,00m
Altura máxima do maciço sobre o leito do rio	40,00m
Comprimento da barragem	2.440,00m
Largura da crista do maciço	8,00m
Extensão do túnel da tomada d'água	165,00m
Descarga máxima da tomada d'água (N.A. Normal)	30 m ³ /s
Descarga mínima da tomada d'água (N.A. Min. Operacional)	25 m ³ /s
Cota da soleira da tomada d'água	31,60m
Profundidade máxima do septo (cut off)	27,00m
Reservatório e Vertedouros	Dados
Volume de acumulação (entre as cotas 22 e 55m)	2.400x10 ⁶ m ³
Nível d'água Máx. Maximorum	60,50m
Nível d'água normal	55,00m
Nível mínimo operacional	38,20m
Nível mínimo	35,00m
Volume útil de acumulação (entre as cotas 35 e 55 m)	2.100x10 ⁶ m ³
Largura do vertedouro principal	220,00m
Cota de soleira do vertedouro principal	55,00m
Largura do dique transbordável	415,00m
Cota da soleira do dique transbordável	58,70m
Comprimento do dique fusível	200,00m
Cota do dique fusível	60,20m
Vazão dos vertedouros no N.A. Max. Maximorum	12.367m ³ /s
Dique Auxiliar	Dados
Comprimento do dique auxiliar	1.340,00m
Altura máxima sobre o terreno natural	15,00m
Cota do coroamento	62,00m

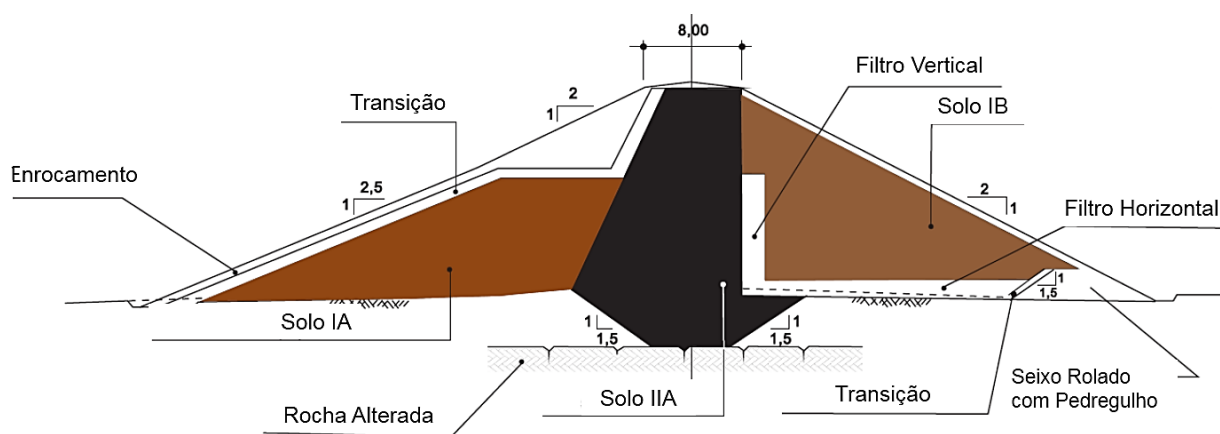


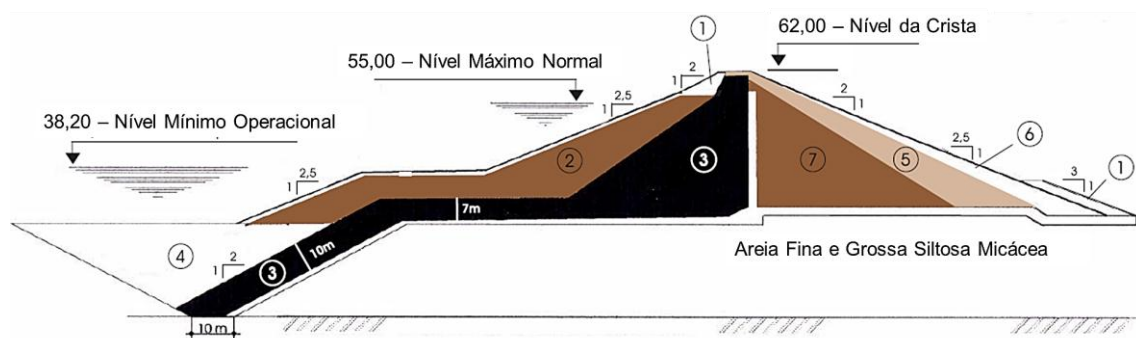
Figura 3.7 – Seção transversal do dique auxiliar (Rocha, 2003)

Em meados de 1980, é proposta pela consultora da obra, a mudança da seção-tipo da barragem central. As alterações foram propostas com o objetivo de atender às disponibilidades dos solos que constituiriam o maciço da barragem.

Essas alterações foram baseadas no fato de que a zona de montante do aterro deveria ser construída com material do tipo IA. Este material era suficientemente plástico para suportar as consideráveis deformações esperadas sem fissurar. Entretanto, o solo utilizado na execução do espaldar de montante, quando da intervenção, era do tipo IB, por não haver mais disponibilidade do material IA. O solo IB era mais grosseiro, com maior percentual de cascalho e bem menos plástico do que o solo IA. O que o tornava inadequado para esta aplicação e, por isso, foi empregado no espaldar de jusante.

3.3.2 Projeto modificado e acidente da barragem

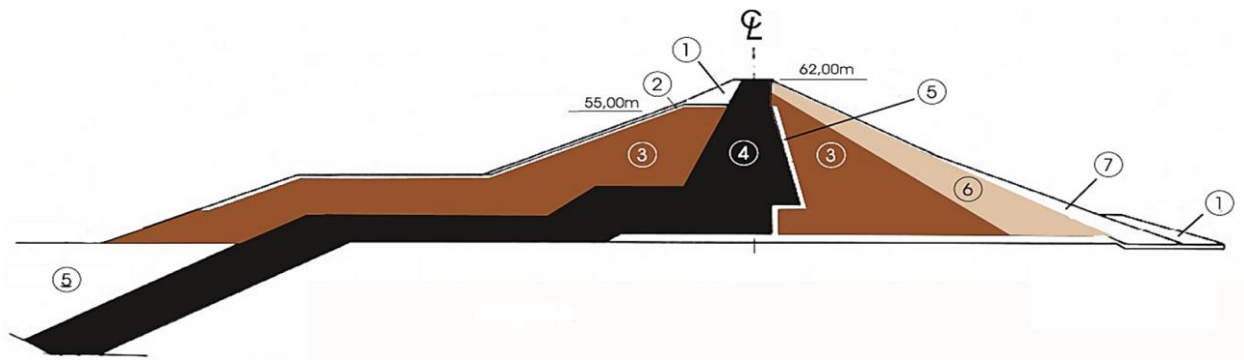
Na seção proposta pela consultora, o núcleo argiloso e o *cut-off* eram ligados por uma camada de material silto-argiloso, IIA, como ilustra a Figura 3.8. A construção da barragem central foi feita conforme proposto. Entretanto, ao longo do processo construtivo, foram feitos alguns ajustes. A Figura 3.9 ilustra a seção-tipo da barragem central como construída.



Legenda:

- | | |
|---|---|
| 1 – Enrocamento | 5 – Pedregulho com Areia Fina Compactada |
| 2 e 7 – Pedregulho com Areia Argilosa (IB) | 6 – Areia de Granulação Variada com Pedregulhos Finos (IIB) |
| 3 – Siltes Argilosos e Argilas Silto-Arenosas (IIA) | |
| 4 – Reaterro com Areia Fina Compactada | |

Figura 3.8 – Seção proposta pela consultora (Rocha, 2003)



Legenda:

- | | |
|--|-------------------------------------|
| 1 – Enrocamento | 4 – Argilas e Siltes Arenosos (IIA) |
| 2 – Transições | 5 – Areia |
| 3 – Pedregulho com Areia Argilosa (IB) | 6 – Pedregulho Arenoso-Siltoso (IC) |
| | 7 – Seixo Rolado com Pedregulho |

Figura 3.9 – Seção como construída (Rocha, 2003)

Em Dezembro de 1981, quando o aterro encontrava-se com uma altura aproximada de 35 metros, a cinco metros do nível final de projeto, ocorreu a ruptura do talude de montante da barragem. A ruptura se iniciou com pequenas fissuras na crista e se desenvolveu na forma de uma trinca contínua com aproximadamente 600 metros de extensão.

O escorregamento da massa de solo foi acompanhado pela movimentação da berma. O nível do maciço acidentado ficou 15 metros abaixo da cota do aterro não envolvido no deslizamento, como se vê na Figura 3.10. Além disso, o material do pé do talude de montante deslocou-se horizontalmente cerca de 25 metros. O acidente ocasionou a mobilização de mais de 800.000 m³ de solo e enrocamento.

As investigações permitiram o traçado da superfície de ruptura, cuja forma foi classificada como composta. Assumia uma forma curva dentro do núcleo e tendia a uma disposição plana e horizontal no trecho entre o núcleo e o *cut-off*, Figura 3.11.

Foi constatado ainda que a superfície de escorregamento havia se desenvolvido dentro do solo IIA. Desde o núcleo até a camada que liga este ao *cut-off*. Ainda de acordo com as investigações de campo, este material encontrava-se visualmente bastante plástico, com umidade superior à ótima e com laminação intensa.



Figura 3.10 – Vista aérea do talude rompido (Rocha, 2003)

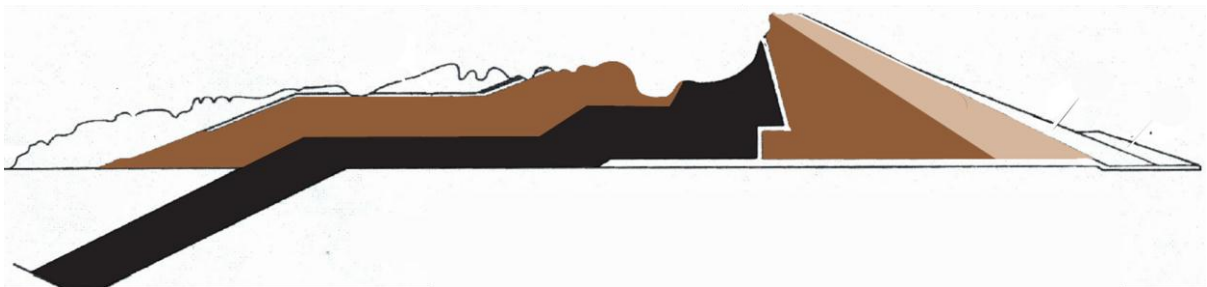


Figura 3.11 – Superfície de ruptura traçada (Rocha, 2003)

3.4 Reconstrução da barragem

A reconstrução da barragem se deu com a remoção de todos os materiais envolvidos no escorregamento. Um volume de 1.200.000 m³ de materiais foi escavado, lançado e compactado, formando um tapete de 600 metros a montante da barragem. Além disso, de acordo com o projeto da Tecnosolo, a barragem passa a ser do tipo homogênea. Construída com o cascalho areno-argiloso, solo IB, conforme a Figura 3.12.

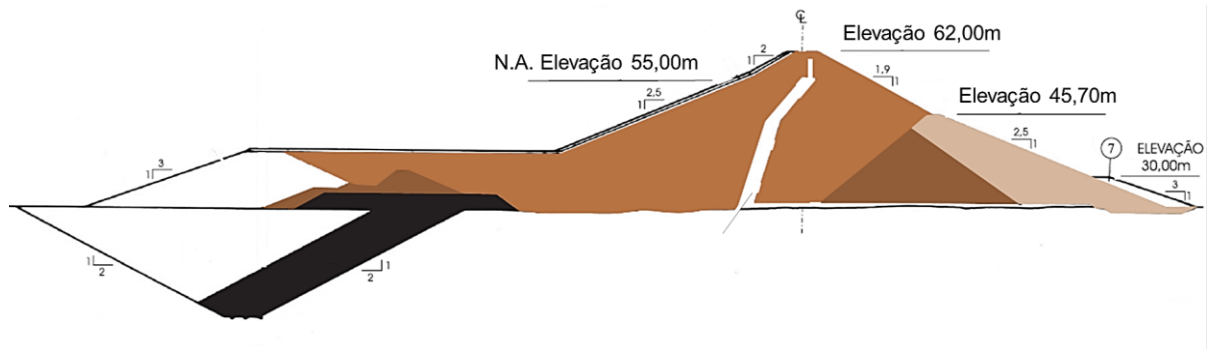


Figura 3.12 – Seção-tipo da barragem central (Rocha, 2003)

O sistema de drenagem interna do maciço continuou a ser constituído por um filtro vertical e um tapete horizontal. Entretanto, aquele passou a ter uma espessura de 4,5 metros e sua cota inicial passou a ser 60,7 metros, que é o nível máximo *maximorum* do reservatório.

A estabilidade da nova seção transversal foi analisada para as situações de final de construção, reservatório cheio e rebaixamento rápido. Todas as análises resultaram em fatores de segurança maiores do que a unidade. Também foi feita a análise de deformabilidade do maciço, com a qual se concluiu que em nenhum dos trechos da barragem haveria deformações significativas (Rocha, 2003).

Os maciços não atingidos pelo acidente permaneceram como haviam sido construídos, conforme projeto original. Entretanto, o novo projeto adotou alterações nas estruturas vertedouras. As Figuras 3.13 e 3.14 apresentam, respectivamente, a seção transversal do dique fusível e a planta baixa da barragem e suas estruturas. A Tabela 3.3 apresenta as principais características do reservatório, da barragem e de suas estruturas.

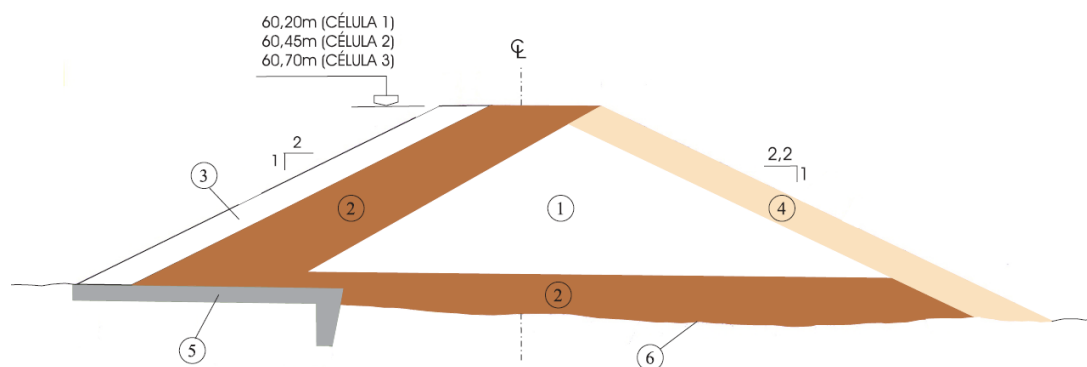


Figura 3.13 – Seção transversal do dique fusível (Rocha, 2003)

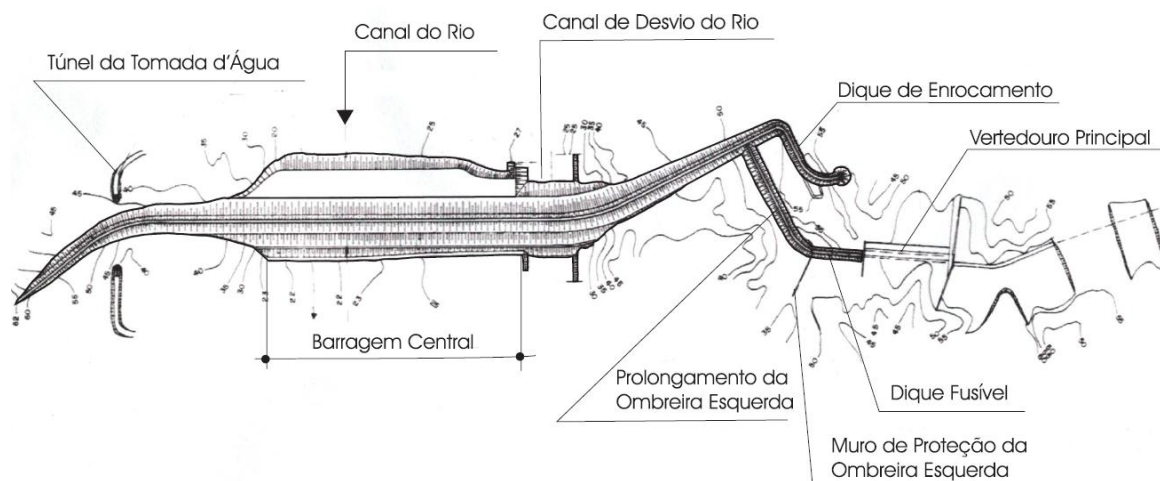


Figura 3.14 – Planta baixa da barragem (Rocha, 2003)

Tabela 3.3 – Principais características do reservatório, da barragem e de suas estruturas (Rocha, 2003)

Características da Bacia Hidráulica	Dados
Capacidade de acumulação (NA 55m)	2,4x10 ⁹ m ³
Área do reservatório (NA 55m)	195 km ²
Nível d'água máximo maximorum	60,70m
Nível d'água máximo normal	55,00m
Nível d'água mínimo operacional	35,00m
Nível d'água mínimo	22,00m
Volume da cheia	16.8x10 ⁹ m ³
Características do Maciço Principal	Dados
Cota da crista	63,00m
Comprimento da crista	2.553,00m
Largura da crista	8,00m
Altura máxima	41,00m
Volume total de aterro compactado	5.300.000m ³
Volume total de areia de filtros	284.200m ³
Volume total de enrocamentos	160.550m ³
Características do Maciço do Dique Auxiliar	Dados
Cota da crista	62,00m
Comprimento da crista	1.340,00m
Largura da crista	8,00m
Altura máxima	15,00m
Volume do aterro compactado	530.000m ³

Continuação da Tabela 3.3 – Principais características do reservatório, da barragem e de suas estruturas (Rocha, 2003)

Vertedouro de serviço	Dados
Cota da crista	55,00m
Cota da soleira	54,20m
Extensão	255,00m
Perfil tipo “Creager”	-
Dique transbordável 1	Dados
Cota da crista	58,70m
Cota da soleira	57,50m
Extensão	295,00m
Perfil tipo “Creager”	-
Dique transbordável 2	Dados
Cota da crista	57,50m
Extensão	110,00m
Dique Fusível	Dados
1ª Célula	
Cota da crista	60,20m
Cota da soleira	55,00m
Extensão	40,00m
2ª Célula	
Cota da crista	60,45m
Cota da soleira	55,00m
Extensão	50,00m
3ª Célula	
Cota da crista	60,70m
Cota da soleira	55,00m
Extensão	60,00m
Tomada d’água	Dados
Cota de entrada	31,40m
Cota de saída	31,60m
Diâmetro do túnel	2,80m
Extensão do túnel	165,00m
Comprimento do canal de descarga	270,00m
Largura do canal de descarga	25,00m
Comprimento do canal de aproximação	220,00m
Largura do canal de aproximação	6,00m

3.5 Instrumentação instalada na barragem de Açu

Os instrumentos foram instalados em todos os trechos da barragem, tanto no trecho acidentado, quanto nos maciços remanescentes. Nas estacas 48+00, 53+00 e 58+00 foram instalados todos os tipos de instrumentos previstos. Com o intuito de evitar interferência entre os instrumentos, em função da grande quantidade, alguns foram instalados nas estacas 48+03, 53+03 e 58+03.

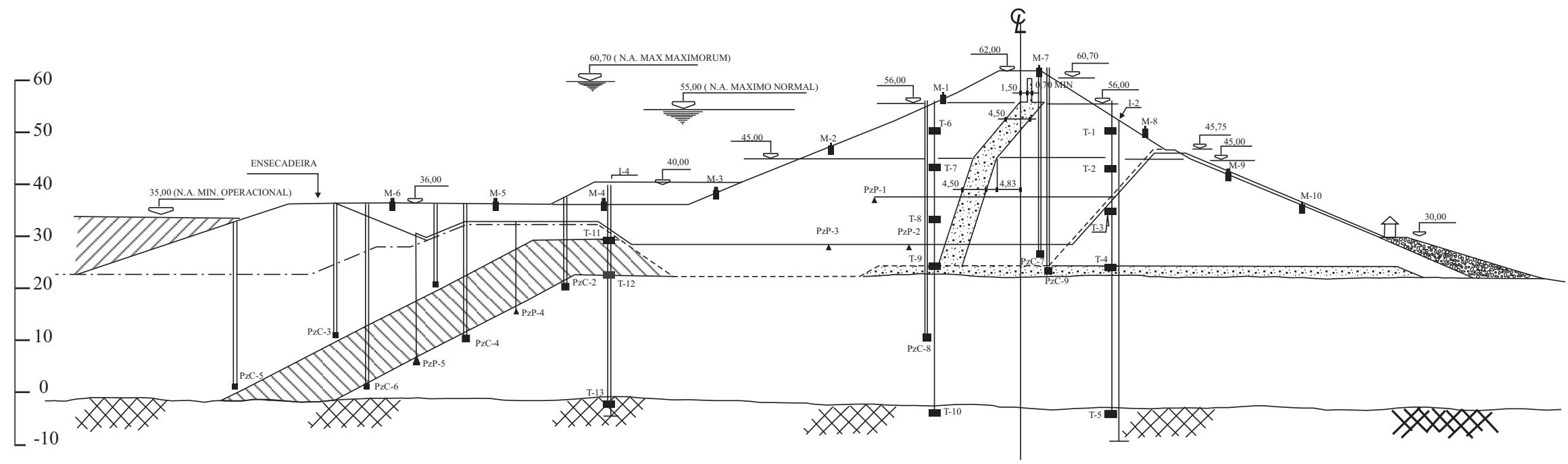
A Tabela 3.4 relaciona a seção 53+00 com seus respectivos instrumentos, as posições (J: Jusante, M: Montante), nomenclaturas e datas de instalação. A Figura 3.15 ilustra as posições dos instrumentos na seção analisada.

Tabela 3.4 – Instrumentos instalados na seção transversal da estaca 53+00 (Rocha, 2003)

Instrumentos		Cota de instalação (m)	Afastamento do eixo (m)	Data de instalação	Observação
Tipo	Nomenclatura				
Marcos superficiais	M1	56,500	15,000 M	25/04/83	
	M2	47,500	37,500 M	16/03/83	
	M3	38,500	60,000 M	21/10/82	
	M4	36,000	82,500 M	21/10/82	
	M5	36,000	104,000 M	21/10/82	
	M6	36,000	125,000 M	21/10/82	
	M7	62,000	4,000 J	04/05/83	
	M8	51,500	25,000 J	14/04/83	
	M9	43,500	41,750 J	14/04/83	
	M10	38,000	55,500 J	07/11/82	
Extensômetros magnéticos - tassômetros	T1	50,000	18,000 J	23/12/82	Estaca 53+03
	T2	43,000	18,000 J	01/12/82	Estaca 53+03
	T3	35,000	18,000 J	07/11/82	Estaca 53+03
	T4	23,530	18,000 J	07/11/82	Estaca 53+03
	T5	- 3,960	18,000 J	07/11/82	Estaca 53+03
	T6	49,500	16,500 M	23/12/82	Estaca 53+03
	T7	43,000	16,500 M	29/11/82	Estaca 53+03
	T8	33,000	16,500 M	29/10/82	Estaca 53+03
	T9	23,962	16,500 M	29/10/82	Estaca 53+03
	T10	- 2,998	16,500 M	29/10/82	Estaca 53+03
	T11	28,551	81,000 M	25/09/82	Estaca 53+03
	T12	22,481	81,000 M	25/09/82	Estaca 53+03
	T13	- 3,809	81,000 M	25/09/82	Estaca 53+03

Continuação da Tabela 3.4 – Instrumentos instalados na seção transversal da estaca 53+00 (Rocha, 2003)

Instrumentos		Cota de instalação (m)	Afastamento do eixo (m)	Data de instalação	Observação
Tipo	Nomenclatura				
Piezômetros	Tipo Casagrande	PZC1	18,900	116,000 M	04/06/82
		PZC2	20,890	90,000 M	28/05/82
		PZC3	9,930	136,000 M	30/06/82
		PZC4	8,430	110,000 M	10/07/82
		PZC5	0,090	156,000 M	07/07/82
		PZC6	- 1,610	131,200 M	11/07/82
		PZC7	26,500	4,000 J	27/11/82 Estaca 53+03
		PZC8	9,890	18,000 M	11/12/82 Estaca 53+03
		PZC9	22,500	5,500 J	14/12/82 Estaca 53+03
	Pneu-máticos	PZP1	37,500	29,000 M	06/11/82
		PZP2	28,500	22,000 M	01/10/82
		PZP3	28,500	38,000 M	01/10/82
Inclinômetros	I1		-4,854	81,000 M	20/09/82
	I2		2,180	19,500 J	09/11/82 Estaca 53+03



ESCALA 1:1000

NOTAÇÕES E CONVENÇÕES

- | | | |
|-----|---|---|
| I | - VERTICAIS INCLINOMÉTRICAS | ⊥ |
| PzC | - PIEZÔMETRO TIPO CASAGRANDE | ■ |
| PzP | - PIEZÔMETRO PNEUMÁTICO | ▲ |
| T | - TASSÔMETRO (EXTENSÔMETRO MAGNÉTICO) | ■ |
| M | - MARCO SUPERFICIAL | ■ |
-
- | | |
|--|--|
| | - TAPETE COM MATERIAL DE BOTA-FORA |
| | - MATERIAL II A |
| | - FILTRO |
| | - LINHA DE REMOÇÃO |
| | - ESCAVAÇÃO COMO EXECUTADA |
| | - CASA DE LEITURAS DOS PIEZÔMETROS PNEUMÁTICOS |

FIGURA 3.15 - Instrumentação instalada na estaca 53+00 (Rocha, 2003)

Segundo Rocha (2003), os instrumentos começaram a ser instalados em 28/05/1982, e os últimos foram instalados no final de maio de 1983. As leituras de tiveram início logo após sua instalação e foram realizadas sistematicamente por cerca de dezesseis anos, até o final de 1999. Nas próximas seções são descritos os instrumentos utilizados na barragem e especificados aqueles instalados na seção estudada, 53+00:

3.5.1 Piezômetros de tubo aberto (ou do tipo Casagrande)

A barragem possui 25 piezômetros tipo Casagrande. Esses instrumentos foram instalados com diversos objetivos. Dentre eles: analisar o desempenho do *cut-off* (PZC1 ao PZC6); monitorar os níveis de água a jusante do septo (PZC8); e monitorar as poropressões no interior do maciço (PZC7 e PZC9).

Foi dada expressiva importância ao monitoramento do comportamento do *cut-off*, porque essa estrutura não foi reconstruída após o acidente. A Tabela 3.5 apresenta informações sobre as datas de início e término de operação dos piezômetros de tipo Casagrande instalados na seção da estaca 53+00.

Tabela 3.5 – Piezômetros tipo Casagrande instalados nas estacas 53+00 e 53+03
(Rocha, 2003)

Piezômetro	Início de operação	Final de operação	Nº de observações
PZC1	02/06/82	12/08/83	213*
PZC2	31/05/82	12/08/83	181*
PZC3	21/07/82	12/08/83	182*
PZC4	14/07/82	12/08/83	134*
PZC5	21/07/82	06/04/83	127*
PZC6	30/07/82	12/08/83	128*
PZC7	13/12/82	01/02/88	195
PZC8	13/12/82	21/05/84	93
PZC9	13/12/82	02/03/83	27

*número de observações obtido através da contagem dos pontos plotados nos gráficos dessas leituras

Os piezômetros PZC1 ao PZC6 pararam de funcionar na fase do primeiro enchimento do reservatório. Nesta etapa, esses instrumentos tiveram seus tubos obstruídos, em função da subida do nível d'água.

3.5.2 Piezômetros pneumáticos

Estes instrumentos foram utilizados por causa do tempo de resposta inferior aos dos piezômetros tipo Casagrande. Foram instalados 25 piezômetros pneumáticos, com o intuito de monitorar o desenvolvimento de poropressões no interior do maciço da barragem. Destes, cinco estão na seção da estaca 53+00, como apresentado na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Piezômetros pneumáticos instalados na seção 53+00 (Adaptada de Rocha, 2003)

Estaca	Nomenclatura	Início de Operação	Final de operação	Nº de observações
53+00	PZP1	11/11/82	15/12/99	427
	PZP2	11/11/82	15/10/99	199
	PZP3	11/11/82	15/12/99	492
	PZP4	Sem leituras	Sem leituras	---
	PZP5	Sem leituras	Sem leituras	---

Os piezômetros PZP4 e PZP5 não constavam no projeto de instrumentação. Estes instrumentos foram instalados por solicitação do DNOCS. Entretanto, seus registros de leituras não estão disponíveis no trabalho de Rocha (2003).

3.5.3 Marcos superficiais

Os marcos superficiais foram instalados em onze seções da barragem. Além desses, sete pilares de observação e um marco de referência foram instalados fora da área da barragem.

Foi executada a primeira campanha de leituras, para a determinação das leituras iniciais dos dispositivos de controle. Entretanto, não há documentos que

relatem alguma outra campanha de medições, o que indica que o monitoramento não foi continuado.

3.5.4 Extensômetros magnéticos

Foram instalados dezessete medidores de recalque desse tipo na barragem. Três dos quais foram instalados na seção 53+00, um a jusante e os outros dois a montante. Em cada um desses tubos, o ímã de referência foi chumbado na rocha sã, abaixo do solo compressível da fundação.

A subida do nível d'água do reservatório ocasionou a obstrução dos tubos instalados a montante. A Tabela 3.7 apresenta informações sobre os extensômetros instalados na seção estudada.

Tabela 3.7 – Extensômetros magnéticos instalados na seção 53+03 (Adaptado de Rocha, 2003)

Estaca	Nomenclatura	Início de Operação	Final de operação	Nº de observações
53+03	T1	05/01/83	*	438
	T2	23/12/82	*	440
	T3	30/11/82	*	442
	T4	30/11/82	*	442
	T5	30/11/82	*	442
	T6	11/01/83	31/01/85	158
	T7	23/12/82	31/01/85	162
	T8	29/11/82	31/01/85	164
	T9	29/11/82	31/01/85	164
	T10	29/11/82	31/01/85	164
	T11	07/10/82	08/02/84	110
	T12	07/10/82	08/02/84	110
	T13	07/10/82	08/02/84	110

* Os Extensômetros continuam aptos à leitura

3.5.5 Inclínômetros

A barragem conta com seis inclinômetros. Um desses instalado a montante da seção 53+00 (I1), e outro a jusante da seção 53+03 (I2). Os inclinômetros instalados a montante foram obstruídos com a elevação do nível d'água.

Segundo Rocha (2003), os registros de leituras dos inclinômetros não permitem conclusões sobre as amplitudes dos deslocamentos absolutos e de seus sentidos reais. Em função da realização de várias leituras iniciais e da utilização de sensores diferentes para as leituras. Ainda segundo Rocha (2003), de toda a instrumentação instalada e operada, a inclinometria foi a única que não resultou em informações satisfatórias.

CAPÍTULO 4

Análise de Tensões e Deformações em Barragens de Terra

4.1 Introdução

Para a análise do comportamento de barragens de terra é fundamental o conhecimento das tensões e dos deslocamentos no maciço e nas fundações. Estes estudos possibilitam a previsão de problemas como fissuras e danos à instrumentação.

A análise do comportamento tensão-deformação dos solos tornou-se mais evidente com o desenvolvimento de métodos numéricos e o uso de ferramentas computacionais. A modelagem numérica permite a avaliação de heterogeneidades e geometrias complexas, através da discretização do domínio em partes infinitesimais.

Neste capítulo, são apresentados conceitos e equações importantes para a análise do comportamento tensão-deformação de barragens. Posteriormente, são apresentadas algumas pesquisas relacionadas à análise de tensões e deslocamentos em barragens de terra. Mais adiante são abordadas modelagens preliminares de casos da literatura. Por fim, são apresentadas as análises executadas para a barragem de Açu.

4.2 Conceitos Fundamentais

4.2.1 Tensão

A Figura 4.1 representa um elemento infinitesimal, o sistema de eixos ortogonais x , y e z , e as tensões atuantes em cada face deste elemento. A letra grega σ (sigma) indica que a atuação do esforço é normal à face e os esforços cisalhantes são indicados pela letra τ (tau). A tensão atuante neste elemento pode ser definida por nove parcelas, que formam o tensor de tensões:

$$\begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (4.1)$$

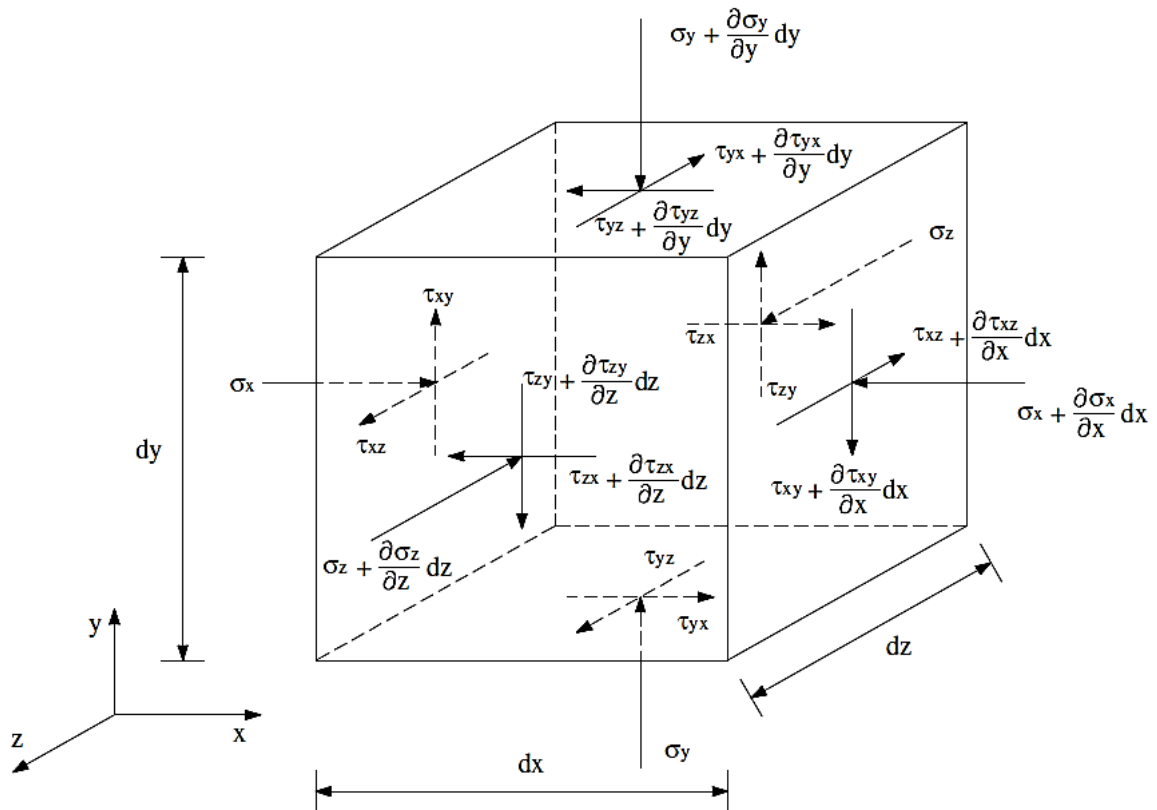


Figura 4.1 – Tensões atuantes em um volume infinitesimal (Rodrigues, 2007)

Essas tensões podem ainda ser denominadas totais ou efetivas. A tensão total em um solo depende do peso do solo acima do ponto analisado e das cargas aplicadas. A presença de água nos vazios do solo gera uma pressão que tende a atrair ou distanciar as partículas. Esta pressão exercida pela água é denominada poro-pressão.

Quando os vazios do solo estão preenchidos por água sob pressão, as tensões totais atuantes são compostas por duas parcelas: a parcela da poro-pressão, que atua na água e nos grãos, em todas as direções e com a mesma intensidade; e a parcela que é suportada exclusivamente pelas partículas sólidas, denominada tensão efetiva. Dessa forma, o princípio das tensões efetivas, desenvolvido por Terzaghi determina que a tensão efetiva (σ') é igual a diferença entre a tensão total (σ) e a poro-pressão (u).

$$\sigma' = \sigma - u \quad (4.2)$$

4.2.2 Deformações

As deformações em um corpo ocorrem quando há alteração nas posições relativas de seus pontos. O conceito de deformação difere do de deslocamento, uma vez que este corresponde à alteração das posições dos pontos em relação a um ponto externo.

Quando se aplicam três cargas normais a um elemento cúbico, como ilustrado na Figura 4.2, as deformações são caracterizadas pelas Equações 4.3, 4.4 e 4.5.

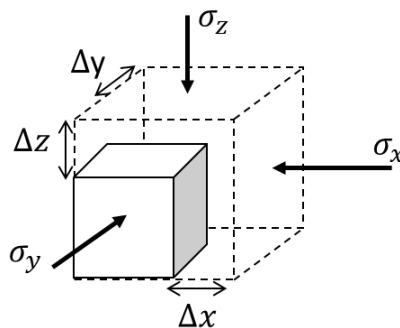


Figura 4.2 – Deformações em um cubo pela aplicação de tensões normais

$$\varepsilon_x = \frac{\Delta x}{X} \quad (4.3)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\Delta y}{Y} \quad (4.4)$$

$$\varepsilon_z = \frac{\Delta z}{Z} \quad (4.5)$$

4.2.3 Coeficiente de Poisson

Um parâmetro bastante utilizado nas relações matemáticas que envolvem o comportamento tensão-deformação é o coeficiente de Poisson. Este coeficiente é obtido pela relação entre as deformações específicas transversal e longitudinal e é representado pela letra ν .

Silveira e Pínfari (2003) determinaram o coeficiente de Poisson para o solo da barragem de Três Irmãos. Estes autores se basearam nas hipóteses de meio elástico, linear e na condição de “*plane strain*” da seção transversal da barragem. Para esta

condição tem-se deslocamento longitudinal nulo, representado pela equação 4.6. Nas equações 4.6 e 4.7, σ_l representa a tensão longitudinal; σ_v , a tensão vertical; e σ_t , a tensão transversal.

$$\varepsilon_l = \frac{1}{E}(\sigma_l - \nu(\sigma_v + \sigma_t)) = 0 \quad (4.6)$$

$$\nu = \sigma_l / (\sigma_v + \sigma_t) \quad (4.7)$$

A determinação deste parâmetro não é tão comum na prática da engenharia de barragens. Quando necessários, estes coeficientes são estimados de acordo com valores apresentados na literatura. A Tabela 4.1 apresenta valores típicos para o Coeficiente de Poisson.

Tabela 4.1 – Valores típicos do coeficiente de Poisson (Teixeira & Godoy, 1996 *apud* Cintra *et al*, 2011)

Solo	Coeficiente de Poisson
Areia Pouco compacta	0,2
Areia Compacta	0,4
Silte	0,3 – 0,5
Argila Saturada	0,4 – 0,5
Argila Não Saturada	0,1 – 0,3

4.2.4 Círculo de Mohr

O círculo de Mohr é a representação gráfica do estado de tensão em todos os planos que passam por um ponto, denominado polo. Este círculo é desenhado em um sistema de coordenadas em que as abscissas são as tensões normais e as ordenadas são as tensões cisalhantes.

Para o desenho do círculo pode-se fazer uso de alguns planos com características especiais, denominados planos principais. As tensões cisalhantes atuantes nestes planos são nulas e as tensões normais são denominadas σ_1 e σ_3 , com $\sigma_1 > \sigma_3$. Estes pontos determinam o diâmetro do círculo, conforme ilustrado na Figura 4.3. O raio do círculo corresponde ao valor da máxima tensão cisalhante, a qual ocorre num plano em que a tensão normal é igual a $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$.

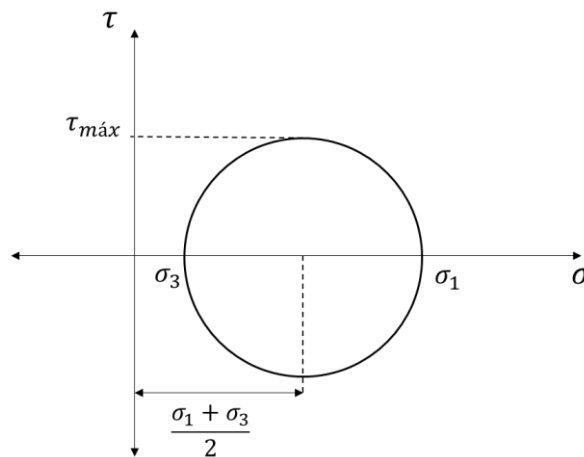


Figura 4.3 – Círculo de Mohr

Um ponto que merece destaque no círculo de Mohr é o “polo”. Este ponto é obtido ao se traçar uma reta paralela a um plano α , a partir do ponto, no círculo, que define as tensões atuantes neste plano. A partir deste ponto, é possível determinar as tensões atuantes em qualquer plano, em função da sua inclinação.

4.2.5 Critério de ruptura de Mohr Coulomb

A envoltória de resistência dos solos pode ser obtida por ensaios de cisalhamento direto. Neste ensaio, o solo é colocado em uma caixa bipartida e submetido a uma força vertical (N). Uma força horizontal (T) é aplicada à parte superior da caixa, com o intuito de provocar seu deslizamento e o cisalhamento do solo, como esquematizado na Figura 4.4. Este ensaio permite identificar as tensões normal e cisalhante que levam o solo à ruptura, através da divisão das forças N e T pela área da seção transversal do corpo de prova.

Cada ensaio de cisalhamento direto corresponde a um ponto ($\sigma; \tau$) da envoltória de resistência do solo. Para obter esta reta, é necessária a realização de uma série destes ensaios em um mesmo solo, com diferentes esforços normais.

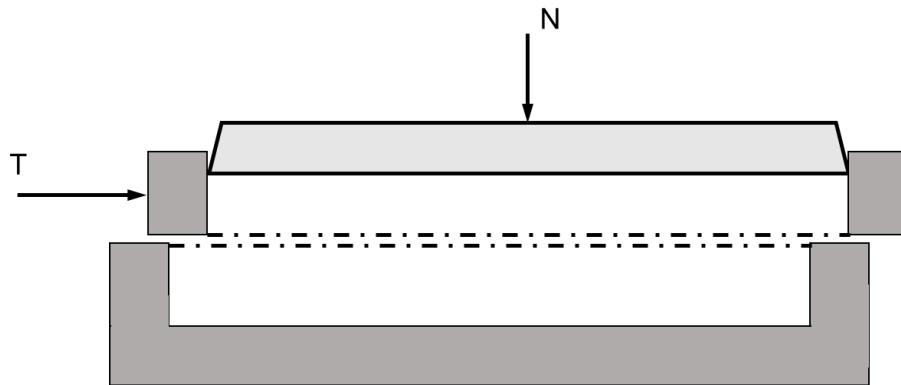


Figura 4.4 – Esquema de ensaio de cisalhamento direto

O Critério de Mohr-Coulomb relaciona esta reta aos parâmetros de coesão e ângulo de atrito do solo. O ponto no qual a reta intercepta o eixo das tensões cisalhantes corresponde à coesão do solo. O ângulo de atrito é igual à inclinação da reta em relação ao eixo horizontal, como apresentado na Figura 4.5.

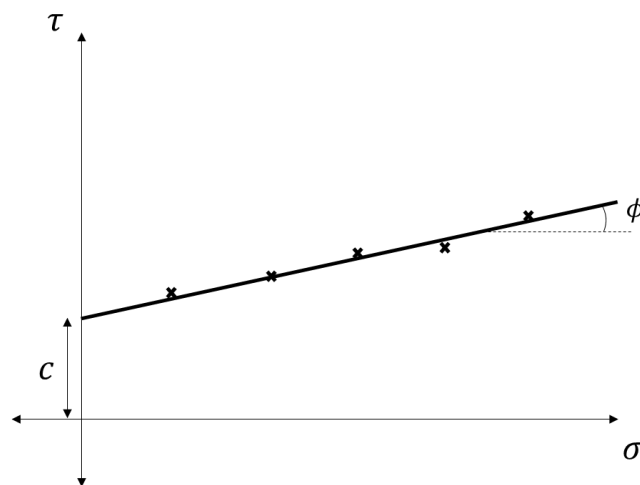


Figura 4.5 – Traçado da reta de Mohr-Coulomb com resultados de cisalhamentos diretos

Dessa forma, a equação da envoltória de resistência assume a seguinte forma, pelo critério de Mohr-Coulomb:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (4.8)$$

O ensaio de cisalhamento direto é simples, mas não permite a determinação de parâmetros de deformabilidade do solo. Além disso, o controle das condições de

drenagem é difícil, o que impede a obtenção das poropressões. Por estas restrições, o ensaio de compressão triaxial é considerado mais vantajoso.

O ensaio de compressão triaxial convencional consiste na aplicação de um carregamento axial em um corpo de prova submetido a um estado hidrostático de tensões. O corpo de prova cilíndrico é envolto por uma membrana de borracha e colocado em uma câmara. Esta câmara é, então, cheia de água, sob pressão controlável, denominada pressão confinante (σ_3). Esta pressão atua em todos os lados do corpo de prova, inclusive na direção vertical. O carregamento axial é aplicado a um pistão que fica em contato com a amostra e possibilita a medida de sua deformação. A Figura 4.6 esquematiza a câmara do ensaio triaxial.

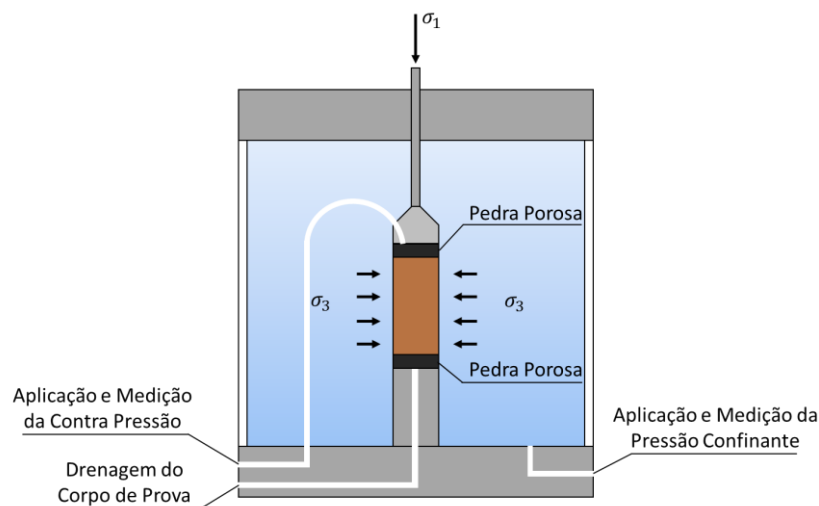


Figura 4.6 – Esquema de prensa triaxial

Em função das condições de drenagem da amostra, os ensaios triaxiais podem ser:

- Consolidado Drenado (CD): permite a dissipação das poro-pressões (drenagem) em todas as fases do ensaio (adensamento e cisalhamento);
- Consolidado Não Drenado (CU): permite a dissipação das poro-pressões durante a aplicação da tensão confinante (adensamento). Entretanto, não permite a drenagem na fase de cisalhamento;
- Não Consolidado Não Drenado (UU): não permite a dissipação das poro-pressões em nenhuma das fases.

Os planos horizontais e verticais, formados pelas faces da amostra são os planos principais, uma vez que não estão submetido a tensões cisalhantes. O plano vertical seria o plano principal menor, no qual atua a tensão confinante (σ_3). O plano horizontal seria o plano principal maior e a tensão devida ao carregamento é σ_1 .

Para a determinação da envoltória de resistência com ensaios triaxiais, são realizados diferentes ensaios, com diferentes valores de σ_3 . Os valores de σ_1 são aumentados progressivamente, até a ruptura do corpo de prova. Cada círculo da Figura 4.7 representa um estado de tensões na ruptura. A envoltória de resistência é obtida pela aproximação de uma reta que tangencie os círculos obtidos pelos diversos ensaios realizados.

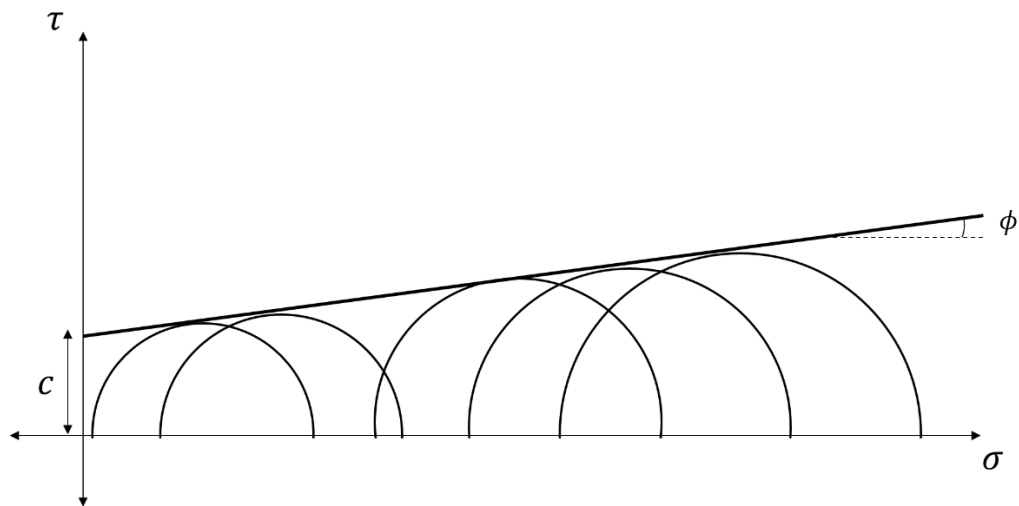


Figura 4.7 – Envoltória de Mohr-Coulomb com resultados de triaxiais

4.2.6 Módulo de Young

O módulo de Young (E) é também conhecido como módulo de elasticidade ou de deformabilidade dos solos. Consiste em um parâmetro mecânico que quantifica a rigidez do solo. Este módulo é obtido pelo quociente entre a variação de tensão ($\Delta\sigma$) e a deformação sofrida pelo solo ($\Delta\varepsilon$).

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \quad (4.9)$$

Este parâmetro é dependente da tensão confinante e representa a tangente da curva tensão-deformação dos solos. Pode ser constante ou variável para o domínio de tensões do problema, de acordo com o modelo constitutivo adotado.

4.3 Modelos constitutivos

Para a modelagem numérica do comportamento dos solos são utilizadas equações constitutivas que relacionam as tensões e deformações destes materiais. Assim, é possível analisar matematicamente problemas que envolvem o comportamento do solo quando submetido a solicitações. Nas próximas subseções serão abordados, de maneira geral, alguns modelos constitutivos.

4.3.1 Modelo linear elástico

Este modelo é o mais simples e é caracterizado pela proporcionalidade entre as tensões e deformações dos solos. As constantes de proporcionalidade são o módulo de Young (E) e o Coeficiente de Poisson (ν). As tensões e deformações são relacionadas pela equação 4.10. Para análises bidimensionais, ε_z é zero.

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (4.10)$$

Quando o coeficiente de Poisson se aproxima de 0,5, o termo $E/[(1+\nu)(1-2\nu)]$ tende ao infinito. Por isso, em modelagens numéricas, valores do coeficiente de Poisson maiores do que 0,49 podem causar inconsistência numérica.

Para a modelagem dos solos com esse modelo, o *software* Sigma/W requer como parâmetros de entrada: o módulo de Young, o coeficiente de Poisson, a coesão e o ângulo de atrito.

O ângulo de atrito e a coesão não são utilizados para a modelagem do comportamento do material. Mas sim para a implementação do critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Dessa forma, é possível comparar as tensões de cisalhamento obtidas pela modelagem com os valores críticos teóricos.

4.3.2 Modelo elástico anisotrópico

Este modelo possibilita a análise de maciços inclinados, compostos por camadas de solos com rigidezes diferentes nas direções principais. Ao considerar a

Figura 4.8, os parâmetros anisotrópicos elásticos nas direções locais são definidos por:

- Na direção x' : $E_{x'}$ e $\nu_{x'}$;
- Na direção y' : $E_{y'}$;
- Acoplamento entre x' e y' : $G_{xy'}$ e $\nu_{yx'}$;

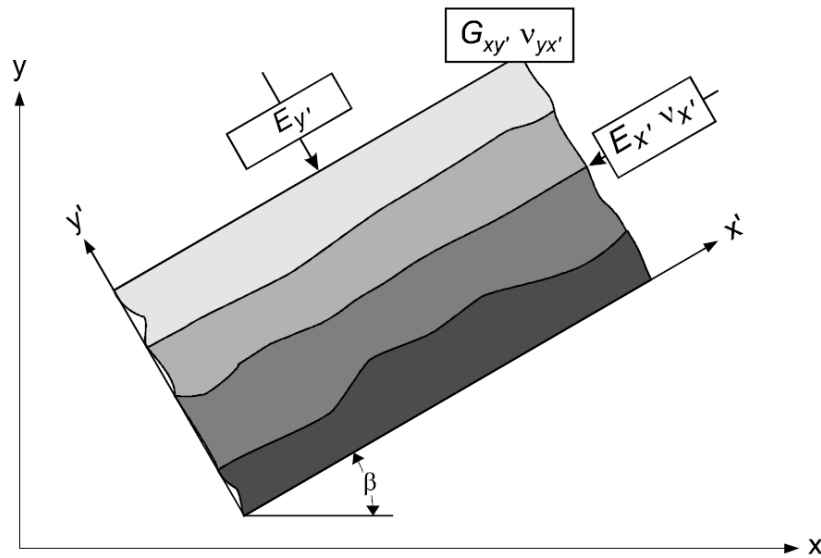


Figura 4.8 – Propriedades de maciço anisotrópico genérico (GeoSlope, 2015)

A matriz constitutiva $[C']$ para condições anisotrópicas é simétrica e definida pela equação 4.11 (Britto e Gunn, 1987 *apud* GeoSlope, 2015).

$$[C'] = c_0 \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} & 0 \\ c_{21} & c_{22} & c_{23} & 0 \\ c_{31} & c_{32} & c_{33} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c_{44} \end{bmatrix} \quad (4.11)$$

Para a qual:

$$c_0 = \frac{E_y}{(1 + \nu_{x'})(1 - \nu_{x'} - 2(E_{x'}/E_{y'}) \nu_{yx'})} \quad (4.12)$$

$$c_{11} = (E_{x'}/E_{y'})[1 - \left(\frac{E_{x'}}{E_{y'}}\right) \nu_{yx'}^2] \quad (4.13)$$

$$c_{12} = (E_{x'}/E_{y'}) \nu_{yx'}(1 + \nu_{x'}) \quad (4.14)$$

$$c_{13} = (E_{x'}/E_{y'})[v_x + (E_{x'}/E_{y'})v_{yx'}] \quad (4.15)$$

$$c_{21} = c_{12} \quad (4.16)$$

$$c_{22} = (1 - v_{x'}) \quad (4.17)$$

$$c_{23} = c_{12} \quad (4.18)$$

$$c_{31} = c_{13} \quad (4.19)$$

$$c_{32} = c_{23} \quad (4.20)$$

$$c_{33} = c_{11} \quad (4.21)$$

$$c_{44} = G_{xy'}/c_0 \quad (4.22)$$

4.3.3 Modelo hiperbólico E-B

Este modelo hiperbólico foi desenvolvido por Duncan *et al.* (1980) e é também conhecido como Hiperbólico E-B. Neste modelo, o módulo de deformação volumétrica (B) é considerado constante durante o carregamento e o módulo de elasticidade varia de forma hiperbólica. Portanto, este método descreve o comportamento tensão-deformação como uma função hiperbólica, Figura 4.9, como proposto por (Duncan e Chang, 1970). (GeoSlope, 2015)

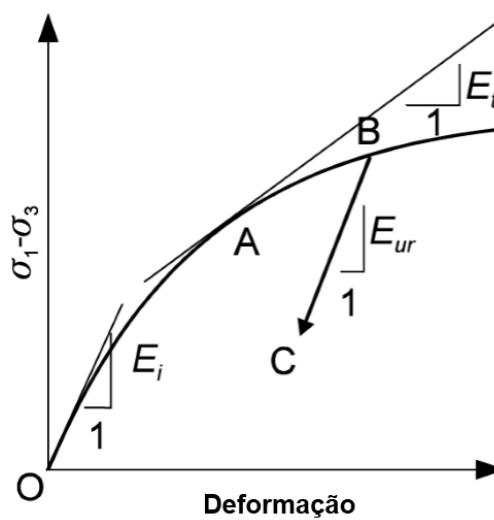


Figura 4.9 – Comportamento tensão-deformação hiperbólico

O módulo de deformação volumétrica (B) é definido pela relação entre a variação da tensão principal e a variação da deformação volumétrica.

$$B = \frac{\Delta\sigma}{\Delta V} \quad (4.23)$$

De acordo com o estado de tensões, três módulos de elasticidade do solo são necessários: o módulo Inicial E_i , o módulo tangencial, E_t , e o módulo de descarregamento-recarregamento, E_{ur} .

4.3.4 Modelo elastoplástico

Este modelo descreve o comportamento do solo de modo elástico, perfeitamente plástico. As deformações são diretamente proporcionais às tensões até o ponto de escoamento. A partir deste ponto a reta se torna perfeitamente horizontal, o que indica que, teoricamente, o solo continua deformando, mesmo sem acréscimo de tensões, como ilustra a Figura 4.10.

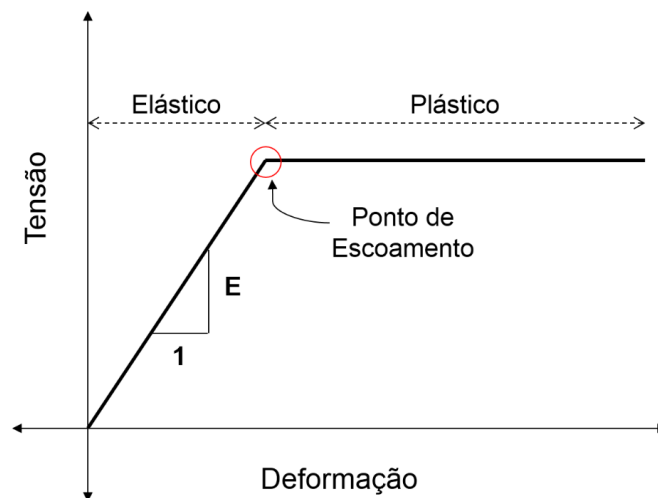


Figura 4.10 – Curva tensão-deformação do modelo elastoplástico

O ponto de escoamento é definido pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Os parâmetros do solo necessários para a aplicação deste modelo são: módulo de elasticidade; coeficiente de Poisson; coesão; ângulo de atrito interno; e ângulo de dilatância. Este último, caso não especificado, é considerado igual ao ângulo de atrito interno. O módulo de elasticidade pode ser especificado como um valor constante ou como uma função.

4.3.5 Modelos Cam-Clay e Cam-Clay modificado

O modelo Cam-Clay considera o comportamento elastoplástico do solo, com endurecimento isotrópico, e utiliza parâmetros de tensão efetiva em suas formulações. Os parâmetros utilizados nas relações de tensões e deformações incluem: λ , κ , M , Γ , v . Os parâmetros são ilustrados na Figura 4.11 e descritos a seguir:

- λ : corresponde à inclinação da linha de adensamento normal isotrópico;
- κ , inclinação da linha de sobreadensamento isotrópico;
- M : inclinação da linha de estado crítico no plano (p', q) ;
- v : volume específico, obtido através da equação $v = 1 + e$;
- Γ : volume específico no estado crítico quando p' é 1.0;

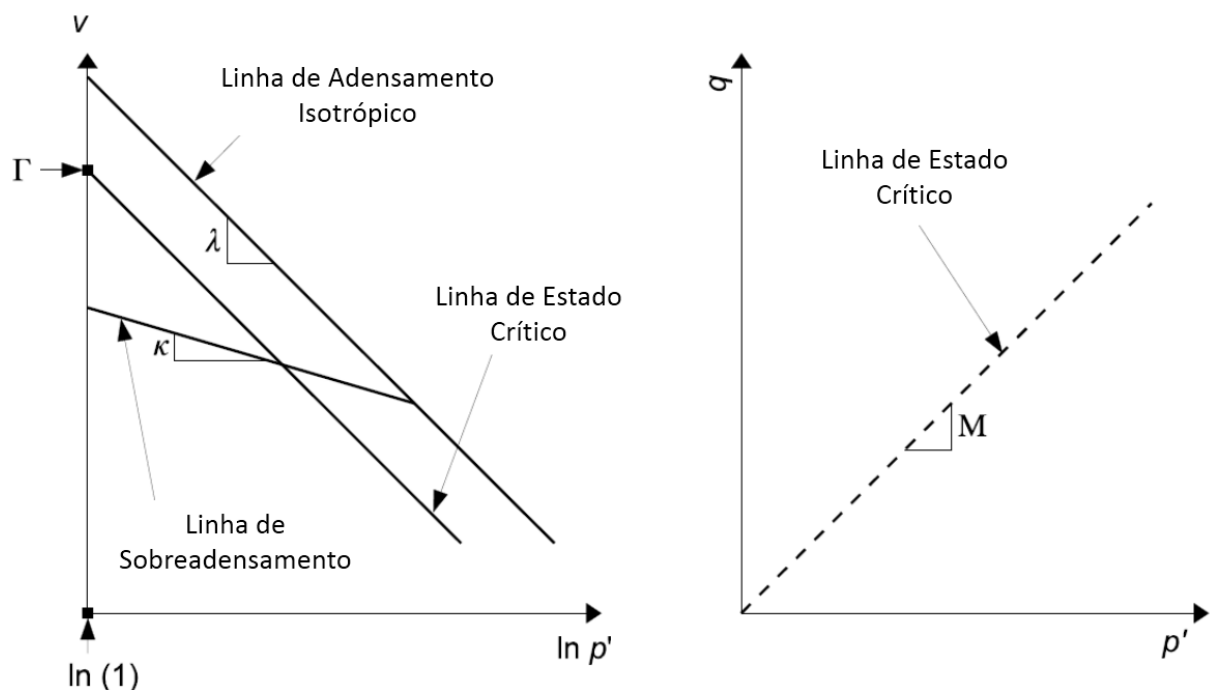


Figura 4.11 – Definição dos parâmetros utilizados no modelo Cam-Clay (Adaptado de GeoSlope, 2015)

Por ser um modelo elastoplástico, o Cam-Clay possui uma função que determina o escoamento do solo. Esta função determina a fronteira entre o comportamento elástico e o plástico. As considerações adotadas no modelo Cam-

Clay modificado são basicamente as mesmas do modelo Cam-Clay. De modo geral, a diferença entre os métodos consiste na equação da função de escoamento adotada.

No modelo Cam-Clay, esta função tem o formato de uma meia gota, é expressa pela equação 4.24 e representada pela Figura 4.12.

$$F = \frac{q}{M p'} + \ln \left(\frac{p'}{p'_x} \right) - 1 \quad (4.24)$$

Na qual:

$$p'_x = \ln p'_c - 1 \quad \text{ou} \quad p'_x = p'_c / 2,71828 \quad (4.25)$$

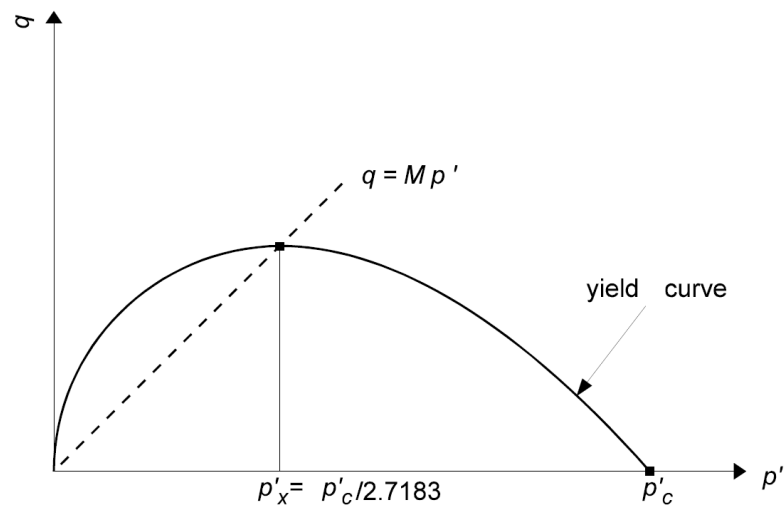


Figura 4.12 – Função de Escoamento para o modelo Cam-Clay

No modelo Cam-Clay modificado, a função de escoamento assume a forma de uma elipse, Figura 4.13, e é expressa pela equação 4.26.

$$q^2 = M^2 p' p'_c - M^2 p'^2 \quad (4.26)$$

Na qual p'_c representa a tensão de pré-adensamento.

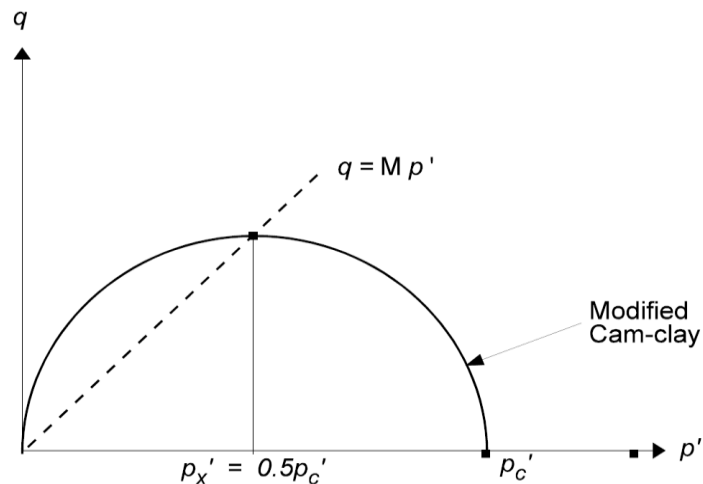


Figura 4.13 – Função de escoamento para o modelo Cam-Clay modificado

4.4 Estudo relacionado à análise do comportamento tensão-deformação em barragens de terra

4.4.1 Estudo tensão-deformação de barragem de terra e enrocamento – Almeida (2010)

O estudo da barragem de Irapé realizado por Almeida (2010) apresenta a análise de seu comportamento tensão-deformação no período construtivo. Segundo a autora, a barragem possui 208 metros de altura e 551 metros de comprimento. Consiste em uma barragem de terra zonada

Almeida (2010) desenvolveu as simulações no *software* Sigma/W e comparou os resultados da modelagem com os dados da instrumentação. A Figura 4.14 representa a seção transversal modelada e a Tabela 4.2 apresenta seus materiais constituintes.

O material “Random” consiste em um solo bem graduado, que vai desde residual jovem, até uma rocha muito alterada. O material denominado “Cascalho”, presente no núcleo da barragem, é uma mistura de solo areno-argiloso com cascalho.

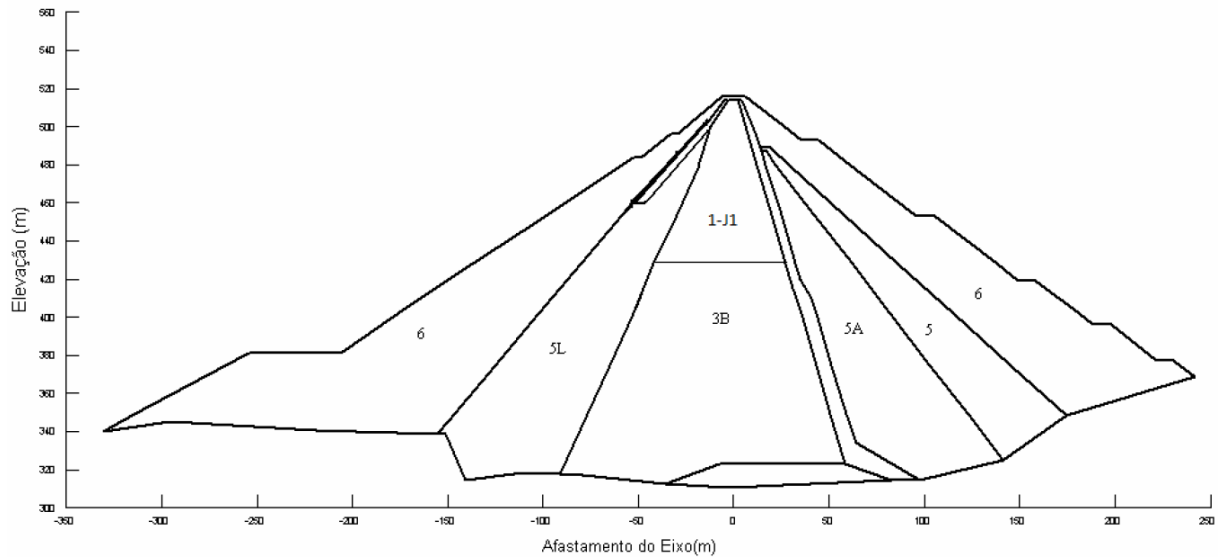


Figura 4.14 – Seção transversal modelada (Almeida, 2010)

Tabela 4.2 – Materiais constituintes da seção modelada (Almeida, 2010)

Sigla do Material	Descrição
1-J1	Solo argilo-arenoso proveniente da jazida 1
2	Filtros e transições
3B	“Cascalho”
5	Enrocamento de rocha pouco a medianamente decomposta
5A	Enrocamento de rocha medianamente a muito decomposta
5L	“Random”
6	Enrocamento de rocha pouco decomposta a sã

Foram realizadas três modelagens, com modelos constitutivos distintos. No primeiro estudo, o modelo linear-elástico foi atribuído a todos os solos; no segundo, foi utilizado o modelo elastoplástico para descrever todos os solos. Nestes estudos, se considerou a variação do módulo de deformabilidade do cascalho com a tensão confinante. No terceiro estudo o cascalho foi implementado com o modelo hiperbólico e os demais solos com o modelo linear-elástico.

Para a modelagem, foi admitido o alteamento da barragem em vinte e três meses, com 8 etapas construtivas. A malha empregada para as análises possui 3936 elementos de 4 metros.

I) Recalques

A Tabela 4.3 apresenta os recalques calculados e os aferidos pelos instrumentos utilizados no estudo e suas cotas de instalação, para a elevação do aterro na cota de 482 metros. O termo “razão” representa a relação entre o recalque calculado pelo modelo e o registrado em campo. A razão média é igual a média aritmética das razões de cada modelo.

Tabela 4.3 – Comparação entre os recalques medidos e os modelados (Adaptado de Almeida, 2010)

Instrumento	Cota (m)	Campo (m)	LE (m)	Razão	EP (m)	Razão	HP (m)	Razão
RM-302	355	0,59	0,79	1,34	0,76	1,29	0,91	1,54
RM-304	385	0,86	1,07	1,24	1,05	1,22	1,34	1,56
RM-306	421	1,29	1,25	0,97	1,20	0,93	1,45	1,12
RM-307	440	1,45	0,97	0,67	1,00	0,69	1,21	0,83
RM-308	460	1,10	0,64	0,58	0,64	0,58	0,91	0,83
CS-301	367	0,77	0,98	1,27	0,96	1,25	1,04	1,35
CS-305	400	0,75	1,22	1,63	1,19	1,59	1,31	1,75
Razão Média				1,10		1,08		1,28

O recalque máximo foi de 1,45 metros, que pode ser considerado de pequena magnitude, visto que representa 0,2% da altura máxima da barragem (Almeida, 2010). As análises mostram que o modelo que melhor representou os recalques sofridos foi o elastoplástico.

A Figura 4.15 ilustra a distribuição dos recalques resultante da modelagem com o modelo elastoplástico, no final do período construtivo. Nesta figura, percebe-se a influência da divisão em camadas na distribuição dos recalques.

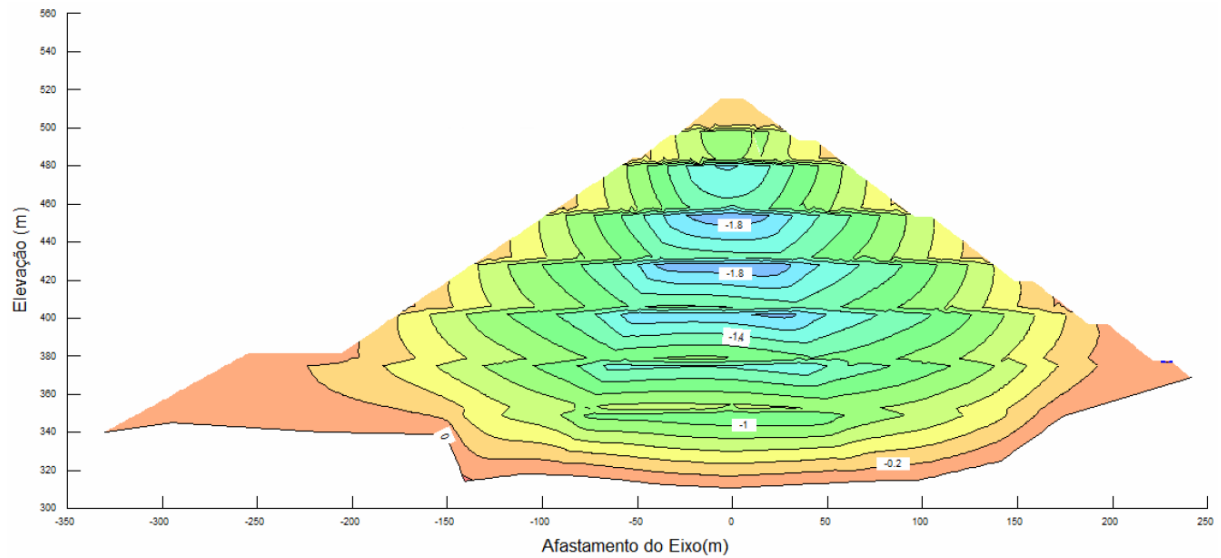


Figura 4.15 – Distribuição de recalques para o modelo elastoplástico (Almeida, 2010)

II) Tensões Totais Horizontais

O instrumento escolhido para a comparação com os resultados da modelagem foi a célula de pressão CP-309. Por estar na região em que se identificou o arqueamento, a meia altura do núcleo. O gráfico da Figura 4.16 ilustra a comparação entre as tensões totais horizontais medidas e as resultantes da modelagem, em função da elevação do aterro.

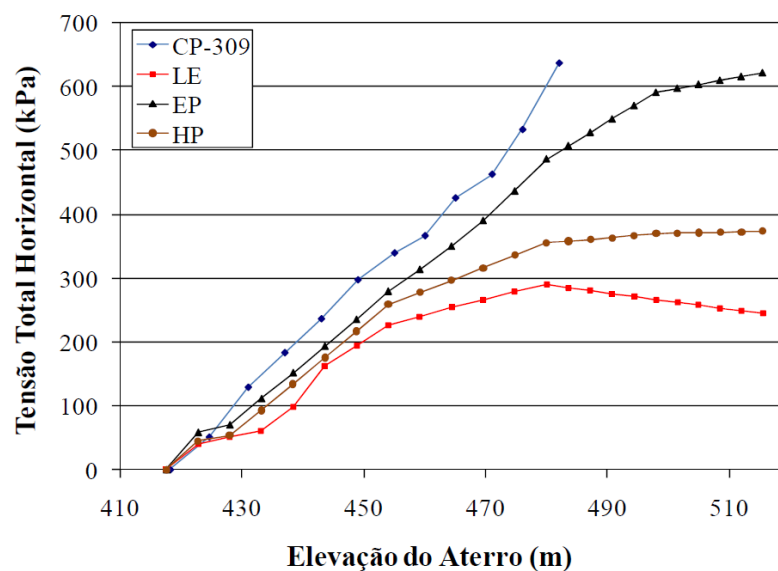


Figura 4.16 – Tensões totais horizontais da modelagem e da instrumentação (Almeida, 2010)

O modelo elastoplástico representou melhor as condições de campo, também para a análise de tensões. A Figura 4.17 representa a distribuição de tensões totais horizontais para este modelo.

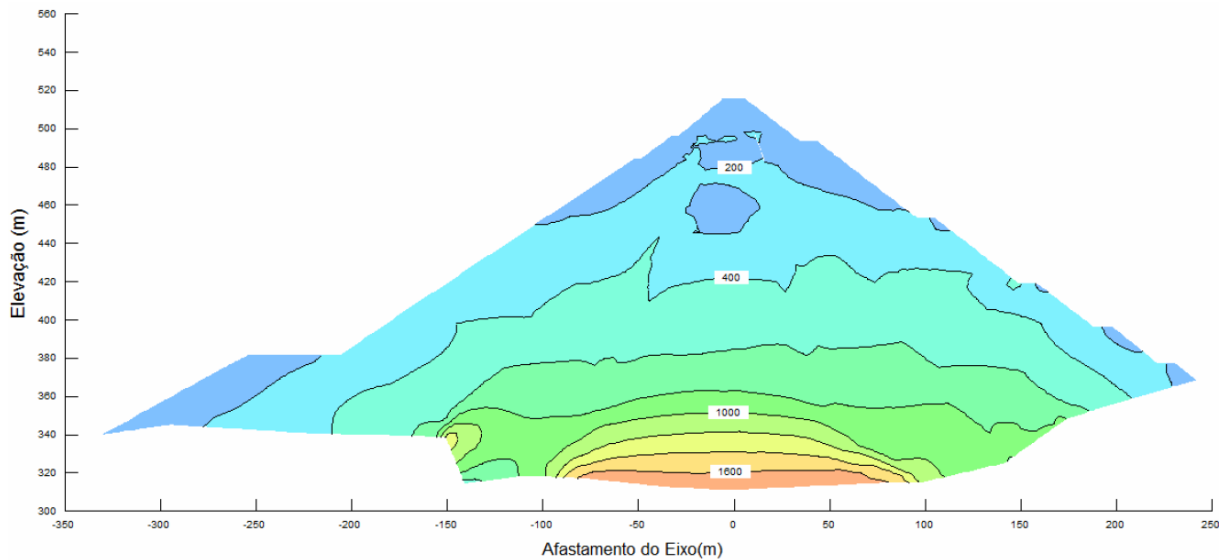


Figura 4.17 – Distribuição das tensões totais horizontais para o modelo elastoplástico (Almeida, 2010)

III) Tensões Totais Verticais

Para as tensões totais verticais, os modelos elastoplástico e hiperbólico apresentaram resultados mais próximos dos dados da instrumentação, como ilustra a Figura 4.18, que representa a comparação entre esses valores para a célula de pressão CP-301, instalada no eixo da barragem, próximo à fundação.

Observa-se que as tensões da modelagem são iguais às do instrumento aproximadamente até a cota 415 metros do aterro. A partir desta cota, inicia a compactação do solo 1-J1. Como este solo tem rigidez inferior ao filtro e transições, os incrementos de tensão vertical não acompanham linearmente o aumento da altura do aterro compactado.

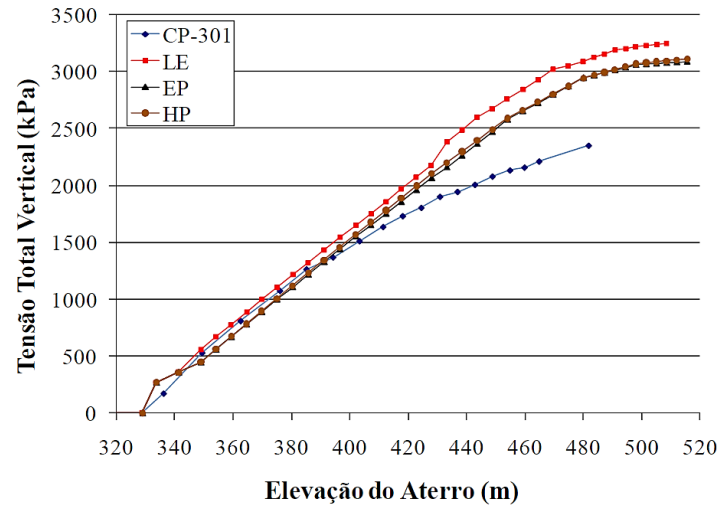


Figura 4.18 – Tensões verticais totais da modelagem e da instrumentação (Almeida, 2010)

Os resultados obtidos são próximos, mas a instrumentação apresenta valores inferiores à modelagem. As Figuras 4.19 e 4.20 representam as distribuições das tensões totais verticais para os modelos elastoplástico e hiperbólico, respectivamente.

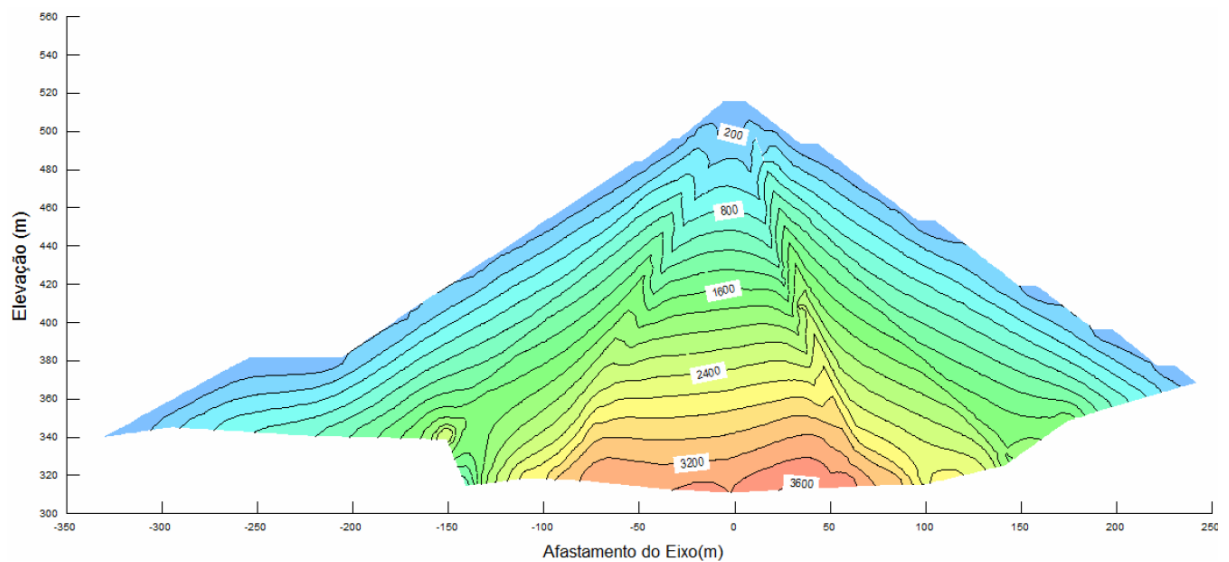


Figura 4.19 – Distribuição das tensões verticais modelo elastoplástico (Almeida, 2010)

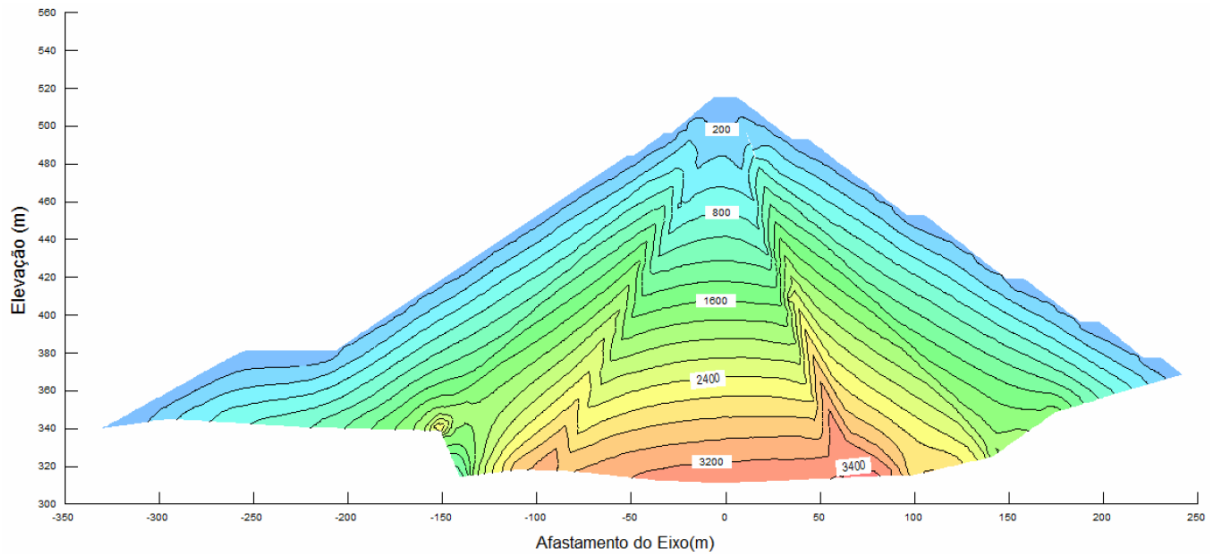


Figura 4.20 – Distribuição das tensões verticais modelo hiperbólico (Almeida, 2010)

A distribuição das tensões verticais para ambos os modelos é semelhante. Assim como a evidência do efeito do arqueamento do solo do núcleo sobre o do filtro e transições. Esse fenômeno era esperado, uma vez que, segundo Almeida (2010), o solo do filtro possui módulo de deformabilidade três vezes maior que o solo da região superior do núcleo.

Por fim, Almeida (2010) conclui que o modelo elastoplástico é o mais adequado para o caso estudado, uma vez que os resultados das modelagens com esse modelo se aproximaram mais dos dados da instrumentação.

4.5 Análises de casos da literatura – modelagens realizadas previamente

4.5.1 Influência da malha de elementos finitos na análise tensão-deformação de barragens de terra

A presente análise teve como principal objetivo avaliar a influência da malha de elementos finitos na análise de tensão-deformação de barragens com o uso do software Sigma/W. Para isso, foi reproduzida a modelagem da Barragem da UHE Nova Ponte, de acordo com os dados de Musman (2002).

A barragem é do tipo terra-enrocamento, com altura máxima de 142 m e 1600 m de comprimento. Seu núcleo é constituído por um material denominado “cascalho”, que consiste em uma areia argilo-siltosa com pedregulhos, proveniente de duas

jazidas, A e B. Este ligeiramente mais fino do que o material da jazida A. Os espaldares são constituídos de enrocamento de basalto.

Assim como no trabalho de Musman (2002), o modelo constitutivo adotado foi o modelo elástico não-linear hiperbólico. Este modelo simula a não-linearidade do comportamento tensão-deformação do solo e a sua dependência do nível de tensões. Os parâmetros hiperbólicos dos materiais do núcleo foram determinados no trabalho original a partir de ensaios triaxiais. Para o enrocamento, esses parâmetros foram determinados a partir de correlações com a granulometria.

As análises da fase construtiva da barragem foram feitas considerando a seção transversal 6, seção de maior altura. Nesta encontram-se instalados piezômetros, medidores de recalque tipo caixa sueca, medidores de recalque pneumáticos, inclinômetros e marcos superficiais. A Figura 4.21 representa a seção transversal modelada e a disposição das caixas suecas.

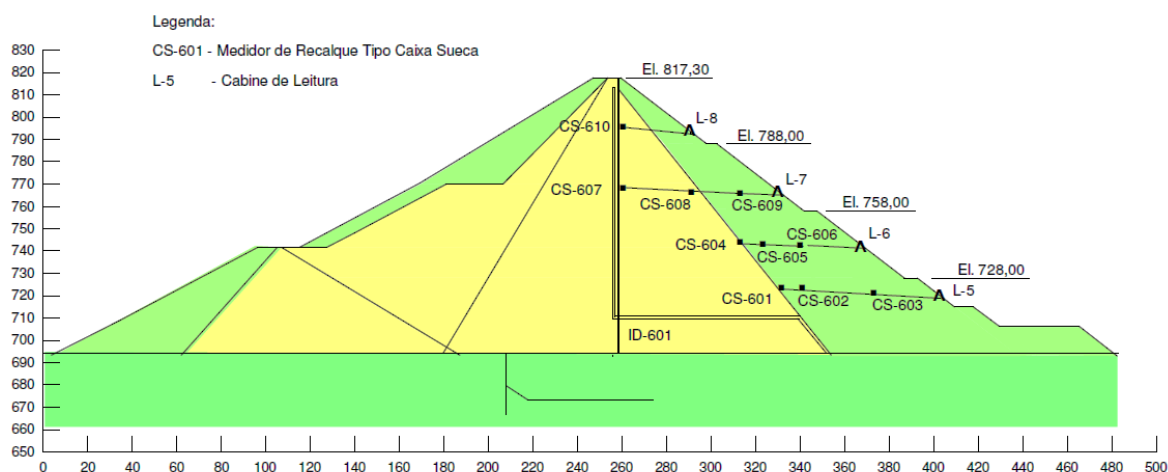


Figura 4.21 – Disposição das Caixas Suecas na seção 6 (Musman, 2002)

Estas análises restringiram-se ao maciço, ou seja, foi aplicada como condição de contorno na base deslocamentos horizontais e verticais nulos, visto que nesta seção a barragem está completamente fundada sobre rocha.

Foram consideradas as mesmas simplificações do trabalho anterior, a saber: três tipos diferentes de material: cascalho da jazida A, na região inferior do núcleo; cascalho da jazida B, na região superior do núcleo; e enrocamento de basalto nos espaldares. O filtro vertical de areia, de espessura pouco expressiva, não foi

delimitado nas análises devido à semelhança entre os comportamentos, em termos de deformabilidade, da areia do filtro e do cascalho.

Para a presente análise, foram adotadas duas malhas, uma mais refinada e outra com os elementos mais espaçados e menos ordenados. A malha mais espaçada possui 710 nós e 518 elementos, Figura 4.22, e a mais refinada possui 21.964 nós e 17.133 elementos, Figura 4.23. Para análise do período construtivo, considerou-se a execução do aterro em 27 camadas, como mostra a Figura 4.24.

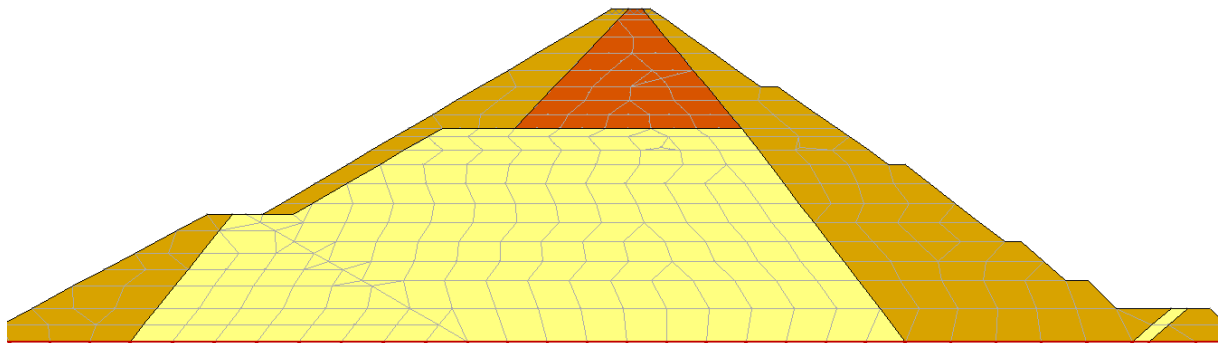


Figura 4.22 – Malha com elementos mais espaçados

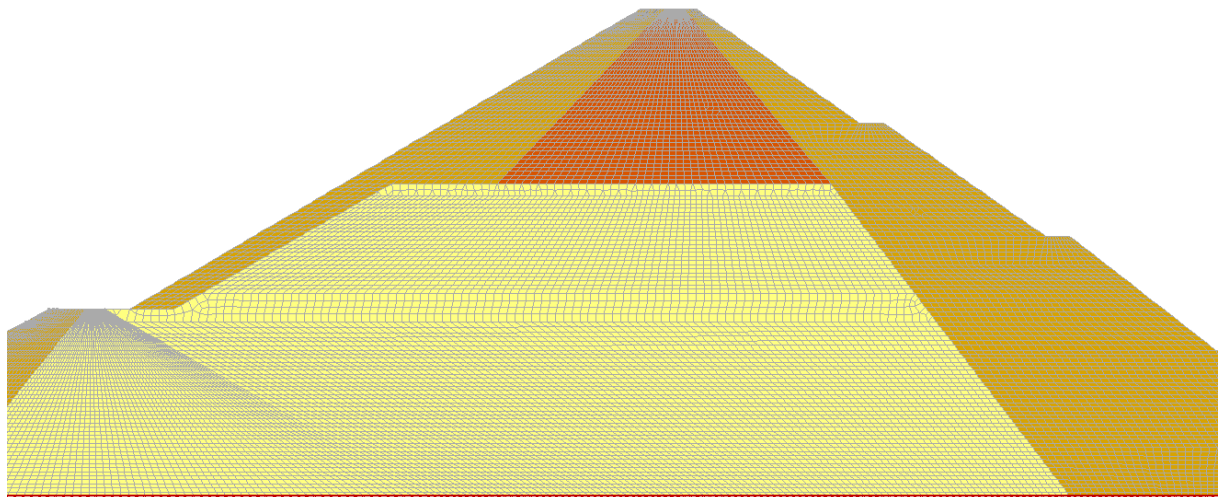


Figura 4.23 – Detalhe de malha mais refinada

Em seu trabalho, Musman (2002) analisou o problema variando a hipótese de obtenção dos parâmetros hiperbólicos dos materiais em quatro casos. Em todos eles o material denominado “cascalho” foi considerado em condição drenada, uma vez que os piezômetros instalados no núcleo não apresentaram poropressões significativas durante a construção da barragem.

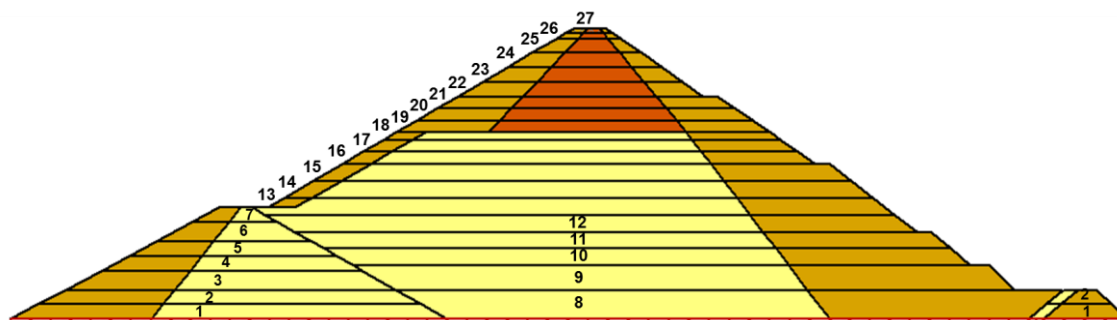


Figura 4.24 – Modelagem do processo construtivo

Foi, então, reproduzida a modelagem do caso quatro, pelo fato de este ter apresentado os valores mais próximos aos dados da instrumentação. Neste caso, os parâmetros foram obtidos a partir do trecho inicial de cada curva de ensaio, o que o torna adequado para situações que envolvem pequenas deformações. Esses parâmetros estão dispostos na Tabela 4.4. A seguir, são comparados as distribuições de deslocamentos verticais e horizontais e de tensões totais resultantes das modelagens com as duas malhas.

Tabela 4.4 – Parâmetros dos solos utilizados na modelagem (Adaptado de Musman, 2002)

	K	k_{ur}	n	k_b	m	c (kPa)	ϕ (°)	R_f	E (MPa)	γ (kN/m ³)
Solo Jazida A	2.254	5.635	0,98	139	0,63	0,0	39,3	0,69	145	20,7
Solo Jazida B	2.691	6.728	0,93	290	0,23	4,5	37,3	0,57	120	20,0
Enrocamento	470	1.175	0,50	210	0,30	0,0	45,0	0,70	60	21,2

I) Distribuição de Deslocamentos Verticais

As Figuras 4.25 e 4.26 ilustram as distribuições dos deslocamentos verticais para a malha mais espaçada e para a mais refinada, respectivamente.

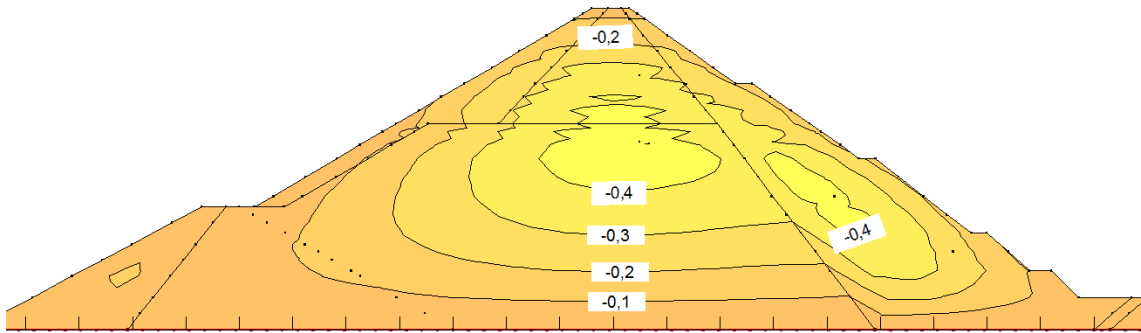


Figura 4.25 – Distribuição dos deslocamentos verticais, malha mais espaçada

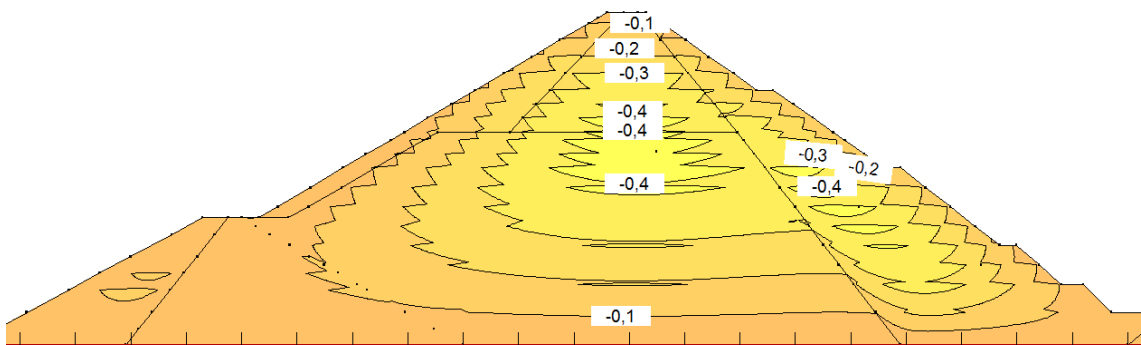


Figura 4.26 – Distribuição dos deslocamentos verticais, malha mais refinada

Ambas as análises resultaram em deslocamentos verticais máximos de 0,40 metros, aproximadamente a meia altura do maciço. Além disso, o enrocamento se mostrou mais deformável do que o cascalho do núcleo, de modo que é evidente o efeito do arqueamento, especialmente entre o cascalho e o enrocamento de jusante.

Percebe-se que a distribuição dos deslocamentos verticais resultante da malha mais refinada apresenta maior influência da segmentação em camadas, que é o esperado. Enquanto que, na malha mais espaçada, essa influência não é perceptível.

II) Distribuição de Deslocamentos Horizontais

As Figuras 4.27 e 4.28 mostram a distribuição dos deslocamentos horizontais para a malha mais espaçada e para a mais refinada, respectivamente.

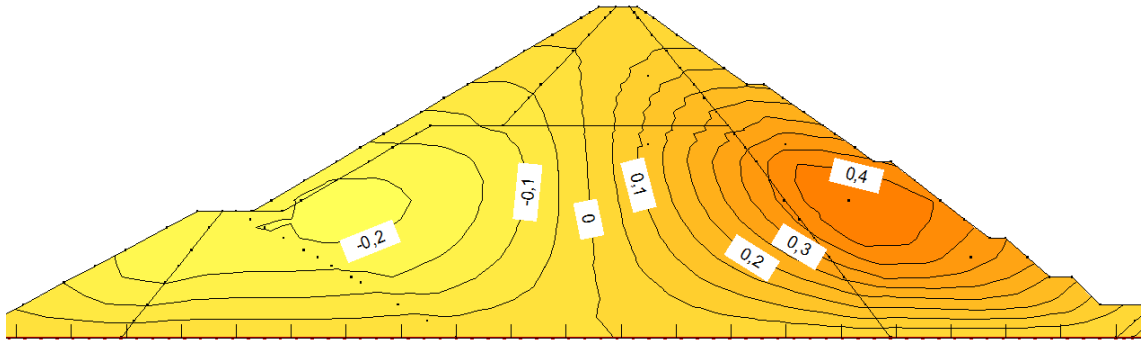


Figura 4.27 – Distribuição dos deslocamentos horizontais para a malha mais espaçada

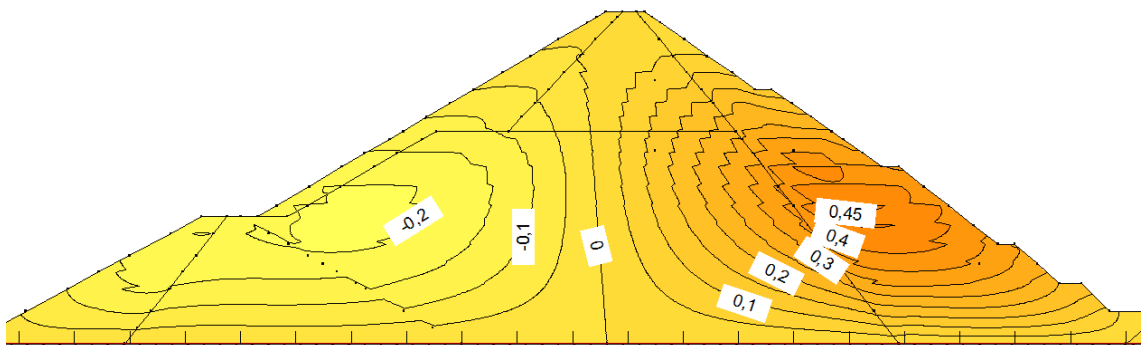


Figura 4.28 – Distribuição dos deslocamentos horizontais para a malha mais refinada

Quanto à distribuição dos deslocamentos horizontais, a disposição das isolinhas é basicamente a mesma. A posição da linha de deslocamento nulo também é coincidente. O valor máximo a montante, entretanto, passa de 0,40 m, na malha mais aberta, para 0,45 m, na mais refinada. E novamente a influência da estratificação do maciço se faz mais visível na análise com a malha mais refinada.

III) Distribuição de Tensões Verticais

As distribuições das tensões verticais resultantes das análises com a malha mais espaçada e com a mais refinada são apresentadas nas Figuras 4.29 e 4.30, respectivamente.

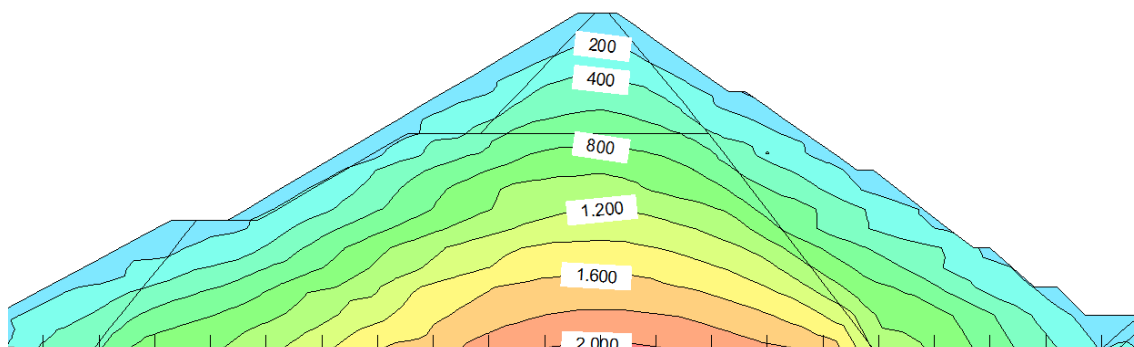


Figura 4.29 – Distribuição das tensões verticais para a malha mais aberta

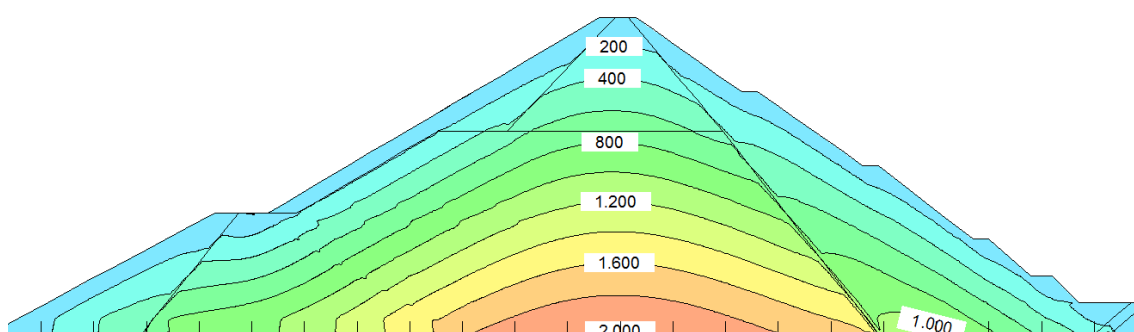


Figura 4.30 – Distribuição das tensões verticais para a malha mais refinada

As análises de tensões verticais resultaram em distribuições similares. Entretanto, percebe-se que a malha mais refinada originou uma disposição mais uniforme das isolinhas.

Além disso, para esta malha é visível o efeito do arqueamento, resultante da diferença de módulos de deformabilidade, especialmente entre o cascalho “A” e o enrocamento, a jusante. O que não ocorre na distribuição resultante da malha mais aberta. Nesta, as isolinhas passam de um material para o outro sem sofrer nenhuma influência da diferença desses módulos.

Com a análise realizada, percebe-se que o aumento do número de elementos da malha de elementos finitos refina o resultado da modelagem. Apesar de os valores de deslocamentos e tensões não sofrerem grandes alterações, este artifício permite a visualização de algumas particularidades importantes para a análise. Como foi o caso da influência da estratificação do maciço nos deslocamentos, e do arqueamento na distribuição de tensões totais.

Entretanto, o aumento do número de elementos deve ser analisado, uma vez que requer maior tempo de processamento, pelo *software*. Além disso, uma malha com pontos em quantidade excessiva pode originar inconsistências numéricas e afetar o resultado da análise.

4.5.2 Influência do número de camadas no estudo tensão-deformação da etapa construtiva de barragens de terra

Sabe-se que um fator preponderante para a análise do comportamento tensão-deformação de uma barragem no período construtivo é o número de camadas adotado. Para analisar sua influência, foi feita a modelagem da barragem de Aproveitamento Hidrelétrico Irapé (AHE Irapé), com o programa Sigma/W. Os dados necessários para a modelagem foram retirados de Aires (2006).

I) Materiais constituintes da barragem

A barragem de Irapé é de enrocamento, com núcleo argiloso. O material do núcleo, até 400 metros de altura, é composto por uma mistura de um solo areno-argiloso e cascalho. A partir deste ponto é utilizado um material argiloso, denominado argila J1, mais plástico do que o anterior. Como transição entre estes dois materiais foi utilizada uma camada de solo areno-argiloso, denominado argila J2.

O cascalho utilizado na região mais inferior do núcleo, tem como principal objetivo aumentar a rigidez, de forma a reduzir os recalques. Já o material empregado na parte superior, argila J1, tem a função de absorver as solicitações oriundas das variações do nível d'água do reservatório, evitando o aparecimento de fissuras no núcleo.

O material denominado random (5L) consiste em um solo residual jovem a rocha muito alterada. Os enrocamentos utilizados são divididos basicamente em três tipos. São eles: solo "5A" consiste em uma rocha medianamente a muito decomposta; solo "5", rocha de pouco a medianamente decomposta; enrocamento "6" é constituído por rocha pouco decomposta a sã.

II) Instrumentação da barragem

A auscultação da barragem compreende os seguintes instrumentos: marcos superficiais (MS), medidores de vazão (MV), células de pressão (CP), medidores de

recalque elétricos (RE), piezômetros elétricos (PE) e de Casagrande (PC), caixas suecas (CS), inclinômetros (IN), placas de recalques magnéticas (RM) e medidores de pH (pH). A distribuição dos instrumentos encontra-se ilustrada na Figura 4.32.

Os dados da instrumentação disponíveis foram obtidos, no período de construção da barragem, até uma altura do maciço correspondente à etapa 23 da simulação de Aires (2006). Esta etapa encontra-se ilustrada na Figura 4.31.

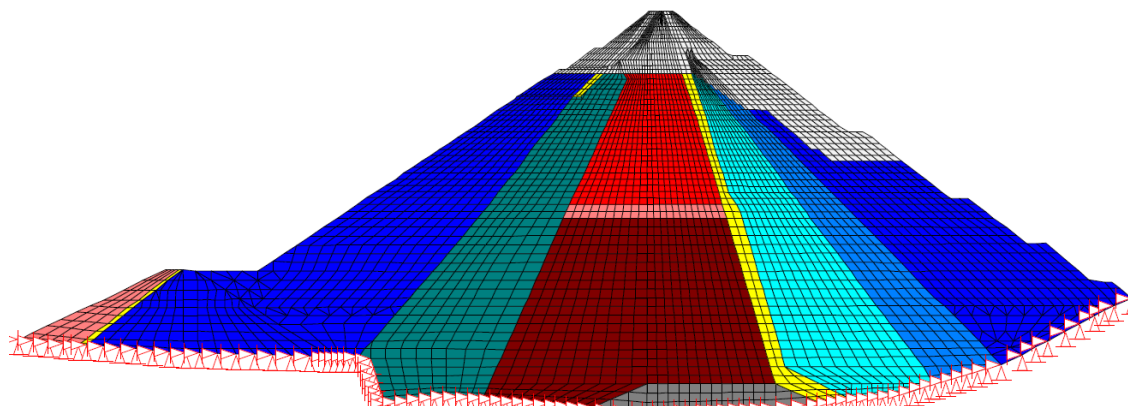


Figura 4.31 – Elevação do aterro na etapa 23 (Aires, 2006)

III) Modelagem da etapa construtiva

O modelo constitutivo utilizado no presente trabalho foi o linear elástico, com incrementos no módulo de deformabilidade do solo com a profundidade. Esta adaptação é denominada por Aires (2006) como “linear elástico com incrementos”.

Tal consideração busca simular a não-linearidade do comportamento tensão-deformação dos materiais. No trabalho original, a modelagem foi executada com o modelo linear elástico simples (“les”) e com o “linear elástico com incrementos” (“lei”).

Foram simuladas 31 etapas para a análise do período construtivo. Não se considerou para a distribuição das camadas a junta de construção executada no talude de jusante da barragem. Esse aspecto difere este trabalho do original, no qual esta análise é composta por 38 etapas. Cada camada foi modelada com espessura aproximada de cinco metros e as variações no módulo de deformabilidade foram determinadas aproximadamente a cada vinte e cinco metros.

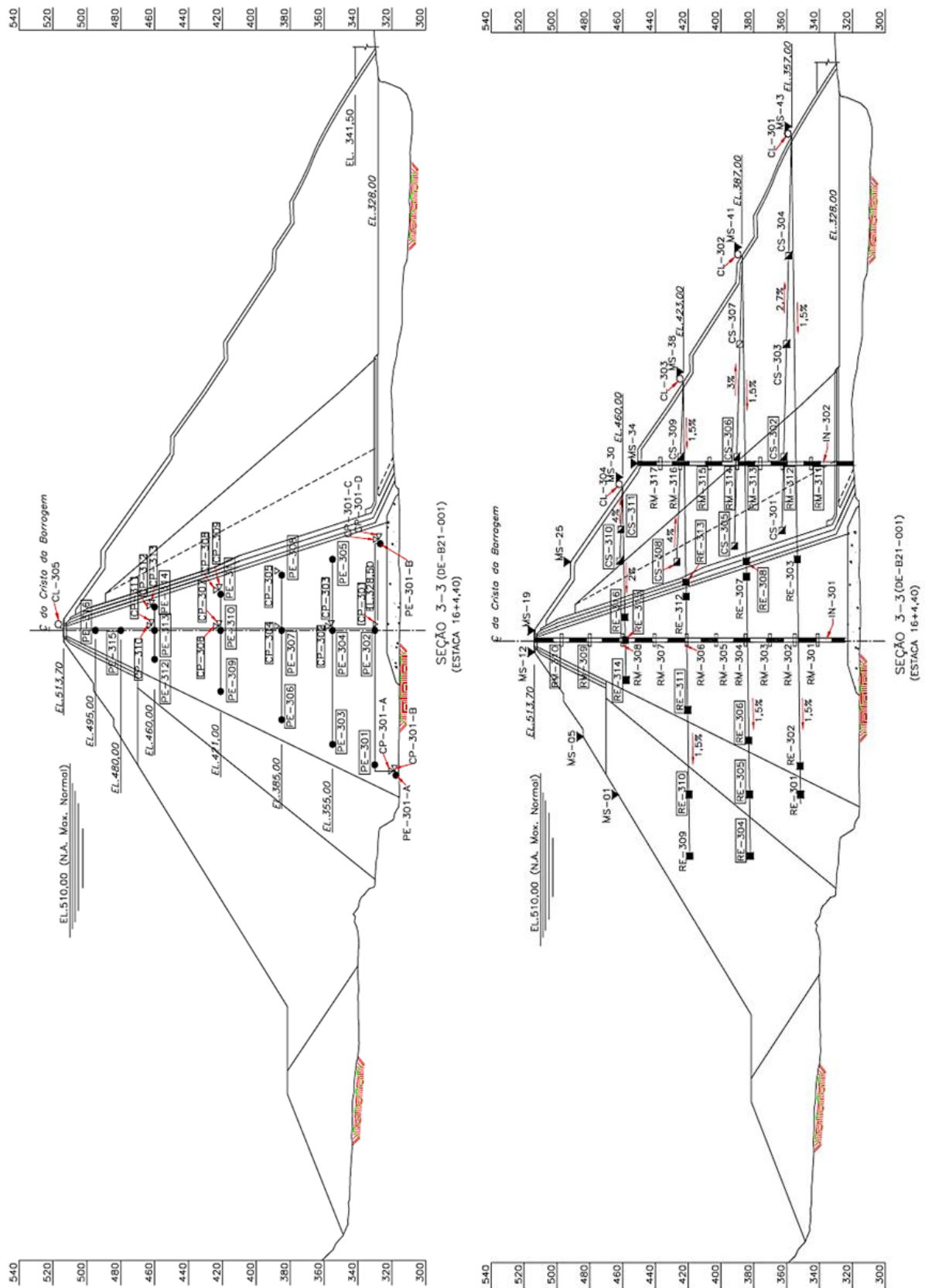


Figura 4.32 - Seção transversal da estaca 16 + 4,40 instrumentada (CCI, 2003 apud Aires, 2006)

A variação dos módulos de deformabilidade foi feita de acordo com as indicações de Aires (2006). Os valores utilizados encontram-se na tabela do ANEXO A. Foram adotadas as mesmas simplificações para a modelagem da seção. Dentre elas, a modelagem dos solos das transições e do filtro vertical como um único material, denominado “Transições”. Na Figura 4.33, as regiões delimitam as camadas de solos com o mesmo módulo de deformabilidade.

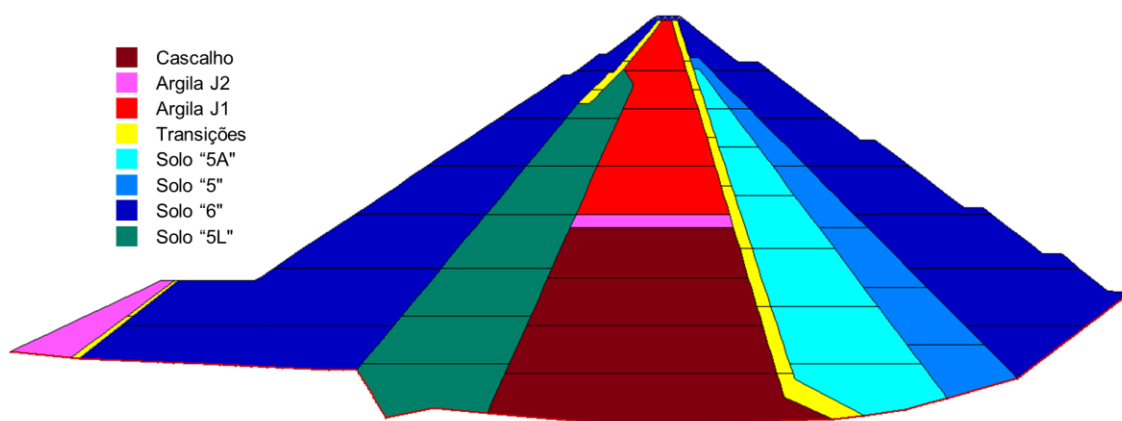


Figura 4.33 – Seção modelada Sigma

Com o intuito de se evidenciar a influência do número de camadas, foi simulado o processo construtivo também em seis e três etapas. A malha foi atribuída a cada região, individualmente e é formada por 5.867 elementos retangulares ou quadrados e 5.921 nós, Figura 4.34.

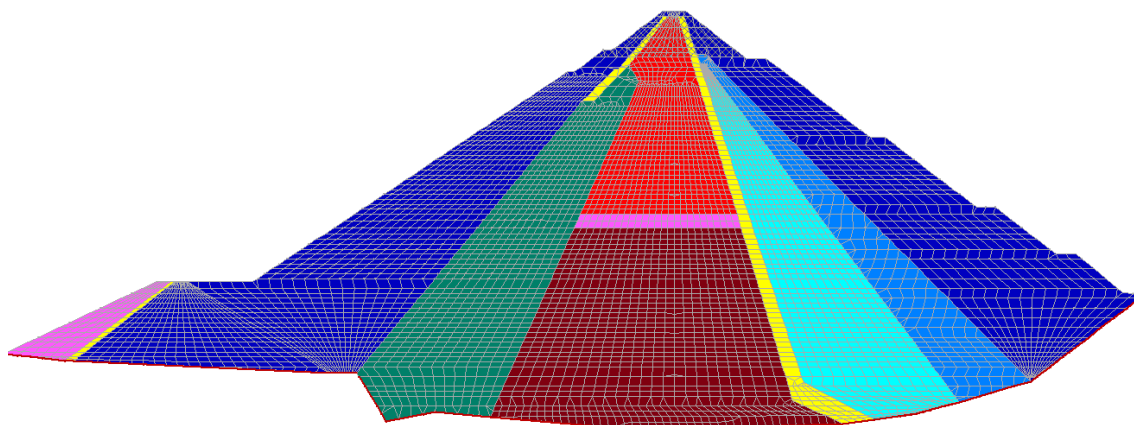


Figura 4.34 – Malha de elementos finitos adotada

IV) Análise comparativa entre simulações e dados da instrumentação no final da construção

Deslocamentos verticais

Aires (2006) constatou que os recalques máximos ocorreram, tanto pelo modelo “lei” quanto pelo “les”, a aproximadamente dois terços da altura. É comum que os maiores valores de recalques sejam identificados à meia altura do maciço, o que não se aplica a este caso. Segundo o autor, isto ocorre devido ao fato de o núcleo ser composto por três materiais, dos quais o módulo de deformabilidade mais elevado encontra-se no solo da base do núcleo.

A Figura 4.35 apresenta a distribuição dos recalques obtidos com a implementação do modelo “lei” no trabalho anterior. As Figuras 4.36, 4.37 e 4.38 representam a distribuição dos recalques obtidos no presente trabalho para a simulação da etapa construtiva em 31 etapas, 6 etapas e 3 etapas, respectivamente.

Percebe-se que quanto menor o número de camadas utilizado na simulação, maior o recalque máximo apresentado. Além disso, a distribuição de recalques da modelagem em 38 etapas se apresentam menos uniforme na região superior mais externa do talude de jusante. Segundo Aires (2006), isso pode ser decorrente da junta de construção, cuja modelagem pode ter gerado oscilações, entre as etapas 21 e 25, pelo aumento da taxa de elevação do aterro.

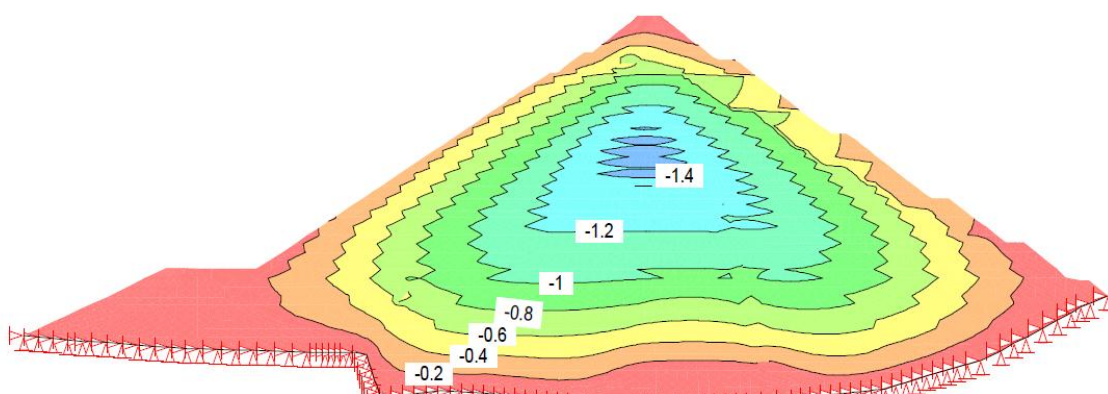


Figura 4.35 – Recalques no final da construção pelo modelo “lei” e modelagem em 38 etapas (Aires, 2006)

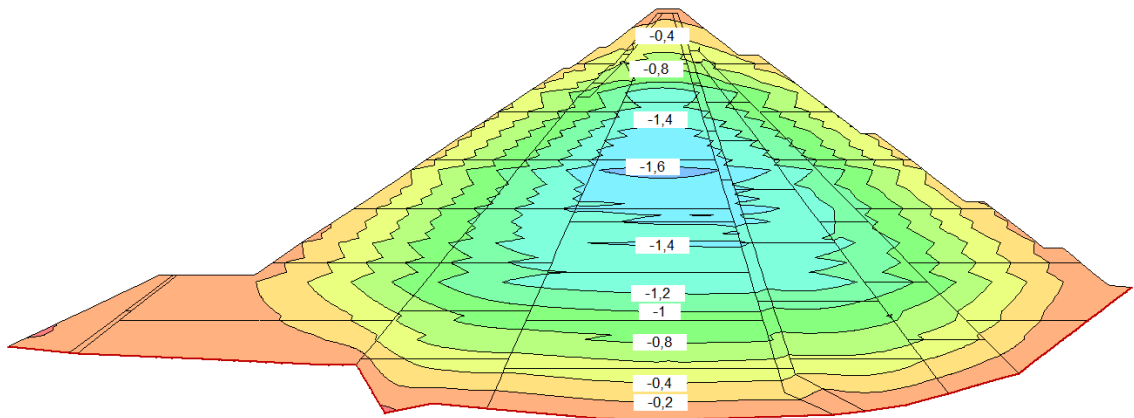


Figura 4.36 – Recalques no final da construção pelo modelo “lei” e modelagem em 31 etapas

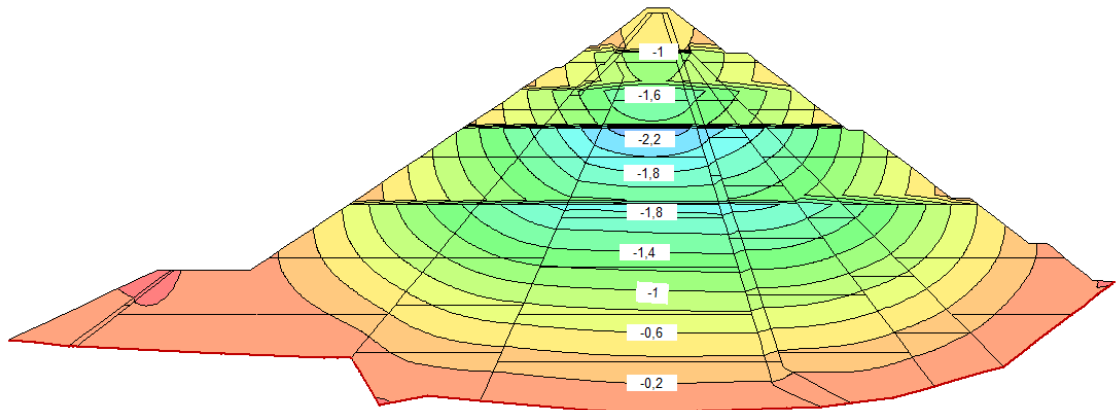


Figura 4.37 – Recalques no final da construção pelo modelo “lei” e modelagem em 6 etapas

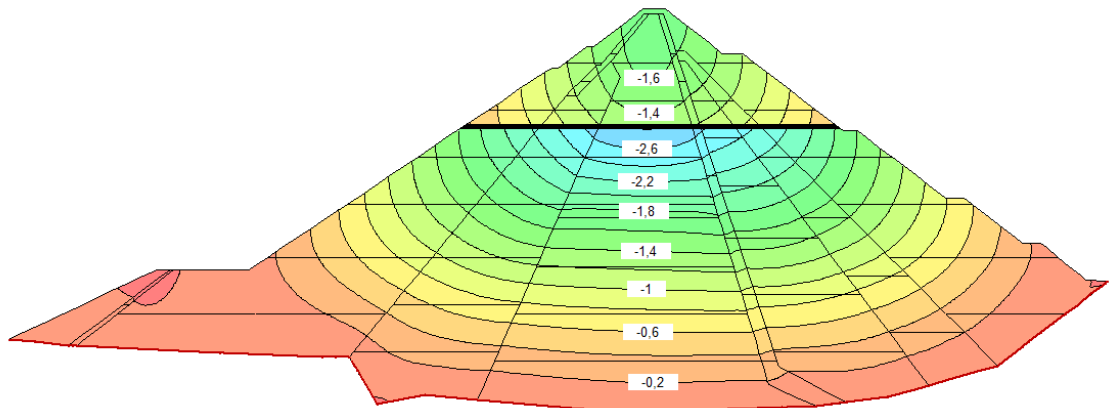


Figura 4.38 – Recalques no final da construção pelo modelo “lei” e modelagem em 3 etapas

Na distribuição de recalques para a modelagem em 31 etapas, a zona menos uniforme ocorre na região composta pela argila J2, entre o cascalho e a argila J1. Para as demais modelagens, a distribuição dos recalques é mais uniforme. Entretanto, em todas as situações os recalques máximos ocorrem aproximadamente a uma mesma altura.

Deslocamentos horizontais

De um modo geral, a alteração do número de camadas ocasionou pouca variação nos deslocamentos horizontais, como apresentado nas Figuras 4.39 a 4.42. Esses deslocamentos tendem a ser maiores à meia altura da barragem, com valores decrescentes a partir deste ponto, em direção às regiões inferiores e superiores do maciço. A falta de simetria na distribuição dos deslocamentos, em relação ao eixo vertical da seção, ocorre em função da disposição não simétrica dos materiais e da geometria do próprio maciço.

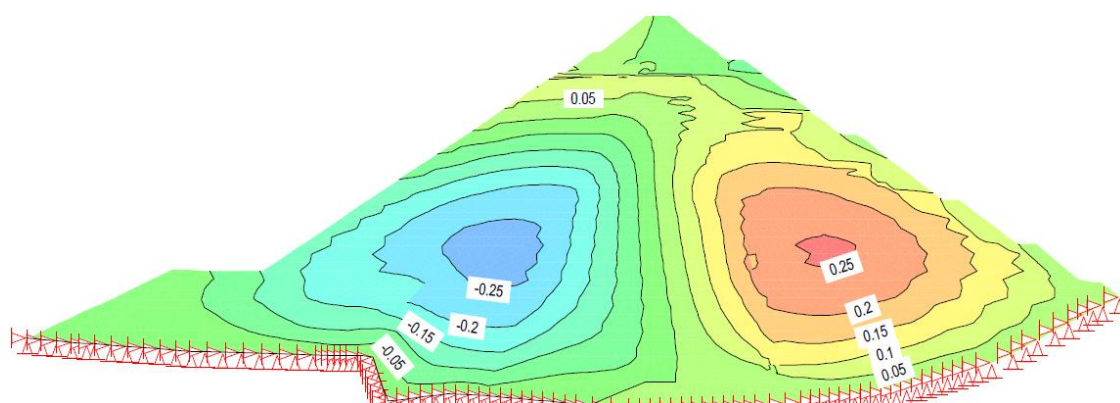


Figura 4.39 – Deslocamentos horizontais no final da construção pelo modelo “lei” e modelagem em 38 etapas (Aires, 2006)

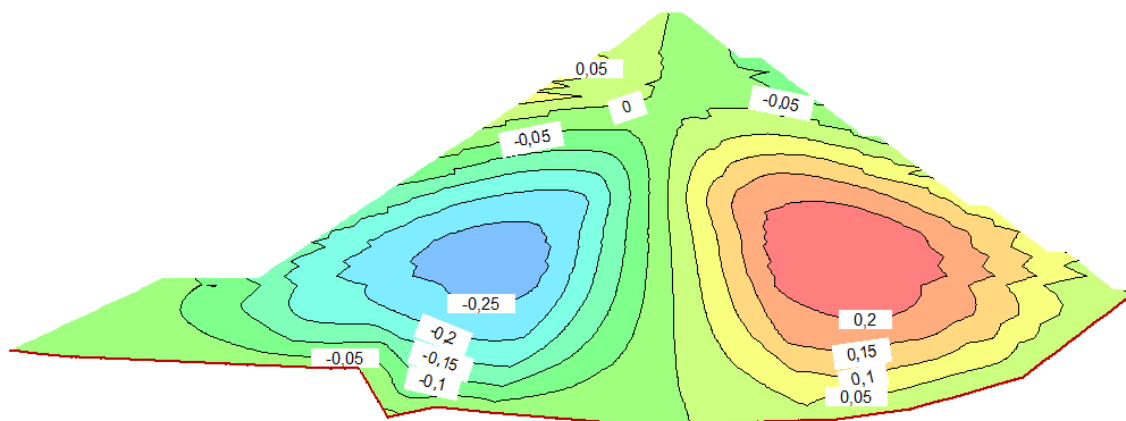


Figura 4.40 – Deslocamentos horizontais no final da construção para modelagem em 31 etapas

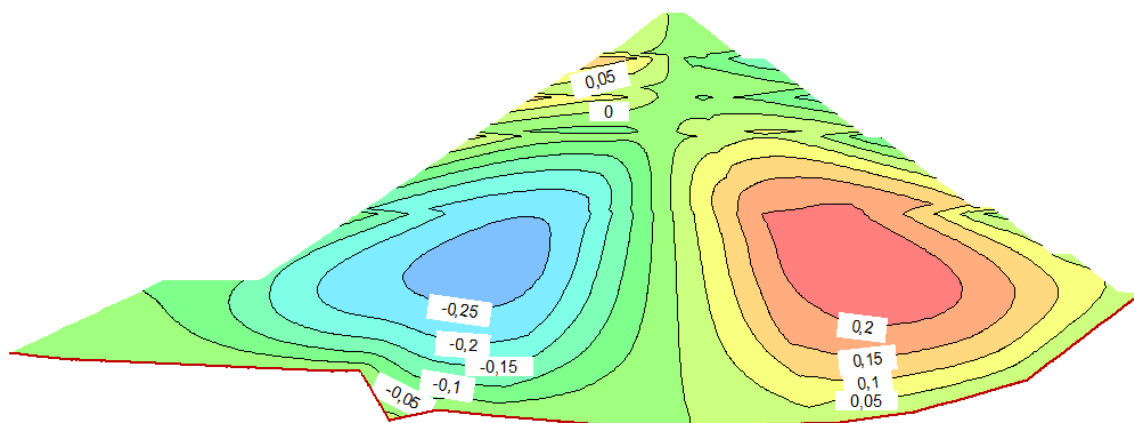


Figura 4.41 – Deslocamentos horizontais no final da construção para modelagem em 6 etapas

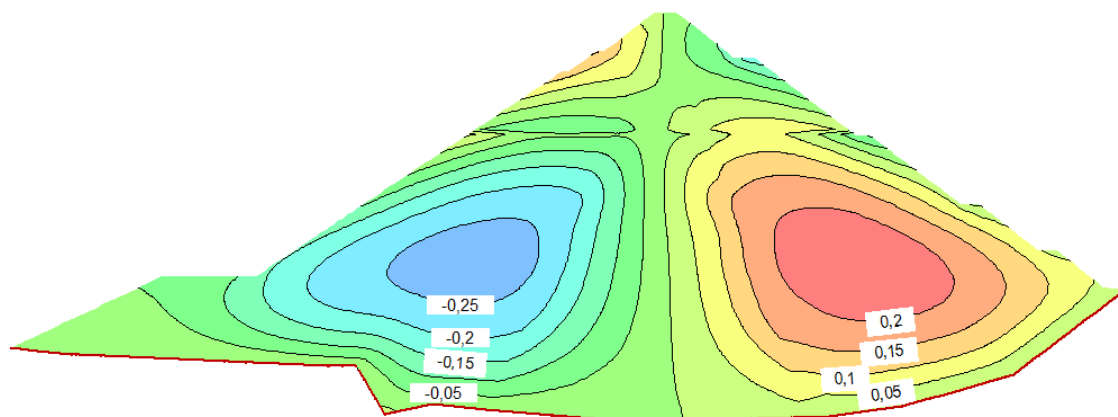


Figura 4.42 – Deslocamentos horizontais no final da construção para a modelagem em 3 etapas

Pode-se observar também algumas irregularidades na distribuição dos deslocamentos na região mais externa do talude de jusante. No caso da análise em 38 camadas, é ocasionada pela simulação da execução da junta de construção. Nas demais modelagens, ocorre principalmente em virtude da disposição das camadas simuladas. A montante, os valores máximo e mínimo foram os mesmos para todas as modelagens, assim como as regiões de iguais deslocamentos são semelhantes em todas as análises.

Tensões totais verticais

A expressiva diferença entre os módulos de elasticidade de materiais adjacentes ocasiona o efeito de arqueamento. Tal efeito consiste na redistribuição de

esforços originados pela diferença entre os recalques dos materiais. Para minimizar esse efeito entre o núcleo e o filtro, por exemplo, pode-se executar esta estrutura inclinada. No caso analisado, mesmo com o filtro inclinado, é perceptível o arqueamento pela concentração de tensões nas regiões próximas a esta estrutura, Figuras 4.43 a 4.46, o que ocorre em todas as situações simuladas.

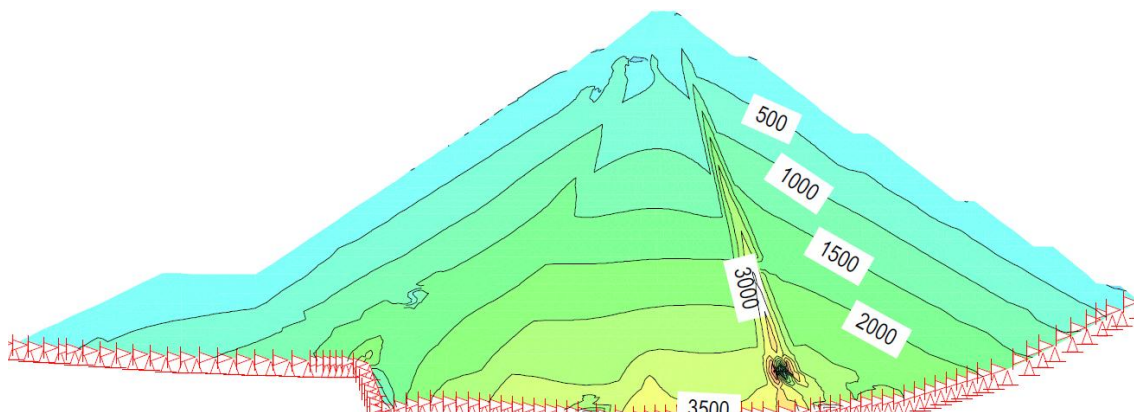


Figura 4.43 – Tensões verticais no final de construção pelo modelo “lei”, modelagem em 38 etapas (Aires, 2006)

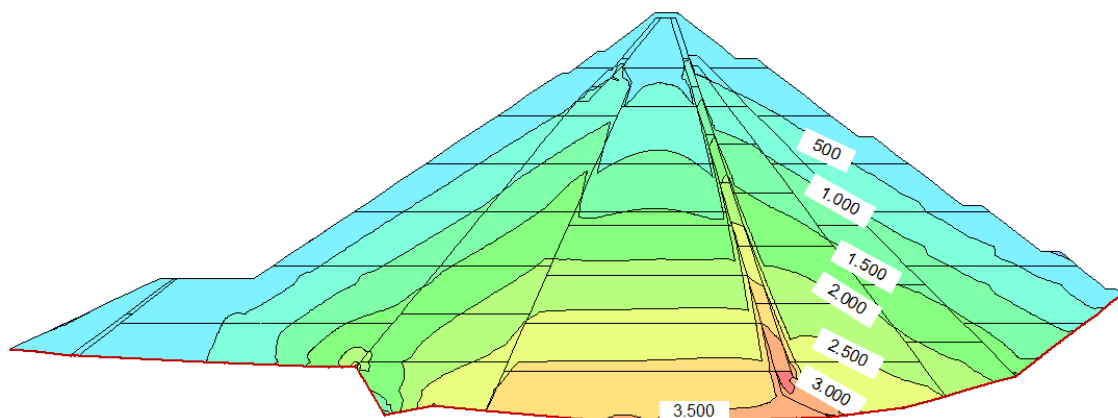


Figura 4.44 - Tensões verticais no final de construção pelo modelo “lei”, modelagem em 31 etapas

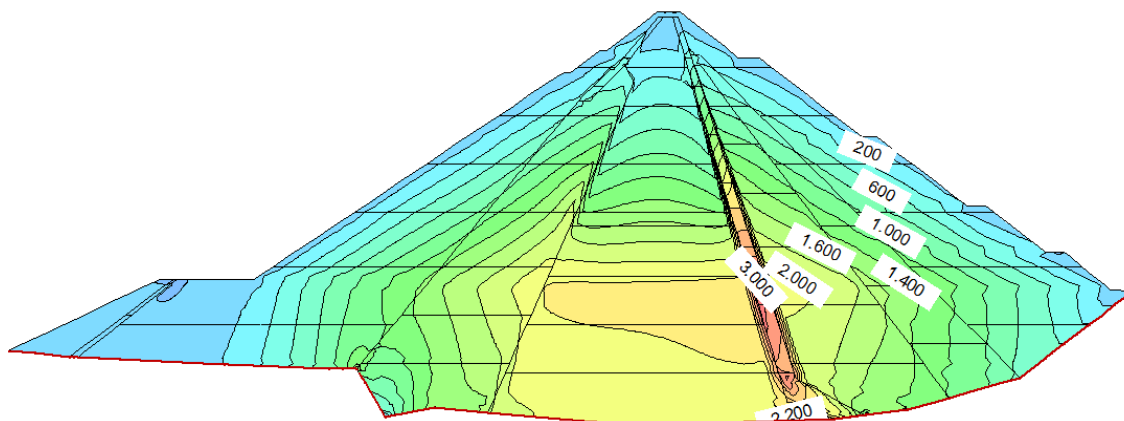


Figura 4.45 – Tensões Verticais no final de construção pelo modelo “lei”, modelagem em 6 etapas

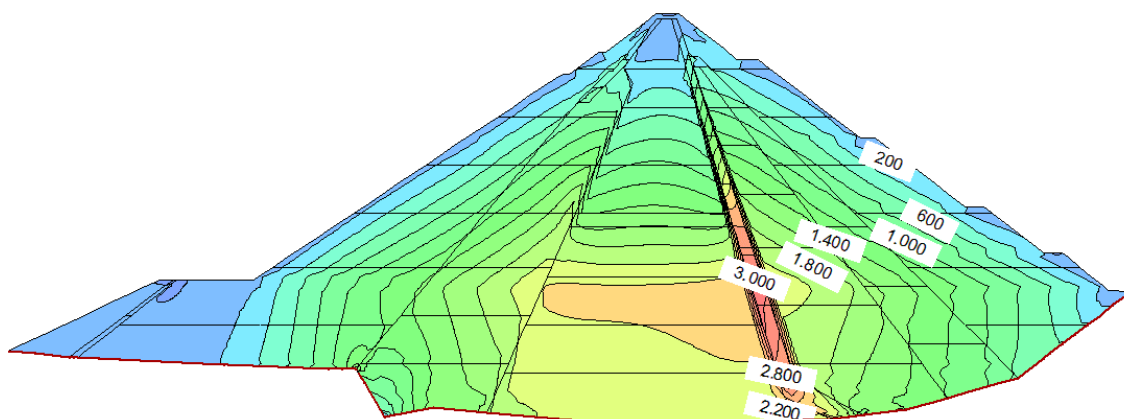


Figura 4.46 – Tensões Verticais no final de construção pelo modelo “lei”, modelagem em 3 etapas

Na região a montante do núcleo, acima do cascalho percebe-se um arqueamento menos intenso, especialmente entre o material “random” e as argilas J1 e J2 do núcleo. Isso ocorre em virtude da inexistência de um material de elevada rigidez. Na região do núcleo composta pelo cascalho, cuja rigidez é mais próxima à do “random”, o efeito do arqueamento foi ainda mais suave.

A modelagem em 31 etapas resultou em uma distribuição de tensões verticais semelhante à obtida para a simulação em 38 etapas, com tensões totais máximas de 3.500 kPa na base do núcleo. Entretanto, para a análise em 6 e 3 etapas, o resultado é consideravelmente diferente. Na mesma região, a tensão obtida é de 2.000 kPa e alcança o valor máximo de 3.000 kPa, a uma meia altura do filtro.

Tensões horizontais

Em relação às tensões horizontais no final da construção, pode-se observar que a variação do número de camadas ocasiona alterações nos valores das tensões. Entretanto, as maiores variações podem ser identificadas na distribuição das regiões de mesmo valores de tensões horizontais. As Figuras 4.47 a 4.50 apresentam as distribuições de tensões horizontais obtidas pelas modelagens.

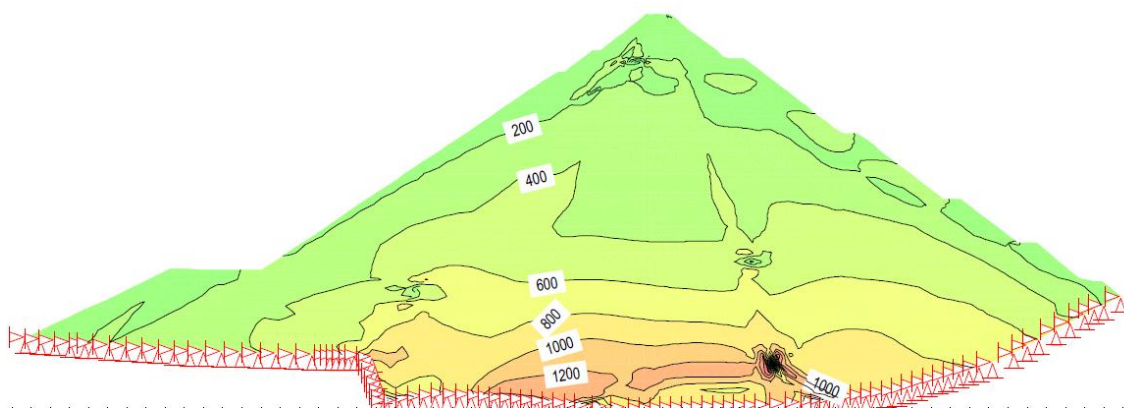


Figura 4.47 – Tensões horizontais no final da construção pelo modelo “lei” para a modelagem em 38 etapas (Aires, 2006)

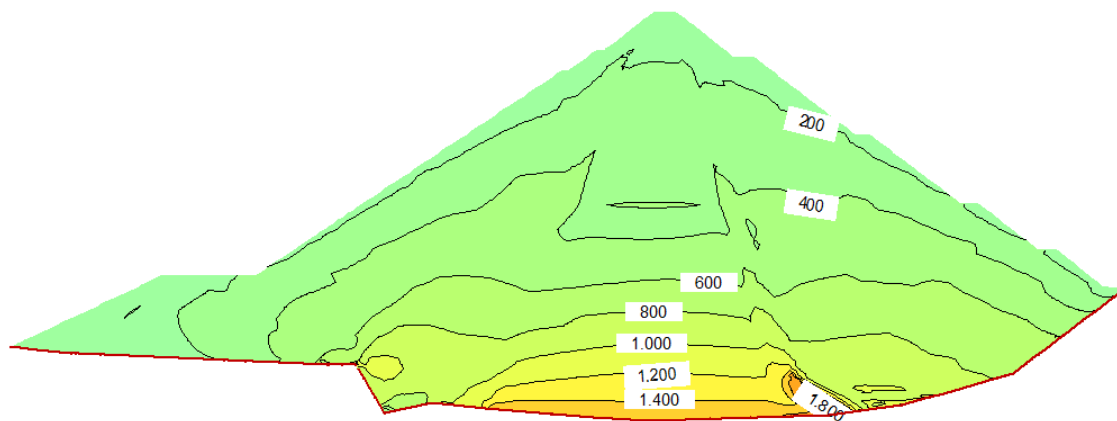


Figura 4.48 – Tensões horizontais no final da construção para a modelagem em 31 etapas

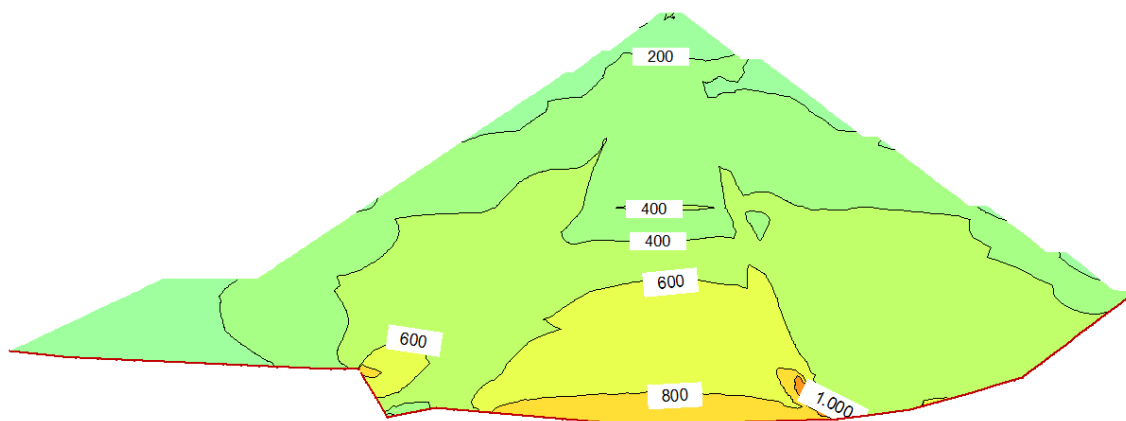


Figura 4.49 – Tensões horizontais no final da construção para a modelagem em 6 etapas

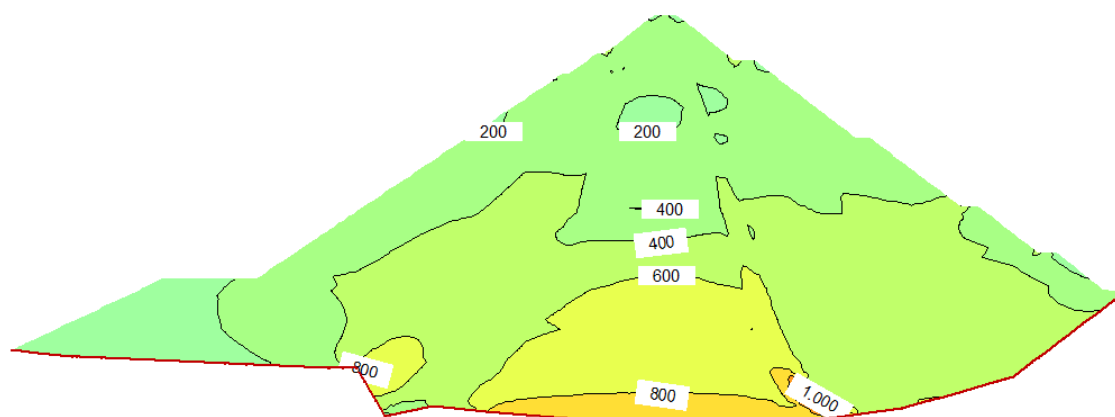


Figura 4.50 – Tensões horizontais no final da construção para a modelagem em 3 etapas

Em algumas regiões, como no encontro do núcleo com o filtro observa-se um aumento das tensões horizontais. O que pode ser proveniente do efeito do arqueamento e da maior acomodação do material nessa região, especialmente nas áreas de maiores valores de recalque. Os valores máximos de tensões horizontais são identificados na base do núcleo, em virtude do maior confinamento do solo nesta região.

V) Análise comparativa entre os dados das modelagens e da instrumentação

Nesta seção, é feita uma análise comparativa entre resultados obtidos nas modelagens em 31 e 6 etapas construtivas e os resultados da instrumentação. Com isso pretende-se evidenciar o efeito do número de camadas construtivas na precisão do resultado da modelagem.

As Figuras 4.51 e 4.52 apresentam gráficos com as comparações entre as tensões totais resultantes das modelagens e os dados da instrumentação disponíveis em Aires (2006).

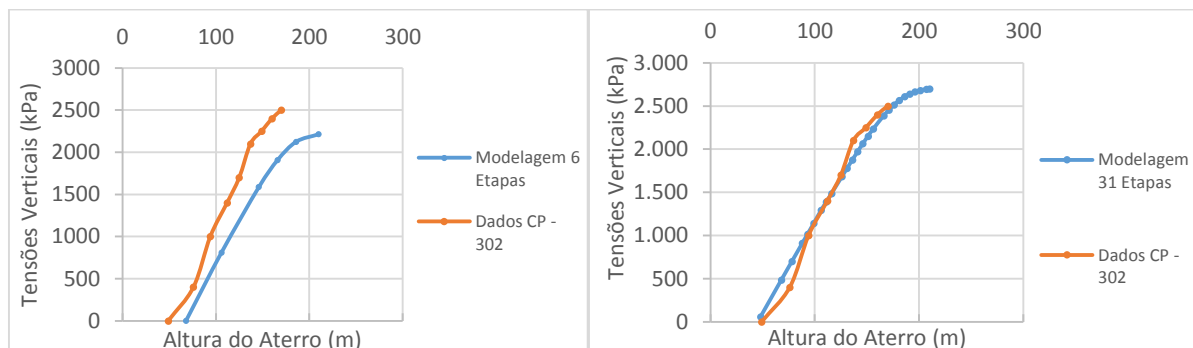


Figura 4.51 – Tensões totais verticais modelagem *versus* instrumentação para as modelagens em 6 e em 31 etapas

A análise dos gráficos mostra que as tensões verticais e horizontais, são melhor simuladas com a modelagem da construção em 31 etapas. Uma vez que os resultados desta modelagem se aproximam mais dos dados da instrumentação do que os resultados da modelagem em 6 etapas.

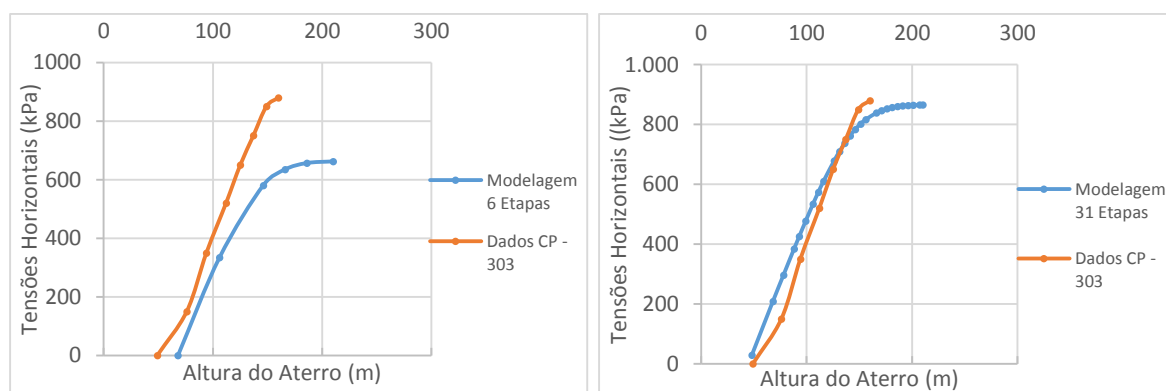


Figura 4.52 – Tensões totais horizontais modelagem *versus* instrumentação para as modelagens em 6 e em 31 etapas

Percebe-se ainda que esta última modelagem resulta em tensões sempre menores do que os dados da instrumentação. O que representa um risco, visto que, usualmente, as análises numéricas são utilizadas na etapa de projeto para prever o comportamento da barragem.

A Figura 4.53 apresenta gráficos comparativos entre os deslocamentos verticais obtidos pelas modelagens em 31 e em 6 etapas e os dados da instrumentação, disponíveis em Aires (2006).

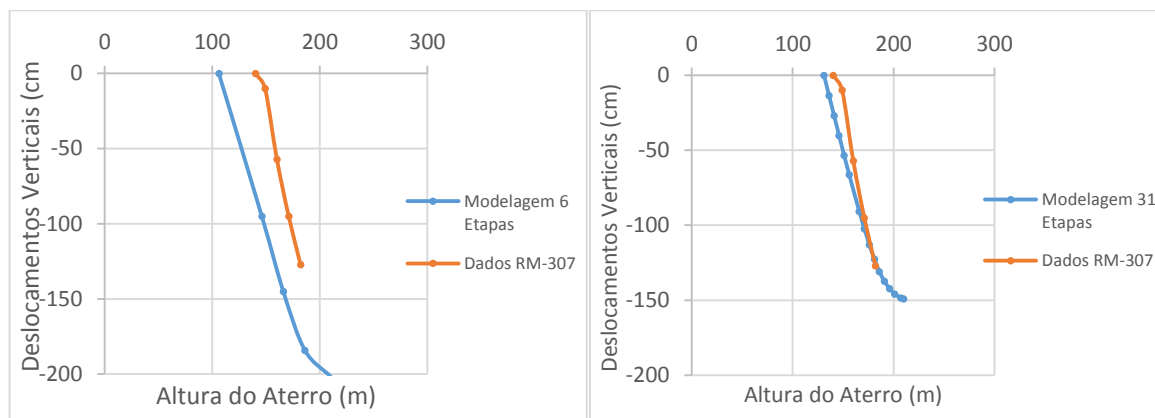


Figura 4.53 – Deslocamentos verticais, modelagem *versus* instrumentação para as modelagens em 31 e em 6 etapas

A modelagem em 6 etapas resultou em deslocamentos mais acentuados comparados aos dados da instrumentação. Diferente dos resultados das tensões, que foram subestimados por esta modelagem. Os gráficos mostram que, assim como as tensões verticais e horizontais, os recalques foram melhor simulados para a análise com o maior número de camadas, visto que os resultados da modelagem com 31 camadas se ajustam melhor aos dados da instrumentação.

Percebe-se então a importância do número de camadas no estudo do comportamento tensão-deformação de barragens em seu período construtivo através de modelagem numérica. De um modo geral, um maior número de camadas expressa o comportamento da estrutura de forma mais aproximada da realidade.

Entretanto, esse ganho não ocorre indefinidamente. O aumento do número de camadas resulta em um maior esforço computacional. Além disso, a partir de um determinado ponto, este aumento não influencia significativamente o resultado da análise. Portanto, deve-se avaliar o número de camadas adequado para cada análise.

4.6 Análise do comportamento tensão-deformação da barragem de Açu

O estudo tensão-deformação da barragem de Açu foi executado para os períodos de construção do maciço, primeiro enchimento e operação do reservatório. A modelagem foi feita com o *software* Sigma/W e foi considerada a seção 53+00. Os resultados são comparados aos dados da instrumentação, disponíveis em Rocha (2003)

4.6.1 O Programa Sigma/W

O Sigma/W é um componente do pacote de produtos GeoStudio, desenvolvido pela GeoSlope. Este programa utiliza o método dos elementos finitos para o estudo do comportamento tensão-deformação em solos e obras geotécnicas. As análises realizadas pelo programa são bidimensionais e baseiam-se na hipótese de pequenas deformações e no estado plano de tensões ou de problemas axissimétricos.

O programa permite a realização de análises drenadas ou não drenadas, a simulação de etapas construtivas, com o lançamento de camadas, ou de escavação, com a remoção destas. Para a modelagem, é necessária a determinação de condições de contorno. Estas condições consistem em cargas, concentradas ou distribuídas; deslocamentos; pressões; e resistência de mola nos nós do domínio.

Os modelos constitutivos disponíveis no *software* são: linear elástico; linear elástico anisotrópico; hiperbólico E-B; elastoplástico; e Cam-Clay modificado. Além desses, o usuário pode criar um modelo, ou seja, adicionar uma função que rege o comportamento dos solos do domínio modelado.

Além dos parâmetros requeridos em cada método, outro dado de entrada para a análise no Sigma/W é um coeficiente denominado “Load Response Ratio”. Este parâmetro é utilizado pelo programa para quantificar a variação das poropressões com a aplicação de cargas no solo.

4.6.2 Seção modelada

A análise tensão-deformação foi feita para a seção máxima da barragem central, tal como reconstruída após o acidente, seção transversal da estaca 53+00. A malha utilizada é constituída por 33.391 elementos triangulares, com dimensões de

um metro e 17.091 nós. Foram modelados seis materiais, conforme ilustrado na Figura 4.54:

- o maciço é formado pelo solo IB, compactado quando da reconstrução da barragem, e o solo IB remanescente. A diferença entre esses solos consiste no fato de o solo IB remanescente constituir parte do maciço não removido para a reconstrução da barragem. Como descrito na seção 3.2, este solo é classificado como pedregulho areno-argiloso;
- o sistema de drenagem é constituído por um material denominado “Areia – Filtros”;
- o *cut-off* foi modelado com o material IIA, também caracterizado na seção 3.2, o qual consiste em uma argila silto-arenosa;
- as fundações, são constituídas por um solo arenoso, denominado “Solo de Fundação”;
- e o dreno de pé, modelado com material característico de enrocamento.

As condições de contorno adotadas consistem na restrição do deslocamento vertical e horizontal, como mostra os detalhes da Figura 4.54. Estas condições foram atribuídas à fundação, em virtude do confinamento pelo próprio solo, na lateral, e pelo embasamento cristalino subjacente, na superfície inferior.

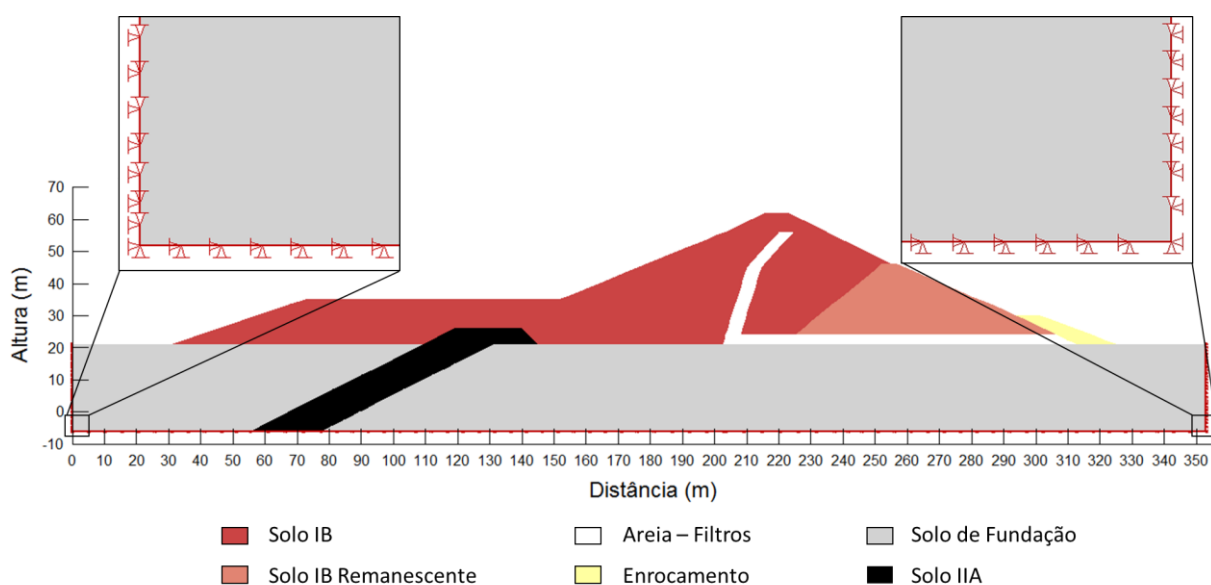


Figura 4.54 – Seção 53+00, detalhe das condições de contorno

Os deslocamentos verticais sofridos pelos solos foram monitorados pelos extensômetros magnéticos instalados. Foram instalados também marcos superficiais, mas foi feita apenas uma campanha de leituras e não há mais registros desses instrumentos.

Na seção analisada também foram instalados inclinômetros, mas os dados desses instrumentos não foram utilizados para comparação com a modelagem, pois foram realizadas várias leituras iniciais e utilizados quatro sensores diferentes nas leituras. Segundo Rocha (2003), estes fatos não permitiram conclusões sobre a amplitude dos deslocamentos e de seus sentidos reais. Ainda segundo este autor: “de toda a instrumentação instalada na barragem e efetivamente operada, a inclinometria na barragem central foi a única que não produziu informações satisfatórias”.

Devido à grande quantidade de instrumentos, para evitar interferências nas aferições, os extensômetros magnéticos foram instalados na seção da estaca 53+03. A Tabela 4.5 relaciona os extensômetros e inclinômetros desta seção, as suas posições, nomenclaturas e datas de instalação. A Figura 4.55 ilustra as posições dos instrumentos utilizados na análise do comportamento tensão-deformação da seção modelada.

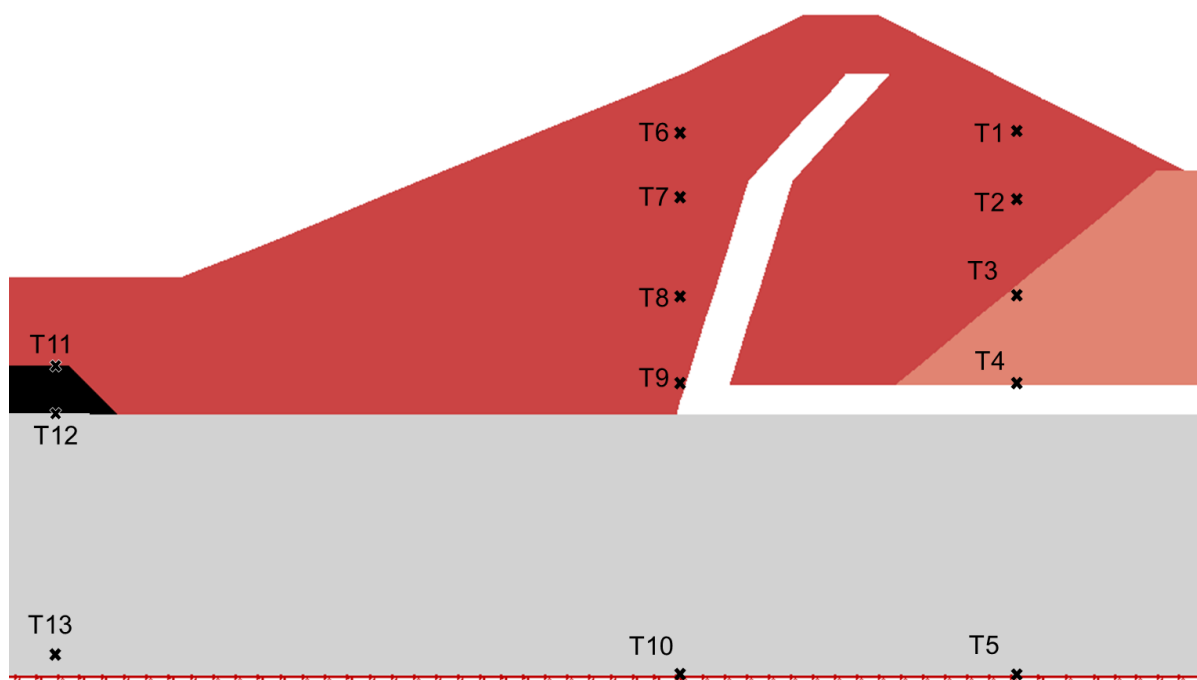


Figura 4.55 – Instrumentos utilizados na análise, Seção 53+00

Tabela 4.5 – Descrição dos extensômetros e inclinômetros instalados na seção transversal da estaca 53+00 (Adaptado de Rocha, 2003)

Instrumentos		Cota de instalação (m)	Afastamento do eixo (m)	Data de instalação	Observação
Tipo	Nomenclatura				
Extensômetros Magnéticos - Tassômetros	T1	50,00	18,00 J	23/12/82	Estaca 53+03
	T2	43,00	18,00 J	01/12/82	Estaca 53+03
	T3	35,00	18,00 J	07/11/82	Estaca 53+03
	T4	23,53	18,00 J	07/11/82	Estaca 53+03
	T5	-3,96	18,00 J	07/11/82	Estaca 53+03
	T6	49,50	16,50 M	23/12/82	Estaca 53+03
	T7	43,00	16,50 M	29/11/82	Estaca 53+03
	T8	33,00	16,50 M	29/10/82	Estaca 53+03
	T9	23,96	16,50 M	29/10/82	Estaca 53+03
	T10	-3,00	16,50 M	29/10/82	Estaca 53+03
	T11	28,55	81,00 M	25/09/82	Estaca 53+03
	T12	22,48	81,00 M	25/09/82	Estaca 53+03
	T13	-3,81	81,00 M	25/09/82	Estaca 53+03
Inclinômetros	I1	-4,85	81,00 M	20/09/82	
	I2	2,18	19,50 J	09/11/82	Estaca 53+03

4.6.3 Parâmetros dos solos

Os solos foram modelados com o modelo elastoplástico. Outros modelos, como o hiperbólico, podem ser considerados mais adequados para a análise. Entretanto, esses modelos requerem parâmetros dos solos que não foram determinados e a estimativa desses parâmetros poderia comprometer a confiabilidade da modelagem.

A empresa responsável pela instrumentação da barragem determinou os módulos de deformabilidade dos solos em alguns pontos, na fase de construção. A fim de comparar os valores obtidos com aqueles adotados em projeto. Os valores considerados em projeto, segundo Rocha (2003), foram: solo arenoso da fundação – $E = 200$ MPa; solo IB do maciço – $E = 40$ MPa; solo IB remanescente – $E = 90$ MPa.

Os módulos foram calculados, durante a reconstrução do maciço, com base na equação 4.27. A Tabela 4.6 apresenta os valores do módulo de deformabilidade (E) obtidos.

Tabela 4.6 – Valores de E calculados para os solos da barragem de Açú no período construtivo (Rocha, 2003)

Estaca	Camada considerada		Deformação observada $\Delta H(m)$	Acréscimo de tensão $\Delta \sigma$ (MPa)	Módulo de Young E (MPa)
	Nomenclatura dos extensômetros	Espessura (H) (m)			
48+03	T9 – T10	20,85	0,0675	0,30	92,7
48+03	T4 – T5	22,75	0,0310	0,30	220,2
53+03	T9 – T10	26,50	0,0814	0,35	113,9
53+03	T4 – T5	25,23	0,0435	0,32	185,6
58+03	T4 – T5	20,77	0,0453	0,32	146,7
48+03	T7 – T8	10,00	0,1310	0,23	17,6
48+03	T8 – T9	9,06	0,1363	0,30	19,9
53+03	T7 – T8	10,00	0,1610	0,23	14,3
53+03	T8 – T9	9,04	0,1196	0,35	26,5
48+03	T3 – T4	11,29	0,0665	0,30	50,9
58+03	T3 – T4	11,11	0,0692	0,32	51,4
32+10	T11 – T12	11,49	0,1700	0,27	18,2
34+00	T9 – T10	6,15	0,0766	0,46	36,9
91+05	T6 – T7	2,98	0,0745	0,33	13,2
91+15	T2 – T3	7,31	0,1340	0,27	14,7

$$E = \frac{\Delta \sigma H}{\Delta H} \quad (4.27)$$

Nesta equação:

- E é o módulo de deformabilidade dos solos;
- ΔH é a deformação aferida pela instrumentação
- H é a espessura da camada deformável;
- $\Delta \sigma$ é o acréscimo de tensão sobre a camada monitorada devido à carga proveniente da elevação do aterro. É calculado pela relação ($\Delta \sigma = \gamma Z$). Na qual γ é o peso específico do solo compactado e Z é a altura do aterro compactado sobre a camada na qual a placa do extensômetro está fixada.

Não foram determinados os módulos de deformabilidade de todos os solos na seção modelada. Por isso, considerou-se os valores calculados para outras seções como válidos para a seção estudada.

Os dados dos extensômetros que monitoram as fundações forneceram valores deste módulo entre 92,7 e 220,2 MPa, com média de 151,8 MPa. Apesar de corresponder a 76% do estimado em projeto, consiste em um resultado melhor do que o esperado para areias compactas que, segundo Rocha (2003), é de 50 a 81 MPa. Este valor chega a assumir a grandeza daquele encontrado em areias e cascalhos densos, cuja faixa de variação abrange o intervalo de 100 a 200 MPa. (Bowles, 1988 *apud* Rocha, 2003)

Para a análise do solo areno-argiloso compactado na reconstrução do maciço, as deformações aferidas resultaram em valores de E entre 14,3 e 26,5 MPa. O valor médio calculado é de cerca de 19,6 MPa, que corresponde a 49% do valor estimado em projeto. Isso indica que as deformações neste solo podem ser maiores do que o esperado.

Para a análise do solo areno-argiloso remanescente, a jusante da barragem, foram calculados dois valores, de 50,9 e 51,4 MPa, com média de 51,2 MPa. Este valor confirmou a hipótese de que este solo deveria apresentar maior rigidez do que aquela prevista para o primeiro carregamento.

Para o solo argilo-siltoso do *cut-off*, o módulo de elasticidade médio determinado foi de 27,6 MPa na ombreira direita e 14,0 MPa na esquerda. A grandeza em termos médios deste módulo foi de 20,8 MPa. Este valor supera aqueles catalogados para argilas duras e areias siltosas, que são de 7,0 a 18,0 MPa para aquelas e 7,0 a 20,0 MPa para estas. (Fang, 1975 *apud* Rocha, 2003)

Os módulos de deformabilidade dos solos na modelagem foram determinados a partir de análises paramétricas. Foram adotados inicialmente os valores apresentados. Posteriormente, foram feitas análises comparativas com os resultados da instrumentação e estes valores foram ajustados. A Tabela 4.7 apresenta os parâmetros dos solos utilizados para a análise.

O valor do coeficiente de Poisson foi considerado o mesmo para todos os solos, de 0,334. Os parâmetros de resistência estão determinados em termos de tensões efetivas e foram retirados de Rocha (2003).

Tabela 4.7 – Módulos de elasticidade dos solos utilizados na modelagem

Solo	Módulo de Elasticidade (MPa)	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (ϕ')	Peso Específico (kN/m ³)
Areia (Drenos)	90	0	40°	19
Enrocamento	100	0	40°	21
Fundação	120	0	30°	19
IB	18	20	27°	20
IB Remanescente	20	20	27°	20
IIA	14	50	18°	20

4.6.4 Análise do comportamento tensão-deformação no período construtivo

4.6.4.1 Características do modelo utilizado

A reconstrução da barragem ocorreu no período entre maio de 1982 e abril de 1983. Sendo assim, a modelagem foi feita para um prazo de 346 dias. Foi modelada uma análise do tipo “in situ”, Figura 4.56, que determina as condições iniciais de tensões. Nesta etapa foi considerada a região do maciço que permaneceu intacta após a ruptura bem como o *cut-off*, parte do tapete drenante e o dreno de pé, no talude de jusante.



Figura 4.56 – Etapa inicial da modelagem tensão-deformação

A construção da barragem foi modelada em oito etapas, como ilustrado no Apêndice A. Cada uma das etapas corresponde ao acréscimo de uma camada de solos com espessura de cinco metros e tem duração de 43 dias.

4.6.4.2 Resultados da modelagem

I) Tensões

As poropressões construtivas na barragem foram nulas, conforme registros dos piezômetros. Com isso não há variação do parâmetro r_u , que quantifica o surgimento de poropressões com a aplicação de tensões totais. Este fato determina também o comportamento drenado dos solos no período construtivo. A Figura 4.57 apresenta a distribuição de tensões totais verticais no final do período construtivo.

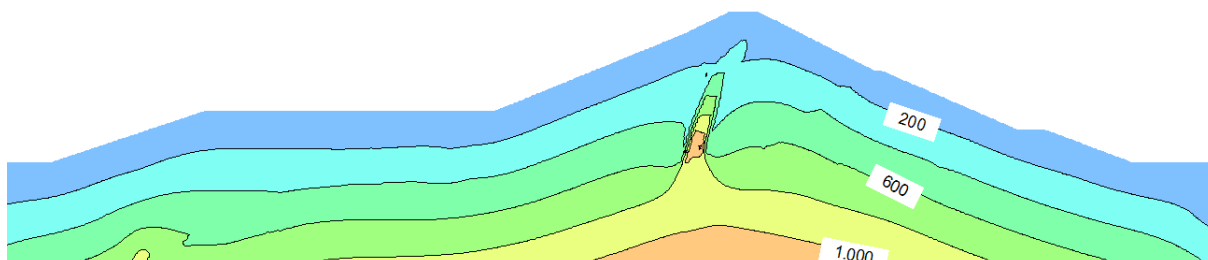


Figura 4.57 – Distribuição das tensões totais no final do período construtivo

São indicados valores máximos de 1000 kPa nas fundações, nas proximidades do eixo da barragem. O que era esperado, uma vez que esta região é a de maior altura da barragem e, portanto a mais solicitada pelo peso do maciço.

Percebe-se o efeito do arqueamento entre o filtro vertical e o solo IB do maciço. Este efeito é comum quando se trata de solos com rigidezes diferentes. No caso, o solo IB é menos rígido do que a areia do filtro. O deslocamento mais expressivo no solo do maciço solicita a areia, o que ocasiona o aumento nas tensões totais neste solo.

Este efeito torna-se menos expressivo na região superior do filtro, a partir da cota 45 metros. Isso ocorre devido à mudança na inclinação do filtro, a partir deste ponto. Utiliza-se o aumento da inclinação dos filtros, em barragens de terra, com o propósito de reduzir os efeitos do arqueamento entre os solos.

Outro ponto no qual se vê o efeito do arqueamento, em menor intensidade, é entre o solo do *cut-off* e o da fundação, por ser este solo mais rígido do que aquele. O arqueamento nesta região pode ser melhor visualizado nas figuras do Apêndice B, que apresentam a distribuição das tensões totais verticais nas oito etapas modeladas.

A Figura 4.58 apresenta a distribuição das tensões totais horizontais no final do período construtivo. No Apêndice C encontram-se as distribuições destas tensões para as oito etapas modeladas.

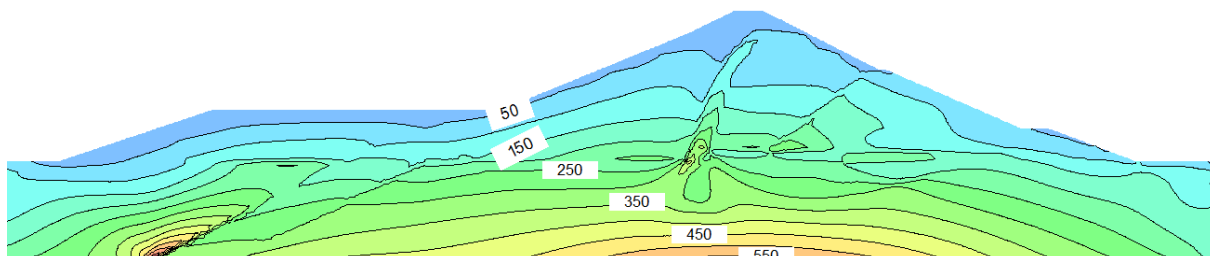


Figura 4.58 – Tensões totais horizontais no final do período construtivo

Os valores máximos de tensões horizontais são observadas abaixo do eixo central da barragem e na base de montante do *cut-off*. Naquele ponto, os valores altos de tensões horizontais são decorrentes da elevada solicitação e do confinamento do solo. Na base de montante do *cut-off*, esses valores correspondem à reação de apoio da estrutura, uma vez que o peso do maciço solicita horizontalmente o dispositivo.

Além disso, observa-se no filtro um aumento das tensões horizontais. Esse aumento é proveniente do arqueamento, em função da solicitação do material do filtro pela maior acomodação do solo do maciço.

II) Deslocamentos

Os deslocamentos verticais obtidos com a modelagem são apresentados na Figura 4.59. A Figura 4.60 apresenta um detalhe dos recalques no maciço da barragem.

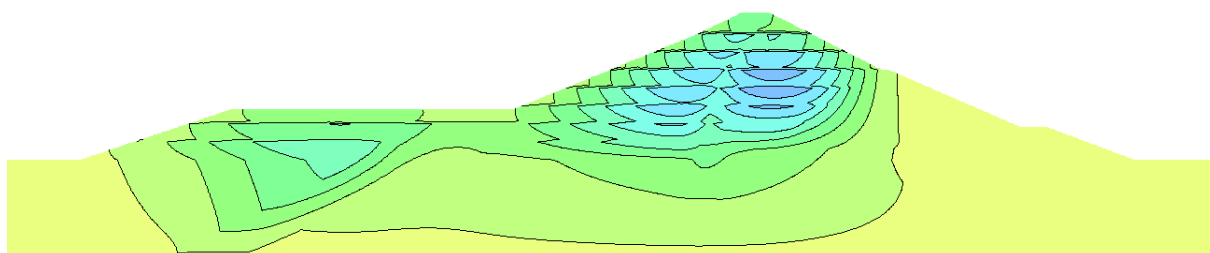


Figura 4.59 – Distribuição dos deslocamentos verticais no fim do período construtivo

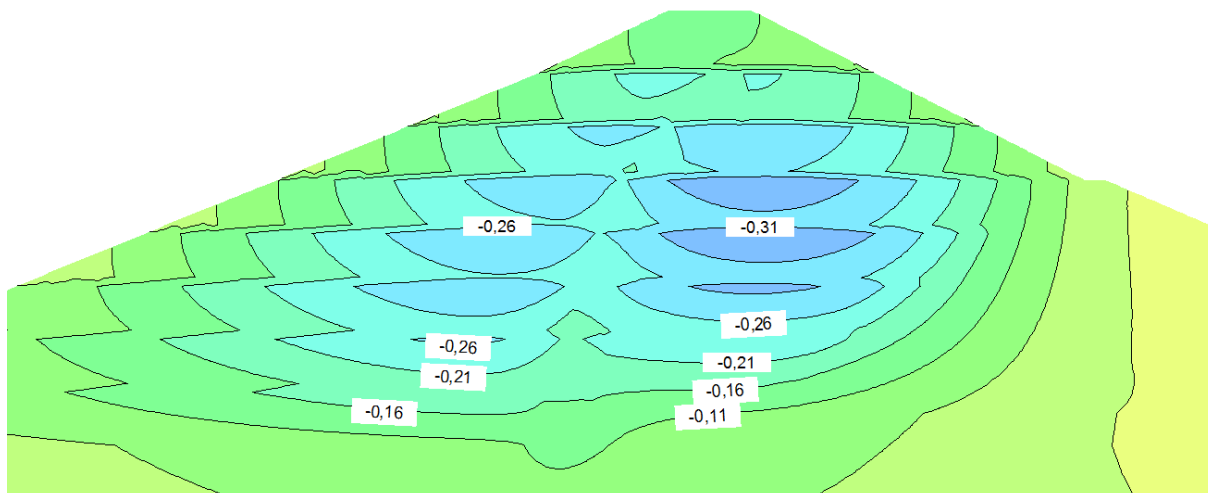


Figura 4.60 – Detalhe de valores, em metros, de recalques no maciço

Percebe-se que a distribuição dos recalques é influenciada pela disposição das camadas construtivas. Os valores máximos foram de cerca de 31 centímetros, a meia altura da barragem e a jusante do filtro. Estes deslocamentos correspondem a 0,7% da altura da barragem.

A maior rigidez do solo IB remanescente influencia a distribuição dos recalques a jusante da barragem. Os deslocamentos nesta parte do maciço apresentam valor máximo de 16 centímetros, no contato entre este solo e o solo utilizado na reconstrução.

Os deslocamentos horizontais obtidos para o final do período construtivo são apresentados na Figura 4.61. Assim como constatado por Aires (2006), esses deslocamentos tendem a ser maiores à meia altura da barragem e decrescentes a partir deste ponto, em direção às regiões inferiores e superiores do maciço.

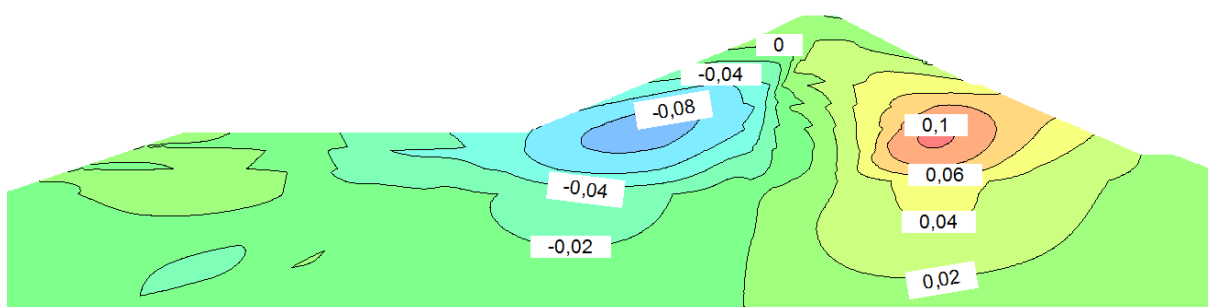


Figura 4.61 – Distribuição dos deslocamento horizontais no final da construção

O valor máximo a jusante do filtro foi de 10 cm e a, montante deste dispositivo, foi de 8 cm. A isolinha de deslocamento nulo posiciona-se mais a montante e a distribuição dos deslocamentos, de modo geral, não apresenta simetria. Isso ocorre em função da geometria do maciço e da disposição não simétrica dos materiais.

Algumas irregularidades podem ser observadas, especialmente nas proximidades do filtro e do tapete drenante. Isso ocorre em função da diferença entre as rigidezes desses materiais e do solo do maciço.

A Figura 4.62 apresenta um detalhe das deformações nos materiais do maciço, no final do período construtivo. As deformações ilustradas têm sua magnitude aumentada em cerca de doze vezes, de modo que se percebe, mesmo que de forma acentuada, a configuração final dos materiais, em função dos deslocamentos verticais e horizontais na etapa construtiva.

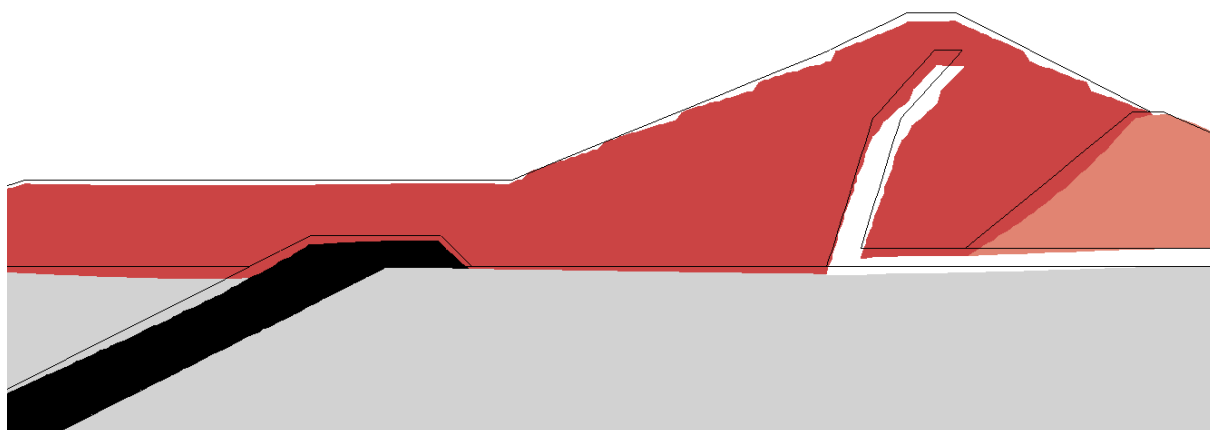


Figura 4.62 – Materiais deformados no final do período construtivo

III) Modelagem *versus* instrumentação – deslocamentos verticais

Os resultados da modelagem são analisados comparativamente aos dados da instrumentação disponíveis em Rocha (2003). Esta análise não foi feita para os deslocamentos horizontais, visto que os registros de leituras dos inclinômetros não permitiram conclusões sobre a amplitude dos deslocamentos e de seus sentidos reais.

Os gráficos das Figuras 4.63 e 4.64 ilustram a variação dos deslocamentos verticais, em milímetros, no período construtivo, para as placas instaladas a jusante do filtro. Para estes extensômetros, os resultados da modelagem apresentaram um bom ajuste aos registros de leituras.

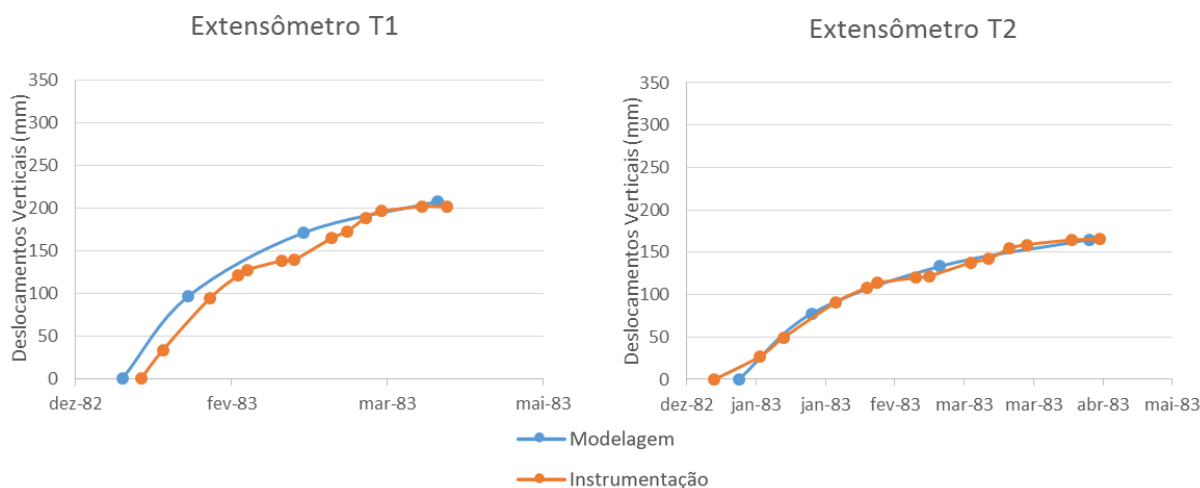


Figura 4.63 – Modelagem *versus* instrumentação extensômetros T1 e T2

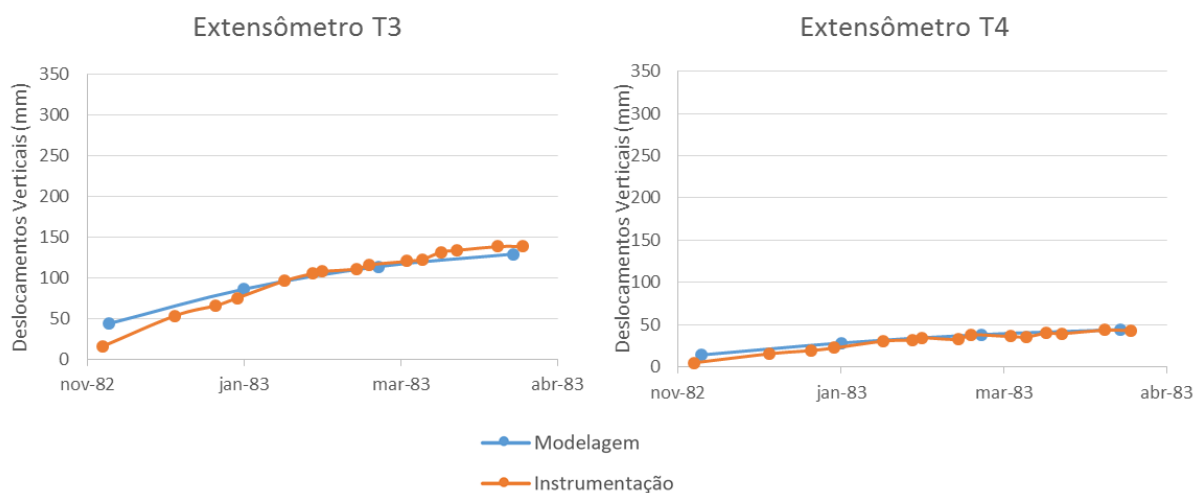


Figura 4.64 – Modelagem *versus* instrumentação extensômetros T3 e T4

A maior diferença obtida entre a instrumentação e a modelagem, no final da construção, foi no extensômetro T3. Neste instrumento, o deslocamento lido é 0,9 cm maior do que o resultante da modelagem.

Para o extensômetro T1, os dados da modelagem apresentam alguma diferença das leituras iniciais, no período construtivo. Entretanto, no final deste período, a diferença entre eles é de 0,62 centímetros, o que comprova o bom desempenho da modelagem também para esta camada de solo.

Os gráficos das Figuras 4.65 e 4.66 ilustram a variação dos deslocamentos verticais, no período construtivo, para os extensômetros instalados na região central

do maciço, a jusante do filtro. Os dados da modelagem apresentam maiores diferenças dos dados da instrumentação, se comparados aos anteriores.

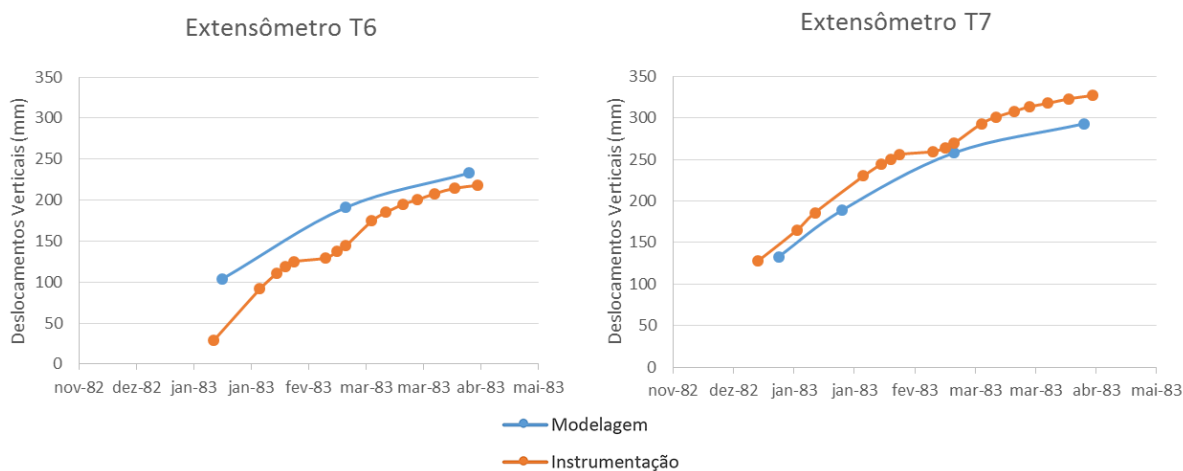


Figura 4.65 – Modelagem *versus* instrumentação extensômetros T6 e T7

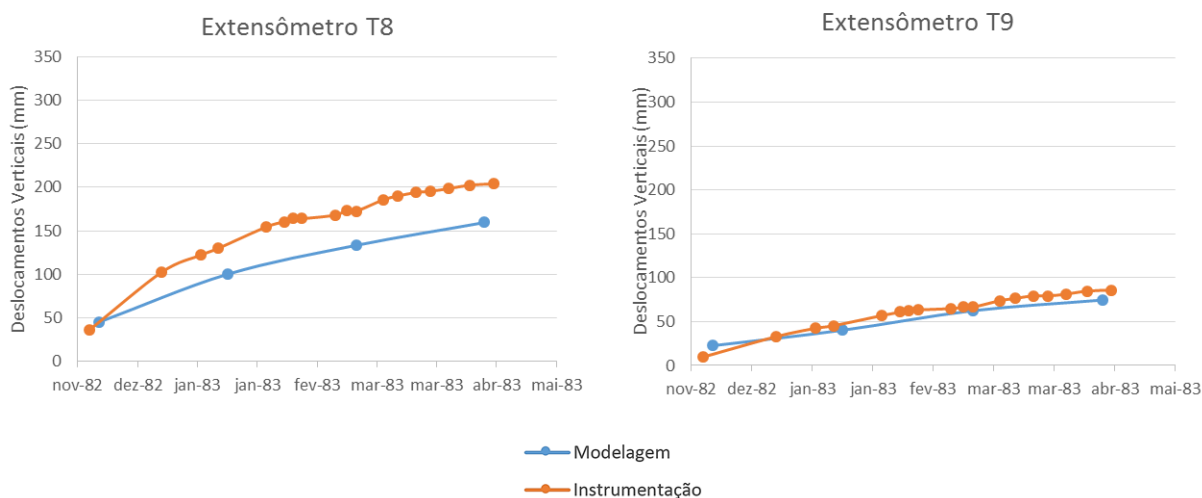


Figura 4.66 – Modelagem *versus* instrumentação extensômetros T8 e T9

A maior divergência identificada foi no extensômetro T8. Neste instrumento o valor do deslocamento vertical da modelagem, no final do período construtivo, foi 4,4 cm menor do que a leitura aferida.

O extensômetro T9 apresentou o melhor ajuste entre os dados da instrumentação e da modelagem. Para os extensômetros T7 e T8, a modelagem

produziu valores de deslocamentos mais baixos, o que indica que essa camada de solo foi modelada com rigidez superior à constatada em campo.

Entretanto, os deslocamentos verticais no T6 foram maiores na modelagem do que na instrumentação. Isso indica que a rigidez da camada de solo monitorada por este instrumento é maior do que o valor utilizado na modelagem. Consequentemente, o módulo de deformabilidade do solo é maior em campo do que o modelado.

Para melhor ajustar os dados dos extensômetros T7 e T8, seria necessário diminuir o módulo de deformabilidade da camada de solo. Por sua vez, essa alteração distanciaria ainda mais os valores da modelagem das leituras do T6. Além disso, é comum o aumento do módulo de deformabilidade com a profundidade, em função das condições de confinamento do solo, o que se contrapõe à condição indicada.

Os gráficos da Figura 4.67 ilustram a variação dos deslocamentos verticais, em milímetros, no período construtivo, para as placas instaladas nas proximidades *cut-off*. Os dados do T12 se ajustaram bem aos resultados da modelagem, o que indica que o módulo de deformabilidade atribuído ao solo da fundação é adequado.

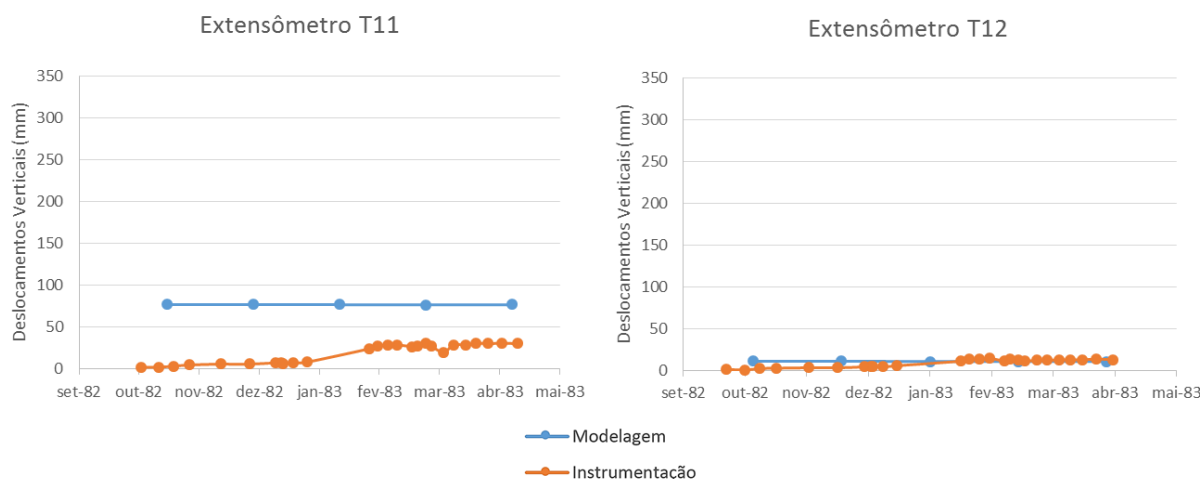


Figura 4.67 – Modelagem *versus* instrumentação extensômetros T11 e T12

Entretanto, os resultados da modelagem do extensômetro T11 apresentaram valores mais altos do que a instrumentação, com uma diferença de 4,3 cm entre eles. Isso indica que o módulo de deformabilidade atribuído a este solo na modelagem, é menor do que o apresentado em campo.

Além disso, foi desconsiderada a ascensão do nível d'água do reservatório no período construtivo. Entretanto, neste período, o nível d'água alcançou a cota 32,73 metros, que é menor do que a crista do tapete de montante. Mas pode ter sido suficiente para a frente de saturação alcançar o solo argiloso do *cut-off*. Para a solução deste problema, é necessário um estudo aprofundado do comportamento deste solo, em função das condições de saturação.

4.6.5 Análise do comportamento tensão-deformação no primeiro enchimento do reservatório

4.6.5.1 Características do modelo utilizado

Para a simulação do primeiro enchimento foi realizada uma modelagem acoplada, que permitiu a atribuição das condições de contorno hidráulicas ao modelo. Estas condições de contorno foram as mesmas utilizadas no SEEP/W, para a análise de poropressões neste período. O primeiro enchimento do reservatório foi realizado, segundo Rocha (2003), entre os dias 17 de Abril de 1983 e 18 de Fevereiro de 1985. Com isso, a análise foi realizada para um prazo de 673 dias consecutivos.

No talude de montante, foi empregada a variação do nível d'água do reservatório de 21 para 55 metros, em 673 dias. Na base do tapete drenante a condição de carga total igual a carga altimétrica, visto que não foram identificadas poropressões neste dispositivo durante o primeiro enchimento.

É importante destacar que o Sigma/W utiliza uma formulação incremental. Em análises dependentes, as alterações são acrescidas às tensões e deslocamentos obtidos nas análises anteriores.

4.6.5.2 Resultados da modelagem

I) Tensões

A Figura 4.68 apresenta a distribuição das tensões totais verticais no final do primeiro enchimento do reservatório. A tensão máxima, de 1000 kPa, foi a mesma identificada no fim do período construtivo. A principal diferença entre os dois resultados é o aumento das tensões no solo de fundação a montante do *cut-off*.

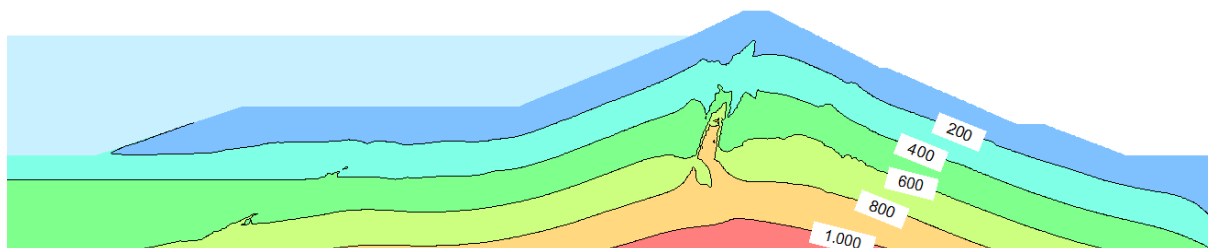


Figura 4.68 – Distribuição das tensões totais verticais no fim do primeiro enchimento

Pode-se identificar o efeito do arqueamento entre os solos do filtro e do maciço e entre a fundação e a argila do *cut-off*, na região inferior de montante do dispositivo. A Figura 4.69 ilustra a distribuição das tensões totais horizontais no final do primeiro enchimento do reservatório.

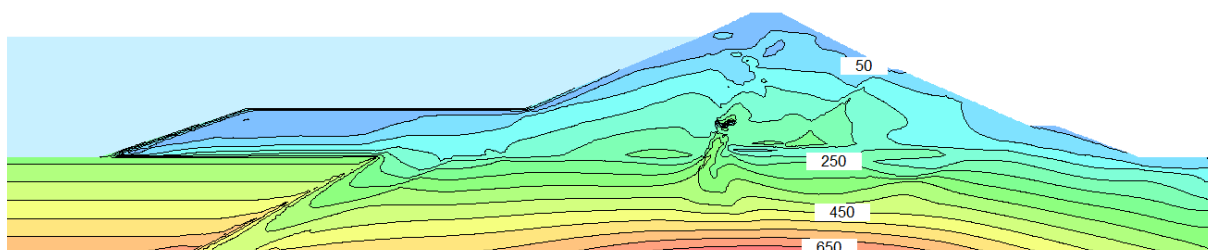


Figura 4.69 – Distribuição das tensões totais horizontais no final do primeiro enchimento

Pode-se observar alguns pontos de descontinuidade das isolinhas, como na região inferior do filtro. Essa descontinuidade é atribuída à não convergência de alguns pontos na análise numérica.

Os valores máximos de tensões horizontais, 650 kPa, superam aqueles obtidos para o final do período construtivo da barragem. Entretanto, as regiões de tensões máximas são as mesmas da análise anterior.

Além disso, pode-se perceber que as isolinhas apresentam sinuosidades mais acentuadas ao atravessar materiais diferentes. Isso ocorre devido à diferença entre as rigidezes dos solos. Pode ser identificado entre o solo IB e o solo IB remanescente; entre o solo da fundação e o do *cut-off*; e entre o solo do filtro e do dreno e os demais.

II) Deslocamentos

A Figura 4.70 representa a distribuição dos deslocamentos verticais na barragem no final do primeiro enchimento do reservatório. Percebe-se que não há simetria nessa distribuição e que a disposição das isolinhas é semelhante à etapa anterior.

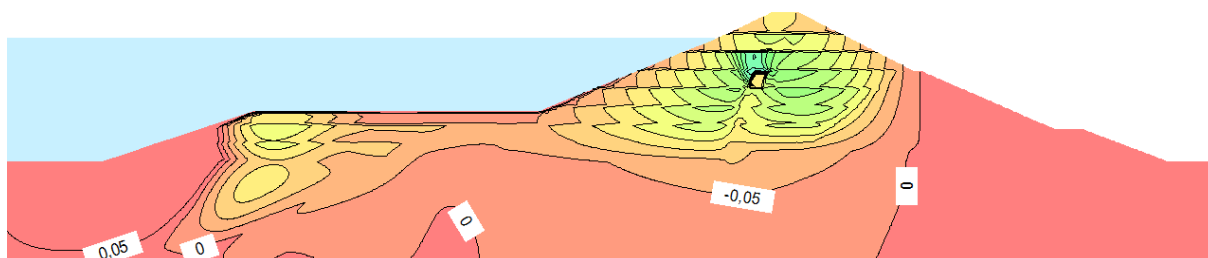


Figura 4.70 – Distribuição dos deslocamentos verticais no final do primeiro enchimento

Entretanto, os valores máximos a jusante do filtro passam de 0,31 metros, no final do período construtivo, para 0,35 metros, no final do primeiro enchimento. A montante do filtro, esse valor passa de 0,26 metros para 0,31, o que comprova a natureza incremental das análises do *software*.

As descontinuidades nas isolinhas são identificadas nas regiões de transições entre materiais com módulos de deformabilidade distintos. Além disso, é perceptível o efeito do arqueamento, especialmente no material do filtro e do *cut-off*. A Figura 4.71 representa a distribuição dos deslocamentos horizontais na barragem no final do primeiro enchimento do reservatório.

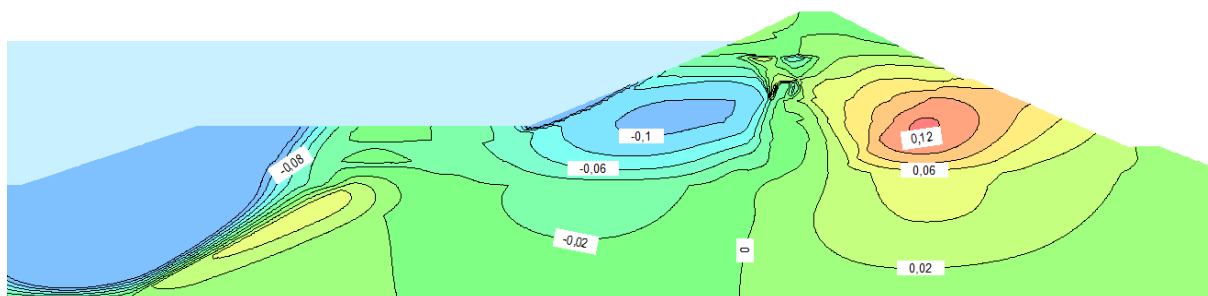


Figura 4.71 – Distribuição dos deslocamento horizontais no final do primeiro enchimento

A distribuição dos deslocamentos horizontais também é semelhante ao final do período construtivo, mas também houve aumento nos valores máximos. A jusante, o deslocamento horizontal máximo passou de 0,10 metros no final do período construtivo para 0,12 metros, no final do primeiro enchimento. A montante, este valor aumentou de 0,08 metros para 0,10 metros. Os valores máximos são identificados a uma meia altura e decrescem em direção às regiões superiores e inferiores.

A concentração de isolinhas e suas descontinuidades na região em que o filtro muda de inclinação é decorrente da não-convergência numérica do modelo. Isso pode ser constatado pela descontinuidade observada no material do filtro, na Figura 4.72. Nesta figura, as deformações dos materiais estão aumentadas cerca de doze vezes.

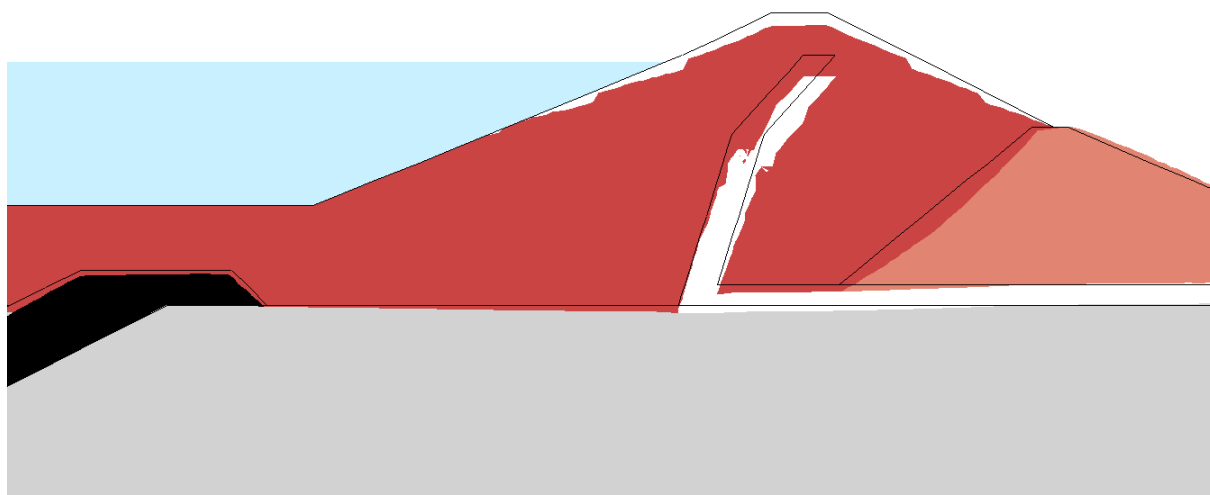


Figura 4.72 - Materiais deformados no final do primeiro enchimento

III) Modelagem *versus* instrumentação – deslocamentos verticais

Os gráficos das Figuras 4.73 e 4.74 fazem uma comparação entre os deslocamentos verticais medidos e os resultantes da modelagem. São representados os extensômetros instalados a jusante do filtro, no primeiro enchimento do reservatório.

Os deslocamentos obtidos para o T3 e o T4 se ajustaram bem aos valores da modelagem. Para extensômetro T1, que apresentou o pior ajuste na análise anterior, a diferença entre a modelagem e a instrumentação foi de 1,5 centímetros. Enquanto que para o T2, esta diferença foi de 5,2 centímetros.

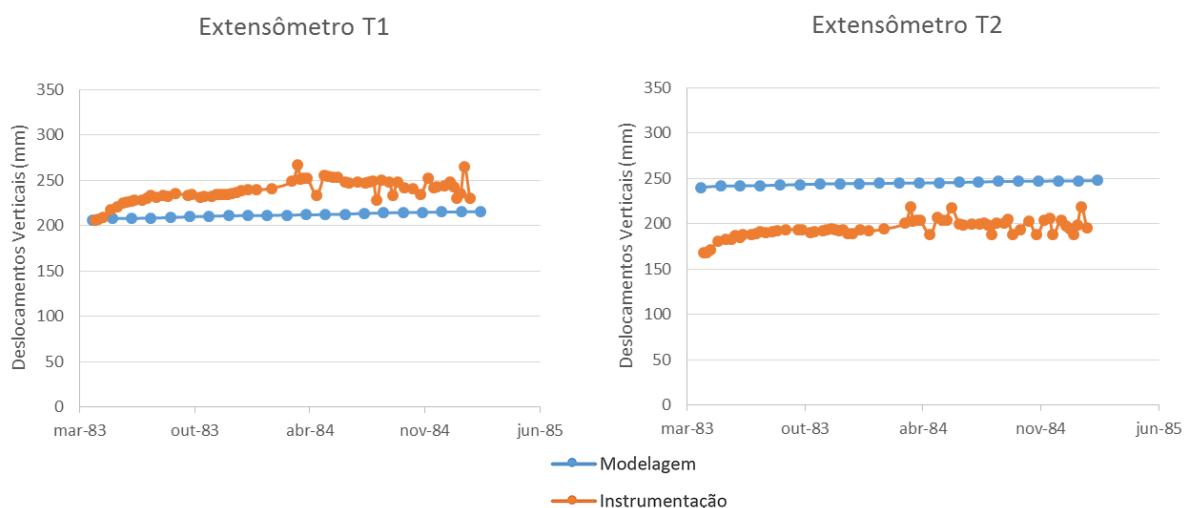


Figura 4.73 – Modelagem *versus* instrumentação extensômetros T1 e T2

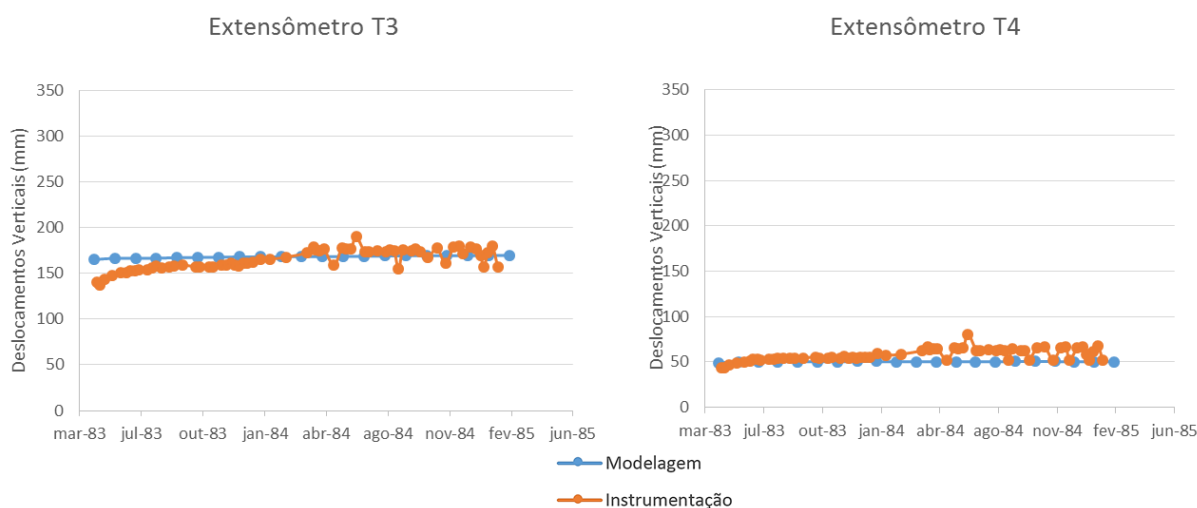


Figura 4.74 – Modelagem *versus* instrumentação extensômetros T3 e T4

A variação nos registros de leituras dos extensômetros pode ser devida a erros de leituras, uma vez que o comportamento do solo não costuma apresentar essa inconstância. Os gráficos das Figuras 4.75 e 4.76 comparam os deslocamentos verticais medidos aos dados da modelagem, para os extensômetros a montante do filtro, no primeiro enchimento do reservatório.



Figura 4.75 – Modelagem *versus* instrumentação extensômetros T6 e T7

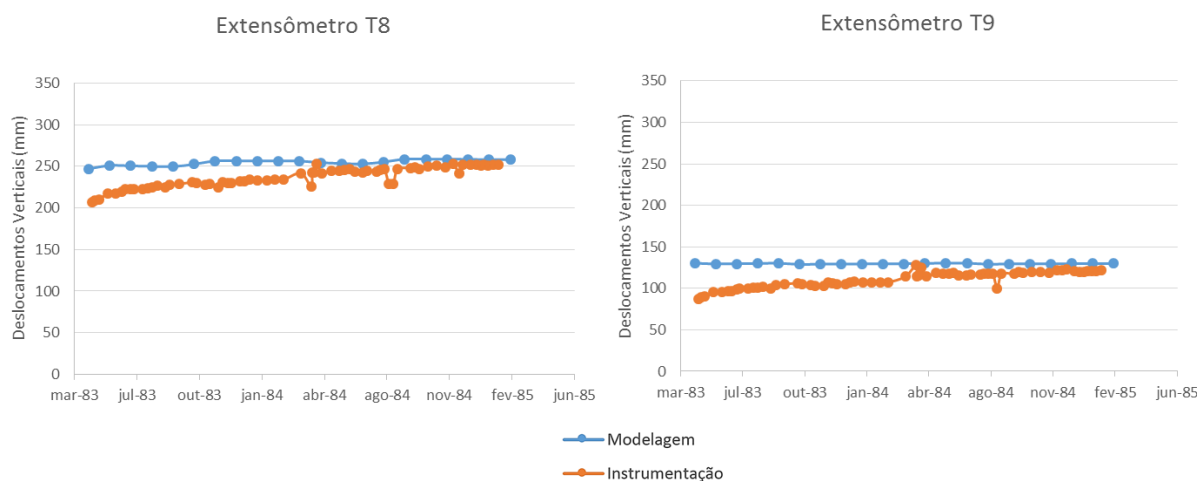


Figura 4.76 – Modelagem *versus* instrumentação extensômetros T8 e T9

Para esta etapa, as diferenças obtidas entre a modelagem e a instrumentação foram superiores às da fase de construção da barragem. Os resultados da modelagem para os extensômetros T8 e T9 apresentaram os melhores ajustes. Com uma diferença entre os valores medidos e modelados de menos de um centímetro.

A maior diferença obtida foi para o T7, cujo resultado da modelagem foi 8,9 centímetros mais baixo do que os dados da instrumentação. Para o T6 esta diferença foi de 5,4 centímetros. Os gráficos da Figura 4.77 comparam os deslocamentos verticais medidos aos dados da modelagem para os extensômetros nas proximidades do *cut-off*.

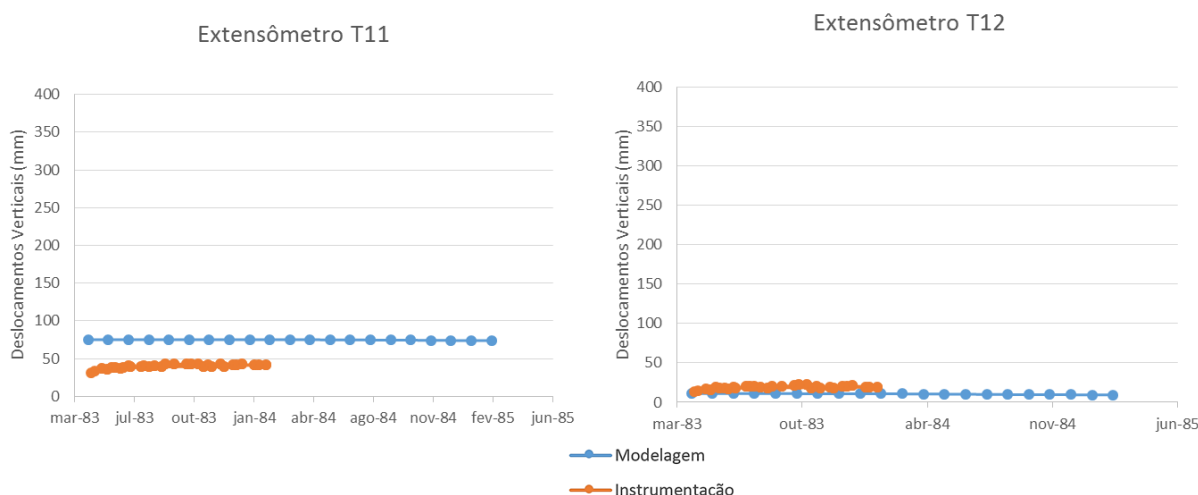


Figura 4.77 – Modelagem *versus* instrumentação extensômetros T11 e T12

Estes extensômetros – T11 e T12 – foram tamponados com a elevação do nível d'água do reservatório. Por isso os dados da instrumentação não acompanham os dados da modelagem até o final do período analisado.

Entretanto, percebe-se um melhor ajuste dos dados da modelagem desses instrumentos, se comparados aos resultados da análise anterior. A diferença entre os resultados da modelagem e os dados da instrumentação foi de 3,2 cm, para o T11 e menos de um centímetro para o T12, o que comprova o bom desempenho da análise realizada.

4.6.6 Análise do comportamento tensão-deformação no período de operação do reservatório

4.6.6.1 Características do modelo utilizado

Para a simulação do período de operação do reservatório foi realizada uma modelagem acoplada, que permitiu a atribuição das condições de contorno hidráulicas ao modelo. Estas condições de contorno foram as mesmas utilizadas no Seep/W para a análise de poropressões neste período.

A fase de operação do reservatório foi modelada para o intervalo de tempo de 5398 dias, entre 19 de Fevereiro de 1985 e o final do ano de 1999, data das últimas leituras registradas pela instrumentação. No talude de montante foi aplicada a

condição de contorno hidráulica que representa o nível d'água do reservatório constante, na cota 55 metros.

4.6.6.2 Resultados da modelagem

I) Tensões

A Figura 4.78 ilustra a distribuição de tensões totais verticais para o final do período de operação considerado. Percebe-se que esta distribuição é semelhante à obtida no final do primeiro enchimento do reservatório

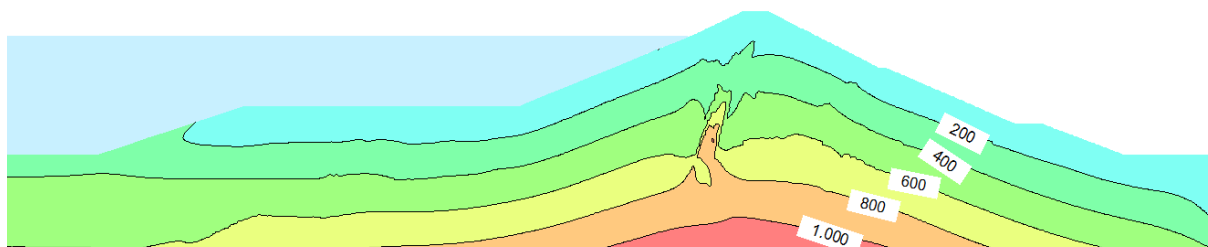


Figura 4.78 – Distribuição das tensões totais verticais no final da fase de operação

A tensão máxima de 1000 kPa distribui-se na mesma região e são identificadas as mesmas descontinuidades nas isolinhas. Essas descontinuidades são decorrentes do efeito de arqueamento entre solos com módulos de deformabilidade diferentes. A Figura 4.79 representa a distribuição das tensões horizontais no final do período de operação do reservatório.

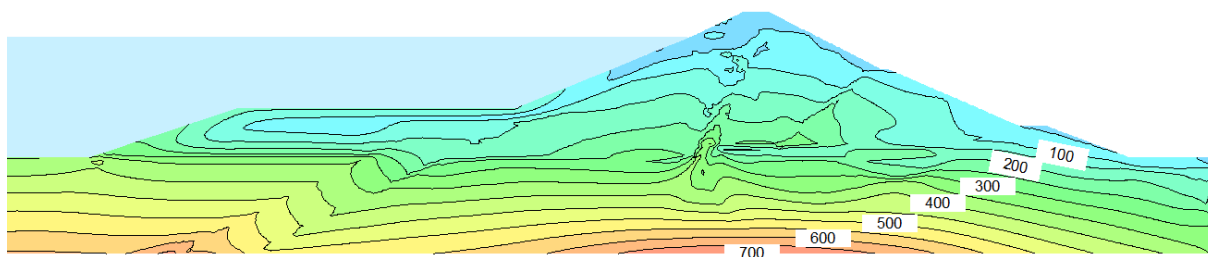


Figura 4.79 – Distribuição das tensões horizontais no final do período de operação

Esta figura mostra que, assim como as tensões verticais, as tensões horizontais não sofreram variações expressivas, comparadas às resultantes da análise anterior. Exceto o valor máximo, que aumentou de 650 para 700 kPa.

As discontinuidades nas isolinhas são decorrentes da diferença entre os solos modelados. Essas discontinuidades podem ser identificadas entre o solo remanescente e o solo utilizado na reconstrução, entre a fundação e o *cut-off* e entre o solo do maciço e o do filtro.

II) Deslocamentos

A distribuição dos deslocamentos verticais é semelhante à apresentada no final do primeiro enchimento, o que indica que os materiais não sofrem deslocamentos expressivos nesta fase de operação do reservatório. A Figura 4.80 representa a distribuição dos deslocamentos verticais no final do período modelado.

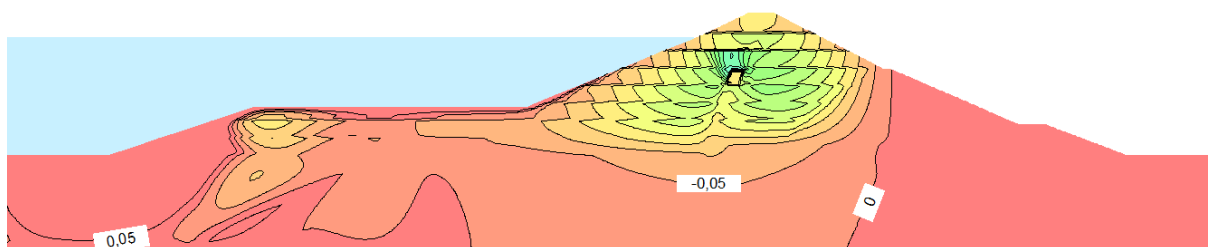


Figura 4.80 – Distribuição dos deslocamentos verticais no final do período de operação

A distribuição dos deslocamentos verticais apresenta as mesmas discontinuidades identificadas nas análises anteriores, que representam o efeito do arqueamento entre os solos modelados. A Figura 4.81 apresenta a distribuição dos deslocamentos horizontais no final do período de operação do reservatório.

A distribuição dos deslocamentos horizontais a jusante do filtro é semelhante àquela obtida para o final da fase de primeiro enchimento do reservatório. Também são percebidas as discontinuidades nas isolinhas, ao atravessar diferentes tipos de solos.

A montante do filtro, essa distribuição apresenta alguns aspectos diferentes. O valor máximo, de 12 cm, encontra-se na região superficial do talude de montante e não mais na parte central do solo a montante do filtro, como na análise anterior.

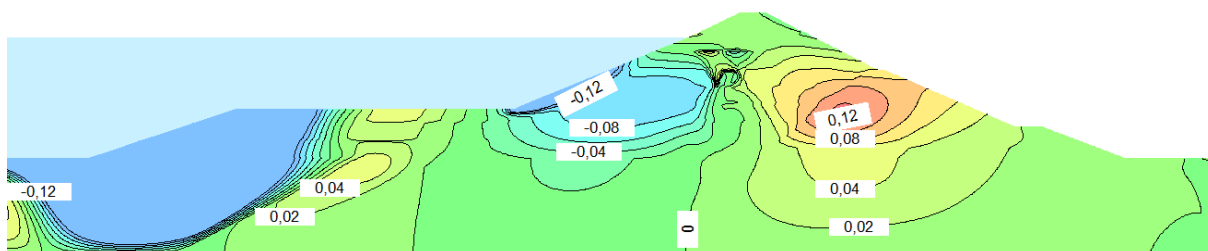


Figura 4.81 – Distribuição dos deslocamentos horizontais no final do período de operação

Na região em que ocorre variação da inclinação do filtro, as isolinhas sofrem descontinuidades bruscas. Este comportamento é verificado nos resultados de todas as análises, inclusive na Figura 4.82, e indica a não convergência numérica nos pontos desta região. Esta ilustração representa a configuração final dos materiais com a magnitude das deformações estão aumentadas em cerca de dez vezes.

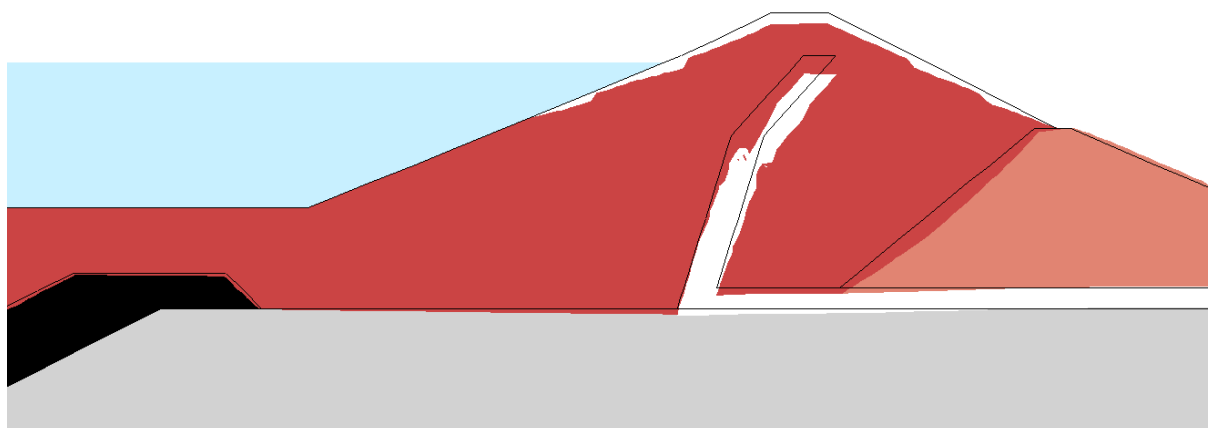


Figura 4.82 – Materiais deformados no final do período de operação considerado

III) Modelagem *versus* instrumentação – deslocamentos verticais

Os extensômetros posicionados a montante do filtro tiveram seus tubos obstruídos por causa da elevação do nível d'água do reservatório. Por isso a análise comparativa será feita apenas para os extensômetros T1 a T4, instalados a jusante do filtro. Os gráficos das Figuras 4.83 e 4.84 apresentam os deslocamentos medidos e os resultantes da modelagem.

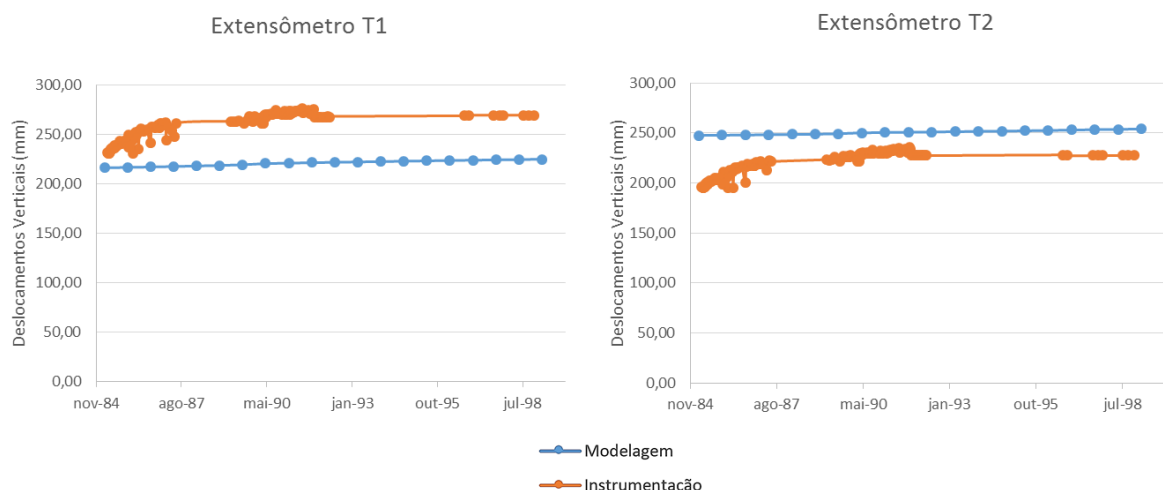


Figura 4.83 – Modelagem *versus* instrumentação extensômetros T1 e T2

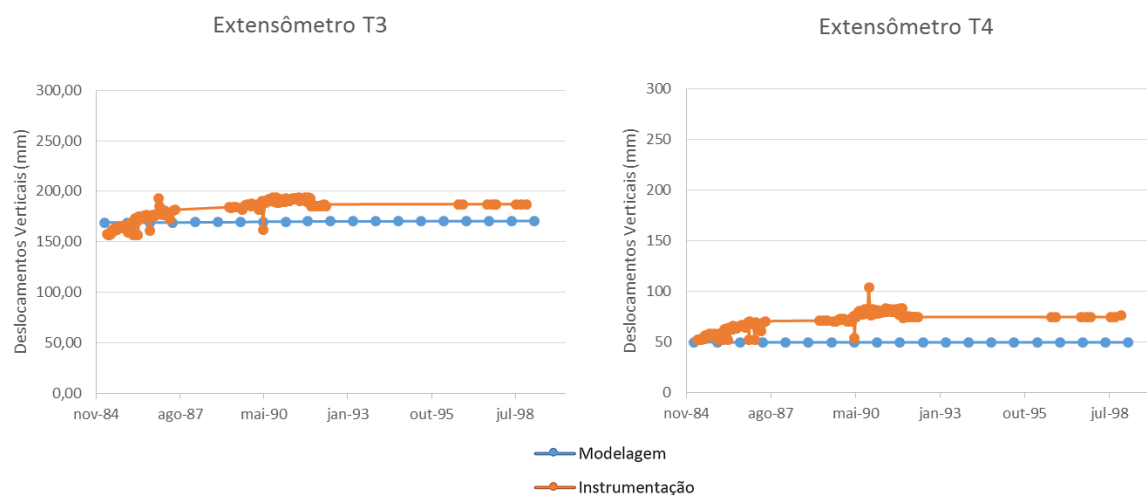


Figura 4.84 – Modelagem *versus* instrumentação extensômetros T3 e T4

Os gráficos evidenciam os deslocamentos praticamente nulos nesta etapa. Além disso, os resultados das análises anteriores apresentaram melhores ajustes aos dados da instrumentação. As diferenças obtidas entre esses valores no final da fase de operação modelada foram: 4,4 cm para o extensômetro T1; 2,64 cm para o extensômetro T2; 1,67 cm para o extensômetro T3; e 2,67 cm para o extensômetro T4.

4.6.7 Considerações finais sobre a análise do comportamento tensão-deformação da barragem de Açu

As análises realizadas no Sigma/W tiveram como objetivo avaliar o comportamento tensão-deformação da barragem. Foram modeladas as etapas de construção do maciço, primeiro enchimento e operação do reservatório.

O modelo constitutivo atribuído aos solos foi o elastoplástico. Na etapa de construção, os solos foram modelados como drenados, visto que os piezômetros registraram poropressões nulas neste período. Nas demais etapas, as poropressões foram obtidas a partir das condições de contorno hidráulicas adotadas.

As distribuições de tensões, verticais e horizontais, evidenciaram o efeito do arqueamento, especialmente no filtro e no cut-off. O valor máximo de tensão vertical obtido na etapa construtiva foi de 1000 kPa, nas fundações, próximo ao eixo da barragem. Para as tensões horizontais, o valor máximo obtido foi de 550 kPa, na mesma região das tensões verticais máximas.

A distribuição dos deslocamentos verticais no final da etapa construtiva não possui simetria. Os valores máximos, de 31 centímetros, ocorrem a jusante do filtro, a meia altura e correspondem a 0,7% da altura da barragem. A distribuição dos deslocamentos horizontais também apresentou valores máximos a meia altura da barragem. O valor máximo a montante foi de 8 cm, e a jusante de 10 cm. Esta distribuição também não possui distribuição simétrica, que ocorre devido à geometria do maciço e à disposição não simétrica dos materiais.

Ambas as distribuições, de tensões e deslocamentos, apresentaram influência dos módulos de deformação dos solos. De modo que as isolinhas sofrem distorções ao atravessar solos com rigidezes diferentes.

Em relação à análise comparativa com os dados da instrumentação, para os extensômetros instalados a jusante do filtro, a maior diferença obtida no final da etapa construtiva entre a modelagem e a instrumentação foi de 0,9 cm, no T3. Para os extensômetros a montante do filtro, a maior diferença obtida foi de 4,4 cm, para o T8. Para os extensômetros instalados no cut-off, a diferença máxima foi de 4,3 cm, no T11.

Para a etapa de primeiro enchimento, foi utilizada uma modelagem acoplada com atribuição de condições de contorno hidráulicas. Uma das condições de contorno utilizadas simulou a elevação do nível d'água do reservatório, da cota de 21 m para a cota de 55 m, em um período de 673 dias.

As tensões verticais apresentaram distribuição semelhante à análise anterior, com valor máximo de 1000 kPa. A distribuição das tensões horizontais também não apresentou diferenças expressivas, exceto o valor máximo, que aumentou para 650 kPa. Além disso, nesta etapa já são visualizados os efeitos da não convergência numérica do modelo, que resulta em descontinuidades e concentração das isolinhas, no ponto em que o filtro muda de inclinação.

Para os deslocamentos verticais, são identificados aumentos dos valores máximos nos solos a montante e a jusante do filtro. Naquela região, os deslocamentos verticais máximos passam de 26 cm, no final da construção, para 31 cm, no final do primeiro enchimento. A jusante, este deslocamento passa de 31 cm para 35 cm.

A configuração dos deslocamentos horizontais é idêntica àquela obtida no final do período construtivo, mas também apresentou aumento dos valores máximos. A jusante, o deslocamento horizontal máximo passou de 10 cm no final do período construtivo para 12 cm, no final do primeiro enchimento. A montante, este valor aumentou de 8 para 10 cm. Estes valores são identificados a uma meia altura e decrescem em direção às regiões superiores e inferiores, tal como os resultados da análise anterior.

Quanto à análise comparativa, para os extensômetros a jusante do filtro, a maior divergência foi de 5,2 cm, no extensômetro T2. Para os extensômetros de montante, essa diferença foi maior. A modelagem do extensômetro T7 resultou em deslocamento vertical 8,9 cm maior do que os dados da instrumentação. Os extensômetros T11 e T12 tiveram seus tubos obstruídos com a subida do nível d'água. Para os dados de leituras disponíveis, a maior divergência para estes instrumentos foi de 3,2 cm, no T11.

Para a modelagem da fase de operação do reservatório, foi considerado o período entre o final do primeiro enchimento e a data das últimas leituras registradas, aproximadamente 5398 dias. A análise acoplada permitiu a utilização da condição de contorno hidráulica que simula o nível d'água do reservatório na cota de 55 m.

A distribuição das tensões verticais é idêntica àquela obtida para a etapa de primeiro enchimento do reservatório. As tensões horizontais também possuem configuração semelhante, mas o valor máximo passa de 650 kPa para 700 kPa, no final do período de operação do reservatório.

Os deslocamentos verticais possuem distribuição e valores máximos semelhantes àqueles obtidos na análise anterior. Para os deslocamentos horizontais, a principal diferença é no surgimento de deslocamentos máximos na superfície de montante, que alcançam 12 cm no fim do período modelado. As descontinuidades nas isolinhas são identificadas nas regiões de transições entre materiais com módulos de deformabilidade distintos. Além disso, é perceptível o efeito do arqueamento, especialmente no material do filtro e do cut-off.

Nas distribuições de ambos os deslocamentos, pode-se visualizar pontos de não convergência numérica. Esses pontos são identificados por descontinuidades bruscas nas isolinhas e pela descontinuidade no material do filtro na figura que representa a configuração final dos materiais deformados.

Os extensômetros a montante do filtro tiveram seus tubos obstruídos. Por isso, a análise comparativa foi feita apenas para os extensômetros de jusante. O ajuste entre os resultados da modelagem desta etapa e os dados da instrumentação não foi tão bom quanto os anteriores. Entretanto, a maior diferença entre esses valores foi menor do que a obtida na análise anterior. A diferença máxima foi de 4,4 cm, para o extensômetro T1.

Apesar das divergências obtidas, os parâmetros utilizados podem ser considerados adequados para a análise tensão-deformação da barragem. Conclui-se, portanto, que a modelagem representou de forma satisfatória o comportamento dos solos para as etapas estudadas.

CAPÍTULO 5

Análise de Fluxo e Poropressões em Barragens de Terra

5.1 Introdução

Para a análise do comportamento mecânico do solo, seja ele saturado ou não-saturado, é fundamental considerar o efeito estático e dinâmico da água. Neste capítulo, são apresentados conceitos e equações importantes para o estudo da percolação de água nos solos e para a análise de poro-pressões.

Posteriormente, são apresentadas algumas pesquisas relacionadas à análise da percolação de água e à variação de poro-pressões em barragens de terra. Mais adiante é feita uma modelagem preliminar, com um caso da literatura. Por fim, são apresentadas as análises executadas para a barragem de Açú.

5.2 Conceitos fundamentais

5.2.1 Lei de Darcy

Em 1850, Darcy desenvolveu um estudo sobre o fluxo da água através de um solo granular. O experimento foi executado conforme o esquema da Figura 5.1. Com variações no comprimento da amostra (L), na pressão de água no topo e no fundo da amostra, foram feitas medidas da vazão que atravessa a amostra. Como resultado, Darcy determinou a equação 5.1, que estabelece uma relação entre a vazão percolada (Q), a área da seção transversal do solo (A), o coeficiente de permeabilidade do solo (k) e o gradiente hidráulico (i).

pela redução da área média real dos canalículos pela presença dos grãos de solo. (Unas, 2010)

Como a vazão é igual para ambos os casos, a velocidade de percolação das partículas da água pode ser relacionada com a velocidade média pela equação 5.3.

$$Q = A v = A_v v_p \quad (5.3)$$

A_v = área das seções transversais dos canalículos;

V_p = velocidade de percolação das partículas da água

A velocidade de percolação das partículas da água pode então ser calculada pela equação 5.4:

$$v_p = v \frac{A}{A_v} \quad (5.4)$$

Ao multiplicar o numerador e o denominador pelo comprimento da amostra, L, obtém-se a equação 5.5:

$$v_p = v \frac{A}{A_v} * \frac{L}{L} = v \frac{V}{V_v} \quad (5.5)$$

V = volume da amostra

V_v = volume de vazios

Por fim, a velocidade de percolação de uma partícula de água é dada pelo quociente entre a velocidade média, obtida pela Lei de Darcy e a porosidade, equação 5.6.

$$v_p = \frac{v}{n} \quad (5.6)$$

Como A_v é um valor médio, a velocidade de percolação das partículas v_p também é considerado um valor médio.

5.2.1.1 Regime de escoamento

A percolação da água pelo solo pode ocorrer de forma laminar ou turbulenta. O fluxo laminar ocorre quando as partículas de água se movem ao longo de uma trajetória retilínea, sem interceptar as trajetórias de outras partículas. O fluxo turbulento é caracterizado por trajetórias irregulares.

A partir de experimentos, Reynolds estabeleceu, em 1883, as bases teóricas para o regime de escoamento em condutos fechados. Seus estudos resultaram na determinação de um limite para a velocidade de escoamento. Quando o módulo da velocidade de escoamento excede o valor crítico, o fluxo passa de laminar para turbulento. Neste regime, o movimento irregular do fluido passa a ser caracterizado por vórtices locais e um aumento considerável na resistência ao escoamento.

Para a percolação da água no solo, a velocidade crítica é determinada pelo número de Reynolds. Esta velocidade é calculada pela equação 5.7, em função do diâmetro dos canalículos, D ; do peso específico da água, γ_w ; da viscosidade da água, μ ; e da aceleração da gravidade.

$$v_c = \frac{R_e \mu g}{D \gamma_w} \quad (5.7)$$

O escoamento em meios porosos é extremamente complexo. Por isso, em geral, se assume condições médias. Como os vazios dos solos têm dimensões reduzidas e as velocidades de escoamento são baixas, à escala macroscópica, o fluxo pode ser considerado laminar e pode-se considerar a validade da equação desenvolvida por Reynolds

5.2.2 Lei de Bernoulli

A equação de Bernoulli determina a carga total em um ponto na água em movimento como o somatório das cargas piezométrica, cinética e altimétrica. O conceito de carga compreende a energia por unidade de massa. Na equação 5.8, a carga piezométrica corresponde à parcela (u/γ_w) ; $(v^2/2g)$ refere-se à carga cinética; e Z representa a carga altimétrica, que consiste na distância vertical entre o ponto analisado e um nível de referência.

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} + Z \quad (5.8)$$

Nesta equação,

h = carga total;

u = pressão da água;

v = velocidade de percolação da água;

g = aceleração da gravidade;

γ_w = peso específico da água

Para a análise do fluxo de água nos solos, o termo da carga cinética pode ser desprezado, uma vez que a velocidade de percolação é muito baixa. Dessa forma, a carga total em um ponto passa a ser representada pela equação 5.9. A Figura 5.2 esquematiza as cargas altimétrica, piezométrica e total em um ponto genérico, com fluxo de água através do solo.

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + Z \quad (5.9)$$

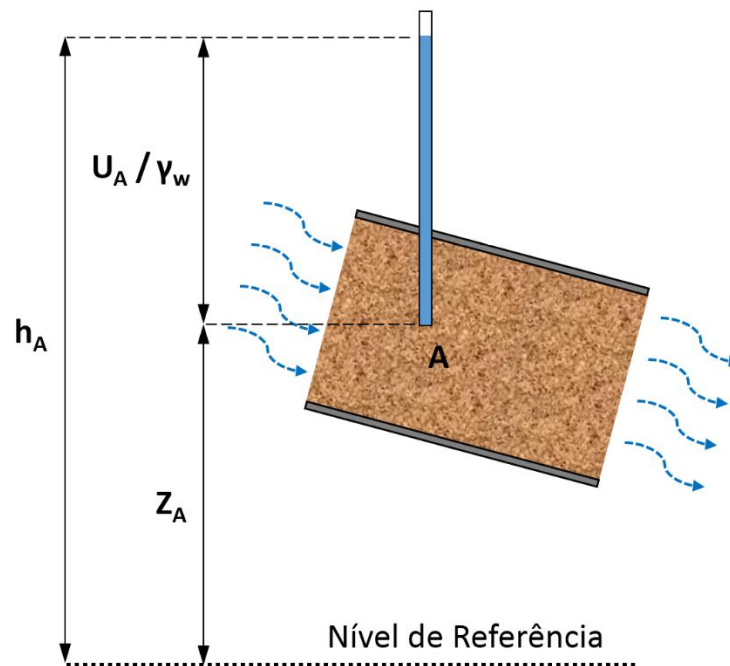


Figura 5.2 – Cargas altimétrica, piezométrica e total em um ponto genérico

A Figura 5.3 esquematiza a diferença de carga entre dois pontos, A e B. O fluxo se dá a partir do ponto A para o ponto B, uma vez que a carga total em A é maior do que a do ponto B. A carga piezométrica em um ponto é igual à altura vertical da coluna d'água no piezômetro instalado neste ponto. A diferença entre as cargas de A e B, Δh , é denominada perda de carga entre esses pontos.

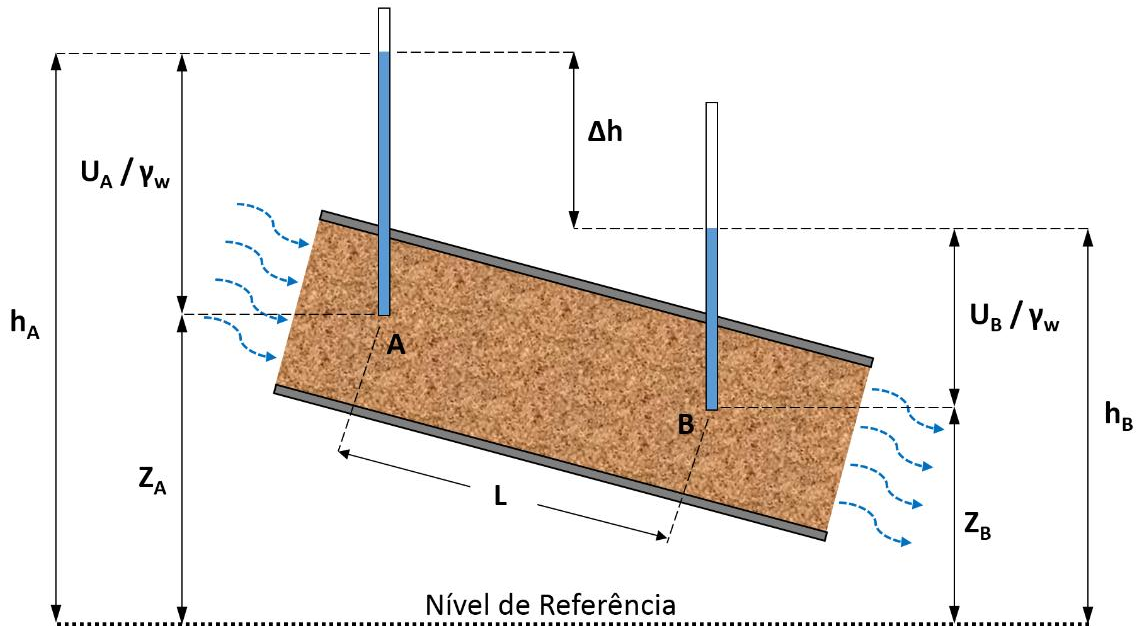


Figura 5.3 – Diferença de cargas entre dois pontos e fluxo de água no solo

A perda de carga entre os pontos A e B consiste na energia perdida pela água ao percolar o solo pelo comprimento L e é calculada pela equação 5.10. Essa perda de energia ocorre devido à resistência do solo à percolação da água.

$$\Delta h = h_A - h_B = \left(\frac{u_A}{\gamma_w} + Z_A \right) - \left(\frac{u_B}{\gamma_w} + Z_B \right) \quad (5.10)$$

O gradiente hidráulico, por sua vez, é calculado pelo quociente entre a perda de carga entre dois pontos e o comprimento de percolação, L, equação 5.11:

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad (5.11)$$

5.2.3 Percolação e permeabilidade

Os grãos dos solos formam vazios, os quais originam canais por onde a água flui. Esse fluxo se dá de um ponto de maior energia para outro de menor energia. A maior ou menor facilidade da água percolar através do solo é quantificada pelo coeficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica, k.

O coeficiente de permeabilidade também pode ser entendido como a velocidade de percolação da água quando o gradiente hidráulico é um. Terzaghi e Peck (1967) relacionaram este coeficiente ao grau de permeabilidade do solo, Tabela

5.1. Cruz (1996), apresenta valores de coeficientes de permeabilidade típicos de alguns solos, Tabela 5.2.

Tabela 5.1 – Classificação do grau de permeabilidade do solo em função da sua condutividade hidráulica (Terzaghi & Peck, 1967 *apud* Gerscovich, 2011)

Coeficiente de Permeabilidade (cm/s)	Grau de Permeabilidade
$k < 10^{-7}$	Praticamente Impermeável
$10^{-7} < k < 10^{-5}$	Muito Baixo
$10^{-5} < k < 10^{-3}$	Baixo
$10^{-3} < k < 10^{-1}$	Médio
$k > 10^{-1}$	Alto

Tabela 5.2 – Valores típicos de coeficientes de permeabilidade (Adaptado de Cruz, 1996)

Material	Coeficiente de Permeabilidade (cm/s)
Rochas Maciças	$10^{-9} - 10^{-10}$
Argilas Marinhas	10^{-8}
Argilas Sedimentares	$10^{-7} - 10^{-8}$
Solos Compactados (k_v)	10^{-7}
Solos Compactados (k_h)	$10^{-4} - 10^{-6}$
Siltes	10^{-6}
Arenitos	10^{-4}
Areias Finas	10^{-3}
Areias Médias	10^{-2}
Areias Grossas	$10^{-2} - 5 * 10^{-2}$
Brita	$10^0 - 10^{-1}$
Enrocamentos sem Finos	10^0
Pedregulho	10^{-1}

5.2.4 Determinação do coeficiente de permeabilidade dos solos

O coeficiente de permeabilidade dos solos pode ser determinado em campo ou em laboratório. Em casos de obras de aterros, com solos compactados, cuja resistência e deformabilidade são impostas em projeto, os ensaios de laboratório são mais adequados. Em laboratório, pode-se relacionar a permeabilidade com o índice de vazios do solo. Os ensaios em campo são mais apropriados para maciços estratificados ou para casos em que a amostragem provoque alterações significativas no arranjo geral dos grãos do solo.

5.2.4.1 Ensaios de laboratório para a determinação do coeficiente de permeabilidade dos solos

Os ensaios para a determinação do coeficiente de permeabilidade em laboratório pode ser feita de três formas. Uma forma de se determinar este coeficiente é, indiretamente, através do ensaio de adensamento. Entretanto, os ensaios mais usuais são aqueles que utilizam o permeâmetro. Podem ser executados com carga constante ou variável.

I) Métodos indiretos

A velocidade com que a água é expulsa dos vazios do solo pode ser medida pela velocidade com que o solo recalca, quando submetido a um carregamento. Portanto, os recalques de um solo podem ser associados ao seu coeficiente de permeabilidade.

Os ensaios de adensamento são utilizados para a análise de recalques e de seu comportamento ao longo do tempo. Desse modo, ao se analisar os dados desses ensaios, com base nas teorias correspondentes, pode-se obter o coeficiente de permeabilidade do solo ensaiado.

II) Ensaio com carga constante

O ensaio com carga constante pode ser utilizado em todos os tipos de solo, mas é mais adequado para materiais granulares, de maior permeabilidade. Neste ensaio, a amostra é posicionada dentro de um molde cilíndrico, limitada superior e inferiormente por pedras porosas. A perda de carga é mantida constante, pelo ajuste

do nível d'água a montante. O volume de água que percola a amostra é recolhido em um recipiente graduado, enquanto o tempo é marcado. Dessa forma, pode-se obter a vazão de água que percolou pelo solo (vazão = volume / tempo). A Figura 5.4 representa um esquema do permeâmetro com carga constante.

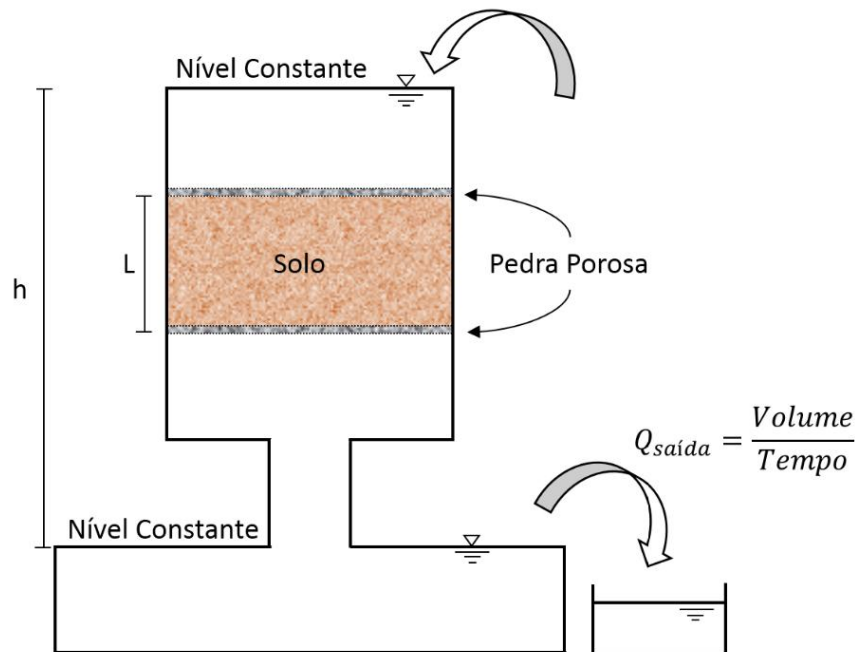


Figura 5.4 – Esquema de ensaio com permeâmetro de carga constante

III) Ensaio com carga variável

O ensaio com carga variável, por sua vez, é mais adequado para solos argilosos, de baixa permeabilidade. Neste ensaio, a água de um piezômetro flui através do solo. A diferença de carga inicial h_1 , no tempo $t = 0$ é registrada e deixa-se a água fluir através da amostra até que no instante final t_2 , a diferença de carga é h_2 . (Das, 2007)

A vazão da água que atravessa a amostra é igual à que sai do piezômetro. Com isso pode-se relacionar os parâmetros geométricos e hidráulicos pela equação 5.12:

$$q = k \frac{h}{L} A = -a \frac{dh}{dt} \quad (5.12)$$

Nesta equação, q é a vazão, a é a área da seção transversal do piezômetro e A é a área da seção transversal da amostra de solo. A Figura 5.5 esquematiza o ensaio com o permeâmetro de carga variável.

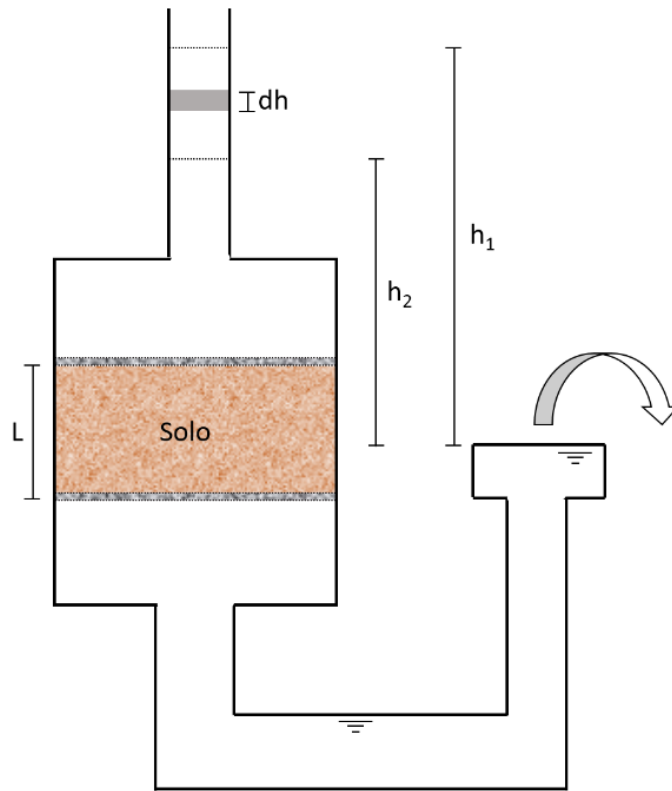


Figura 5.5 – Esquema de permeâmetro com carga constante

Organizando de forma conveniente a equação 5.12, obtém-se a equação 5.13:

$$dt = \frac{aL}{Ak} \left(-\frac{dh}{h} \right) \quad (5.13)$$

Ao integrar o lado esquerdo da equação 5.13 entre os tempos 0 e t e o lado direito entre os limites da diferença de carga h_1 e h_2 , obtém-se:

$$t = \frac{aL}{Ak} \log_e \frac{h_1}{h_2} \quad (5.14)$$

E para o cálculo de k, tem-se:

$$k = 2,303 \frac{aL}{At} \log_{10} \frac{h_1}{h_2} \quad (5.15)$$

5.2.4.2 Ensaios de campo para a determinação do coeficiente de permeabilidade dos solos

Os ensaios realizados em campo para a determinação da permeabilidade dos solos são, em geral, menos precisos do que os de laboratório. Entretanto, são realizados no solo em situação real. Consistem basicamente no bombeamento de água em poços no solo com a medição da vazão.

Esse bombeamento é feito a uma taxa constante, a partir do poço de ensaio. Diversos poços de observação são feitos a distâncias radiais variadas. São feitas observações contínuas no poço de ensaio e nos poços de observação. O coeficiente de permeabilidade é obtido em função da distância entre o poço de ensaio e os poços de observação, a vazão de água bombeada e as alturas das colunas d'água nos poços de observação. Mais detalhes sobre estes ensaios podem ser encontrados em Das (2007).

5.2.5 Fatores que influenciam a permeabilidade ou condutividade hidráulica dos solos

5.2.5.1 Tamanho dos grãos do solo

A influência do tamanho dos grãos do solo possui maior relevância na permeabilidade quando se trata de siltes e areias. Isso ocorre, segundo Gerscovich (2011), porque nesses solos os grãos são equidimensionais.

Hazen propôs uma equação que relaciona o diâmetro das partículas e a permeabilidade. A equação 5.16 foi desenvolvida para areias limpas e uniformes.

$$k = 100D_{10}^2 \quad (5.16)$$

Nesta equação, D_{10} é o diâmetro correspondente a 10% do material passante na curva granulométrica e é expresso na equação em cm. Enquanto k é expresso em cm/s.

5.2.5.2 Índice de vazios

Alguns estudos têm estabelecido relações de proporcionalidade entre a permeabilidade e o índice de vazios do solo. De modo geral, quanto mais fofo o solo, maior a sua permeabilidade.

Taylor (1948) assimilou o fluxo no solo à percolação da água por um conjunto de capilares. Associou este experimento à Lei de Darcy e determinou a equação 5.17 para o coeficiente de permeabilidade. (Pinto, 2006)

$$k = D^2 \frac{\gamma_w}{\mu} \frac{e^3}{(1+e)} C \quad (5.17)$$

Nesta equação, D representa o diâmetro de uma esfera equivalente ao tamanho dos grãos do solo; γ_w o peso específico do líquido; μ a viscosidade do líquido; e o índice de vazios; e C um coeficiente de forma.

Segundo Gerscovich (2011), Cjhapius (2004) propôs outra relação empírica válida para areias e pedregulhos, equação 5.18.

$$k(cm/s) = 2,4622[D_{10}^2 \frac{e^3}{(1+e)}]^{0,7825} \quad (5.18)$$

Com D_{10} em mm

Essas equações são adequadas para areias. Para solos argilosos, correlações entre o índice de vazios e o logaritmo do coeficiente de permeabilidade são mais adequadas.

5.2.5.3 Estrutura

Solos com o mesmo índice de vazios podem apresentar permeabilidades diferentes. Isso indica que a permeabilidade depende não só da quantidade de vazios, mas também da disposição relativa dos grãos. Geralmente, quando o solo é compactado mais seco, a estrutura formada é do tipo floculada. Esta estrutura permite maior passagem de água, se comparada à estrutura dispersa, que é formada quando o solo é compactado mais úmido. Os dados da Tabela 5.3, referem-se a um solo da barragem de Ilha Solteira, compactado em diferentes teores de umidade, e ilustram este aspecto.

Tabela 5.3 – Coeficientes de permeabilidade de um solo compactado em diferentes teores de umidade (Pinto, 2006)

Umidade de Compactação	Índice de Vazios	Coeficiente de Permeabilidade
17%	0,71	2×10^{-8} m/s
19%	0,71	9×10^{-9} m/s
21%	0,71	5×10^{-9} m/s

Além disso, em solos com estrutura dispersa, como o alinhamento dos grãos tende a ser linear e horizontal, a água possui maior facilidade de fluir horizontalmente. Por isso, esses solos possuem permeabilidade horizontal maior do que a vertical, como ilustrado na Figura 5.6.

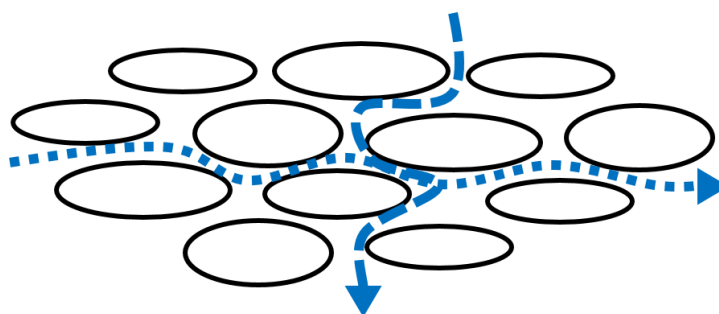


Figura 5.6 – Permeabilidade horizontal maior do que a vertical em solos com estrutura dispersa

Esta alteração da permeabilidade com a direção analisada é denominada anisotropia. De acordo com Pinto (2006), os coeficientes de permeabilidade horizontais podem alcançar valores até 15 vezes maiores do que os coeficientes verticais. Enquanto Cruz (1996) menciona valores comuns da ordem de 5 vezes.

5.2.5.4 Temperatura, peso específico e viscosidade do fluido percolante

A variação da temperatura influencia indiretamente na permeabilidade do solo. Pela equação 5.17, proposta por Taylor, observa-se que a permeabilidade depende do peso específico e da viscosidade do fluido percolante. Ambas as propriedades sofrem alterações com a variação da temperatura. A viscosidade é mais sensível do que o peso específico às alterações na temperatura.

O aumento da temperatura provoca uma diminuição da viscosidade do fluido. Essa diminuição da viscosidade faz com que o fluxo tenha maior facilidade de percolar pelo solo. Então, quanto maior a temperatura, menor a viscosidade e maior a permeabilidade do solo.

Com o intuito de se padronizar o coeficiente de permeabilidade, convencionou-se adotar este coeficiente para a água a uma temperatura de 20°C. Para isto, registra-se a temperatura da água durante o ensaio e converte o coeficiente de permeabilidade obtido para a temperatura de 20°C pela equação 5.19.

$$k_{20} = k \frac{\mu}{\mu_{20}} \quad (5.19)$$

5.2.5.5 Grau de saturação

Em solos não-saturados alguns vazios são preenchidos por bolhas de ar, contidas pela tensão superficial da água nesses vazios. Essas bolhas funcionam como obstáculos à passagem da água. Assim, a permeabilidade de um solo em sua condição saturada é maior do que na condição não saturada.

5.2.5.6 Sucção

A sucção é um fenômeno particularmente determinante no comportamento de solos não-saturados. Pode ser entendida, em termos gerais, como a quantidade de energia necessária para retirar água do solo. É dividida em duas parcelas, a sucção matricial e a sucção osmótica. A sucção matricial está ligada à estrutura do solo, os tipos de partículas e seu arranjo estrutural. A componente osmótica é função da concentração química da água presente no solo.

A relação entre a quantidade de água no solo e a sucção é expressa graficamente pela *curva característica de sucção*, ou curva de retenção, Figura 5.7. A quantidade de água pode ser representada pelo teor de umidade gravimétrico, w , pelo teor de umidade volumétrico, θ , ou pelo grau de saturação, S .

O formato da curva depende de características do solo como estrutura, cimentação, índice de vazios, textura e mineralogia, por exemplo. Existem alguns pontos da curva que merecem destaque:

- Grau de Saturação Residual: corresponde ao grau de saturação do solo a partir do qual um aumento da sucção não produz variação significativa no grau de saturação. A partir deste ponto torna-se muito difícil remover água do solo por drenagem;
- Valor de Entrada de Ar: consiste no valor de sucção necessária para que o ar seja retirado do maior poro do solo;
- Zona Limite de Entrada de Ar: inicia com o valor de sucção próximo de zero e vai até a sucção correspondente ao valor de entrada de ar. Neste estágio, o solo encontra-se praticamente saturado;
- Zona de Transição: nesta zona, o solo começa a perder água e qualquer variação na sucção altera significativamente seu teor de umidade;
- Zona Residual: último estágio. Inicia no ponto de saturação residual e vai até a máxima sucção, que corresponde a um teor de umidade próximo de zero.

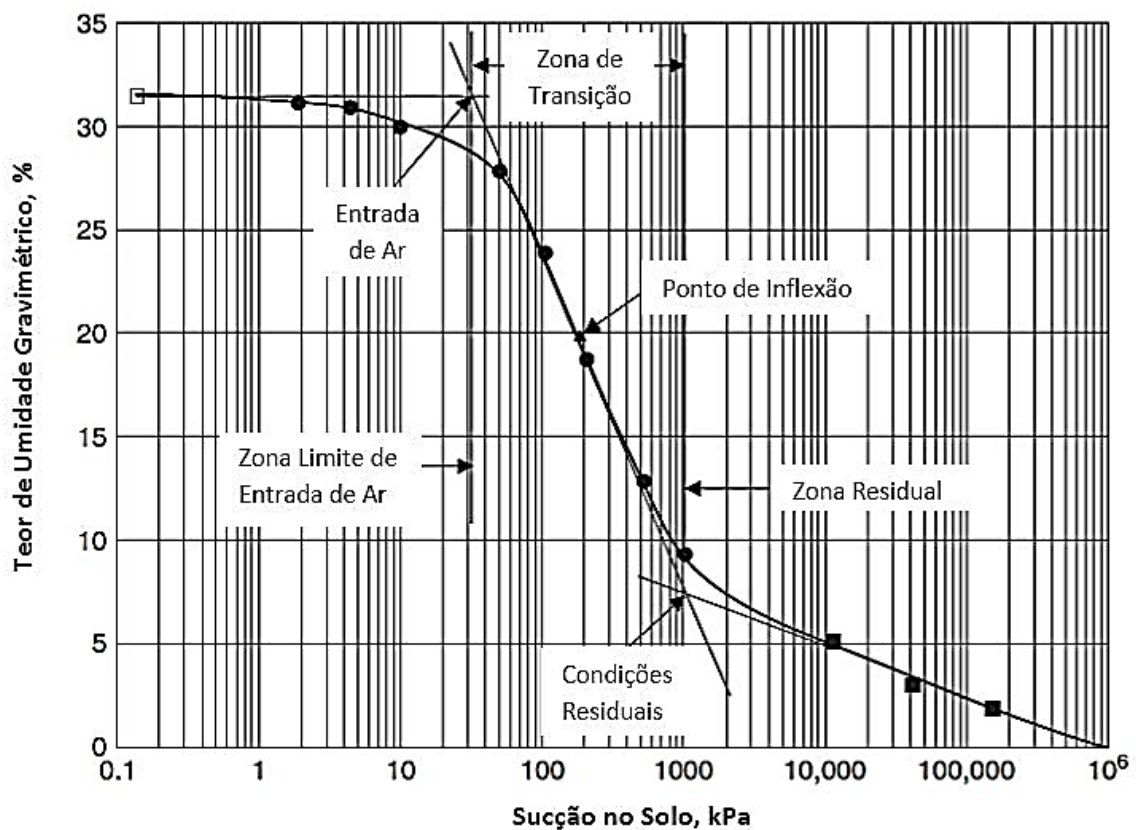


Figura 5.7 – Trajetória de secagem em curva de retenção genérica (Adaptado de Fredlund *et al.*, 2012)

As curvas de retenção de água no solo podem ser obtidas experimentalmente, por medições em campo ou em laboratório. Os valores medidos são ajustados à curva com o uso de modelos matemáticos. Menezes (2013) descreve as principais formas de obtenção através de ensaios, de acordo com Lu e Likos (2004):

- Tensiômetro: a medida da pressão negativa da água é feita de forma direta;
- Técnica de translação de eixos: permite simular o efeito da sucção por meio da elevação da pressão do ar. A sucção matricial é definida como a diferença entre a pressão do ar, u_a , e a pressão da água, u_w . Um dos métodos que utiliza a técnica de translação de eixos é a câmara de Richards;
- Sensores de condutividade elétrica ou térmica: consistem em métodos de medição indireta. Uma vez que relacionam o valor da sucção a valores de medições elétricas ou térmicas no meio poroso não saturado;
- Técnica do papel filtro com ou sem contato com o solo: durante o ensaio, sob efeito da sucção, alguma quantidade de água é transferida do solo para o papel filtro. Com a calibração do papel, é possível estimar a curva de retenção do solo a partir dos valores de umidade do papel.

Os modelos matemáticos são desenvolvidos empiricamente. São realizados ensaios para a determinação da curva de retenção de um determinado tipo de solo. Por meio de regressões numéricas, são determinadas equações que representem de forma aproximada a variação da sucção no solo.

A Tabela 5.4 relaciona alguns desses modelos com suas equações e os parâmetros utilizados. Além dos coeficientes de forma de cada modelo, as equações incluem alguns parâmetros em comum como: teor de umidade volumétrico saturado, θ_{sat} ; teor de umidade volumétrico residual, θ_r ; carga de pressão, h ; e sucção, ψ .

Tabela 5.4 – Equações dos modelos matemáticos utilizados para a previsão da curva de retenção (Adaptado de Menezes, 2013)

Modelos	Equações	Parâmetros
Brooks e Corey (1964)	$0 \leq \psi \leq \frac{1}{a} \rightarrow \theta = \theta_{sat}$ $\psi \geq \frac{1}{a} \rightarrow \theta = \theta_r + \frac{\theta_{sat} - \theta_r}{(\alpha\psi)^\lambda}$	α, λ
Van Genuchten (1980)	$\theta = \theta_r + \frac{\theta_{sat} - \theta_r}{[1 + (\alpha h)^{n'}]^m}$ $m = 1 - \frac{1}{n'}$	α, n', m
Fredlund e Xing (1994)	$\theta = \theta_{sat} \left[\frac{1}{\ln[e + \psi/\alpha]^{n'}} \right]^m$	α, n', m

5.2.6 Forças de percolação

A percolação de água pelo solo gera uma transferência de energia da água para os grãos do solo. Esta força é denominada de força de percolação, tem o mesmo sentido do fluxo e tende a arrastar as partículas de solo. Como é transmitida aos grãos, é considerada uma força efetiva.

A Figura 5.8 esquematiza um corpo de prova submetido ao fluxo contínuo, da esquerda para a direita. A força dissipada pela percolação da água no sistema ilustrado é igual a:

$$F = h \gamma_w A \quad (5.20)$$

Em que A é a área da seção transversal da amostra, h é a diferença de carga total do sistema e γ_w é o peso específico da água.

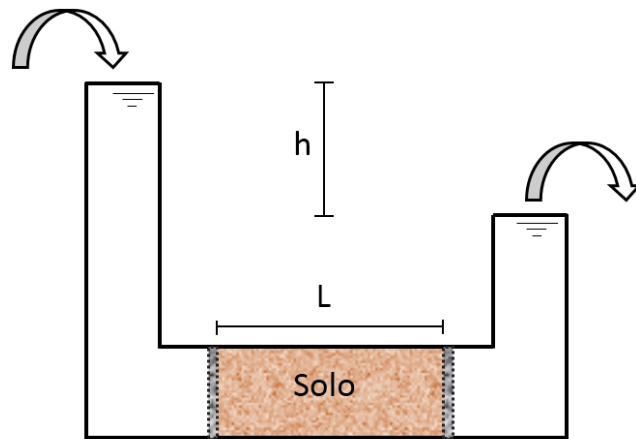


Figura 5.8 – Percolação da água em solos

Como o fluxo é considerado uniforme, esta força se dissipa uniformemente em todo o volume do solo ($A \cdot L$). O que indica que a força por unidade de volume é igual a:

$$j = \frac{h \gamma_w A}{A L} = \frac{h \gamma_w}{L} = i \gamma_w \quad (5.21)$$

O produto entre o gradiente hidráulico, i , e o peso específico da água é, então, denominado *força de percolação*, j . Essa força possui grandeza semelhante ao peso específico e atua da mesma forma que a força gravitacional. As duas se somam, quando o fluxo de água no solo é descendente, e se subtraem quando este fluxo é ascendente.

Como age no sentido de arrastar as partículas do solo, essa força é responsável por alguns problemas de instabilidade em barragens. Entre eles o *piping* e a “areia movediça”.

5.2.6.1 Piping

O fenômeno do *piping*, também denominado de erosão regressiva tubular, consiste em uma das principais causas de acidentes em barragens. Consiste na formação de canais de pequenos diâmetros no interior do solo pela ação erosiva da água. O carreamento das partículas se dá de forma gradativa, de jusante para montante, daí o termo “regressiva”. O aumento das dimensões desses canais majora o poder erosivo da água, o que pode levar ao colapso da estrutura.

5.2.6.2 Condição movediça

Este fenômeno, tecnicamente denominado liquefação dos solos, ocorre apenas em solos não coesivos. É ocasionado quando a percolação da água pelo solo é ascendente. Desse modo a força de percolação se opõe ao peso das partículas.

O aumento gradativo da carga hidráulica provoca o aumento da força de percolação, até o instante em que esta força equilibre o peso dos grãos. Neste instante, as forças transmitidas de grão a grão são nulas. Teoricamente, os grãos permanecem na mesma posição, mas não há transmissão de forças nos pontos de contato. Ou seja, a tensão efetiva atuante no solo se anula.

Este fenômeno ocorre apenas em solos não coesivos, porque nesses solos a resistência é proporcional à tensão efetiva. Como a tensão efetiva se anula, o solo perde sua resistência, se liquefaz. Estado definido como “condição movediça”. Solos com coesão verdadeira, por sua vez, apresentam resistência mesmo quando a tensão efetiva é nula.

O gradiente que provoca esse fenômeno é conhecido como gradiente crítico. É obtido ao se igualar a tensão efetiva a zero. A Figura 5.9 representa uma situação de fluxo de água ascendente.

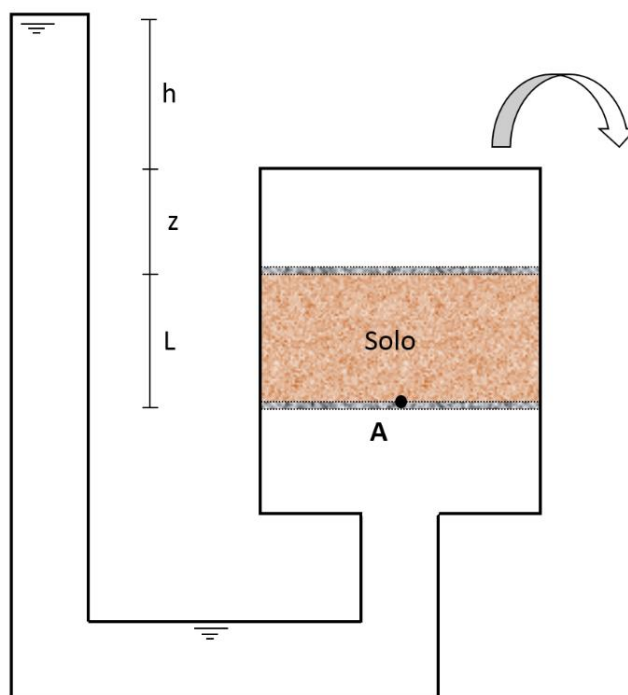


Figura 5.9 – Esquema de percolação ascendente

Para o cálculo da tensão efetiva no ponto A, tem-se:

$$\sigma' = z\gamma_w + L\gamma_{sat} - (z\gamma_w + L\gamma_w + h\gamma_w) \quad (5.22)$$

$$\sigma' = L(\gamma_{sat} - \gamma_w) - h\gamma_w \quad (5.23)$$

$$\sigma' = L\gamma_{sub} - \frac{Lh}{L}\gamma_w = L\gamma_{sub} - Li\gamma_w \quad (5.24)$$

Como o gradiente crítico é obtido quando a tensão é nula, tem-se:

$$\sigma' = L(\gamma_{sub} - i\gamma_w) = 0 \quad (5.25)$$

$$i_{crit} = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_w} \quad (5.26)$$

Nas equações, γ_{sat} é o peso específico do solo saturado; γ_{sub} é o peso específico submerso da areia e γ_w é o peso específico da água.

Teoricamente, para acontecer a condição movediça, é necessário gradiente seja igual a um. Mas na prática valores próximos a 0,8 são considerados elevados e devem ser tratados adotando-se, por exemplo o tapete impermeável de montante.

A condição movediça é comumente tratada como “areia movediça”, entretanto é um estado, e não um tipo de areia. É mais comum em areias finas, já que as vazões correspondentes ao gradiente crítico para areias grossas e pedregulhos são muito elevadas.

5.2.7 Equação diferencial parcial de fluxo

Será apresentada a derivação da equação de fluxo em meios porosos. A situação considerada é tridimensional, com coeficiente de permeabilidade constante nas direções x, y e z. Considera-se, então, que a água flui, em regime laminar, pelo elemento de solo homogêneo de dimensões infinitesimais, dx, dy e dz, representado na Figura 5.10.

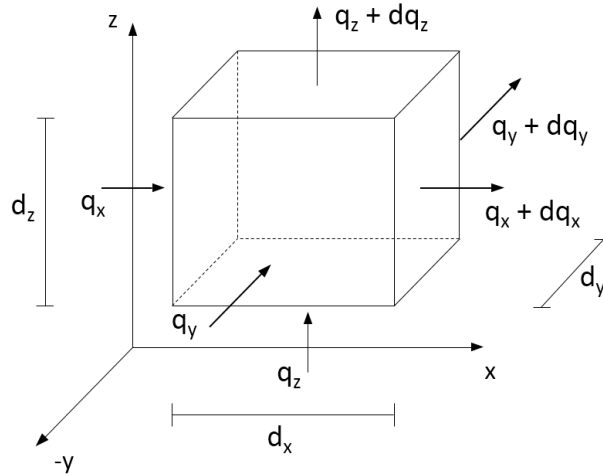


Figura 5.10 – Elemento de solo homogêneo infinitesimal

A vazão de entrada em qualquer uma das faces do elemento é expressa como o produto da área da seção pela velocidade do fluxo, como expressam as equações 5.27, 5.28 e 5.29.

$$q_x = v_x d_y d_z \quad (5.27)$$

$$q_y = v_y d_x d_z \quad (5.28)$$

$$q_z = v_z d_x d_y \quad (5.29)$$

O volume de água que sai de cada face do elemento por unidade de tempo pode ser expresso pelas equações 5.30, 5.31 e 5.32.

$$q_x + dq_x = \left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) d_y d_z \quad (5.30)$$

$$q_y + dq_y = \left(v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy \right) d_x d_z \quad (5.31)$$

$$q_z + dq_z = \left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) d_x d_y \quad (5.32)$$

A água é considerada incompressível. Por isso, a diferença entre o volume de água que entra e o que sai do elemento por unidade de tempo é igual à variação do volume de água por unidade de tempo, no interior do elemento. As equações 5.33 a 5.36 indicam o desenvolvimento matemático deste raciocínio:

$$q_x + q_y + q_z - (q_x + dq_x + q_y + dq_y + q_z + dq_z) = \frac{\partial V_w}{\partial t} \quad (5.33)$$

$$dq_x + dq_y + dq_z = -\frac{\partial V_w}{\partial t} \quad (5.34)$$

$$\left(\frac{\partial v_x}{\partial x} dx\right) d_y d_z + \left(\frac{\partial v_y}{\partial y} dy\right) d_x d_z + \left(\frac{\partial v_z}{\partial z} dz\right) d_x d_y = -\frac{\partial V_w}{\partial t} \quad (5.35)$$

$$\left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z}\right) d_x d_y d_z = -\frac{\partial V_w}{\partial t} \quad (5.36)$$

A equação 5.36 é conhecida como Equação da Continuidade.

Pela Lei de Darcy, sabe-se que $v = k * i$. Além disso, o gradiente hidráulico é dado por $i = -\frac{\partial h}{\partial L}$. O sinal negativo é utilizado pelo fato de a perda de carga total diminuir com o aumento do caminho de percolação. Dessa forma, as velocidades do fluxo nas direções x, y e z podem ser calculadas pelas equações 5.37, 5.38 e 5.39, respectivamente.

$$v_x = k_x \left(-\frac{\partial h}{\partial x}\right) \quad (5.37)$$

$$v_y = k_y \left(-\frac{\partial h}{\partial y}\right) \quad (5.38)$$

$$v_z = k_z \left(-\frac{\partial h}{\partial z}\right) \quad (5.39)$$

Considerando o coeficiente de permeabilidade constante nas direções x, y e z, e substituindo as equações 5.37, 5.38 e 5.39, na equação 5.36, tem-se:

$$\left\{\frac{\partial}{\partial x} \left[k_x \left(-\frac{\partial h}{\partial x}\right)\right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[k_y \left(-\frac{\partial h}{\partial y}\right)\right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[k_z \left(-\frac{\partial h}{\partial z}\right)\right]\right\} d_x d_y d_z = -\frac{\partial V_w}{\partial t} \quad (5.40)$$

$$\left(k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2}\right) d_x d_y d_z = \frac{\partial V_w}{\partial t} \quad (5.41)$$

Para o cálculo do volume de água no interior do solo, pode-se considerar as definições de grau de saturação, S, e índice de vazios, e, expressas pelas equações 5.42 e 5.43:

$$V_w = S V_v \quad (5.42)$$

$$V_v = e V_s \quad (5.43)$$

Nas quais, V_v é o volume de vazios, V_w é o volume de água e V_s é o volume de sólidos. Então o volume de água no interior do elemento é dado pela equação 5.44.

$$V_w = S e V_s \quad (5.44)$$

Além disso, o volume total do elemento é igual a:

$$V = V_s + V_v = V_s + e V_s \therefore V = V_s(1 + e) \quad (5.45)$$

$$V_s = \left(\frac{V}{1 + e} \right) \therefore V_s = \frac{d_x d_y d_z}{1 + e} \quad (5.46)$$

$$V_w = \frac{S e}{1 + e} d_x d_y d_z \quad (5.47)$$

A razão da variação do volume de água ao longo do tempo é indicada pela equação 5.48:

$$\frac{\partial V_w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{S e}{1 + e} d_x d_y d_z \right) \quad (5.48)$$

Como o volume de sólidos é considerado constante, $\frac{d_x d_y d_z}{1 + e}$ é constante e a razão do variação do volume de água com o tempo é dada pelas equações 5.49 e 5.50:

$$\frac{\partial V_w}{\partial t} = \left(\frac{d_x d_y d_z}{1 + e} \right) \frac{\partial S e}{\partial t} \quad (5.49)$$

$$\frac{\partial V_w}{\partial t} = \frac{d_x d_y d_z}{1 + e} \left(e \frac{\partial S}{\partial t} + S \frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad (5.50)$$

Substituindo a equação 5.50 na equação 5.41, obtém-se a equação 5.52, que consiste na equação básica para o fluxo laminar tridimensional em solos.

$$\left(k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) d_x d_y d_z = \frac{d_x d_y d_z}{1 + e} \left(e \frac{\partial S}{\partial t} + S \frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad (5.51)$$

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1 + e} \left(e \frac{\partial S}{\partial t} + S \frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad (5.52)$$

5.2.7.2 Casos particulares da equação geral

O desenvolvimento da equação do fluxo em meios porosos foi realizada para uma situação tridimensional e em condições transientes. Porém, outras situações na

prática da geotecnia nas quais é necessário realizar análises direcionadas a casos específicos, como os descritos abaixo:

a) Fluxo tridimensional, estacionário, saturado, com variação do coeficiente de permeabilidade conforme a direção. Nesta situação, não há variação do índice de vazios nem da saturação do solo. Portanto, o termo depois da igualdade se anula.

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (5.53)$$

b) Fluxo bidimensional transiente, com variação da permeabilidade conforme a direção. Como o fluxo é bidimensional, se considera que não há fluxo nem variação de carga na direção y. Com isso, a equação se configura como descrito abaixo.

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \left(e \frac{\partial S}{\partial t} + S \frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad (5.54)$$

c) Fluxo bidimensional, estacionário, com solo saturado e variação do coeficiente de permeabilidade conforme a direção. Este caso consiste na junção dos dois anteriores: não há fluxo na direção y e o índice de vazios e o grau de saturação do solo permanecem constantes.

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (5.55)$$

d) Fluxo bidimensional, estacionário, com solo saturado e isotrópico em relação à permeabilidade. Estas condições indicam que: não há fluxo na direção y; o índice de vazios e o grau de saturação do solo permanece constante; e os coeficientes de permeabilidade k_x e k_z são iguais. Nestes casos, a equação assume a forma descrita abaixo.

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (5.56)$$

Esta equação é conhecida como equação de Laplace. Descreve matematicamente muitos fenômenos físicos e é, por isso, de grande importância prática.

Definidos os princípios fundamentais que governam o fluxo nos solos, a solução do problema de percolação consiste em determinar as equipotenciais e as linhas de fluxo. Os métodos mais usuais de solução da equação geral do fluxo são classificados

como: métodos analíticos (exatos); métodos gráficos (redes de fluxo); métodos aproximados (numéricos: elementos finitos); e modelos físicos.

5.2.8 Redes de fluxo

O método de análise gráfico mais comum é o traçado das redes de fluxo. Este método consiste no desenho de linhas imaginárias denominadas linhas de fluxo e equipotenciais. Seu desenvolvimento é baseado em duas hipóteses básicas: o solo não sofre deformação nem há carreamento de partículas; e a Lei de Darcy é válida para a determinação das incógnitas do problema.

As linhas de fluxo delimitam o trajeto que a água percola através do meio saturado. Como é considerado o fluxo em regime laminar, essas linhas não podem se cruzar. As linhas equipotenciais, por sua vez, são as linhas que ligam os pontos de mesma carga total.

Em meios isotrópicos, as linhas de fluxo interceptam as equipotenciais perpendicularmente. A Figura 5.11 apresenta um exemplo de rede de fluxo nas fundações de uma barragem de concreto.

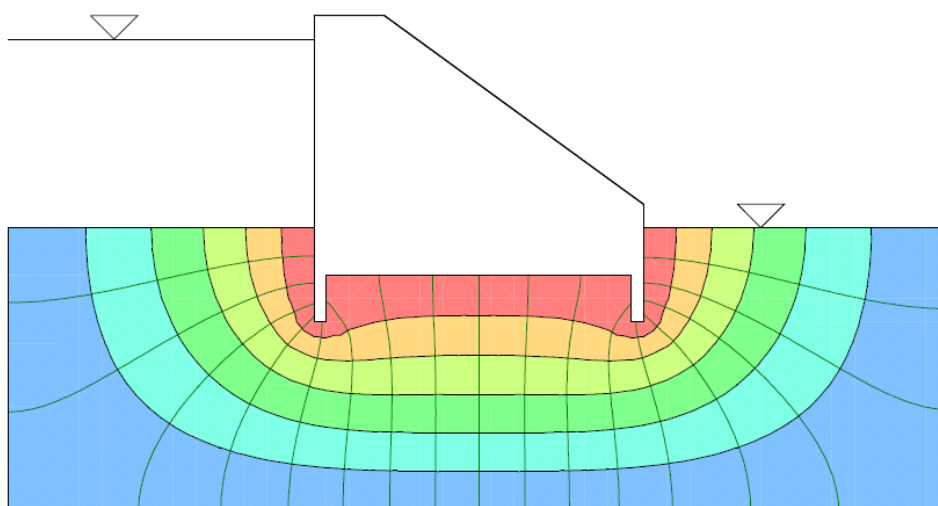


Figura 5.11 – Rede de fluxo em fundações de barragem (GeoSlope, 2015)

Para a resolução do problema de percolação, é necessária a determinação de condições de contorno, que são relacionadas à geometria do problema. Entre as condições de contorno mais comuns, tem-se:

- superfície impermeável: pode ocorrer em maciços formados por dois tipos de solos. Quando um deles possui uma permeabilidade muito baixa, o fluxo se dá pelo meio mais permeável. Assim, as equipotenciais são perpendiculares e os vetores de velocidade do fluxo são paralelos à superfície impermeável;
- linha Freática: consiste na fronteira superior da região de fluxo não confinado. Ao longo deste linha a carga piezométrica é nula e, por ser uma linha de fluxo, as equipotenciais a interceptam perpendicularmente.

O traçado da rede de fluxo consiste em um método simples e eficiente. Através do qual pode-se obter: a vazão por metro de seção transversal; a poro pressão em qualquer ponto, inclusive a atuante na base da barragem; e a força de percolação em qualquer região.

5.2.9 Método dos elementos finitos na análise de fluxo

A complexidade dos problemas de fluxo em meios porosos levou à utilização de métodos numéricos baseados na discretização do domínio. Entre esses métodos, o mais utilizado é o Método dos Elementos Finitos (MEF).

Os métodos numéricos transformam a equação diferencial parcial do fluxo em um conjunto de equações integrais. A solução desse sistema pode ser obtida a partir de dois domínios distintos: domínio dos pontos nodais, para o Método das Diferenças Finitas (MDF); e o domínio dos elementos, para o MEF. Além da discretização do domínio, é adotada uma função que descreve o comportamento da variável dependente. No MDF esta função é linear, no MEF é possível definir funções de ordem mais elevada. (Saré, 2003)

Para a análise de problemas de percolação com o MEF são necessários alguns passos:

- definição do domínio do problema: definir a geometria do maciço, as propriedades dos materiais, a malha de elementos finitos e as condições de contorno;
- processar o modelo: o programa utilizado processa o modelo através da formulação e solução do sistema de equações de elementos finitos;

- interpretar os resultados: a confiabilidade dos resultados depende das condições de contorno e, principalmente, dos parâmetros dos solos. Por isso, é importante que seja feita uma análise técnica das poro pressões, gradientes hidráulicos, cargas hidráulicas, entre outros parâmetros resultantes da análise.

Segundo Strufaldi (2004), é importante iniciar a modelagem da malha com um modelo simples e evoluir para um modelo mais complexo gradualmente. Esta sequência facilita a detecção de pontos que podem causar dificuldade de convergência do modelo. Identificar as causas de um resultado não realístico pode ser muito difícil, se todas as complexidades do problema estão inclusas no modelo inicial.

Ainda segundo Strufaldi (2004), um modelo pode ser encarado como uma abstração de um problema real. Essa abstração é feita através da teorização e da adoção de hipóteses e simplificações que visam permitir a sua representação de maneira “tratável”. Mas ainda assim, de modo mais fiel possível à realidade. Em razão da dificuldade de simular o comportamento real do solo e as condições reais de fluxo em meios tão heterogêneos, os resultados das análises pelo MEF devem ser criteriosamente analisados.

A modelagem numérica, de modo geral, mais especificamente o MEF, é de extrema importância para a engenharia. Este tipo de análise permite avaliar a influência de vários parâmetros que interferem no comportamento do solo, como a permeabilidade e a anisotropia, no caso de análises de fluxo.

5.3 Controle de fluxo em barragens de terra assentes em solos permeáveis

Barragens de terra são construídas para interceptar o fluxo de um rio e permitir o seu represamento, entretanto, não são estruturas perfeitamente estanques. Por isso, para melhorar sua estabilidade, evitar erosões internas e otimizar o uso do solo, o fluxo pelo interior da barragem e pelas suas fundações deve ser controlado. Este controle consiste basicamente em dificultar a passagem da água pelo maciço e fundações e interceptar o fluxo que ainda percola. Para isso, deve-se empregar estruturas impermeabilizantes e estruturas drenantes.

5.3.1 Sistemas de drenagem interna

O sistema de drenagem interna de barragens possui o objetivo de evitar a surgência da água na face do talude de jusante e a possibilidade de ocorrência do *piping*. Esse sistema evoluiu, desde os casos de barragens homogêneas sem drenos, até chegar à combinação dos filtros verticais e horizontais.

A Figura 5.12 esquematiza essa evolução. O caso (a), sem drenos, possibilita a ocorrência do *piping*. Os casos (b) e (c) resolveriam o problema, desde que o solo compactado fosse isotrópico, o que não ocorre. O caso (d), proposto por Terzaghi, combina os filtros vertical e horizontal. Os demais casos correspondem a ideias mais recentes, de se inclinar o filtro para montante, (e), para melhorar a estabilidade deste talude; ou para jusante, (f), mais favorável quando as fundações são permeáveis, pois aumenta o caminho de percolação; ou ainda o caso (g). Este caso, proposto por Mello (1975), procura combinar as vantagens dos dois casos anteriores (Massad, 2010).

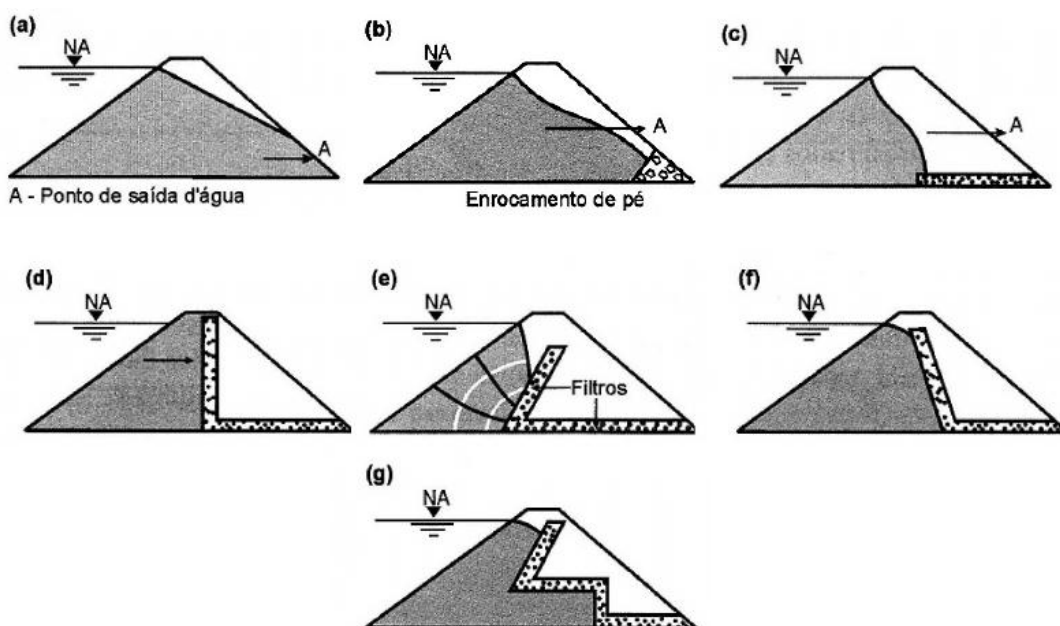


Figura 5.12 – Evolução conceitual do sistema de drenagem interna em barragens de terra (Massad, 2010)

Para o dimensionamento de filtros deve-se determinar a vazão a ser captada pela estrutura; escolher solos granulares disponíveis nas proximidades da obra;

analisar os coeficientes de permeabilidade dos filtros; calcular as espessuras necessárias; e verificar se os materiais satisfazem o critério de filtro de Terzaghi.

Os critérios de filtro de Terzaghi foram definidos com o intuito de prevenir a ocorrência do *piping*. Esses critérios asseguram que o fluxo da água de um meio para o outro ocorra de modo eficiente, sem o carreamento de partículas. Ou seja, o solo do filtro deve ter partículas suficientemente pequenas, para impedir a passagem de partículas do solo a ser protegido. Porém não podem ser muito pequenas, a ponto de impedir a passagem da água.

A equação 5.57 estabelece a condição do Critério de Terzaghi para garantir a proteção contra o *piping*. A equação 5.58, por sua vez, estabelece a condição de permeabilidade do material do filtro. Os índices 15 e 85 referem-se às porcentagens do solo, em massa, com partículas menores do que o diâmetro D , a eles associados.

$$\frac{D_{15(Filtro)}}{D_{85(solo)}} < 4 \text{ ou } 5 \quad (5.57)$$

$$\frac{D_{15(Filtro)}}{D_{15(solo)}} > 4 \text{ ou } 5 \quad (5.58)$$

5.3.2 Tratamento das fundações – dispositivos de vedação

Barragens assentes em solos muito permeáveis sofrem efeitos consideráveis da percolação da água. Esses efeitos originam problemas como excesso de subpressões, perdas d'água, perda de resistência do solo por acréscimo do grau de saturação e processos erosivos.

Não é possível impedir completamente o fluxo de água pelas fundações. Mas, para garantir a estabilidade da estrutura, faz-se necessário o controle desse fluxo.

Segundo Massad (2010), os dispositivos utilizados para esse fim são fundamentados, de modo geral, em dois princípios: redução da permeabilidade das fundações ou aumento do caminho de percolação da água. Segue uma breve descrição dos principais dispositivos utilizados.

I) Trincheira de vedação (*cut off*)

Este dispositivo é constituído por um solo de baixa permeabilidade compactado em uma escavação em forma de trincheira, no solo da fundação. Normalmente é

executada abaixo do núcleo da barragem, mas pode ser projetada também a montante deste. Nesse caso, pode-se diminuir tempo de execução da obra, pois permite que os trabalhos para escavação da trincheira e o alteamento do maciço sejam realizados simultaneamente.

Em função da sua penetração na camada permeável a trincheira de vedação pode ser total ou parcial, se atravessar toda a camada ou apenas uma porcentagem desta, respectivamente.

Cedergren (1967) *apud* Massad (2010) obteve uma relação entre a penetração da trincheira e a sua eficiência, através do traçado de redes de fluxo como a indicada na Figura 5.13a. Sua análise originou o gráfico da Figura 5.13b, no qual d é a profundidade de penetração da trincheira; D , a espessura do solo; Q_f e Q_{f0} as perdas d'água com e sem a trincheira, respectivamente.

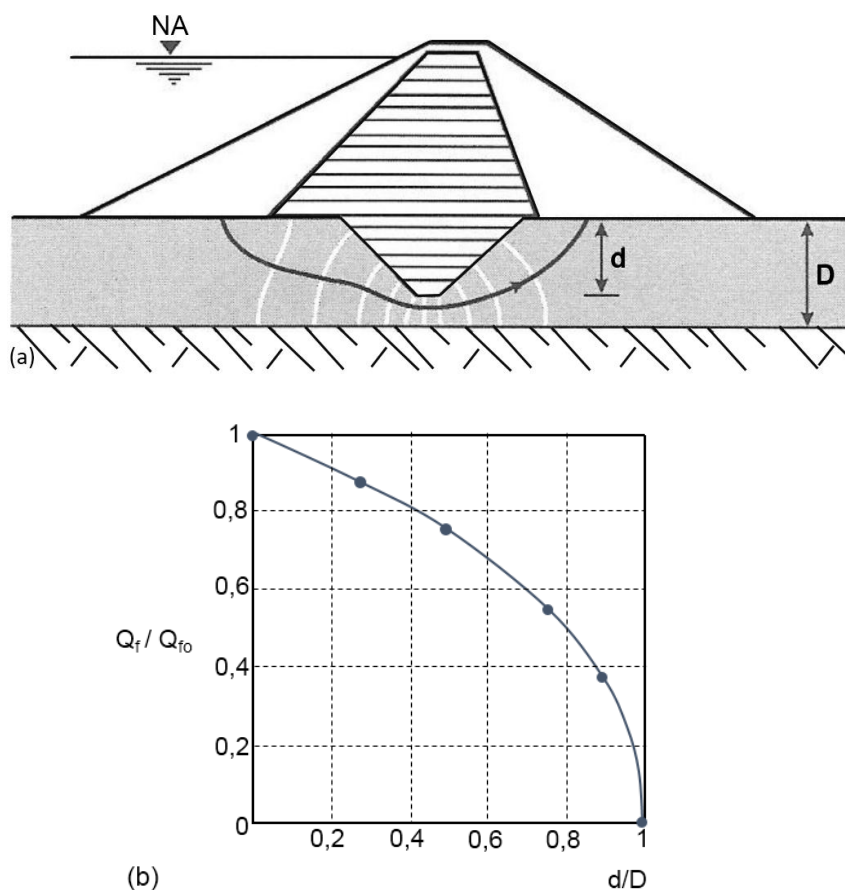


Figura 5.13 – (a) *cut off* em barragem de terra; (b) variação das perdas d'água em função da penetração do *cut off* (Adaptado de Cedergren, 1967 *apud* Massad, 2010)

Para uma trincheira com 80% de penetração, a eficiência (E), definida pela equação 5.59, é de apenas 50%. De modo que para se obter uma redução significativa da vazão, faz-se necessário que a trincheira atravessasse toda a camada permeável ($d/D = 1$).

$$E = 1 - \frac{Q_f}{Q_{fo}} \quad (5.59)$$

A execução deste dispositivo, além de possibilitar a inspeção visual do fundo e das paredes da escavação, permite o preparo adequado da superfície da base da trincheira e o controle tecnológico dos materiais compactados. Entretanto, normalmente sua execução exige o rebaixamento do lençol freático e a garantia da estabilidade dos taludes, já que, em alguns casos, precisa atingir elevadas profundidades até alcançar a camada com baixa permeabilidade.

Nesse sentido, o ideal é que a permeabilidade da fundação seja decrescente com a profundidade. Além disso, esse dispositivo não é adequado para casos nos quais abaixo da camada de solo permeável ocorre, por exemplo, um maciço rochoso muito fraturado.

II) Diafragmas plásticos e rígidos

Também conhecidos como parede diafragma, ilustrados na Figura 5.14, são constituídos por valas escavadas por um equipamento denominado *Clam-Shell*. As dimensões da vala são ditadas pela ferramenta utilizada. Segundo Massad (2010), é comum trabalhar com painéis de 0,80 m de largura. A profundidade é limitada também pela compacidade do solo escavado e/ou pela presença de matacões.

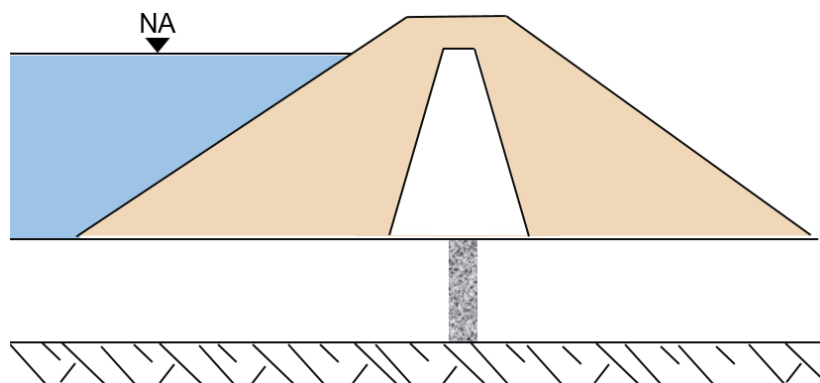


Figura 5.14 – Parede diafragma

Para garantir a estabilidade das paredes da vala, a escavação é feita com o uso de lama bentonítica. Após escavados, os painéis são preenchidos com uma mistura de solo-cimento ou concreto que constituem os diafragmas plásticos e os rígidos, respectivamente.

A escavação é feita de forma alternada e a delimitação dos painéis para a concretagem é feita com o uso de tubos circulares removíveis. Pode-se também executar uma linha de estacas secantes, como substituição ao diafragma rígido.

Os diafragmas rígidos são menos deformáveis e, devido a recalques diferenciais, podem puncionar a base do aterro, o que origina trincas que podem afetar a estanqueidade do dispositivo. Este inconveniente pode ser evitado com o uso de uma camada de argila plástica na região do contato.

Segundo Cruz (1996), sua execução só será eficiente se a rocha subjacente for impermeável ou se for feito tratamento em cerca de um a dois metros em camada de baixa permeabilidade. Camada esta cujo coeficiente de permeabilidade seja pelo menos de 10 a 100 vezes menor do que o da areia.

III) Poços de alívio

Trata-se de uma solução para interceptar o fluxo de água pelas fundações e impedir que saia de forma ascendente no pé do talude de jusante, o que pode ocasionar o fenômeno da condição movediça. Para isso, são executados furos, que são preenchidos com material mais permeável do que o solo da fundação.

São normalmente utilizados em conjunto com algum outro dispositivo de drenagem. Podem ser utilizados, por exemplo, conjugados ao sistema de filtros da barragem, Figura 5.15, ou ao dreno de pé do talude de jusante Figura 5.16.

São comuns poços com diâmetros de 20 a 50 cm e espaçamentos, entre centros de poços, de 2 a 4 m. De acordo com a profundidade de penetração podem ser parciais ou totais, quando se atinge o máximo de eficiência (Massad, 2010).

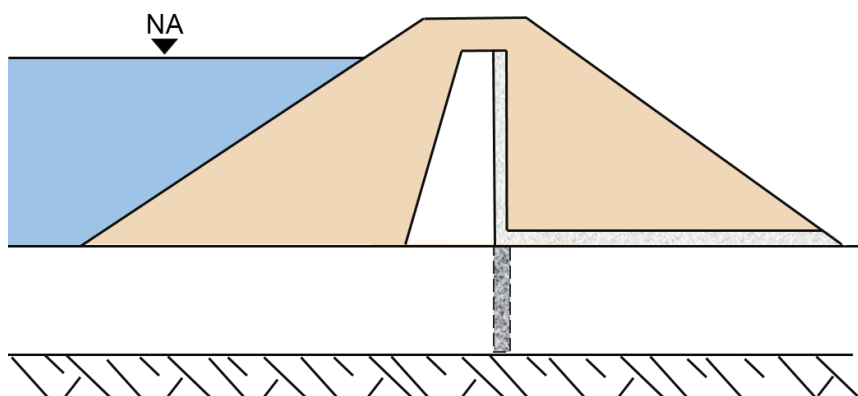


Figura 5.15 – Poços de alívio para controle da percolação pela fundação

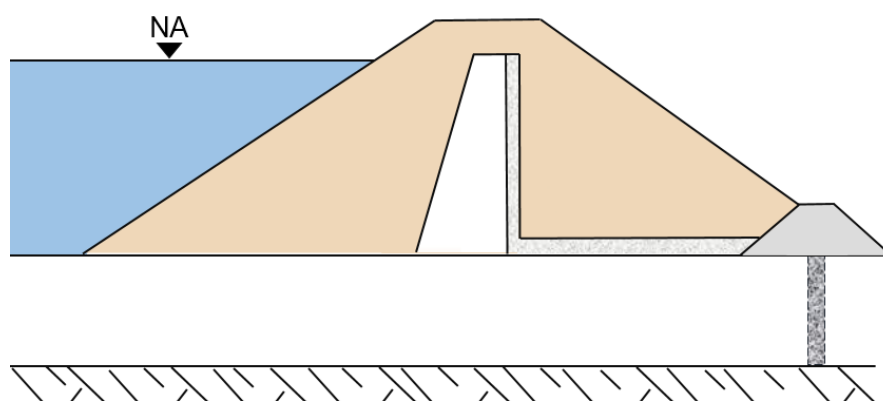


Figura 5.16 – Poços de Alívio em conjunto com o dreno de pé

IV) Tapetes impermeáveis de montante

Consistem em aterros de solos de baixa permeabilidade compactados à montante da barragem, formando uma espécie de tapete, Figura 5.17. Segundo Massad (2010), podem ser encarados como um bota-fora privilegiado para solos argilosos, de baixa permeabilidade.

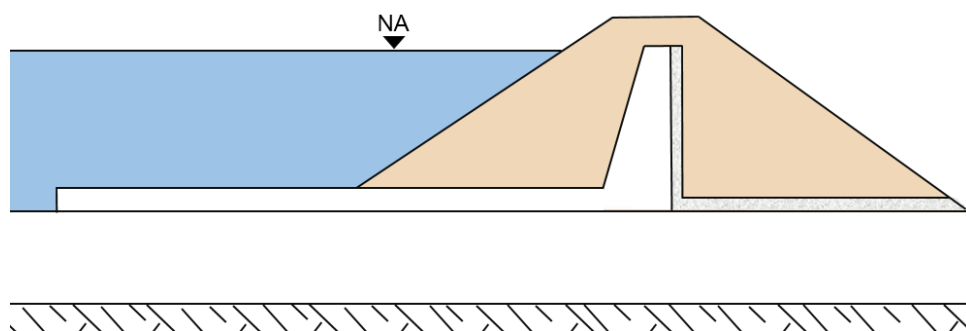


Figura 5.17 – Barragem de terra com tapete impermeável

Segundo Oliveira (2008), são executados quando a camada de solo de fundação possui grande profundidade e permeabilidade relativamente baixa. Sua utilização visa aumentar o caminho de percolação da água. Seu dimensionamento é feito em função das características de permeabilidade dos solos do tapete e da fundação, da espessura dessa camada e da carga hidráulica.

O aumento do caminho de percolação obtido com o uso desse dispositivo aumenta o número de quedas de potencial, e com isso diminui o gradiente hidráulico. Dessa forma, há a redução da probabilidade de ocorrência do fenômeno da areia movediça (*sand boil*).

Este fenômeno pode ocorrer quando se tem fluxo de água ascendente, como no pé de jusante de uma barragem com fundações arenosas. Consiste, basicamente, na perda de resistência de areias, como abordado na Seção 5.1.4. Essa perda de resistência pontual pode ocasionar erosão neste local. Ocorre, assim, uma maior concentração de fluxo para esta região e uma erosão que se dá regressivamente para o interior do solo. Este fenômeno é conhecido com *piping*, e é uma das mais frequentes causas de ruptura de barragens.

O uso do tapete impermeável de montante é uma solução econômica, comparada às demais. No entanto, também exige cuidados especiais, visto que recalques diferenciais ou ressecamento podem ocasionar fissuras, que comprometem a sua eficiência.

V) Filtros invertidos

É sabido que não se pode impedir a passagem de água pela fundação de barragens. Por isso, os projetos buscam a adoção de materiais e/ou dispositivos para impermeabilizar a montante e controlar a saída da água no pé do talude de jusante. Como opção para este último propósito, são executados filtros invertidos, Figura 5.18.

Estes dispositivos consistem em bermas de material granular construídas no pé do talude de jusante. A berma é composta por camadas, dispostas de forma que o material de uma deve ser “filtro” da camada subjacente, no sentido do critério de filtro de Terzaghi (Massad, 2010).

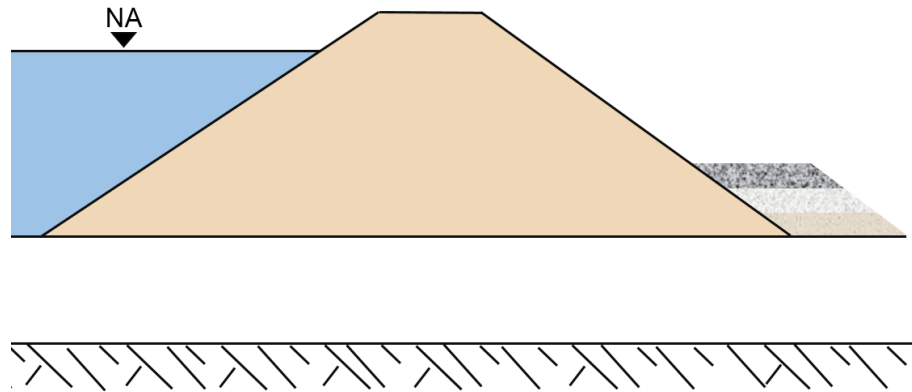


Figura 5.18 – Barragem de terra com filtro invertido no pé do talude de jusante

5.4 Estudos relacionados à análise de fluxo em barragens de terra

5.4.1 Análise de percolação em barragem de terra utilizando o programa Seep/W – Rojas e Fonini (2006)

Rojas e Fonini (2006), modelaram uma barragem de terra com seção hipotética, constituída por dois tipos de solos. A Figura 5.19 apresenta os dados geométricos da seção modelada. Os solos foram considerados saturados e suas características principais estão descritas na Tabela 5.5.

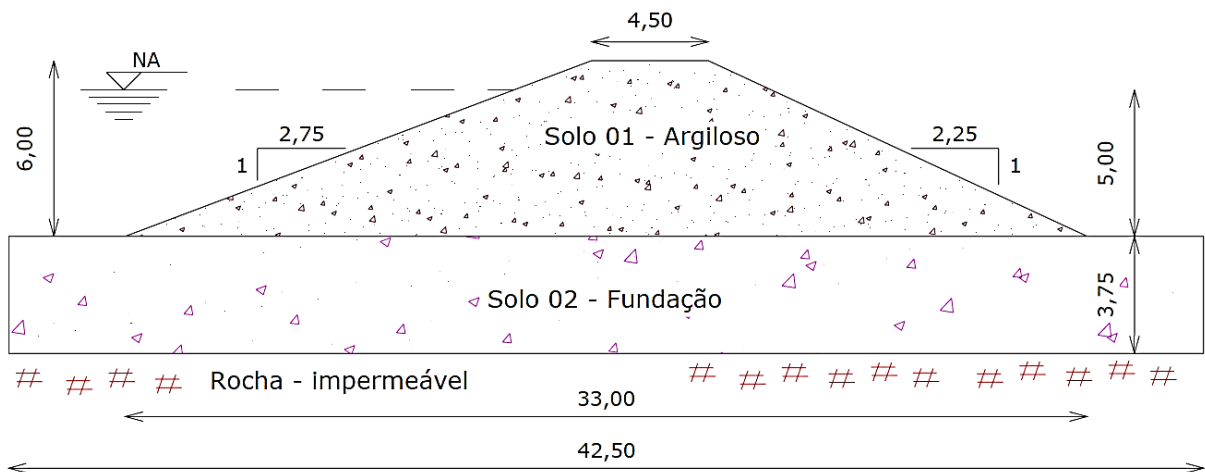


Figura 5.19 – Seção transversal modelada (Rojas & Fonini, 2006)

Tabela 5.5 – Descrição dos materiais (Rojas & Fonini, 2006)

Identificação	k (m/s)	Material	Espessura (m)
Solo 01 - Amarelo	$3,42 \cdot 10^{-9}$	Argila	6,00
Solo 02 - Azul	$1,00 \cdot 10^{-6}$	Silte Argiloso	3,75

Como condições de contorno, foram definidas: locais impermeáveis: as laterais e o fundo das fundações; o talude de montante permeável, até o nível d'água máximo do reservatório, com carga total de 8,25 metros; e o pé do talude de jusante, também permeável, com carga total de 3,75 metros. Essas condições estão representadas na Figura 5.20.

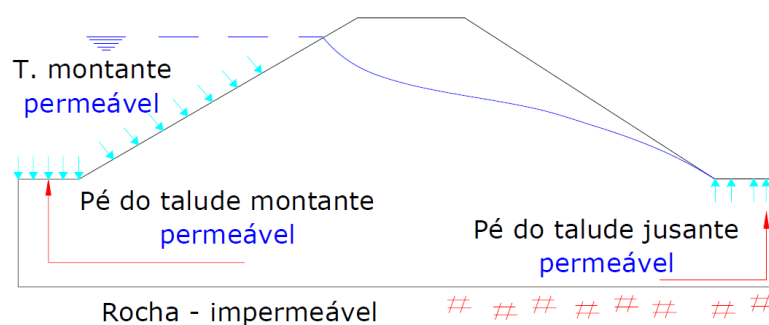


Figura 5.20 – Condições de contorno (Rojas & Fonini, 2006)

Foram definidos seis locais na fundação para a determinação das vazões, como ilustrado na Figura 5.21. A Figura 5.22 representa os vetores de fluxo e as equipotenciais obtidas pela análise. As vazões determinadas para os seis pontos da Figura 5.21 são apresentadas na Tabela 5.6.

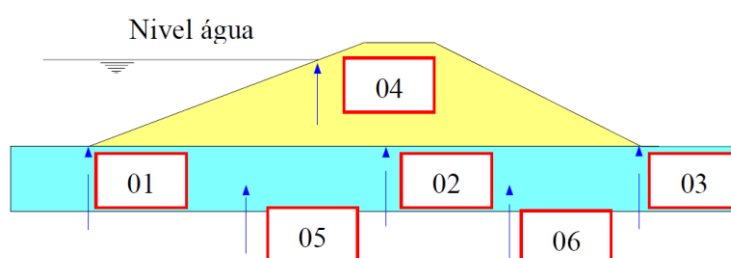


Figura 5.21 – Locais definidos para a determinação da vazão (Rojas & Fonini, 2006)

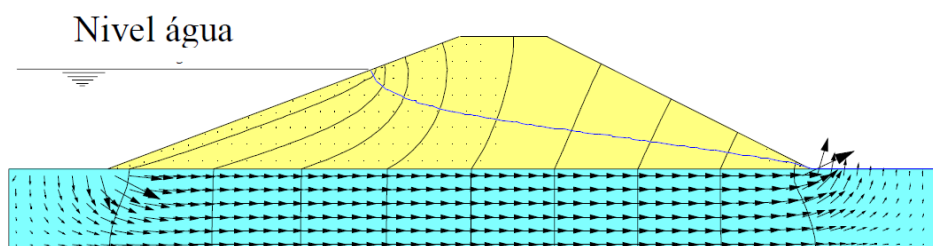


Figura 5.22 – Vetores de fluxo e equipotenciais resultantes da análise (Rojas e Fonini, 2006)

Tabela 5.6 – Vazões resultantes da análise (Rojas & Fonini, 2006)

Ponto	Vazão (m ³ /s/m)	Vazão (l/dia/m)
01	2,89*10 ⁻⁷	25,17
02	4,46*10 ⁻⁷	38,79
03	5,36*10 ⁻⁷	46,66
04	9,48*10 ⁻¹⁰	0,082
05	1,77*10 ⁻⁷	15,44
06	1,78*10 ⁻⁷	15,53

Percebe-se uma tendência de aumento da vazão nas fundações, de montante para jusante. Além disso, as vazões dos pontos ao longo de uma mesma linha de fluxo (05 e 06), são praticamente iguais.

Os autores também avaliaram o gradiente hidráulico no pé do talude de jusante da barragem, visto que esta é uma área crítica e gradientes elevados podem ocasionar o *piping*. A Figura 5.23 apresenta a variação do gradiente hidráulico no pé do talude de jusante, área na qual os vetores de fluxo são mais densos e posicionados de baixo para cima.

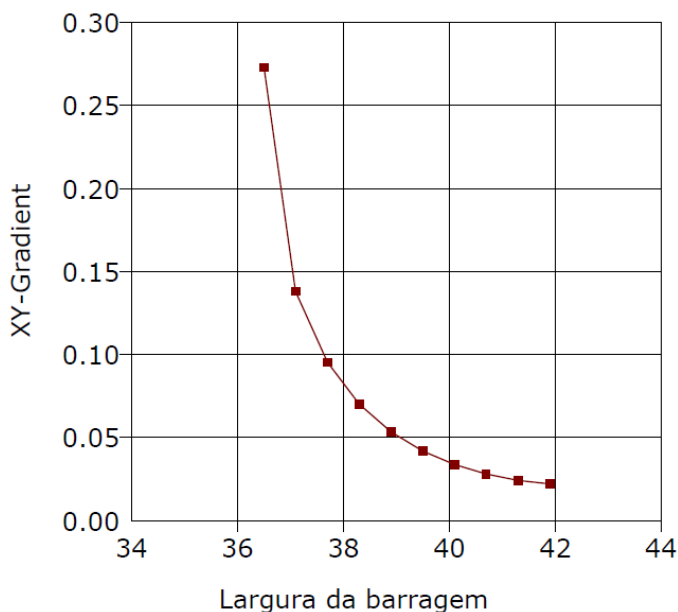


Figura 5.23 – Variação do gradiente hidráulico no pé do talude de jusante (Rojas & Fonini, 2006)

Em virtude da alta permeabilidade da fundação, o fluxo se deu por este solo. Além disso, o gradiente hidráulico máximo obtido pela análise foi de cerca de 0,27, valor muito menor do que o gradiente crítico (1,0). Portanto, a análise comprovou a estabilidade e o bom desempenho da estrutura modelada.

5.4.2 Análise paramétrica do regime de fluxo numa barragem de terra assente em solos permeáveis. Estudo de caso: PCH Canoa Quebrada – Miranda (2009)

A barragem estudada por Miranda (2009), Barragem da PCH de Canoa Quebrada, consiste em uma barragem de terra zonada assente em solo permeável. O local da obra é formado por um extenso depósito de solos arenosos e areno-argilosos e camadas de pedregulhos, com compactidade crescente com a profundidade, de fofa a muito compacta.

A modelagem foi feita no Seep/W. Admitiu-se a condição de fluxo estacionário e nível d'água do reservatório constante na cota 360,00 metros. O solo da fundação foi considerado isotrópico e o solo do maciço anisotrópico. A seção modelada é ilustrada na Figura 5.24.

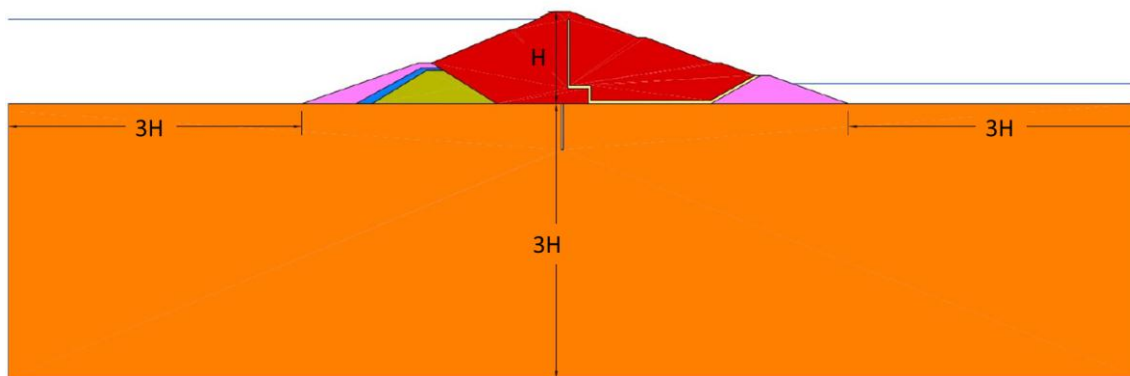


Figura 5.24 – Seção modelada (Miranda, 2009)

As condições de contorno adotadas foram: carga total de 360,0 metros no talude de montante e no solo de fundação a montante da barragem; carga total de 335,0 metros no pé do talude de jusante e no solo da fundação a jusante da barragem. Os valores de condutividade hidráulica usados na modelagem estão descritos na Tabela 5.7.

Miranda (2009) realizou simulações para as seguintes condições:

- Simulação I – Regime de fluxo estacionário com condutividade hidráulica constante e anisotropia do maciço da barragem igual a $k_h = 1,3 k_v$;
- Simulação II – Regime de fluxo estacionário com condutividade hidráulica variável e anisotropia do maciço da barragem igual a $k_h = 1,3 k_v$;
- Simulação III – Regime de fluxo estacionário com condutividade hidráulica variável e anisotropia do maciço da barragem igual a $k_h = 5 k_v$;

Os valores das poropressões calculadas pelo programa foram comparados com os valores medidos pela instrumentação. As Tabelas 5.8, 5.9 e 5.10 apresentam os a comparação feita pelo autor para os três casos modelados.

Tabela 5.7 – Condutividade hidráulica dos materiais (Miranda, 2009)

Material	Condutividade Hidráulica (m/s)
Solo compactado no maciço da barragem	$k_h = 1,30 * 10^{-9}$ $k_v = 1,00 * 10^{-9}$
Coulis da cortina plástica	$7,60 * 10^{-8}$
Fundação	$5,40 * 10^{-6}$
Areia do filtro vertical e tapete horizontal	$2,40 * 10^{-6}$
Transição fina aplicada no tapete horizontal	$4,00 * 10^{-2}$
Transição grossa aplicada no tapete horizontal	$1,60 * 10^{-1}$
Solo lançado nas ensecadeiras de montante e de jusante	$1,00 * 10^{-5}$
Enrocamento aplicado na ensecadeira de montante	1,00

Tabela 5.8 – Poropressões medidas e calculadas para a Simulação I (Miranda, 2009)

Piezômetro	Instrumentação u (kPa)	Simulação I u (kPa)	Variação dos valores calculados / medidos (%)
PZE-04	95	114	20%
PZE-05	77	-15	-119%
PZE-06	124	109	-12%
PZE-08	45	52	16%
PZE-07	320	314	-2%
PZE-09	245	243	-1%
PZE-10	289	211	-27%
PZE-03	115	108	-6%

Tabela 5.9 – Poropressões medidas e calculadas para a Simulação II (Miranda, 2009)

Piezômetro	Instrumentação u (kPa)	Simulação II u (kPa)	Variação dos valores calculados / medidos (%)
PZE-04	95	121	27%
PZE-11	22	30	36%
PZE-06	124	113	-9%
PZE-08	45	51	13%
PZE-07	320	314	-2%
PZE-09	245	244	0%
PZE-03	115	109	-5%

Tabela 5.10 – Poropressões medidas e calculadas para a Simulação II (Miranda, 2009)

Piezômetro	Instrumentação u (kPa)	Simulação III u (kPa)	Variação dos valores calculados / medidos (%)
PZE-04	95	101	6%
PZE-11	22	21	-5%
PZE-06	124	112	-10%
PZE-08	45	49	9%
PZE-07	320	316	-1%
PZE-09	245	243	-1%
PZE-03	115	109	-5%

Os resultados da Simulação III se ajustaram melhor aos dados de instrumentação. Por isso, o autor concluiu que é consistente a adoção de um modelo de fluxo em regime estacionário, com condutividade hidráulica variável, com $k_h = 5 k_v$.

O autor considera também que os dados de instrumentação correspondem a um período de onze meses. Neste período, a rede de fluxo pode ainda não ter sido estabelecida de forma definitiva. As poropressões calculadas pelo programa para o corpo da barragem são compatíveis com os dados de instrumentação, visto que apresentaram desvios máximos de 10%. Entretanto, as poropressões calculadas para

as fundações (PZE-07 e PZE-09) apresentaram valores mais próximos aos dados da instrumentação, com desvios máximos da ordem de 1%.

5.5 Análise comparativa com caso da literatura

5.5.1 Análise da eficácia dos dispositivos de vedação e drenagem utilizados em fundações permeáveis de barragens de terra – Oliveira (2008)

O presente tópico consiste na reprodução da análise de fluxo feita por Oliveira (2008). A barragem estudada é a de Santa Helena, construída na Bahia. O barramento é constituído por um maciço de terra homogêneo, com cerca de 230 m de comprimento e 18,5 m de altura. Possui um extravasor de concreto armado com 33 m de comprimento e 18,5 m de altura, Figura 5.25.



Figura 5.25 – Maciço de terra e extravasor de concreto da barragem de Santa Helena (Oliveira, 2008)

A instrumentação instalada na barragem consistiu em oito piezômetros do tipo Casagrande, vinte e dois piezômetros pneumáticos e cinco marcos topográficos. A seção modelada foi a seção 06, localizada na ombreira direita do maciço. Nesta seção, a fundação é composta por um depósito de solos arenosos, com permeabilidade média de $1,6 \times 10^{-4}$ cm/s.

Para controle de percolação pela fundação usou-se um tapete impermeável à montante, com cerca de 126 m de comprimento e 1,3 metros de espessura. Em virtude da alta permeabilidade do solo de fundação e da inexistência de material de baixa permeabilidade em profundidades superiores a 30 m. Para controle da percolação no maciço foram executados um filtro vertical com 1,0 m de largura e um tapete drenante

horizontal com cerca de 1,3 m de espessura. A Figura 5.26, apresenta a seção transversal típica da barragem.

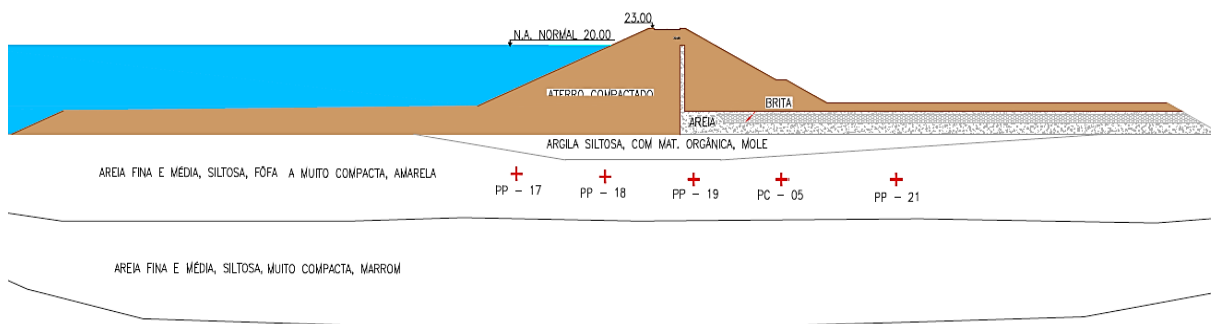


Figura 5.26 – Seção transversal típica da barragem de Santa Helena (Oliveira, 2008)

A montante o nível d'água está na cota de 20,0 m e a jusante não há nível d'água. As condições de contorno utilizadas, foram: carga total (H) igual a 20,0 metros a montante e carga de pressão igual a zero no tapete drenante horizontal e a jusante do maciço. Em relação à condição anisotrópica dos solos, foi considerada um valor de $A = k_v/k_h = 0,1$, por recomendação dos consultores (Oliveira, 2008).

A Figura 5.27 apresenta a seção modelada para efeito comparativo. São apresentadas as condições de contorno, os coeficientes de permeabilidade e fatores de anisotropia utilizados.

Para a modelagem, foi considerado o perfeito funcionamento do tapete drenante e o restante do maciço impermeável. Segundo Cedergren (1967), em barragens de terra sobre fundação permeável, a forma da rede de fluxo é controlada mais pela fundação do que pelo maciço. (Oliveira (2008)

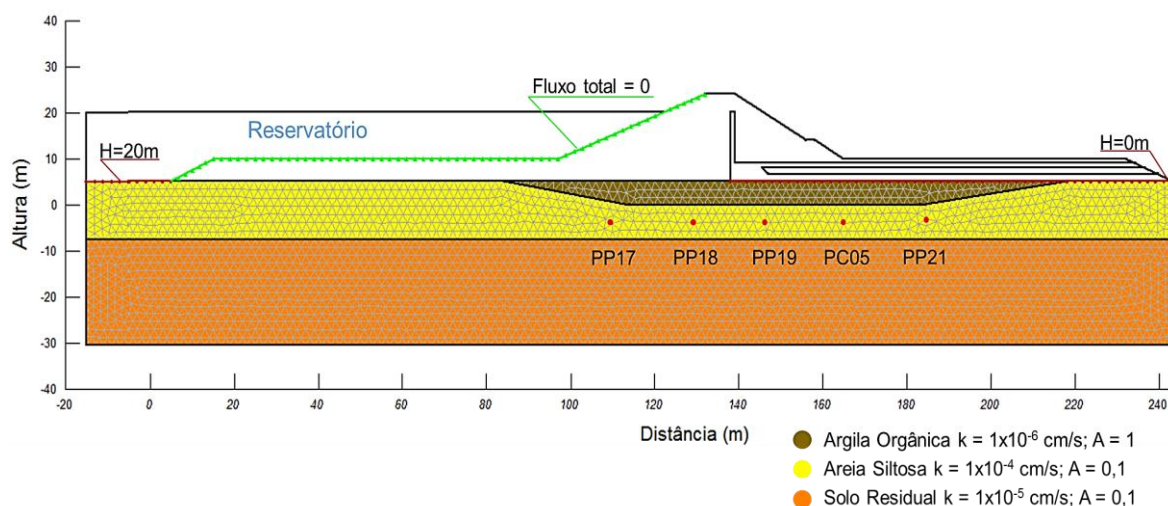


Figura 5.27 – Seção modelada

As poropressões resultantes da presente modelagem foram comparadas aos dados dos piezômetros PC05, PP17, PP18, PP19 e PP21. A Tabela 5.11 apresenta as leituras máximas das cargas piezométricas, em metros, destes instrumentos e os resultados da modelagem.

Tabela 5.11 – Cargas piezométricas máximas, em metros, da instrumentação e da modelagem

	PP17	PP18	PP19	PC05	PP21
Instrumentação	14,5	11,2	9,8	8,4	7,2
Modelagem	12,3	10,7	9,4	8,1	7,0

Como se pode ver pela Figura 5.28, os resultados da modelagem se aproximaram dos dados da instrumentação. O que indica que as hipóteses adotadas representam o que de fato ocorre na estrutura.

A presente análise comparativa evidencia que há casos nos quais a percolação pela fundação é muito mais expressiva do que pelo maciço. Nestes casos, para a análise do fluxo, o barramento pode ser considerado impermeável. A Figura 5.29 mostra a percolação pela fundação e a forma da rede de fluxo da barragem.

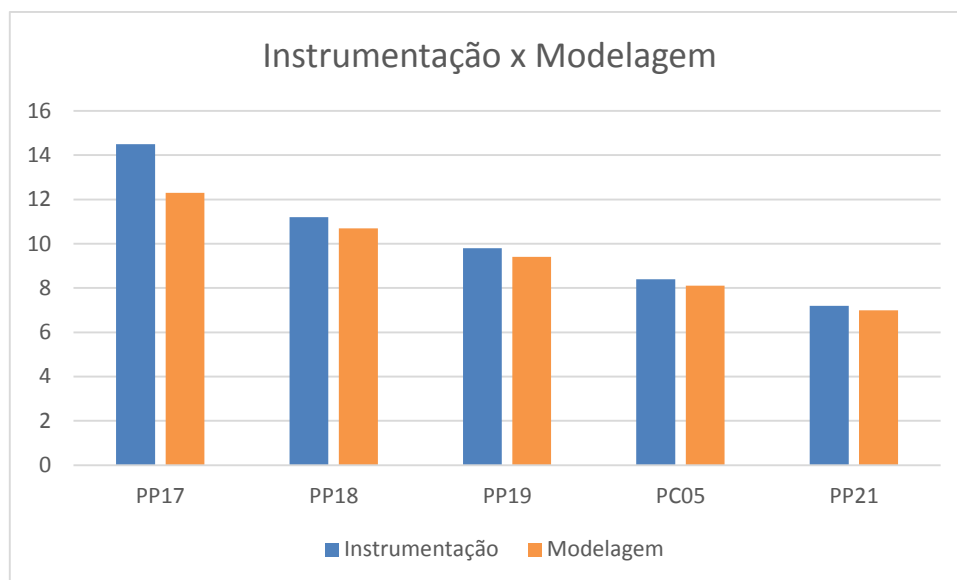


Figura 5.28 – Comparação entre os dados da instrumentação e da modelagem comparativa

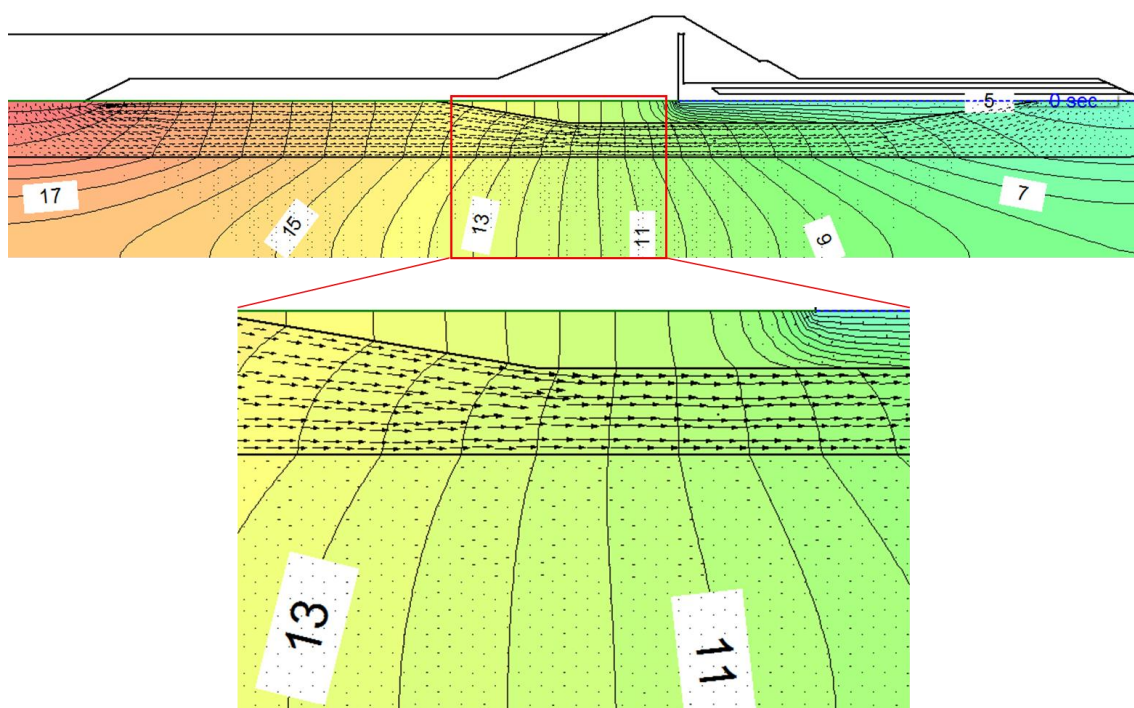


Figura 5.29 – Rede de fluxo obtida com detalhe dos vetores de fluxo

5.6 Análise de fluxo e poropressões na barragem de Açu

A análise do fluxo na barragem de Açu foi feita para os períodos de construção do maciço, primeiro enchimento e operação do reservatório. As simulações foram

feitas com o programa Seep/W. O fluxo bidimensional foi analisado no maciço e nas fundações, em regimes transiente e estacionário. Os resultados da modelagem são comparados aos dados da instrumentação disponíveis em Rocha (2003).

5.6.1 O Programa Seep/W

O Seep/W é um componente de um pacote de produtos denominado GeoStudio, desenvolvido pela GeoSlope. Este programa utiliza o método dos elementos finitos para a análise de fluxo em regime estacionário e transiente. Permite a modelagem de materiais saturados e não saturados. Além disso, permite a análise da variação do fluxo ao longo do tempo.

Para se obter resultados realísticos faz-se necessário definir adequadamente as propriedades dos solos modelados. Os modelos de comportamento do solo disponíveis no Seep são os seguintes:

- Nenhum: utilizado para remover parte de um domínio da análise;
- Modelo apenas saturado: este modelo pode ser utilizado para definir uma região do solo que permanecerá sempre abaixo da superfície freática. Não deve ser utilizada para solos que, em algum momento durante a análise, se tornam não saturados. Se isso acontecer, o modelo continuará o processamento, mas pode resultar em uma estimativa excessiva da vazão. Portanto, numa condição de fluxo não realista;
- Modelo saturado / não saturado: utilizado para definir solos que podem estar na condição saturada ou não saturada;
- Modelo de interface: é utilizados para representar elementos como geomembranas, drenos ou paredes-diafragma, por exemplo.

Um dos parâmetros de entrada para análises de fluxo em regime transiente é a curva de retenção de água no solo. O programa permite a determinação dessa função por meio de quatro formas.

Pode-se utilizar os métodos de Fredlund e Xing (1994) e de Van Genuchten (1980). Também é possível utilizar curvas de retenção disponíveis no banco de dados do programa ou especificar a função que descreve a curva de retenção do solo modelado.

Para utilizar os métodos de Fredlund e Xing (1994) ou o de Van Genuchten (1980), o usuário deve fornecer os coeficientes de forma e o teor de umidade volumétrico saturado e/ou residual. De acordo com esses dados, baseado nas equações de cada método, o programa gera a curva de retenção do solo que será utilizada na análise.

As curvas de retenção também podem ser geradas com parâmetros do banco de dados do programa, em função do tipo de solo. Ao escolher esta opção, o usuário deve especificar o teor de umidade do solo saturado e o residual. Por fim, o usuário pode definir a função da curva de retenção. Dessa forma, o solo será analisado de forma realista, pois podem ser utilizados os dados de ensaios realizados em cada tipo de solo modelado.

5.6.2 Seção modelada

A modelagem foi executada para a seção máxima da barragem central, Figura 5.30, tal como reconstruída após o acidente, seção transversal da estaca 53+00. Foram modelados seis materiais para a análise da barragem:

- o maciço é formado pelo solo IB, compactado quando da reconstrução da barragem, e o solo IB remanescente. Para este solo foram utilizados os mesmos parâmetros hidráulicos do anterior. A diferença consiste no fato de o solo IB remanescente constituir parte do maciço não removido para a reconstrução da barragem. Como descrito na seção 3.2, este solo é classificado como pedregulho areno-argiloso;
- o sistema de drenagem é constituído por um material denominado Areia-Filtros;
- o *cut-off* foi modelado com o material IIA, também caracterizado na seção 3.2. Este material consiste em uma argila silto-arenosa;
- as fundações, formadas por solo arenoso;
- e o dreno de pé, modelado com material característico de enrocamento.

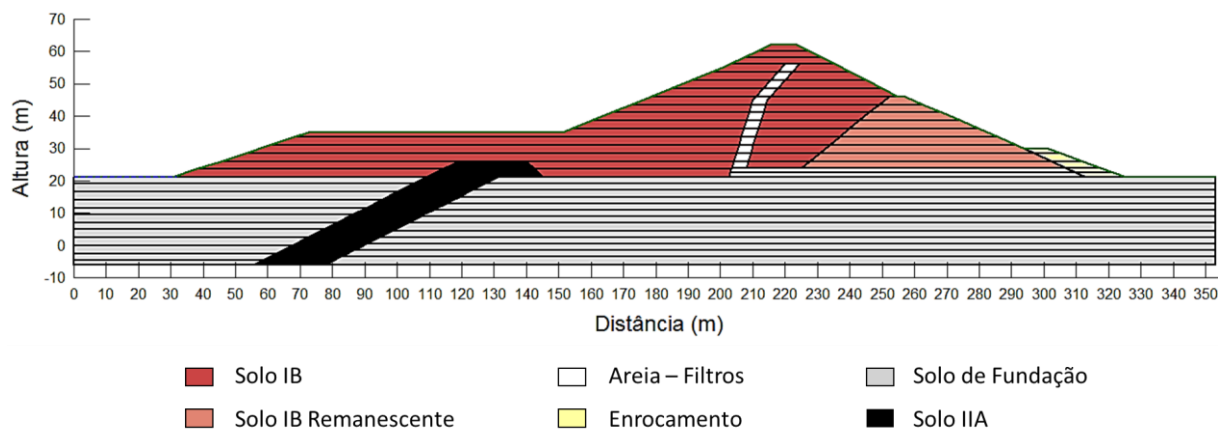


Figura 5.30 – Seção 53+00

A malha utilizada é constituída por 33.391 elementos triangulares, com dimensões de um metro e 17.091 nós. A Figura 5.31 ilustra a malha, com detalhes para o filtro vertical, o *cut-off* e a fundação, o enrocamento e o tapete drenante.

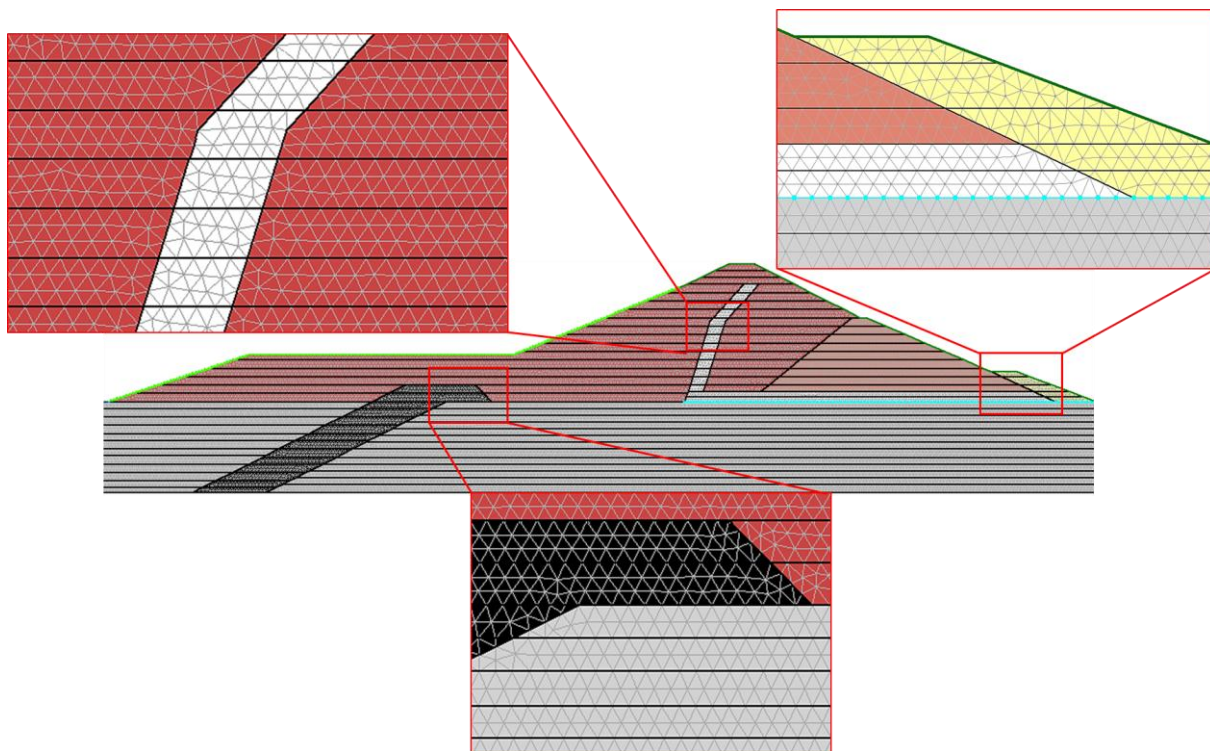


Figura 5.31 – Malha utilizada e detalhes

Dos piezômetros tipo Casagrande utilizados para comparação, seis estão na seção da estaca 53+00 – PZC1 ao PZC6 – e três estão na seção 53+03 – PZC7 ao

PZC9. Os piezômetros pneumáticos, por sua vez, – PZP1 ao PZP5 – foram todos instalados na estaca 53+00.

Os piezômetros tipo Casagrande foram instalados com o intuito de verificar a operacionalidade do *cut-off* (PZC1 ao PZC6), monitorar as poropressões no maciço (PZC7 e PZC9) e monitorar os níveis de água a jusante do *cut-off* (PZC8). Os piezômetros pneumáticos foram instalados para monitorar as poropressões em determinados pontos no maciço da barragem. A Tabela 5.12 relaciona os piezômetros a suas posições, nomenclaturas e datas de instalação. As Figuras 5.32 e 5.33 ilustram os posicionamentos destes instrumentos na seção modelada.

Tabela 5.12 – Descrição dos piezômetros instalados na seção 53+00 (Adaptado de Rocha, 2003)

Instrumentos		Cota de instalação (m)	Afastamento do eixo (m)	Data de instalação	Observação
Tipo	Nomenclatura				
Piezômetros	Tipo Casagrande	PZC1	18,900	116,000 M	04/06/82
		PZC2	20,890	90,000 M	28/05/82
		PZC3	9,930	136,000 M	30/06/82
		PZC4	8,430	110,000 M	10/07/82
		PZC5	0,090	156,000 M	07/07/82
		PZC6	- 1,610	131,200 M	11/07/82
		PZC7	26,500	4,000 J	27/11/82
		PZC8	9,890	18,000 M	11/12/82
		PZC9	22,500	5,500 J	14/12/82
	Pneumáticos	PZP1	37,500	29,000 M	06/11/82
		PZP2	28,500	22,000 M	01/10/82
		PZP3	28,500	38,000 M	01/10/82

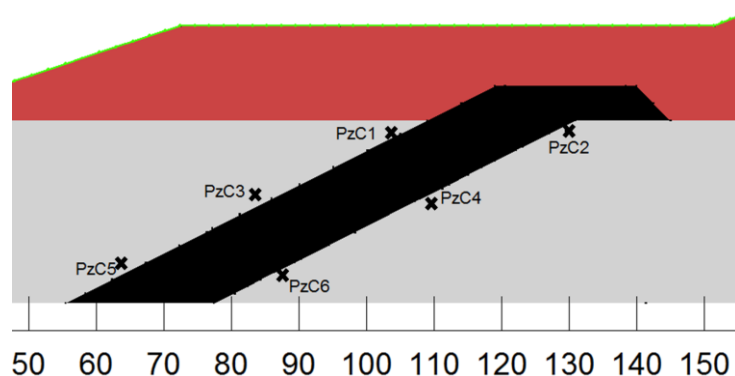


Figura 5.32 – Piezômetros tipo Casagrande nas proximidades do *cut-off*

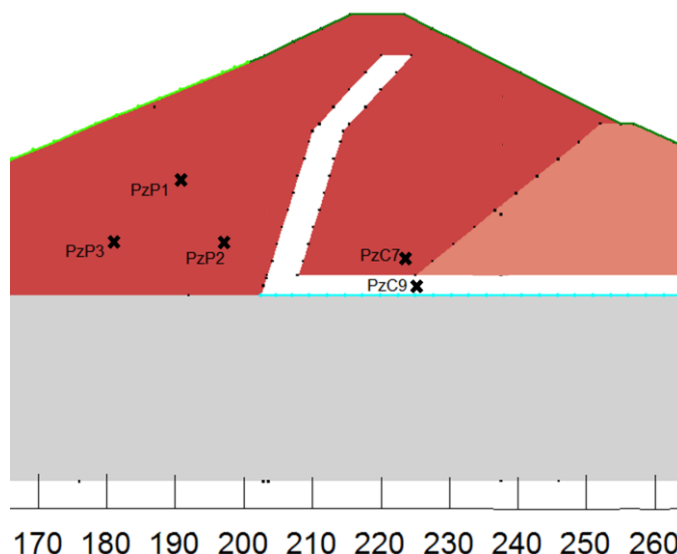


Figura 5.33 – Piezômetros tipo Casagrande e pneumáticos no maciço da barragem

5.6.3 Parâmetros hidráulicos adotados

Os parâmetros hidráulicos utilizados na modelagem dos materiais foram baseados nas informações de Rocha (2003) e de Moreno (2011). Para a definição dos materiais, o Seep/W requer a curva de retenção do solo. Para a caracterização do solo IB foram utilizados os dados obtidos por Moreno (2011), que determinou a curva característica deste solo pelo ensaio do papel filtro. A Tabela 5.13 apresenta os dados obtidos por este autor.

Para os demais solos, foram utilizadas as curvas características contidas no banco de dados do programa. O solo do *cut-off* foi definido como argila e o solo da fundação e do sistema drenante como areia. Para a estimativa da curva de retenção é necessária a definição dos teores de umidade para os solos saturados. Os valores utilizados foram estimados com base nas informações encontradas na literatura. Para a areia, foi utilizado 29,3%, com base nos dados de Menezes e Pejon (2010). Para o solo argiloso do *cut-off*, o valor utilizado foi de 39,3%, com base nos valores obtidos para os solos analisados por Moncada (2008).

Outro parâmetro de entrada é o valor da condutividade hidráulica saturada dos solos. Rocha (2003) apresenta valores característicos para os solos utilizados na construção da barragem. Estes valores foram utilizados para uma análise inicial. Em seguida, foram feitas diversas análises variando-se os valores de condutividade hidráulica.

Tabela 5.13 – Dados referentes à curva de retenção do solo IB (Moreno, 2011)

Umidade Gravimétrica (%)	Grau de Saturação (%)	Sucção (kPa)	Densidade dos grãos (g/cm ³)
12,54	80,75	4,80	2,64
11,70	75,34	108,30	2,64
11,24	72,73	336,10	2,64
10,93	70,38	597,20	2,64
10,55	67,93	1029,30	2,64
9,44	60,78	2548,60	2,64
5,24	33,74	12059,20	2,64
1,31	8,44	22979,80	2,64
0,57	3,67	27122,10	2,64

Essas variações foram executadas até que se obtivesse valores de poropressões próximos aos dados da piezometria. As condutividades dos materiais do dreno de pé e dos filtros foram estimadas no presente trabalho. A Tabela 5.14 apresenta os valores especificados por Rocha (2003) e os valores utilizados na modelagem.

Tabela 5.14 – Coeficientes de condutividade hidráulica dos solos da barragem

Material	Região	Dados de Rocha (2003) [m/dia]	Valores Utilizados na modelagem [m/dia]
Solo IB	Maciço	$8,64 \times 10^{-5}$	$8,64 \times 10^{-5}$
Areia	Drenos	-	43,2
Solo IIA	<i>Cut-off</i>	$8,64 \times 10^{-4}$ a $8,64 \times 10^{-5}$	8×10^{-5}
Enrocamento	Dreno de Pé	-	432
Areia	Fundação	43,2 a 432	86,4

Os valores de anisotropia (k_v/k_h) dos solos foram alterados nas diversas análises executadas. Oliveira (2008), considera em seu trabalho os valores de anisotropia de 0,02; 0,1; 0,1; e 10. No presente trabalho, esses valores foram variados de 0,01 até 1, para cada tipo de solo. Na configuração final da modelagem, os solos possuem os valores de anisotropia apresentados na Tabela 5.15.

Tabela 5.15 – Valores de anisotropia dos solos

Material	Região	Valores de Anisotropia
Solo IB	Maciço	0,1
Areia	Drenos	0,4
Solo IIA	<i>Cut-off</i>	0,1
Enrocamento	Dreno de Pé	1,0
Areia	Fundação	0,1

Além desses parâmetros, o modelo do solo pode ser definido no *software* como: nenhum; apenas saturado; saturado / não saturado; e interface. Como exposto na seção 5.5.1. Na presente modelagem, o solo da fundação foi modelado como saturado, e os demais como saturado / não saturado.

Esta escolha se deveu ao fato de o lençol freático ser aflorante no leito do rio. Mesmo com o desvio do seu curso, foi necessário um projeto de rebaixamento do lençol freático para a execução da obra. Portanto, entende-se que este solo se encontra saturado, tanto na construção quanto nas demais fases da análise.

5.6.4 Análise de poropressões no período construtivo

I) Dados da instrumentação

Nesta seção será feita a análise de fluxo durante a reconstrução da barragem. Período compreendido entre maio de 1982 e abril de 1983. Neste período, o nível d'água do reservatório ascendeu até cota de 32,80 metros. Essa variação foi desconsiderada, porque não chega ao talude de montante. Como se pode ver na Figura 5.34, o tapete de solo compactado a montante alcança a cota de 35,00 metros.

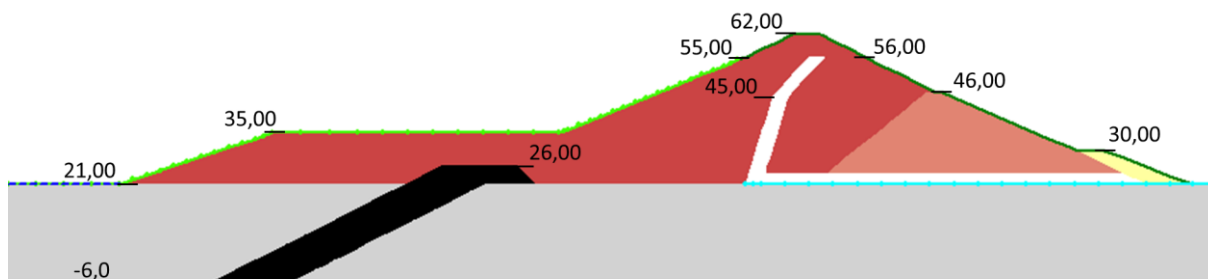


Figura 5.34 – Cotas de alguns elementos da barragem

No período construtivo não foram registradas poropressões resultantes do processo construtivo. De acordo com Rocha (2003), isso era esperado pela empresa responsável pela interpretação dos resultados da instrumentação. Esta empresa admitiu o valor do coeficiente de poropressão dos solos igual a zero. Este coeficiente ($\bar{B}$) é igual à razão entre a poropressão registrada pelo instrumento e a tensão total a qual está submetido.

Os piezômetros PZC1 ao PZC6 registraram poropressões resultantes do nível d'água do reservatório. Esses registros serviram para comprovar a eficiência do *cu-off*. Os dados de níveis d'água e nos piezômetros tipo Casagrande instalados próximos ao septo podem ser vistos na Tabela 5.16.

Tabela 5.16 – Níveis d'água no reservatório e nos piezômetros próximos ao *cut-off* (Adaptado de Rocha, 2003)

Data	Nível d'água no reservatório (m)	Nível d'água nos piezômetros a montante do septo (m)			Nível d'água nos piezômetros a jusante do septo (m)			Nível d'água a jusante* (m)
		PZC1	PZC3	PZC5	PZC2	PZC4	PZC6	
10/10/82	27,9	27,8	27,8	27,8	20,8	20,8	20,6	20,8
10/02/83	30,5	30,0	30,0	30,0	22,2	20,4	21,1	20,4
31/03/83	32,8	32,5	32,5	**	22,7	20,6	21,3	20,8

* Níveis obtidos através do PZC8, instalado na fundação arenosa, e também através do medidor de nível d'água, instalado a jusante da barragem, na estaca 52+00

**Sem leitura

Os piezômetros PZC1, PZC3 e PZC5 apresentaram boa concordância com o nível d'água no reservatório. O que era esperado, uma vez que estes têm comunicação direta com a água da represa. Entretanto, os níveis d'água nos piezômetros a jusante apresentam alguma divergência do nível d'água a jusante. O PZC2, por exemplo, apresenta leitura mais elevada do que este nível. O que poderia indicar a existência de danos e perda da eficiência do *cut-off*. Entretanto, a perda de carga hidráulica entre o nível d'água a montante e os dados dos piezômetros a jusante do *cut-off* é de cerca de 12 metros, o que indica o bom funcionamento do dispositivo.

Rocha (2003) relata que foram analisadas divergências entre os níveis d'água dos piezômetros de jusante em relação ao medidor de nível d'água a jusante da barragem. A empresa atribuiu o fato à entrada da água de montante na tubulação dos piezômetros, através das juntas dos tubos. A Tabela 5.17 relaciona as leituras do piezômetro PZC7, instalado no solo IB, a jusante do filtro vertical, na seção da estaca 53+00.

Tabela 5.17 – Colunas piezométricas no piezômetro PZC7 (Adaptado de Rocha, 2003)

Cota de instalação da ponteira (m)	Cota Piezométrica na Leitura Inicial (m)	Cota Piezométrica no Final do Período Construtivo (m)	Coluna Piezométrica Inicial (m)	Coluna Piezométrica Final (m)
26,500	32,075	29,637	5,580	3,140

Ao analisar os dados da piezometria, percebe-se que o PZC7 acusou poropressões no maciço durante o período construtivo. O valor máximo registrado, segundo Rocha (2003), foi de 55,8 kPa, quando a coluna de solo sobre ele era de 22,51 metros. Ou seja, quando submetido a uma tensão total de 450,02 kPa. O coeficiente de poropressão gerado seria $\bar{B} = 55,8 / 450,02 = 0,124$. Valor superior ao previsto pela empresa, que admitiu para este material o valor zero, na fase construtiva.

Entretanto, para o mesmo período, os piezômetros PZP1, PZP2 e PZP3, instalados na mesma seção, a montante do filtro, em uma cota mais elevada, acusaram poropressões nulas. Os valores registrados no piezômetro PZP7 são ainda

mais inesperados, pelo fato deste se localizar próximo ao filtro vertical, que serve como dreno de alívio das poropressões. Além disso, ao longo do período construtivo, o valor da leitura sofre uma redução considerável. Por todos esses fatos, conclui-se que as leituras são decorrentes de uma coluna d'água deixada no poço dentro do qual o piezômetro foi instalado.

Com relação aos piezômetros PZP4 e PZP5, instalados a jusante do *cut-off*, na fundação arenosa, não foi obtido nenhum dado de leitura desses instrumentos. Segundo Rocha (2003), a projetista atesta, em relatório, que estes piezômetros são considerados dispensáveis.

O PZC8 registrou dados concordantes com os obtidos no poço medidor de nível d'água a jusante da barragem. O piezômetro PZC9 apresentou medidas nulas durante o período construtivo. O que era previsto, uma vez que sua ponteira foi instalada dentro do filtro horizontal da barragem. (Rocha, 2003)

Portanto, a análise dos dados da instrumentação levaram à conclusão de que não houve variação de poropressões no maciço da barragem no período construtivo. Sendo assim, esta fase foi modelada apenas para a análise do comportamento tensão-deformação e da estabilidade de taludes.

5.6.5 Análise de poropressões no primeiro enchimento do reservatório

5.6.5.1 Características do modelo utilizado

O primeiro enchimento do reservatório se deu em cerca de 673 dias. Teve início no dia 17 de março de 1983 e chegou ao nível de operação em 18 de fevereiro de 1985. As condições de contorno utilizadas para a modelagem deste período foram:

- A variação do nível d'água foi representada pela elevação da carga total com o tempo, em dias. Nesta condição de contorno a carga hidrostática variou de 21 metros, no primeiro dia, até 55 metros, no 673º dia. Foi atribuída a todo o contorno da seção transversal, a montante da cota de 55 metros, inclusive ao solo de fundação. Na Figura 5.35 é representada pela linha verde.
- A segunda condição de contorno utilizada foi atribuída ao tapete drenante e à superfície superior da fundação à jusante da barragem. No tapete

drenante as poropressões nulas são comprovadas pelos dados do PZC9 e a jusante da barragem não há nível d'água. Por isso a condição atribuída é caracterizada pela carga total igual à 21 metros, que corresponde apenas à carga altimétrica desta superfície. É representada na Figura 5.35 pela linha azul.

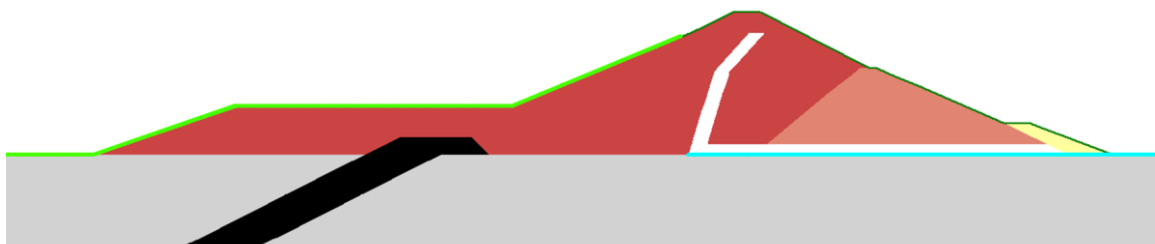


Figura 5.35 – Condições de contorno para a fase de primeiro enchimento

Não foi atribuída nenhuma condição de interface – impermeável – ao *cut-off* porque um dos objetivos da modelagem foi verificar a eficiência deste dispositivo. Avaliar como a baixa permeabilidade do solo argiloso, IIA, interferia na percolação da água através do maciço e da fundação.

5.6.5.2 Dados da instrumentação

Os piezômetros PZC1 ao PZC6 foram obstruídos com a subida do nível d'água do reservatório. Com isso, o desempenho do *cut-off* passa a ser analisado pela comparação entre os níveis d'água do reservatório, os dados do piezômetro PZC8 e dos medidores de nível d'água de jusante. Estes dados são indicados na Tabela 5.18.

Na fase de primeiro enchimento, o nível d'água do reservatório variou de 33,6 metros para 55 metros. Neste período a perda de carga passa de cerca de 13 metros para mais de 33 metros. O que indica que o *cut-off* continuou funcionando adequadamente.

A leitura do piezômetro PZC7 variou de 29,64 metros, no começo do primeiro enchimento, para 26,50 metros no final deste período. Considerando a cota de instalação deste instrumento, 26,5 metros, percebe-se que a coluna piezométrica passou de 3,137 metros para zero. Portanto, confirma a hipótese da coluna de água

residual neste instrumento e a ausência de poropressões no maciço da barragem na fase de construção. O piezômetro PZC9 continuou a apresentar leituras nulas, o que indica a ausência de poropressões no sistema drenante da barragem no primeiro enchimento.

Tabela 5.18 – Dados de nível d'água do reservatório, leituras do PZC8 e medidores de níveis d'água a jusante (Adaptado de Rocha, 2003)

Data	Nível d'água no reservatório (m)	PZC8 (m)	Nível d'água a jusante (m)
15/08/83	34,240	21,02	20,89
15/11/83	34,060	20,96	20,81
15/02/84	33,220	21,06	21,00
15/05/84	49,620	21,31	21,15
15/08/84	52,260	*	21,22
15/11/84	51,660	*	20,93
18/02/85	55,013	*	21,20

* Obstruído em 21/05/84

Dos piezômetros pneumáticos instalados no maciço, apenas o PZP1 registrou leituras diferentes de zero. Inicialmente, em 07/08/84, registrou-se neste piezômetro uma poropressão de 15 kPa. Em 19/02/85, no fim do primeiro enchimento, o valor medido passou a ser de 50 kPa ($\approx$ 5mca). Fato que foi atribuído ao início do estabelecimento do fluxo de água no maciço.

5.6.5.3 Resultados da modelagem

A análise de fluxo foi feita para regime transiente, com a elevação do NA do reservatório da cota de 21,00 metros até a cota de 55,00 metros, em 673 dias. A Figura 5.36 ilustra a distribuição das poropressões obtidas para o fim do primeiro enchimento do reservatório.

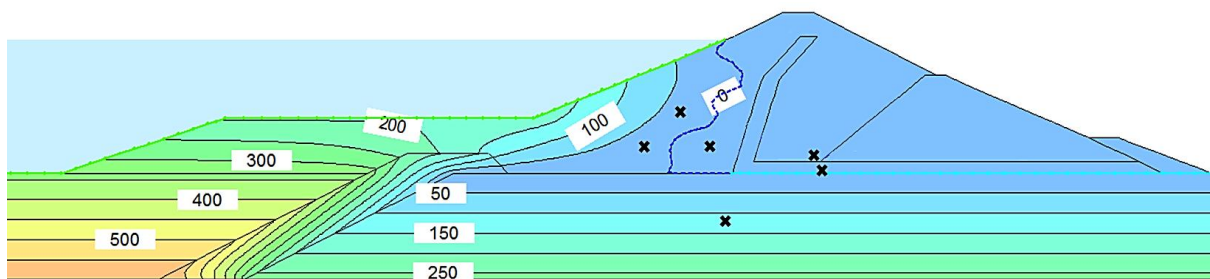


Figura 5.36 – Distribuição das poropressões, final do primeiro enchimento do reservatório

As poropressões alcançaram valores máximos de 550 kPa a montante do *cut-off*. O formato distorcido da linha freática obtida é atribuído à dificuldade de convergência em alguns pontos do domínio modelado. Os pontos destacados na figura marcam as posições dos piezômetros.

A Figura 5.37 apresenta a distribuição da carga total resultante da análise. Percebe-se que o valor da carga total a jusante do filtro corresponde apenas à carga altimétrica dos pontos. Isso ocorre porque nessa região não há carga piezométrica, ou seja, as poropressões são nulas.

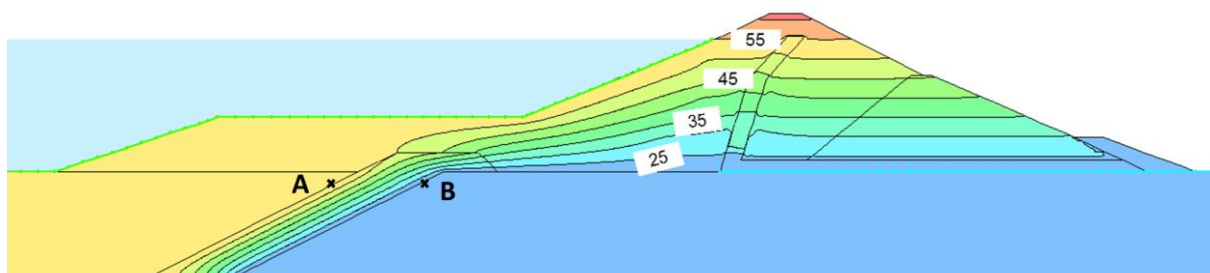


Figura 5.37 – Distribuição das cargas totais, final do primeiro enchimento do reservatório

A Figura 5.38 ilustra a perda de carga no *cut-off*, entre os pontos A e B destacados na Figura 5.37. Percebe-se que a carga total variou de 55 metros, a montante do dispositivo, para 21 metros, a jusante deste. Com isso, tem-se uma perda de carga no *cut-off*, no final do primeiro enchimento do reservatório, de 34 metros. Valor semelhante ao obtido pela instrumentação (33 metros).

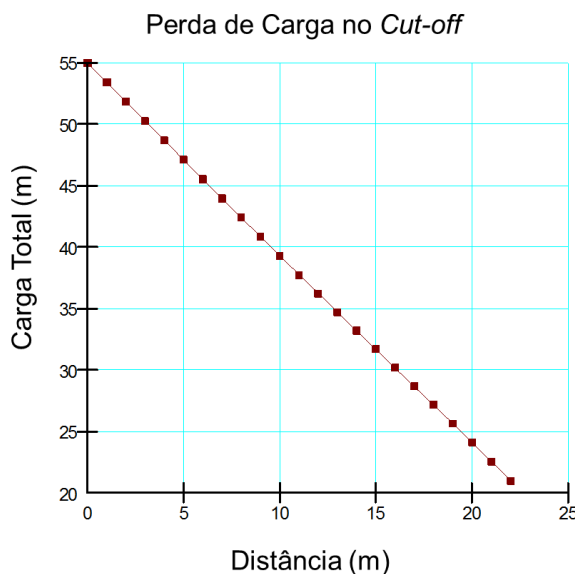


Figura 5.38 – Variação da carga total na largura do *cut-off*

5.6.5.4 Dados da instrumentação *versus* resultados da modelagem

Os gráficos da Figura 5.39 ilustram a variação das poropressões com o tempo, no período de primeiro enchimento do reservatório. Trata-se de uma comparação entre os registros dos piezômetros tipo Casagrande, disponíveis em Rocha (2003), e os dados resultantes da modelagem. O piezômetro PZC9 apresentou poropressões nulas na instrumentação e na modelagem.

Observa-se uma boa aproximação entre os dados dos piezômetros tipo Casagrande. As poropressões registradas no PZC7 se dissiparam, de modo que, tanto na modelagem, quanto nos registros da instrumentação, esse valor foi nulo no final do primeiro enchimento. O PZC8 apresentou valores compatíveis: 108 kPa na modelagem e 114 kPa na instrumentação.

Os gráficos da Figura 5.40 fazem uma comparação entre os registros dos piezômetros pneumáticos, disponíveis em Rocha (2003), e os dados resultantes da modelagem. O piezômetro PZP2 apresentou poropressões nulas na instrumentação e na modelagem.

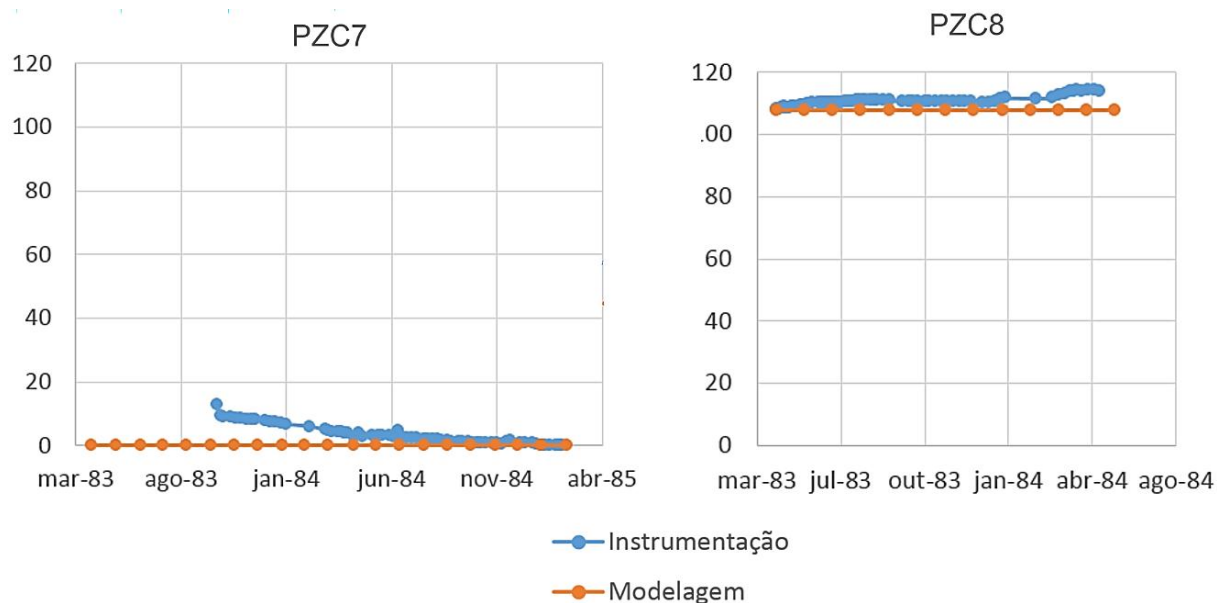


Figura 5.39 – Comparação entre as poropressões medidas e modeladas, PZC7 e PZC8

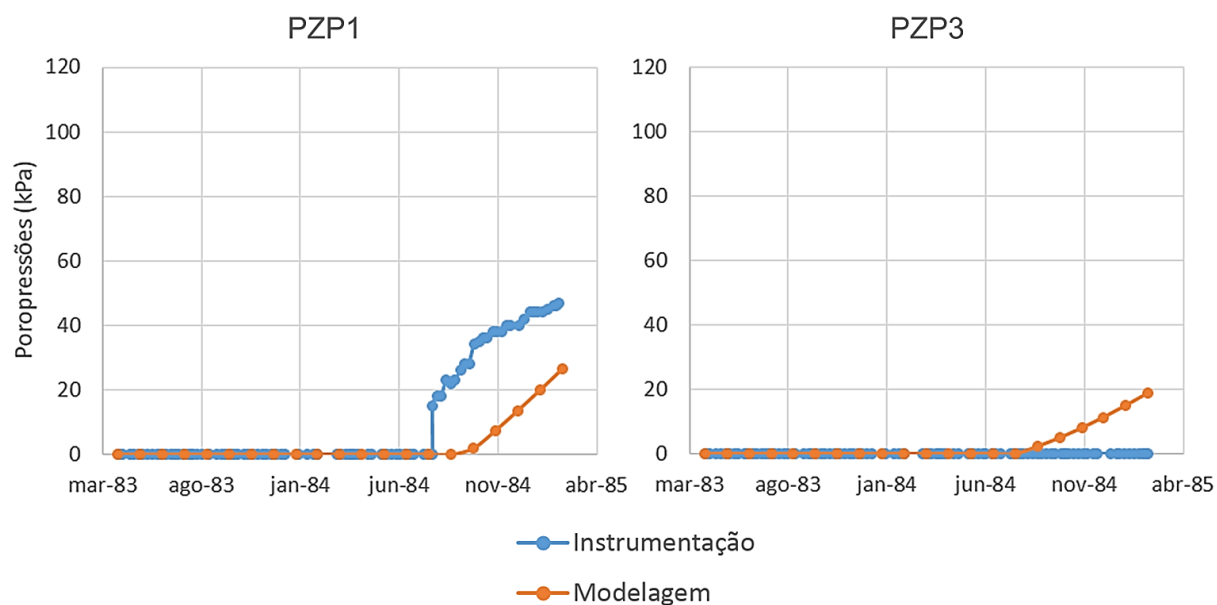


Figura 5.40 – Comparação entre as poropressões medidas e modeladas, PZP1 e PZP3

A análise dos dados dos piezômetros PZP1 e PZP3 mostra que as poropressões da modelagem apresentaram alguma divergência dos dados da instrumentação. Para o piezômetro PZP1, a poropressão medida no final do primeiro enchimento é de 49 kPa enquanto a resultante da modelagem é de 26 kPa. A

poropressão medida no PZP3 neste período é nula, enquanto a resultante da modelagem é 19 kPa.

Esta divergência também foi identificada em outros trabalhos que estudaram o fluxo na mesma barragem:

- Moreno (2011) realizou a análise de fluxo com o programa CODE_BRIGHT. Este autor obteve poropressões com divergência máxima dos dados de instrumentação de 71 kPa, para o PZP2;
- Oliveira (2014) realizou a análise de fluxo no período de operação do reservatório com o *software* FEM, do pacote GEO5. A divergência máxima obtida pela autora foi de 60 kPa, no piezômetro PZP1;
- Freire (2016) realizou a análise de fluxo para o período de operação do reservatório com o *software* SLIDE. A máxima divergência obtida pela autora foi de 56 kPa, no piezômetro PZP1

Apesar das divergências obtidas nas poropressões dos piezômetros pneumáticos, os resultados da presente modelagem podem ser considerados satisfatórios, ao se considerar a complexidade da seção transversal da barragem e as divergências obtidas por outros autores.

5.6.6 Análise de fluxo e poropressões no período de operação do reservatório

Para a análise da barragem de Açú no período de operação do reservatório, o fluxo foi modelado em regime estacionário. A empresa responsável pela instrumentação reconheceu condições deste regime de fluxo no maciço já em Abril de 1985. Esta fase, denominada “longo prazo”, se estendeu desde o fim do primeiro enchimento, 19/02/1985, até a data dos registros das últimas leituras, no final de 1999.

5.6.6.1 Características do modelo utilizado

- . As condições de contorno adotadas para a modelagem deste período foram:
 - a condição de contorno que representa o nível d'água constante do reservatório é representada na Figura 5.41 pela linha azul. Nesta condição de contorno, a carga total permaneceu constante e igual a 55 metros. Foi

atribuída aos pontos do contorno da seção transversal da barragem a montante da cota de 55 metros, inclusive ao solo de fundação.

- a segunda condição de contorno utilizada foi atribuída à superfície superior da fundação à jusante da barragem, inclusive o dreno de pé. Esta condição é caracterizada pela carga total igual à cota do ponto. Nesta fase, se excluiu o tapete drenante, pois não se tem leituras do PZC9, que confirmariam as poropressões nulas neste dispositivo. Dessa forma, é possível avaliar a funcionalidade deste dispositivo. Sem impor a condição de funcionamento ideal – ausência de poropressões.
- assim como para a fase de primeiro enchimento do reservatório, não foi atribuída nenhuma condição de interface ao *cut-off*.

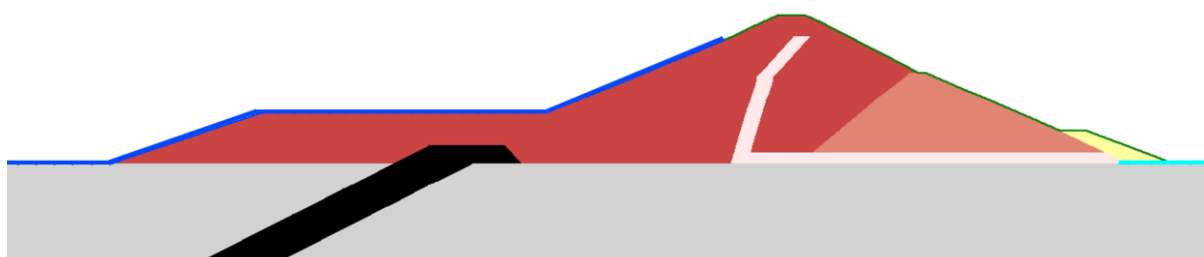


Figura 5.41 – Condições de contorno para a análise de longo prazo

5.6.6.2 Dados da instrumentação

Todos os registros de leituras do piezômetro PZC7 indicaram poropressões nulas na fase de longo prazo. Os piezômetros PZC8 e PZC9 foram obstruídos, e por isso não há registros das leituras destes instrumentos no período de operação do reservatório.

Com a obstrução do PZC8, o comportamento do *cut-off* passou a ser avaliado através da comparação entre o nível d'água do reservatório e os dados dos medidores a jusante da barragem. A Tabela 5.19 registra os valores de nível d'água do reservatório e dos níveis d'água nos medidores, para a seção da estaca 53+00.

Com esses dados, percebe-se que o *cut-off* continua funcionando normalmente. A perda de carga média entre montante e jusante é superior a 33

metros, valor próximo ao obtido para o período de primeiro enchimento do reservatório.

Tabela 5.19 – Nível d'água no reservatório e nos medidores a jusante da barragem
(Adaptado de Rocha, 2003)

Data	Nível d'água no reservatório (m)	Nível d'água nos medidores a jusante da barragem (m)
18/02/85	55,01	21,23
19/08/85	55,05	20,91
18/02/86	54,49	21,48
18/08/86	54,32	21,25
16/02/87	51,96	21,19
21/08/87	54,32	20,55

A Tabela 5.20 apresenta as últimas poropressões registradas nos piezômetros PZP1, PZP2 e PZP3 da seção 53+00. Os valores são relacionados às suas respectivas datas de registro.

Tabela 5.20 – Últimos dados dos piezômetros e respectivas datas de leitura
(Adaptado de Rocha, 2003)

Piezômetro	Data da última leitura	Poropressões registradas (kPa)
PZP1	15/12/1999	79
PZP2	18/10/1999	43
PZP3	15/12/1999	84

5.6.6.3 Resultados da modelagem

A Figura 5.42 ilustra a distribuição das cargas totais obtidas pela modelagem. As cargas totais a jusante do filtro vertical são menores, comparadas aos valores da

etapa de primeiro enchimento. Isso ocorre devido ao surgimento de poropressões negativas nesta região do maciço.

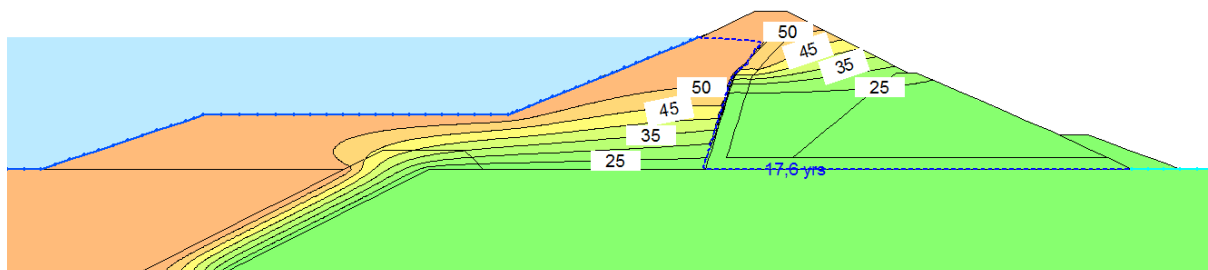


Figura 5.42 – Distribuição das cargas totais resultante da análise

A perda de carga no *cut-off* apresentou valor semelhante ao obtido para a modelagem anterior. A Figura 5.43 ilustra a variação da carga total na espessura deste dispositivo. Percebe-se que esta carga varia de 55 para 21 metros, tal como na análise do primeiro enchimento. Portanto a perda de carga é de 34 metros, o que indica o bom funcionamento do dispositivo também ao longo do tempo.



Figura 5.43 – Perda de carga ao longo da espessura do *cut-off*, longo prazo

A Figura 5.44 representa um detalhe dos vetores de fluxo obtidos pela modelagem. Estes vetores concentram-se predominantemente nas fundações, o que reitera a afirmação de Cruz (1996). Segundo este autor, para barragens assentes

sobre solos de alta permeabilidade, o fluxo pela fundação é majoritário em relação ao fluxo pelo maciço. Nesta figura, os vetores estão ampliados mais de três mil vezes.

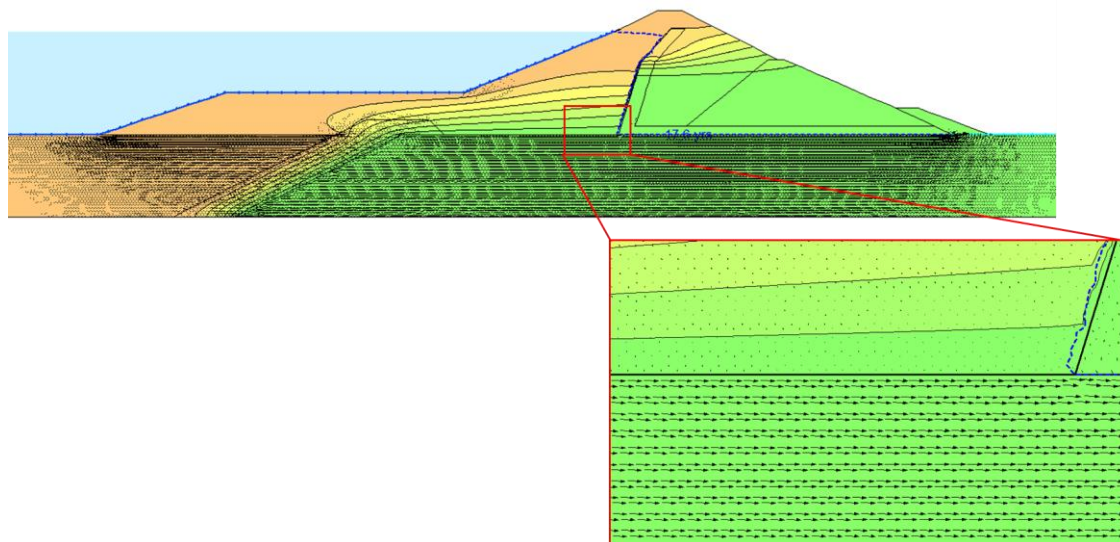


Figura 5.44 – Detalhe dos vetores de fluxo

Considerando que o solo da fundação é arenoso e o fluxo a jusante é ascendente, é importante avaliar o gradiente hidráulico a jusante da barragem. A Figura 5.45 mostra a variação do gradiente hidráulico na saída, a partir do pé do talude de jusante. Observa-se que o gradiente hidráulico máximo nesta região foi muito próximo de zero, o que indica a segurança da barragem quanto à liquefação do solo no pé do talude de jusante.

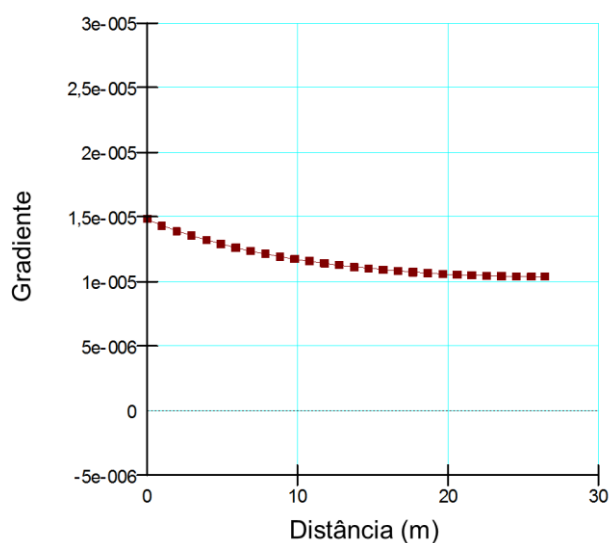


Figura 5.45 – Gradiente hidráulico a jusante da barragem

A Figura 5.46 ilustra a distribuição das poropressões obtidas para o regime estacionário do fluxo na barragem de Açu. São ilustradas apenas as poropressões positivas.

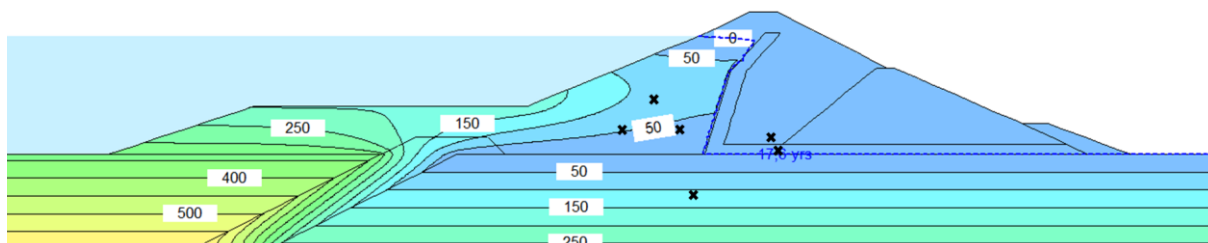


Figura 5.46 – Distribuição das poropressões para fluxo estacionário

5.6.6.4 Dados da instrumentação versus resultados da modelagem

Os valores de poropressões obtidos para os piezômetros PZP1, PZP2 e PZP3 são apresentados na Tabela 5.21. Esses valores correspondem às poropressões no final do período analisado e são comparados aos últimos registros de poropressões dos piezômetros. O piezômetro PZC7 apresentou poropressões nulas na instrumentação e na modelagem.

Tabela 5.21 – Comparação entre as poropressões obtidas na modelagem e na instrumentação

Piezômetro	Poropressões Modelagem (kPa)	Poropressões Instrumentação (kPa)	Diferenças entre a instrumentação e a modelagem (kPa)
PZP1	83	79	- 4
PZP2	34	43	9
PZP3	53	84	37

Percebe-se que os valores obtidos apresentam alguma divergência dos dados da instrumentação. Na presente modelagem, a diferença mais significativa foi no piezômetro PZP3. Neste instrumento o valor resultante da análise foi cerca de 37% mais baixo do que o valor registrado pela instrumentação. O que também foi identificado por outros autores, como apresentado na Seção 5.6.5.4.

Esta divergência pode ser resultante de alguma descontinuidade no solo nas proximidades do PZP3, como a presença de uma região com maior permeabilidade. Também pode ser decorrente de problemas no instrumento, normalmente relacionados ao processo de instalação ou de leitura. Estes problemas são comuns em instrumentação, como apresentado por Lobo e Westin (2016).

Portanto, ao se considerar a complexidade da seção modelada e as divergências obtidas por outros autores, a modelagem com o Seep/W é considerada satisfatória. Além disso, os resultados indicam que os parâmetros hidráulicos adotados são adequados para a modelagem dos solos da barragem de Açú.

5.6.7 Considerações finais sobre a análise de fluxo e poropressões da barragem de Açú

Para a análise de fluxo e poro pressões, foram modeladas no Seep/W as condições de primeiro enchimento e operação do reservatório. A etapa construtiva não foi modelada em virtude de não haver variação de poropressões nem fluxo na barragem neste período.

Na fase de primeiro enchimento, o fluxo foi modelado em regime transiente e o nível d'água variou da cota 21 metros para 55 metros. A perda de carga no cut-off obtida na modelagem foi de 34 metros, valor compatível ao da instrumentação, que foi 33 metros.

As poro-pressões registradas no PZC7 na etapa de construção decresceram e, no fim do primeiro enchimento, a modelagem e a instrumentação apresentam valores nulos para esse instrumento. Isso indica que as poro pressões registradas na fase anterior eram decorrentes de falhas no processo de instalação do instrumento e que o solo a jusante do filtro não é alcançado pela água percolada pelo maciço. As poropressões no piezômetro instalado no tapete drenante (PZC9) são nulas na modelagem e nos registros da instrumentação, o que indica a eficiência deste dispositivo.

Na análise do período de operação do reservatório, o fluxo foi modelado em regime estacionário. O cut-off continuou a apresentar bom funcionamento. A perda de

carga ao longo da largura deste dispositivo, na modelagem, foi de 34 metros, valor próximo ao obtido pela instrumentação, de 33,80 metros.

O fluxo resultante da modelagem se deu expressivamente pela fundação, o que era esperado, em função da alta permeabilidade do solo de fundação. Por isso e em vista do fluxo ascendente no pé do talude de montante, foi analisado o gradiente hidráulico nesta região. Os valores máximos obtidos foram muito próximos de zero, o que assegurou a segurança da barragem quanto à liquefação e ao piping.

Dos piezômetros tipo Casagrande, apenas o PZC7 continuou em operação neste período. As poropressões neste instrumento foram nulas, tanto na modelagem quanto na instrumentação, o que indica que o fluxo percolado pelo maciço é interceptado pelo dreno e não alcança o solo a jusante deste.

As poropressões obtidas pela modelagem para os piezômetros instalados no maciço, a montante do filtro, apresentaram divergências em ambas as etapas modeladas. Na etapa de primeiro enchimento, a maior divergência é no PZP1, cuja poropressão resultante da modelagem é cerca de 46% inferior ao valor da instrumentação.

Na fase de operação do reservatório, a divergência mais significativa foi no PZP3, que na modelagem apresentou poro pressão cerca de 37% mais elevada do que o valor registrado pelo instrumento. Essas divergências também são identificadas por outros autores, que estudaram o fluxo na barragem de Açú.

Ao analisar modelagens numéricas de percolação de água em solos deve-se considerar a complexidade do comportamento destes materiais e a susceptibilidade da instrumentação geotécnica a erros. Portanto, considerando esses fatores e os resultados obtidos por outros autores para a análise de fluxo na barragem de Açú, conclui-se que o Seep/W e os parâmetros utilizados representam de forma adequada o comportamento do solo quanto à percolação e à variação de poropressões.

CAPÍTULO 6

Análise da Estabilidade de Taludes em Barragens

6.1 Introdução

A análise de estabilidade de estruturas de terra é o tipo de análise numérica mais antiga na engenharia geotécnica. Trata-se de um estudo indispensável em projetos e análises de obras geotécnicas, especialmente as de grande porte, como barragens. Compreende também um assunto complexo, visto que o solo é um material heterogêneo, cujo comportamento é influenciado por diversos fatores. Entre esses, tem-se: grau de saturação, índice de vazios, grau de compactação e histórico de tensões.

Este capítulo apresenta, inicialmente, os métodos de análise mais comuns. Posteriormente, são abordados alguns estudos que tratam da estabilidade de taludes em barragens de terra. Por fim, são apresentadas as análises executadas para a barragem de Açú.

6.2 Métodos de análises

Segundo Alkasawneh *et al.* (2008), dentre os métodos de análise de estabilidade de taludes utilizados, tem-se: os métodos das fatias; métodos de elementos de contorno (Jiang, 1990); método dos elementos finitos (Matsui, 1992); e método de redes neurais (Jaritngam *et al.*, 2001). Dentre esses, os mais utilizados são os de equilíbrio limite e dos elementos finitos, que serão abordados mais detalhadamente nas próximas seções.

6.2.1 Métodos de equilíbrio limite

Têm como objetivo principal comparar a resistência ao cisalhamento com o esforço mobilizado em diversas superfícies. Fundamenta-se na hipótese de que o solo

se comporta como um material rígido-plástico, ou seja, rompe bruscamente, sem se deformar. Além disso, admite a condição estática das massas de solo, o que permite a aplicação das equações de equilíbrio estático.

A massa de solo acima da superfície de deslizamento é considerada como um corpo-livre e a solicitação é admitida uniforme em todos os pontos desta superfície. O Fator de Segurança (FS), é então definido pelo quociente entre a resistência ao cisalhamento do solo e o esforço cisalhante solicitante, Figura 6.1.

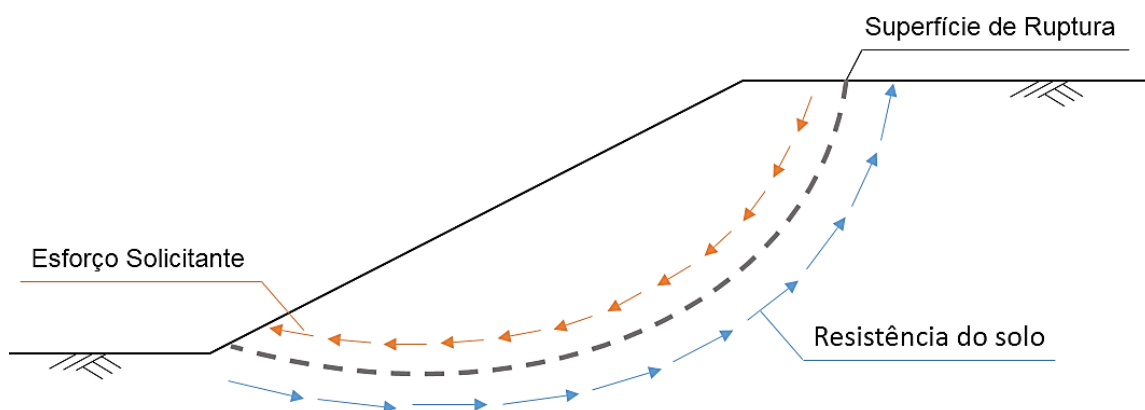


Figura 6.1 – Esforços utilizados para o cálculo do fator de segurança

$$FS = \frac{\tau_{resist}}{\tau_{atu}} \quad (6.1)$$

Pela equação 6.1, percebe-se que o Fator de Segurança quantifica a relação entre a resistência do solo (τ_{resist}) e o esforço solicitante (τ_{atu}). Esta análise não considera os efeitos de confinamento lateral, uma vez que é feita em duas dimensões. Além disso, a resistência do solo é obtida pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb:

$$\tau_{resist} = c' + \sigma' \cdot \tan(\phi') \quad (6.2)$$

Sendo c' a coesão efetiva; σ' a tensão efetiva e ϕ' o ângulo de atrito do solo. Os parâmetros efetivos são utilizados em análises drenadas. Em análises não drenadas, devem ser considerados os parâmetros em termos de tensões totais.

As principais vantagens do método de equilíbrio limite são sua simplicidade e precisão de resultados, comprovada pela prática. No entanto, algumas premissas adotadas quanto ao comportamento da massa de solo não são realísticas. Dentre as

quais, tem-se: adotar o modelo constitutivo rígido-plástico; admitir que todos os elementos ao longo da superfície de ruptura atingem, simultaneamente, a condição de $FS = 1$; desconsiderar o comportamento tensão-deformação do solo;

Dentre os métodos que se fundamentam no equilíbrio limite, os mais utilizados fragmentam a massa deslizante em fatias. A ideia dessa discretização em fatias verticais foi introduzida no início do século XX.

Em 1916, Petterson (1955) apresentou a análise de estabilidade do cais de Stigberg, em Gotemburgo, Suécia. Na qual a superfície de deslizamento foi considerada circular e a massa deslizante dividida em fatias. Nas décadas seguintes, Fellenius (1936) introduziu o método das fatias, também conhecido como ordinário ou Sueco. Em meados da década de 1950, Janbu (1954) e Bishop (1955) desenvolveram melhorias no método. O advento dos computadores tornou possível lidar com mais facilidade com os processos iterativos inerentes ao método. O que possibilitou o desenvolvimento de formulações mais rigorosas, desenvolvidas por Morgenstern & Price (1965) e por Spencer (1967). (Krahn, 2003)

Todos esses métodos baseiam-se no equilíbrio estático das forças atuantes em cada fatia vertical. A Figura 6.2 representa as forças atuantes em uma fatia genérica: o peso, P ; a resultante das solicitações normais à base da fatia, N ; a resultante da poropressão na base da fatia, U ; a resultante das solicitações tangenciais à base da fatia, Q ; as componentes normal e tangencial das forças de interação entre fatias, na face esquerda, N_{esq} e Q_{esq} , e na face direita, N_{dir} e Q_{dir} , respectivamente.

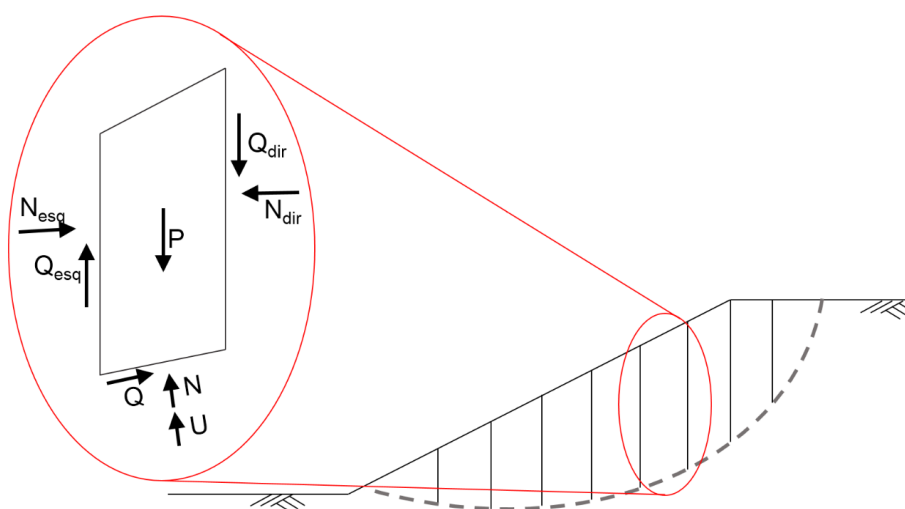


Figura 6.2 – Forças atuantes em uma fatia genérica

O equilíbrio é calculado pelas equações da estática. O equilíbrio de forças é feito para cada fatia e o de momentos é feito comparando o somatório dos momentos estabilizantes e instabilizantes de todas as fatias. A Tabela 6.1 mostra as equações disponíveis e as incógnitas do problema.

Para n fatias, as equações aplicadas totalizam $4n$. As incógnitas incluem o fator de segurança, os esforços atuantes na base e no contato entre fatias e seus respectivos pontos de aplicação. Dessa forma, o número de incógnitas ($6n-2$) é superior ao de equações ($4n$), o que resulta em um problema estaticamente indeterminado, ou hiperestático.

Os métodos desenvolvidos buscam resolver esta indeterminação através de simplificações que envolvem a distribuição e os pontos de aplicação da forças. Além disso, esses métodos se diferenciam por quais equações da estática são consideradas e satisfeitas. Segue uma abordagem geral dos métodos mais comuns.

Tabela 6.1 – Equações e incógnitas no equilíbrio limite (Gerscovich, 2012)

<i>Equações</i>	
$2n$	Equilíbrio de Forças
n	Equilíbrio de Momentos
n	Envoltória de Resistência ($Q=f(N)$)
$4n$	TOTAL DE EQUAÇÕES
<i>Incógnitas</i>	
1	Fator de Segurança
n	Força Tangencial na Base da Fatia (Q)
n	Força Normal na Base da Fatia (N)
n	Localização de N na Base da Fatia
$n-1$	Força Tangencial entre Fatias (Q_{esq} e Q_{dir})
$n-1$	Força Normal entre Fatias (N_{esq} e N_{dir})
$n-1$	Ponto de Aplicação das Forças entre Fatias
$6n-2$	TOTAL DE INCÓGNITAS

6.2.1.1 Método geral de equilíbrio limite

Proposto por Fredlund, na década de 1970 (Fredlund & Krahn, 1977; Fredlund *et al.* 1981). O Método Geral de Equilíbrio Limite (*General Limit Equilibrium Method – GLE*) se constitui na generalização dos demais métodos descritos posteriormente. O cálculo do fator de segurança satisfaz as duas condições de equilíbrio e permite uma série de correlações entre as forças entre fatias. Uma das equações fornece o fator de segurança com relação ao equilíbrio de momentos (FS_m), e a outra com relação ao equilíbrio de forças (FS_f). A ideia de utilizar duas equações para o cálculo do fator de segurança foi primeiro publicada por Spencer (1967). (Krahn, 2003)

O Método Geral de Equilíbrio Limite é muito útil para se entender as razões das diferenças entre os diversos métodos. Ainda segundo Krahn (2003), não é necessariamente um método para análises de rotina na prática. Mas sim um método complementar, útil para melhorar a confiança na escolha e uso de um dos outros métodos mais comuns.

São consideradas as $4n$ equações referidas na Tabela 6.1. No entanto, é necessária uma suposição quanto às forças entre fatias, que resolva a indeterminação do problema. Isso é feito pela adoção da equação proposta por Morgenstern & Price (1965):

$$Q = N\lambda f(x) \quad (6.3)$$

Na equação 6.3 a força cisalhante entre fatias (Q) é calculada pelo produto entre a força normal entre fatias (N) e uma porcentagem (λ) de uma função pré-determinada, $f(x)$. Ou seja, a força cisalhante varia em função da força normal entre fatias. A função $f(x)$ é determinada no início da análise. O *software* utilizado no presente trabalho, Slope/W, acomoda uma série de funções: constante, semi-senoidal, trapezoidal ou completamente especificada pelo usuário.

O fator de segurança obtido pelo equilíbrio de momentos em relação ao ponto O, da Figura 6.3, é calculado basicamente pela seguinte equação:

$$FS_m = \frac{\sum (c' \beta R + R(N - u\beta) \tan \phi')}{\sum Px - \sum Nf \pm \sum Dd} \quad (6.4)$$

O fator de segurança obtido pelo equilíbrio de forças horizontais é:

$$FS_f = \frac{\sum (c' \beta \cos \alpha + (N - u \beta) \tan \phi' \cos \alpha)}{\sum N \sin \alpha - \sum D \cos \omega} \quad (6.5)$$

Os termos das equações 6.4 e 6.5 estão representados na Figura 6.3 e são descritos abaixo:

c' = coesão efetiva;

ϕ' = ângulo de atrito efetivo;

u = poropressão;

N = força normal na base da fatia;

P = peso da fatia;

D = carga concentrada;

$\beta, R, x, f, d, \omega$ = parâmetros geométricos

α = inclinação da base da fatia

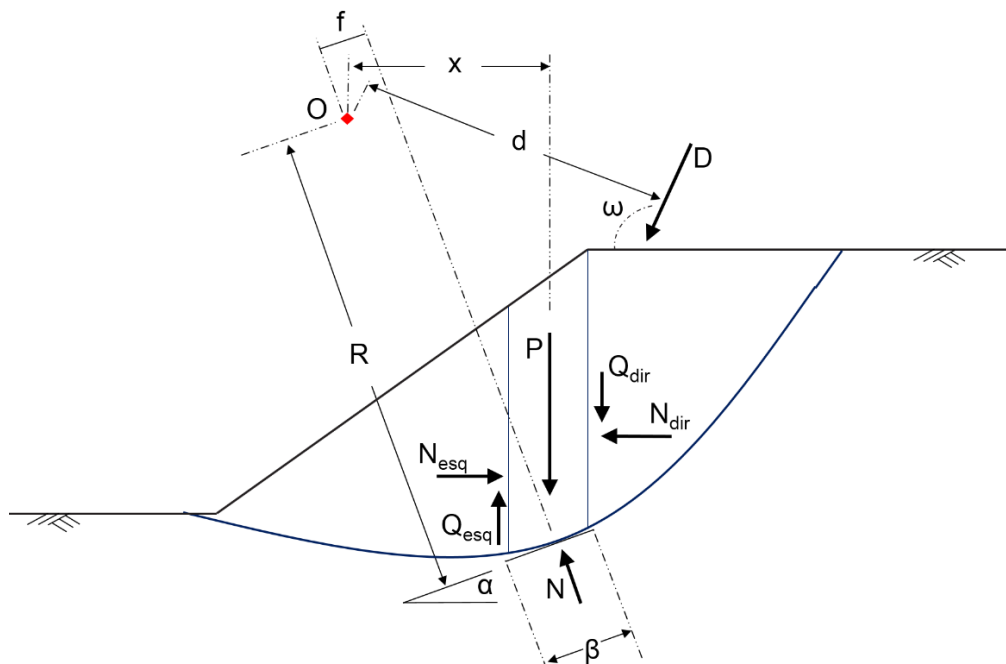


Figura 6.3 – Representação dos parâmetros e solicitações utilizados nas equações de equilíbrio

A força normal na base da fatia, N , que aparece em ambas as equações do fator de segurança, é obtida através do equilíbrio das forças verticais. Desta forma, o

equilíbrio vertical é satisfeito e a equação para o cálculo da referida força é definida como:

$$N = \frac{P + (Q_{dir} - Q_{esq}) - \frac{c' \beta \operatorname{sen} \alpha + u \beta \operatorname{sen} \alpha \operatorname{tg} \phi'}{F}}{\cos \alpha + \frac{\operatorname{sen} \alpha \operatorname{tg} \phi'}{F}} \quad (6.6)$$

Na equação 6.6, F é FS_m , quando N é substituído na equação 6.4, que expressa o fator de segurança obtido por equilíbrio de momentos. Quando N é substituído na equação 6.5, que expressa o fator de segurança obtido por equilíbrio de forças, F é FS_f .

Percebe-se, então que a força normal na base é dependente das forças cortantes entre fatias. Cada um dos métodos descritos a seguir aborda de forma própria esses esforços de interação. Consequentemente, análises com diferentes métodos resultam em forças normais diferentes.

Os métodos abordados a seguir são caracterizados pelas simplificações e suposições feitas em relação às forças entre fatias, e pelas equações satisfeitas para a resolução do equilíbrio.

6.2.1.2 Método de Fellenius

O Método de Fellenius é também conhecido como Método Ordinário, Método Sueco ou das Fatias. Foi o primeiro método desenvolvido e apresentado na literatura. É também o mais simples, uma vez que desconsidera todas as forças de interação entre fatias.

O peso de cada fatia é decomposto em duas componentes, uma normal e outra paralela à base, como esquematizado na Figura 6.4. O Fator de Segurança é calculado pelo equilíbrio de momentos.

De fato, a simplificação quanto às forças de interação não condiz com a realidade. O que significa que, para uma análise mais minuciosa, é importante que esses esforços sejam considerados nos cálculos de equilíbrio.

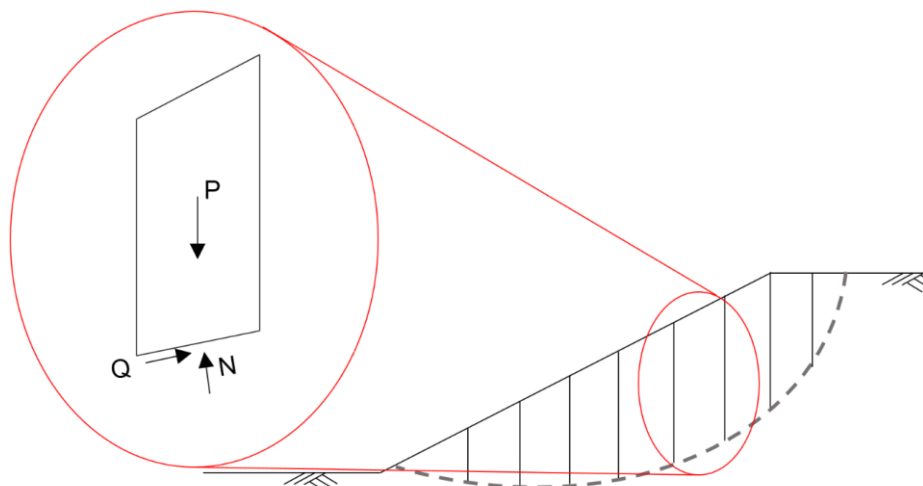


Figura 6.4 – Esquema de fatia genérica utilizada para a análise pelo método de Fellenius

A equação 6.7 é utilizada para o cálculo do fator de segurança pelo método de Fellenius.

$$FS = \frac{\sum [c\beta + N \operatorname{tg}\phi]}{\sum P \operatorname{sen}\alpha} \quad (6.7)$$

Nessa equação, c = coesão; β = largura da base da fatia; N = força normal na base ($P \cdot \cos\alpha$); ϕ = ângulo de atrito do solo; P = peso da fatia; e α = inclinação da base da fatia.

Percebe-se que o método de Fellenius permite o cálculo do fator de segurança à mão, visto que não necessita de iterações. O que torna o método atraente, especialmente para fins didáticos.

6.2.1.3 Método de Bishop simplificado

Desenvolvido na década de 1950, o Método de Bishop Simplificado inclui os esforços normais de interação, mas ignora os esforços cortantes entre fatias, Figura 6.5. O esforço normal na base da fatia é obtido pelo equilíbrio de forças verticais e o Fator de Segurança é calculado pelo equilíbrio de momentos.

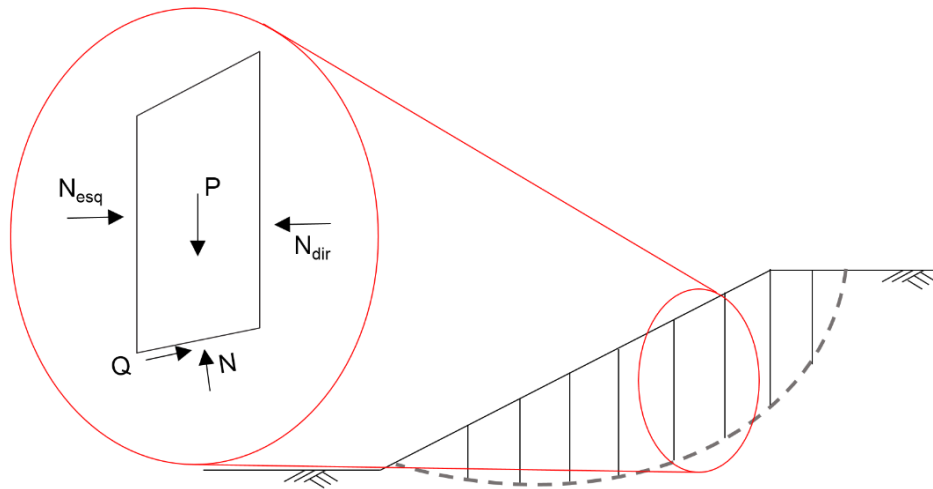


Figura 6.5 – Esquema de fatia genérica utilizada para a análise pelo método de Bishop simplificado

A equação 6.8 expressa o fator de segurança do método de Bishop Simplificado:

$$FS = \frac{1}{\sum P \operatorname{sen} \alpha} \sum \frac{c \beta + P \operatorname{tg} \phi - \frac{c \beta}{FS} \operatorname{sen} \alpha \operatorname{tg} \phi}{\cos \alpha + \frac{\operatorname{sen} \alpha \operatorname{tg} \phi}{FS}} \quad (6.8)$$

Percebe-se que a equação possui o fator de segurança em ambos os lados da igualdade. De modo que é necessário um processo iterativo para a sua resolução. Deve-se fazer uma estimativa inicial do valor do FS, o qual é utilizado para o cálculo de um novo FS. O processo deve ser repetido até que o último FS calculado seja aproximadamente igual ao valor anterior, dentro de uma tolerância especificada. É comum utilizar o valor do FS obtido pelo método de Fellenius como estimativa inicial.

6.2.1.4 Método de Janbu simplificado

Assim como o método de Bishop, o método de Janbu ignora os esforços cortantes entre fatias (Figura 6.5). Entretanto, o cálculo do FS é feito por meio do equilíbrio de forças horizontais, e não de momentos, como o anterior.

6.2.1.5 Método de Spencer

O cálculo do FS pelo método de Spencer é feito pelo equilíbrio de forças e de momentos. Além disso, considera os esforços normal e cortante de interação entre fatias. Estes esforços são representados por uma resultante, X , que é aplicada na base da fatia, no ponto de atuação da força normal, como ilustrado na Figura 6.6. A inclinação da resultante, θ , é admitida constante para toda a superfície de deslizamento e igual a:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{Q_{esq}}{N_{esq}} = \frac{Q_{dir}}{N_{dir}} \quad (6.9)$$

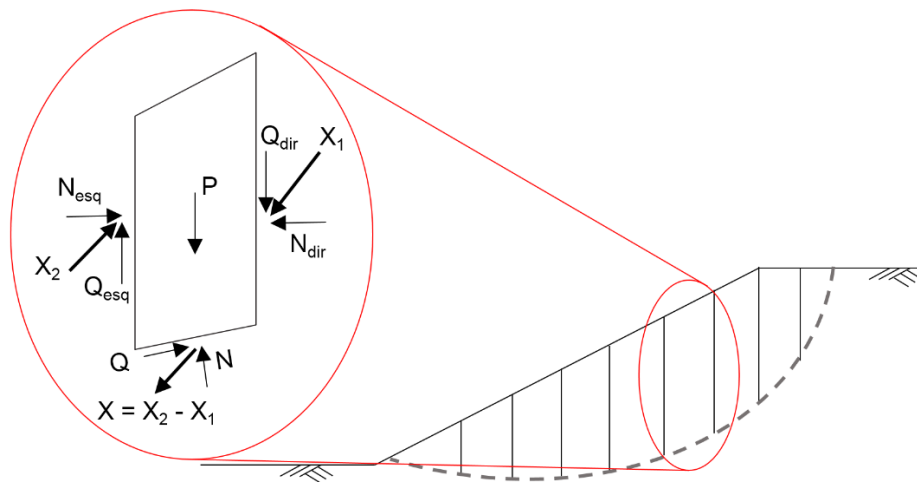


Figura 6.6 – Esquema de fatia genérica e esforços utilizados para a análise pelo Método de Spencer

O esforço normal na base da fatia pode ser obtido por equilíbrio de forças na direção paralela e perpendicular à base. O FS é obtido através de um processo iterativo. São arbitrados valores de θ até que se obtenha o valor deste ângulo que iguale os dois fatores de segurança. Ou seja, busca-se o valor de θ que satisfaça tanto o equilíbrio de momentos, quanto o equilíbrio de forças.

6.2.1.6 Método de Morgenstern-Price

O Método de Morgenstern-Price, assim como o Método de Spencer, considera ambos os esforços – normal e cisalhante – entre fatias. Porém, a relação entre esses esforços não é expressa pela equação 6.10:

$$Q = N\lambda f(x) \quad (6.10)$$

Da mesma forma que o Método Geral de Equilíbrio Limite, a força cisalhante entre fatias, Q , é calculada pelo produto entre a força normal entre fatias, N e uma porcentagem, λ , de uma função pré-determinada, $f(x)$.

O FS é obtido através do equilíbrio de forças e de momentos, tal como o Método Geral. Para Silva (2013), a principal diferença entre os dois métodos consiste na forma como as forças normais são aplicadas na base da fatia. O Método de Morgenstern-Price utiliza, na sua formulação original, a integração linear, o que resulta em uma variação linear da tensão normal na base da fatia.

Como resultado, o ponto de aplicação da força normal resultante, N , pode apresentar um pequeno desvio do centro da fatia (*offset*). Diferente do Método Geral, que admite que a resultante da tensão normal atua no centro da base de cada fatia. Como ilustrado na Figura 6.7.

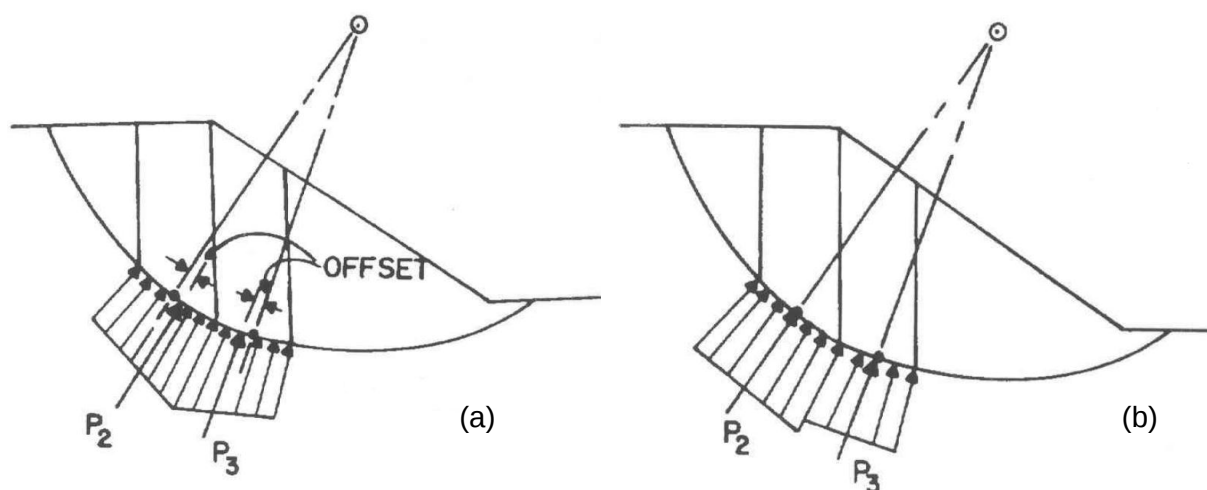


Figura 6.7 – Ponto de aplicação da resultante N na base da fatia para o método de Morgenstern-Price (a) e para o Método Geral do Equilíbrio Limite (b) (Fredlund *et al.*, 1981)

6.2.1.7 Método de Correia

O método de Correia é análogo ao de Morgenstern-Price. Pois considera ambos os esforços de interação entre fatias e utiliza tanto o equilíbrio de momentos quanto o de forças para o cálculo do FS.

Segundo Silva (2011), os dois métodos se diferenciam pela distribuição da força cortante de interação entre fatias. O método de Correia determina a força cortante entre fatias por meio da equação 6.11.

$$X = X_{m\acute{a}x} f(x) \quad (6.11)$$

Nesta equação, $X_{m\acute{a}x}$ é um parâmetro de escala calculado no processo de obtenção do FS. A função $f(x)$ é escolhida previamente e define qualitativamente a variação do esforço cortante de interação entre fatias (Correia, 1989). O FS é calculado por uma equação não-linear, obtida pelo equilíbrio de forças, nas direções vertical e horizontal, e de momentos em torno de um ponto arbitrário.

6.2.1.8 Método do Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (Corps of Engineers)

O Método *Corps of Engineers* obtém o FS através do equilíbrio de forças e considera ambos os esforços de interação entre fatias. Este método admite duas variantes. Essas variantes se diferenciam pela metodologia utilizada para obtenção da função que rege a resultante das forças de interação.

A primeira variante do método admite que a resultante das forças de interação entre fatias é paralela à linha que liga os pontos A e B, Figura 6.8. Dessa forma, a inclinação desta linha representa o valor constante da inclinação da resultante das forças de interação entre fatias.

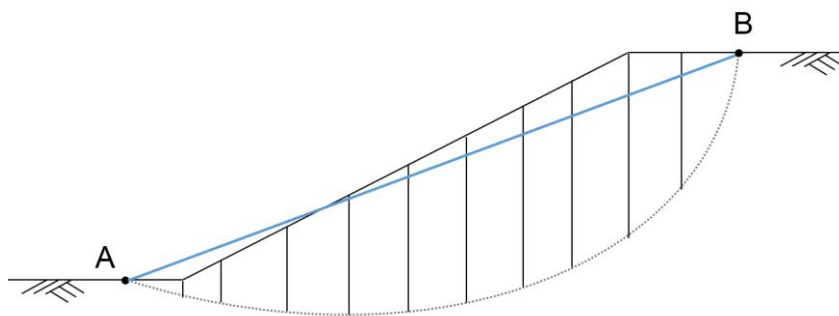


Figura 6.8 – Linha que rege a inclinação da resultante das forças entre fatias na primeira variante do método *Corps of Engineers*

Percebe-se que esta variante é semelhante ao método de Spencer. Entretanto, o ângulo θ , utilizado no método de Spencer é arbitrado em um processo iterativo até que as condições de equilíbrio sejam satisfeitas. No método *Corps of Engineers* #1, esse ângulo é determinado pela linha que liga a crista ao pé da superfície crítica. Além disso, o método *Corps of Engineers* #1, considera apenas o equilíbrio de forças horizontais para o cálculo do FS.

A segunda variante do método admite que a direção da resultante das forças de interação entre fatias é igual à da superfície da fatia. A Figura 6.9 relaciona a geometria do talude com a inclinação da resultante. Entre os pontos A e B, esta resultante é horizontal, entre os pontos B e C ela passa a ter a inclinação da reta que liga estes pontos e volta a ser horizontal entre os pontos C e D.

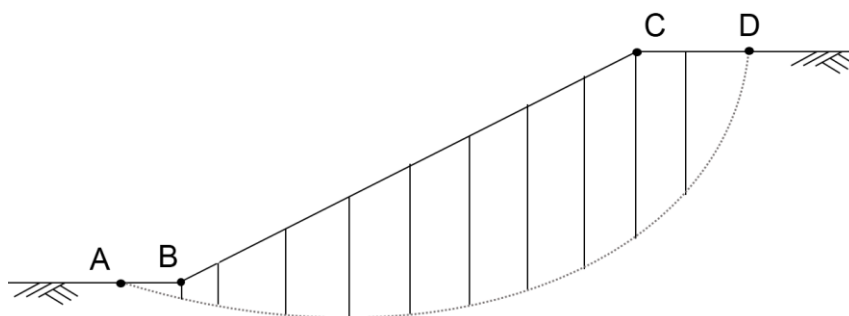


Figura 6.9 – Pontos que determinam as inclinações das resultantes das forças de interação entre fatias na segunda variante do método *Corps of Engineers*

6.2.1.9 Método Lowe-Karafiath

O método Lowe-Karafiath é semelhante ao método *Corps of Engineers*, uma vez que considera apenas o equilíbrio de forças horizontais para o cálculo do FS. Mas difere quanto à metodologia adotada para a determinação da inclinação da resultante da força de interação entre fatias.

No método Lowe-Karafiath essa inclinação é definida pela média entre as inclinações da base (superfície crítica) e do topo da fatia (superfície do talude). Segundo Silva (2013), este método geralmente fornece resultados próximos dos obtidos pelos métodos mais rigorosos, apesar de não considerar o equilíbrio de momentos.

6.2.1.10 Método de Sarma

Desenvolvido por Sarma (1973), este método pode ser empregado em análises cujas fatias sejam não verticais. A equação utilizada para relacionar as forças de interações entre blocos é a seguinte:

$$Q = c * h + N \operatorname{tg} \phi \quad (6.12)$$

Na equação 6.12, Q é a força cortante e N é a força normal entre fatias, c é a coesão, h é a altura da fatia, e ϕ é o ângulo de atrito do solo.

Essa metodologia permite que os esforços de interação sejam determinados em função das propriedades do solo. Diferente dos outros métodos, que utilizam funções pré-determinadas.

6.2.1.11 Considerações finais sobre métodos de equilíbrio limite

Cada método possui uma forma própria de calcular os esforços de interação entre fatias e o fator de segurança. Por essa razão, originam fatores diferentes, que não são julgados certos ou errados. A experiência confirma que a maioria dos métodos produz um valor condizente com a realidade. Cabe ao responsável pela análise realizar uma avaliação do caso estudado.

A Tabela 6.2 resume as premissas gerais adotadas em cada método abordado. A Tabela 6.3 apresenta as formas possíveis das superfícies de ruptura e as condições

de equilíbrio estático que são satisfeitas pelos métodos, sejam elas para o cálculo dos fatores de segurança ou dos esforços entre fatias.

Tabela 6.2 – Premissas gerais adotadas em cada método

Métodos	Premissas Adotadas
Ordinário ou de Fellenius	Forças entre fatias são ignoradas
Bishop Simplificado	Ignora a força cisalhante de interação entre fatias
Janbu Simplificado	Ignora a força cisalhante entre fatias
Spencer	Inclinação da resultante das forças entre fatias constante
Morgenstern-Price	A direção da resultante das forças de interação é determinada por uma função arbitrada
Correia	A direção da resultante das forças de interação é determinada com uso de um parâmetro de escala calculado no processo de obtenção do FS ($X_{\text{máx}}$)
Corps of Engineers	A direção da resultante das forças entre fatias é: I) Igual a inclinação da linha que liga o pé à crista da superfície de deslizamento; II) Paralela à superfície do talude em cada fatia
Lowe-Karafiath	A direção da resultante das forças entre fatias é igual à média entre a superfície do talude e a inclinação da base da fatia
Sarma	A direção da resultante das forças entre fatias é calculada em função da força normal e em parâmetros do solo. Além disso, podem não ser verticais

Tabela 6.3 – Condições de equilíbrio estático e formas das superfícies de ruptura adotadas por cada método (Adaptado de *GeoSlope*, 2015)

Métodos	Equilíbrio de Forças		Equilíbrio de Momentos	Forma da Superfície de Ruptura
	Direção Vertical	Direção Horizontal		
Ordinário ou de Fellenius	Sim	Não	Sim	Circular
Bishop Simplificado	Sim	Não	Sim	Qualquer
Janbu Simplificado	Sim	Sim	Não	Qualquer
Spencer	Sim	Sim	Sim	Qualquer
Morgenstern-Price	Sim	Sim	Sim	Qualquer
Correia	Sim	Sim	Sim	Qualquer
Corps of Engineers	Sim	Sim	Não	Qualquer
Lowe-Karafiath	Sim	Sim	Não	Qualquer
Sarma	Sim	Sim	Sim	Qualquer

6.2.2 Método dos elementos finitos

Os métodos de análise de estabilidade de taludes baseados no equilíbrio limite são os mais utilizados na prática da engenharia. Apesar de resultarem em fatores de segurança aceitáveis, comprovados pela experiência, possuem algumas limitações. Para superar essas limitações, foram desenvolvidos outros métodos que possibilitam, por exemplo, introduzir as relações de tensão-deformação nas análises de estabilidade. Dentre esses métodos, destaca-se o Método dos Elementos Finitos (MEF).

Segundo Chuquimuni (2005), o MEF foi introduzido na engenharia geotécnica por Clough & Woodward (1967). Estes autores analisaram o comportamento de uma barragem de terra usando uma lei constitutiva não linear. Esse estudo evidenciou o potencial de utilização do método para a análise do comportamento dos solos nos diversos problemas da geotecnia.

O MEF é regido por equações matemáticas que simulam a relação entre o esforço atuante e a deformação sofrida pelo solo, através de modelos constitutivos. Além disso, considera que o comportamento do solo pode ser influenciado pela sua anisotropia e pelas tensões *in situ*, por exemplo.

A análise se inicia com a modelagem do material, definição de suas características e propriedades geotécnicas e das condições de contorno do problema. O domínio é, então, discretizado em elementos menores, cujos vértices são denominados nós. As equações que simulam o comportamento do solo são aplicadas nos nós. Por fim, as relações entre tensões e deformações resultantes podem ser extrapoladas desses pontos para o restante do domínio

Alguns *softwares* permitem a utilização do MEF em conjunto com os métodos de equilíbrio limite. Dessa forma, os esforços atuantes em cada fatia são obtidos a partir das relações de tensão-deformação do solo. Sendo assim, não são necessárias as simplificações dos métodos de equilíbrio limite para a determinação desses esforços

Os fatores de segurança obtidos são de dois tipos: local e global. O fator de segurança local é calculado pela relação entre o estado de tensões atuantes em um ponto e a resistência ao cisalhamento neste ponto, obtida pelo critério de ruptura adotado.

Dentre as formas utilizadas para o cálculo do fator de segurança global listadas por (Cavalcante, 1997), tem-se:

- A partir do estado de tensões no maciço, determina-se a resistência ao cisalhamento, pelo critério de Mohr-Coulomb, em cada ponto das superfícies analisadas. O fator de segurança global é calculado pelo quociente entre a integral da resistência ao cisalhamento e a integral das solicitações em cada superfície;
- Este FS pode ser também calculado de forma análoga aos métodos de equilíbrio limite. Com os esforços normais obtidos através da análise tensão-deformação, ao invés de serem calculados a partir do equilíbrio de cada fatia. Deste modo, não são mais necessárias hipóteses simplificadoras para a determinação das forças entre fatias e se obtém esforços mais realísticos.

Por fim, destaca-se que os métodos de análise de estabilidade de taludes, por mais refinados que sejam, são apenas ferramentas. A qualidade dos resultados depende, primordialmente, dos dados que caracterizam os materiais.

6.3 Estudos de estabilidade de taludes em barragens de terra

6.3.1 Análise da estabilidade de taludes da barragem Bico da Pedra – Montes (2003)

O trabalho desenvolvido por Montes (2003) analisa a estabilidade de taludes da barragem Bico da Pedra, em Minas Gerais, com auxílio do programa Slope/W. A barragem modelada é de terra homogênea com 45 metros de altura máxima, 305 metros de extensão e crista com 9 metros de largura, na cota 558,80 metros. O solo do maciço consiste em uma areia argilosa de coloração marrom ou amarela.

O talude de montante possui inclinação de 1:2,5 (V:H) da crista até a cota 542,00 metros, onde foi executada uma berma de 3,75 metros de largura. Abaixo deste ponto, a inclinação do talude é de 1:3 (V:H), até a cota 525,00 metros. Nesta cota se inicia um tapete impermeabilizante, que se estende por 250 metros para montante da barragem. A Figura 6.10 esquematiza a seção transversal modelada por Montes (2003).

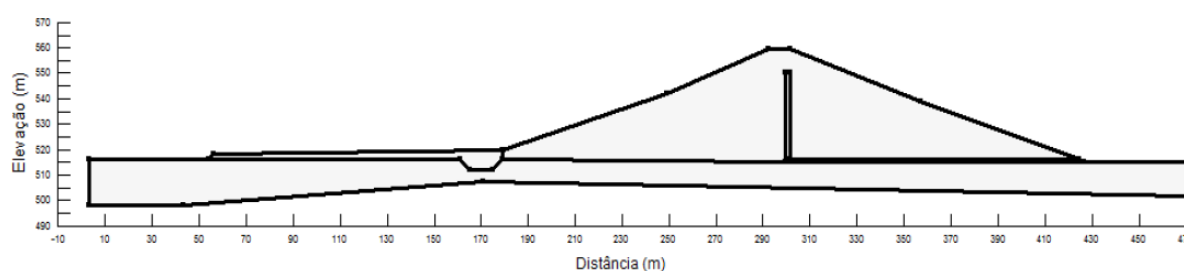


Figura 6.10 – Seção transversal modelada (Adaptado de Montes, 2003)

Foram realizados ensaios triaxiais convencionais consolidado não drenado (CU) e não-consolidado não-drenado (UU) no solo do maciço. A partir desses se obteve os parâmetros abaixo:

- Ensaio CU ($\gamma_{\text{solo}} = 21 \text{ kN/m}^3$): $c' = 27,1 \text{ kN/m}^2$ e $\phi' = 23,4^\circ$; $c = 53,5 \text{ kN/m}^2$ e $\phi = 10,5^\circ$;
- Ensaio UU ($\gamma_{\text{solo}} = 21,6 \text{ kN/m}^3$): $c = 50,1 \text{ kN/m}^2$ e $\phi = 3,5^\circ$;

Os parâmetros de resistência do material arenoso da fundação foram estimados, com base na literatura consultada pelo autor. Esses valores são: $c' = 0 \text{ kN/m}^2$ e $\phi' = 30^\circ$.

A análise da estabilidade de taludes foi realizada para final de construção, operação e rebaixamento rápido do reservatório. Foram utilizadas as recomendações de Parra (1985) para os fatores de segurança mínimos em análises de estabilidade de barragens de terra, conforme apresentado na Tabela 6.4. Os resultados obtidos serão expostos de forma sucinta a seguir.

Tabela 6.4 – Coeficientes de segurança mínimos (Parra, 1985 *apud* Montes, 2003)

Condições de Carregamento	Fatores de Segurança Mínimos
Final de Construção	1,25 a 1,40
Regime Permanente	1,50
Rebaixamento Rápido	1,25 a 1,40

I) Análise da estabilidade no final da construção

Para a análise da estabilidade da barragem no final do período construtivo, os solos foram representados pelos parâmetros em termos de tensões totais. As modelagens foram feitas com os resultados dos ensaios UU e CU.

Para a análise da estabilidade dos taludes de montante e de jusante no final da construção, é recomendado considerar uma condição de não adensamento do aterro compactado. Por isso, foram utilizados os parâmetros dos solos em termos de tensões totais, obtidos a partir do ensaio UU em corpos de prova não saturados ($c = 50,1 \text{ kN/m}^2$ e $\phi = 3,5^\circ$).

As análises indicaram fatores de segurança de 1,29 para o talude de jusante, e 1,06 para o talude de montante, como ilustrado na Figura 6.11.

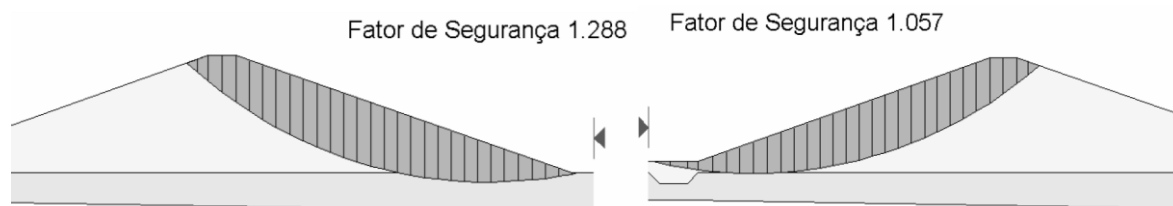


Figura 6.11 – Fatores de Segurança críticos dos taludes de Jusante e de montante para a condição não consolidada, não drenada (Montes, 2003)

Pode-se perceber que o FS do talude de jusante (1,06) é muito baixo. Além de estar abaixo do recomendado, indica o provável estado de ruptura da obra. Entretanto, é importante considerar que, por ser uma obra construída em meses ou anos, a consideração da condição não adensada dos solos é muito conservadora. O próprio processo construtivo de compactação controlada funcionaria como acelerador do processo de adensamento.

Uma vez considerados esses fatores, a análise da fase de final de construção também foi feita para o solo em condição de adensada, com carregamento não drenado. O solo do maciço foi então caracterizado pelos parâmetros totais obtidos nos ensaios CU ($c = 53,5 \text{ kN/m}^2$ e $\phi = 10,5^\circ$). Os fatores de segurança resultantes desta análise estão representados na Figura 6.12.

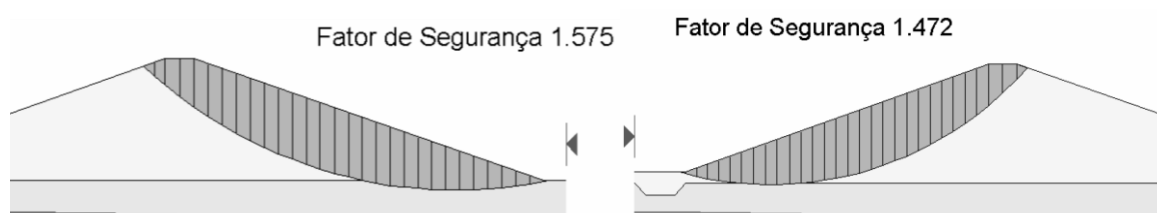


Figura 6.12 – Fatores de Segurança críticos dos taludes de Jusante e de montante para a condição consolidada, não drenada (Montes, 2003)

Com isso, pode-se concluir que a condição mais provável para o final da construção, neste caso, é aquela que considera o solo adensado e o carregamento sob condições não drenadas. Entretanto, essa condição deve ser analisada, uma vez que é influenciada pela permeabilidade dos solos e pela velocidade de construção do aterro.

II) Análise da estabilidade em regime permanente

Esta análise avalia a segurança da barragem na condição normal de operação. Sob essa condição, as forças de percolação atuam no sentido de favorecer a estabilidade do talude de montante e instabilizar o talude de jusante. Por isso a análise foi feita apenas para este talude.

Para a análise em regime permanente foram simulados os comportamentos do solo em termos de tensões totais e efetivas. Para a análise da estabilidade em termos de tensões efetivas, foram utilizados os parâmetros de resistência efetivos do ensaio CU ($c' = 27,1 \text{ kN/m}^2$ e $\phi' = 23,4^\circ$). A superfície potencial de ruptura e o fator de segurança crítico estão representados na Figura 6.13.

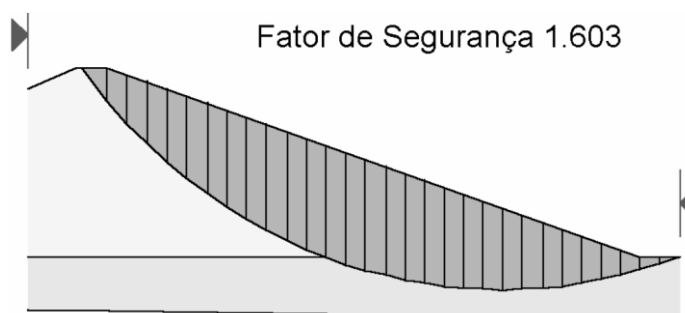


Figura 6.13 – Fator de segurança crítico do talude de jusante em condições drenadas (Montes, 2003)

A superfície potencial de ruptura abrange o talude de jusante da barragem e parte da fundação arenosa. Segundo Montes (2003), isso demonstra que, apesar de o aluvião ter resistência maior que o solo do aterro, a distribuição das poropressões pode ter condicionado a descida da superfície potencial de ruptura. O fator de segurança de 1,6 indica que a barragem encontra-se em um estado satisfatório de segurança sob condições normais de operação.

. Para a análise da estabilidade em termos de tensões totais, foram utilizados os parâmetros de resistência obtidos no ensaio UU ($c = 50,13 \text{ kN/m}^2$ e $\phi = 3,46^\circ$). A superfície potencial de ruptura e o fator de segurança crítico estão representados na Figura 6.14.

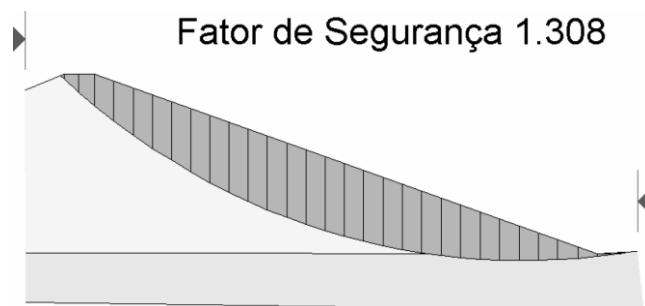


Figura 6.14 – Fator de segurança crítico do talude de jusante em condições não drenadas (Montes, 2003)

A análise mostra que o fator de segurança resultante da análise em condições não drenadas é menor do que o da análise em condições drenadas. Além disso, no caso não drenado, a superfície potencial de ruptura tende a tangenciar a fundação. O que mostra que, neste caso, a condição não drenada do aterro resultou em uma ruptura típica de situações nas quais a resistência da fundação é superior à do aterro.

III) Análise da estabilidade para situação de rebaixamento rápido do reservatório

Nesta análise o rebaixamento do reservatório foi simulado para o tempo hipotético de um mês. Além disso, foi considerado o comportamento não drenado do solo do maciço, que foi caracterizado pelos parâmetros obtidos no ensaio CU ($c = 50,1 \text{ kN/m}^2$ e $\phi = 3,5^\circ$). A Figura 6.15 ilustra a superfície potencial de ruptura e o fator de segurança obtido pela análise do rebaixamento rápido do nível d'água do reservatório.

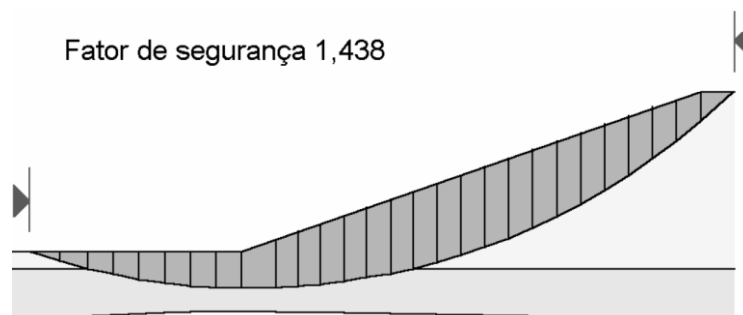


Figura 6.15 – Fator de segurança crítico do talude de montante em condições não drenadas (Montes, 2003)

Com base nos dados apresentados anteriormente, pode-se concluir que a barragem encontra-se dentro da faixa de segurança também para o caso de rebaixamento rápido.

6.3.2 Análise da estabilidade da barragem de Kızılca – Keskin *et al.* (2004)

Keskin *et al* publicaram, em 2004, um estudo sobre a influência das dimensões do núcleo impermeável na estabilidade da barragem de terra de Kızılca. Esta barragem possui 150 metros de comprimento e 48 metros de altura e localiza-se em uma das regiões mais sismicamente ativas da Turquia. O coeficiente sísmico horizontal estimado para cálculos de estabilidade pseudo estáticos foram 0,131g e 0,18g.

Em função dos materiais disponíveis e das características locais da obra, a barragem projetada foi do tipo zoneada. A inclinação do talude de montante é de 1V : 3H e do talude de jusante é de 1V : 2,5H. A Figura 6.16 ilustra a seção transversal de maior altura da barragem.

Depois de escolhido o tipo da barragem, as questões eram: se a redução do núcleo argiloso pela alteração da inclinação dos taludes influenciaria a estabilidade da barragem; e se a magnitude do coeficiente sísmico teria também alguma influência na sua estabilidade.

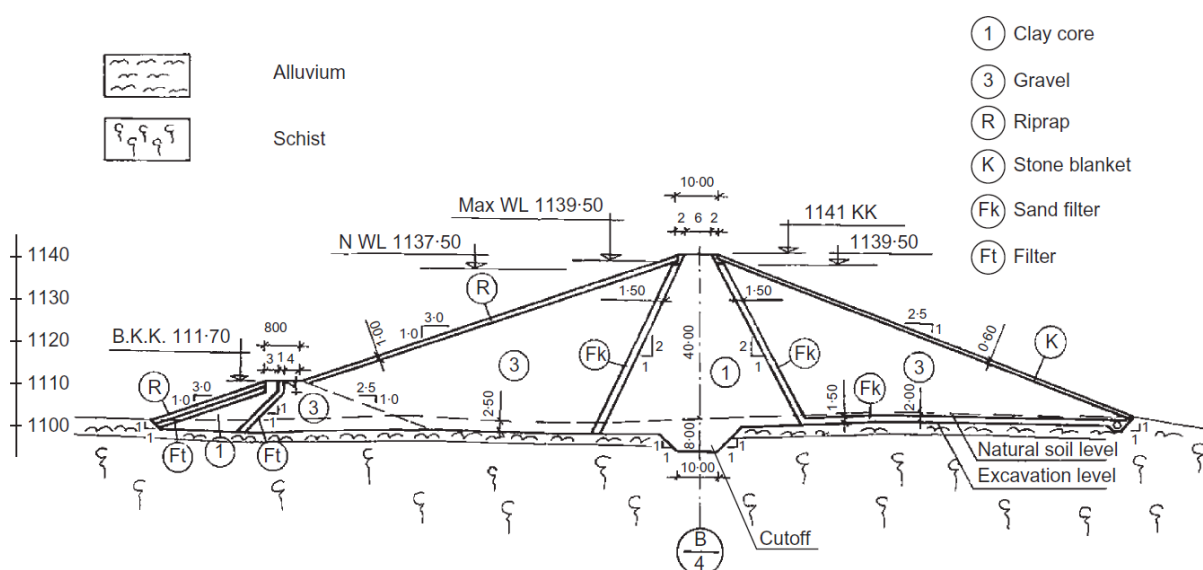


Figura 6.16 – Seção transversal de maior altura da barragem Kızılca (Keskin *et al.*, 2004)

As análises de estabilidade foram executadas pelo *software* STABLE. Os autores analisaram superfícies de ruptura circulares para acelerações de 0,131g e 0,18g. Além disso, foram simuladas duas inclinações dos taludes do núcleo argiloso, de 1V : 1H e 1V : 0,5H. As propriedades dos solos utilizadas nas análises estão apresentadas na Tabela 6.5.

Tabela 6.5 – Propriedades dos materiais (Adaptado de Keskin *et al.*, 2004)

Tipo de Material	Coesão [kN/m ²]	Ângulo de Atrito Interno [kN/m ³]	Peso Específico [kN/m ³]	Peso Específico Saturado [kN/m ³]
Argila	15	20	18,3	21,0
Cascalho	-	38	18,8	20,0
Filtro	-	37,5	18,4	19,5
Aluvião	-	38	21,0	21,2
Xisto	100	55	21,5	22,0

O caso de estabilidade mais crítico para o talude de montante é a condição de rebaixamento rápido do reservatório para um coeficiente sísmico horizontal de 0,131g. A probabilidade de ocorrer um rebaixamento rápido e um terremoto simultaneamente é muito baixa. Por isso os autores também simularam o rebaixamento rápido sem a condição de terremoto.

As Figuras 6.17 e 6.18 apresentam os fatores de segurança críticos do talude de montante, para a aceleração da gravidade de 0,131 e inclinação do talude do núcleo de 1V : 1H e 1V : 0,5H, respectivamente.

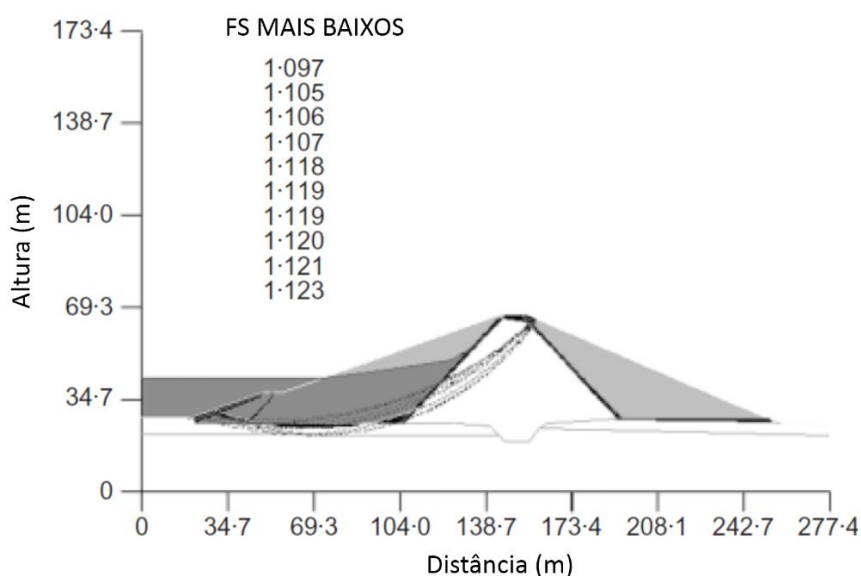


Figura 6.17 – Estabilidade do talude de montante da barragem Kızılca, taludes do núcleo 1V : 1H; aceleração da gravidade 0,131g (Adaptado de Keskin *et al.*, 2004)

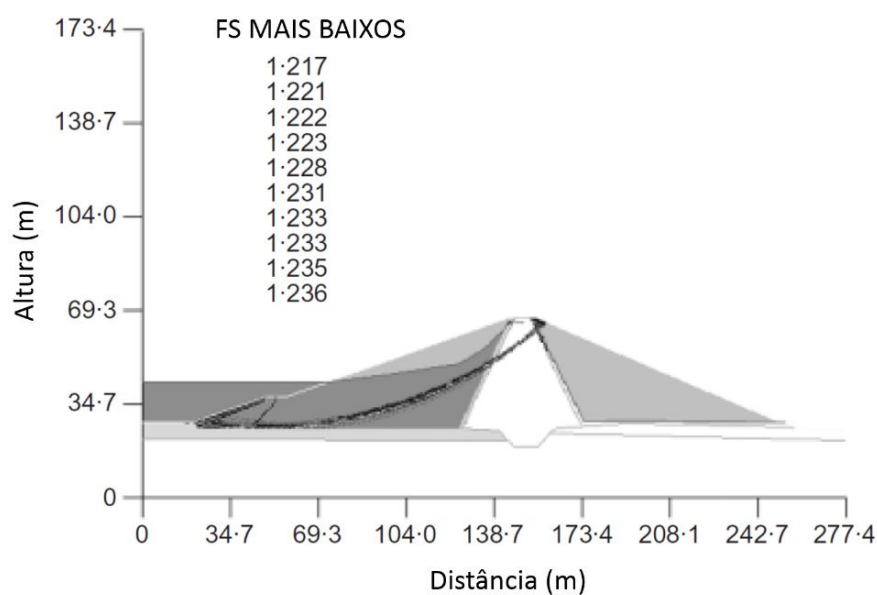


Figura 6.18 – Estabilidade do talude de montante da barragem Kızılca, taludes do núcleo 1V : 0,5H; aceleração da gravidade 0,131g (Adaptado de Keskin *et al.*, 2004)

As Figuras 6.19 e 6.20 apresentam os fatores de segurança críticos do talude de montante, para a aceleração da gravidade 0,0 e inclinação do talude do núcleo de 1V : 1H e 1V : 0,5H, respectivamente.

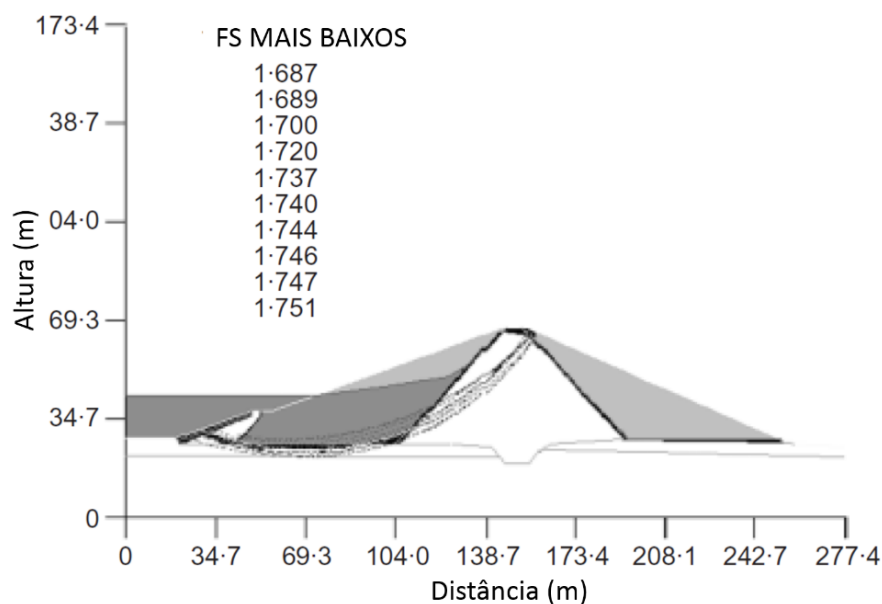


Figura 6.19 – Estabilidade do talude de montante da barragem Kızılca, taludes do núcleo 1V : 1H; aceleração da gravidade 0g (Adaptado de Keskin *et al.*, 2004)

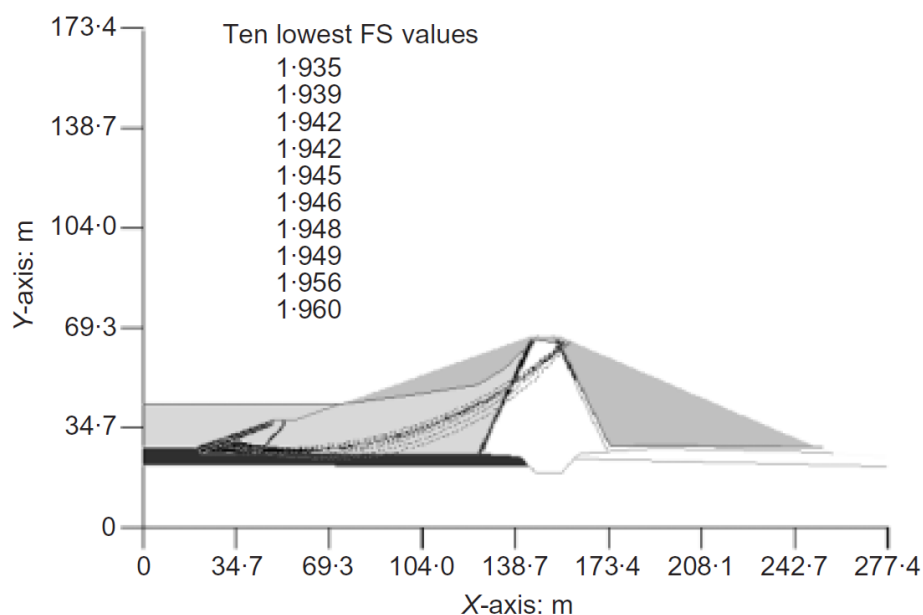


Figura 6.20 – Estabilidade do talude de montante da barragem Kızılca, taludes do núcleo 1V : 0,5H; aceleração da gravidade 0g (Adaptado de Keskin *et al.*, 2004)

A condição mais crítica para o talude de jusante ocorre com o reservatório com nível d'água máximo, no momento de um terremoto. Portanto, a estabilidade deste talude foi avaliada para o núcleo central com inclinações de 1V : 1H, e 1V : 0,5H, com aceleração da gravidade de 0,131g e 0,18g, Figuras 6.21 a 6.24.

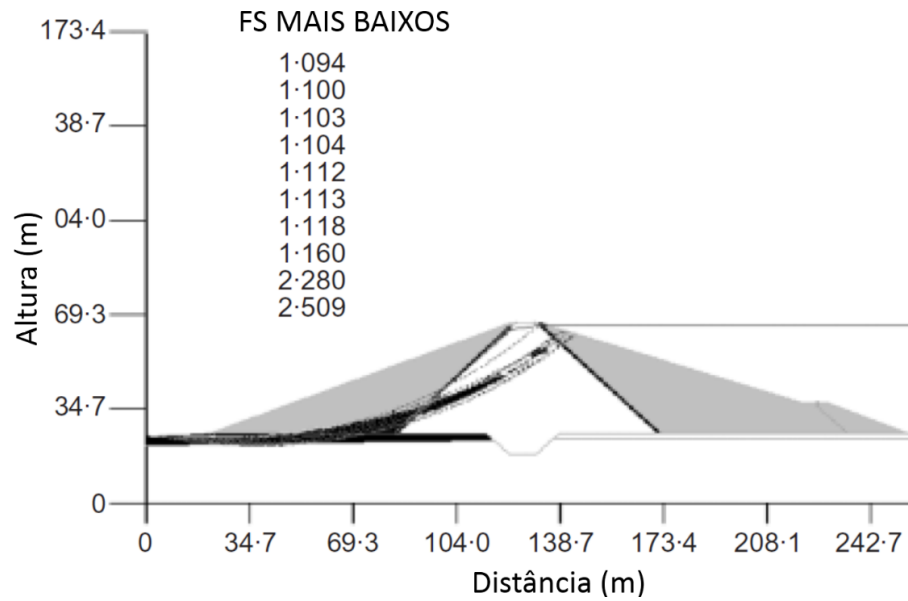


Figura 6.21 – Estabilidade do talude de jusante da barragem Kızılca, taludes do núcleo 1V : 1H; aceleração da gravidade 0,131g (Adaptado de Keskin *et al.*, 2004)

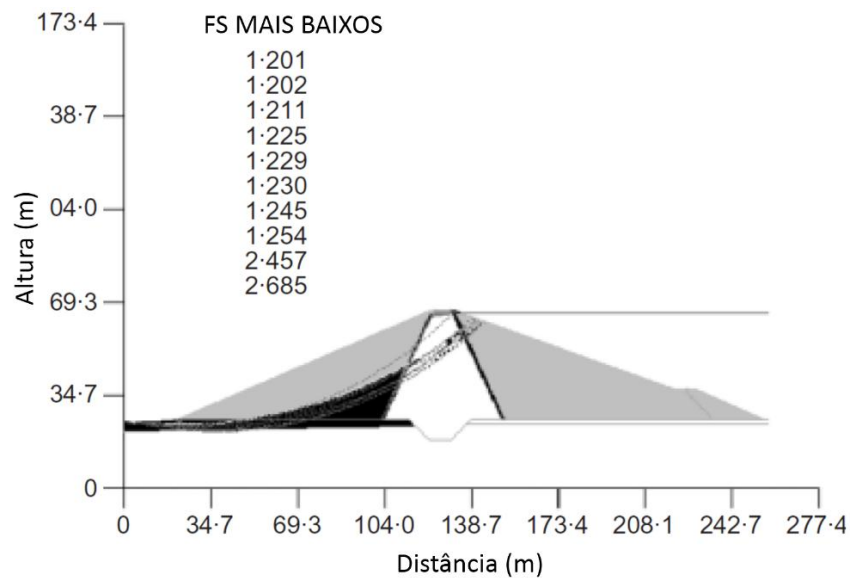


Figura 6.22 – Estabilidade do talude de jusante da barragem Kızılca, taludes do núcleo 1V : 0,5H; aceleração da gravidade 0,131g (Adaptado de Keskin *et al.*, 2004)

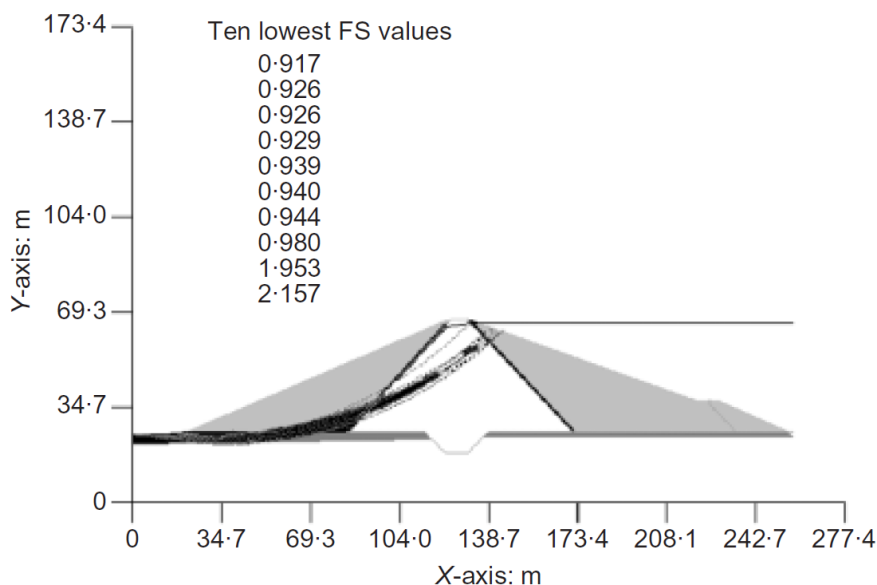


Figura 6.23 – Estabilidade do talude de jusante da barragem Kızılca, taludes do núcleo 1V : 1H; aceleração da gravidade 0,18g (Adaptado de Keskin *et al.*, 2004)

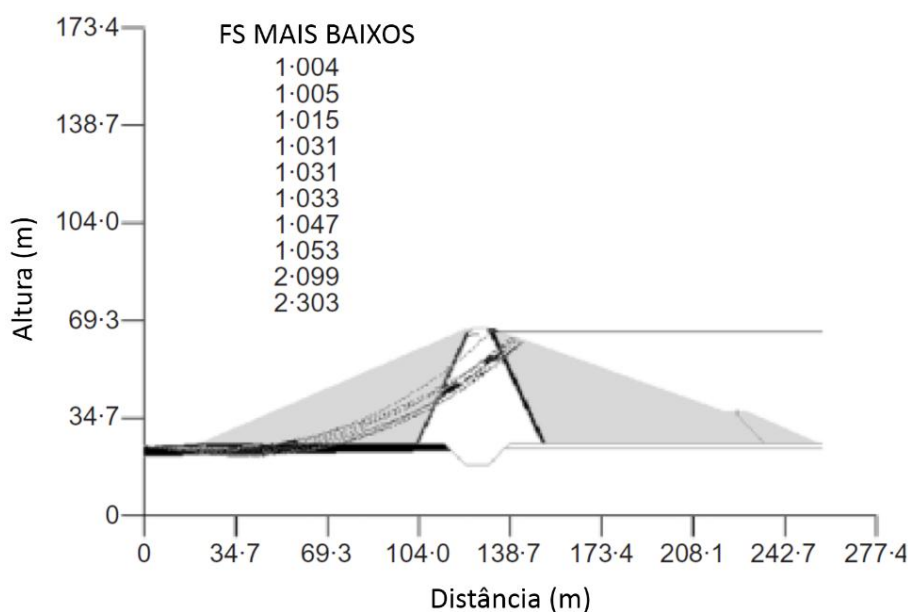


Figura 6.24 – Estabilidade do talude de jusante da barragem Kızılca, taludes do núcleo 1V : 0,5H; aceleração da gravidade 0,18g (Adaptado de Keskin *et al.*, 2004)

A análise dos resultados mostra que a redução da espessura do núcleo argiloso melhora a estabilidade da barragem. Segundo Keskin *et al.* (2004), essa redução é ocasionada pela diminuição da extensão da superfície de deslizamento que atravessa o material argiloso. Isso reduz a propressão e, conseqüentemente, aumenta a

pressão normal e a força de atrito na superfície. Além disso, como se esperava, modelagens com fatores de aceleração da gravidade maiores resultam FS menores.

Portanto, a análise executada evidenciou a importância das dimensões do núcleo argiloso e dos coeficientes sísmicos na estabilidade dos taludes de uma barragem de terra zoneada.

6.3.3 Análise do escorregamento do talude de montante da barragem de Açú por elementos finitos – Silva Filho & Futai (2006)

Silva Filho & Futai (2006) estudaram o escorregamento ocorrido na barragem de Açú, pelo Método de Spencer e pelo Método dos Elementos Finitos. Estes autores utilizaram o modelo constitutivo elástico perfeitamente plástico para a modelagem dos solos. Para os autores, um caso de ruptura de taludes por escorregamento é uma fonte importante de informações, uma vez que permite validar o método de análise da estabilidade. Para a análise pelo MEF, os autores utilizaram o programa PHASE2. A malha é formada por elementos triangulares de 6 nós, como apresentado na Figura 6.25.

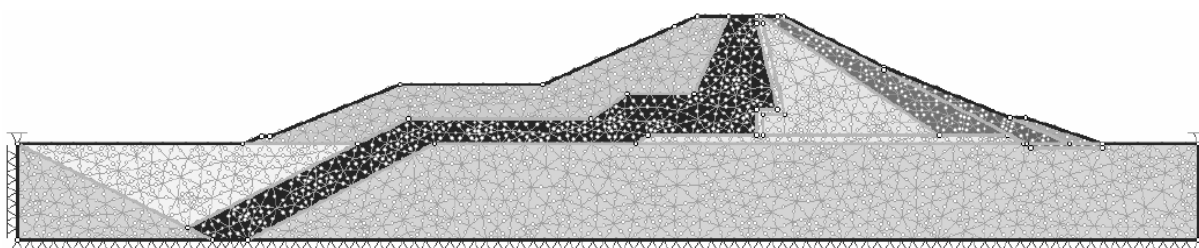


Figura 6.25 – Malha de elementos finitos utilizada (Silva Filho & Futai, 2006)

Para a retroanálise do talude, o material argiloso do núcleo foi considerado não-drenado, para se reproduzir o excesso de poropressão que teria ocasionado o colapso. Foram feitas análises nas quais se variou o valor da resistência não-drenada deste solo (S_u). Com o objetivo de se obter o valor de S_u para o qual o fator de segurança se aproximasse da unidade. Dessa forma, obteve-se S_u de 65 kPa para o solo do núcleo. Os demais parâmetros foram definidos com base na classificação unificada dos solos do maciço e da fundação.

Na análise por equilíbrio limite foram utilizadas superfícies de deslizamento circulares e não-circulares. A Figura 6.26 ilustra a seção transversal modelada. As Figuras 6.27 e 6.28 correspondem à superfície crítica para a análise com superfícies circulares e não-circulares, respectivamente.

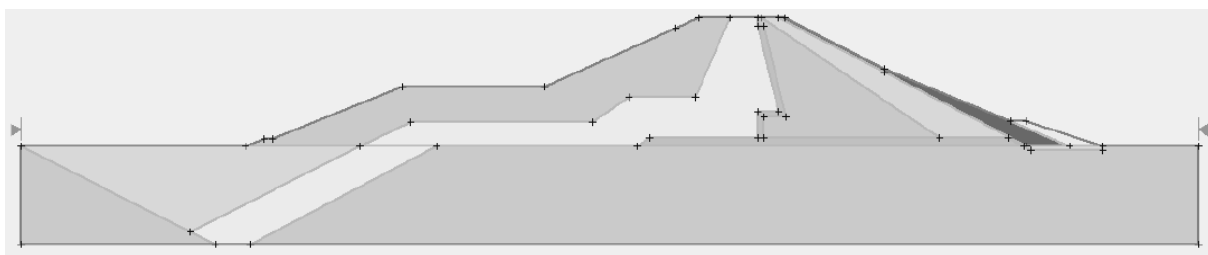


Figura 6.26 – Seção transversal modelada (Silva Filho & Futai, 2006)

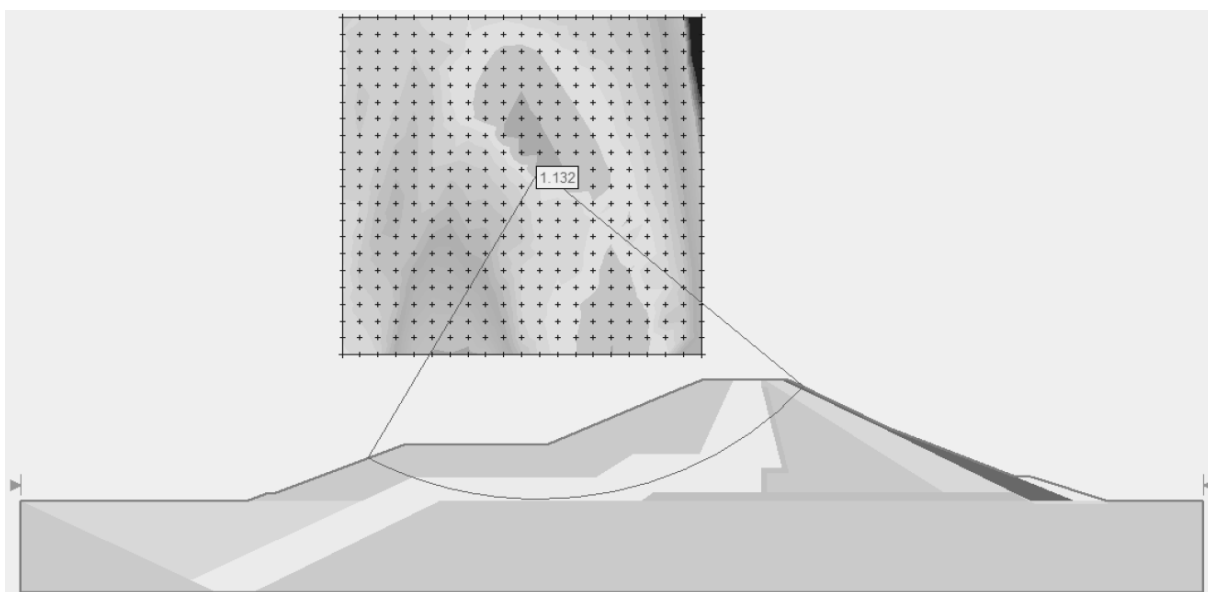


Figura 6.27 – Fator de segurança crítico, análise com seções circulares (Silva Filho & Futai, 2006)

A análise com superfícies circulares resultou em fatores de segurança mais altos. O FS crítico para a superfície não-circular foi de 1,045 e para a superfície circular foi de 1,132.

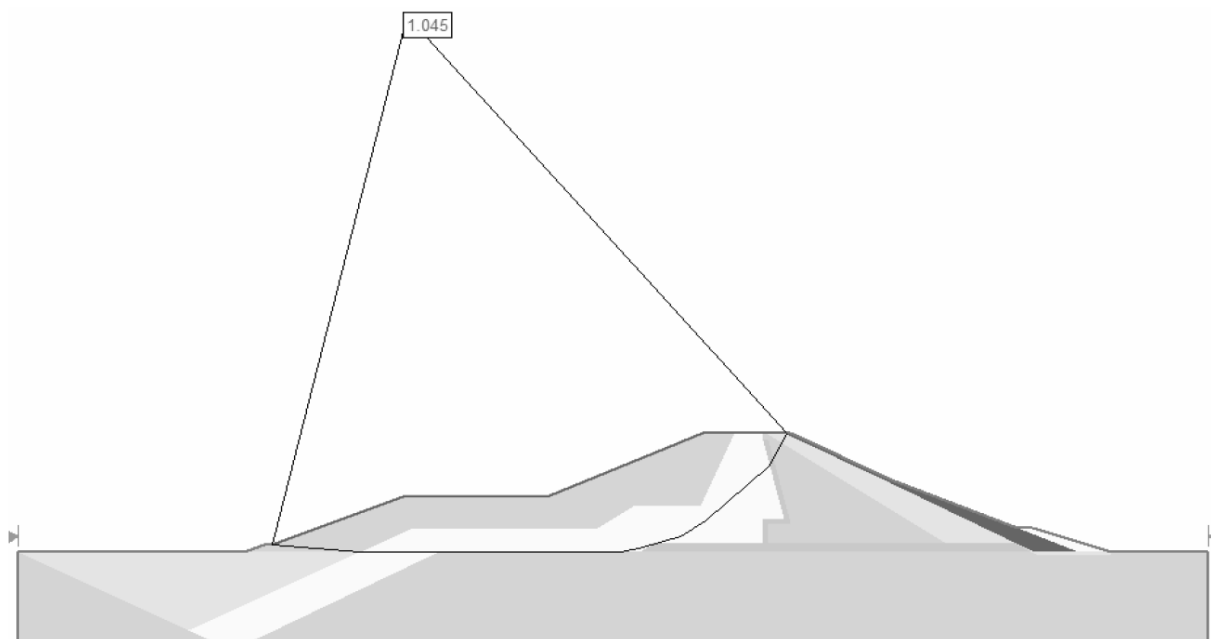


Figura 6.28 – Fator de segurança crítico, análise com seções não-circulares (Silva Filho & Futai, 2006)

Com essas análises, os autores acreditam que a dificuldade de previsão da condição de ruptura do talude de montante, na etapa de projeto, foi gerada pelos seguintes fatores: as poropressões geradas, não previstas, no solo argiloso; a formação de um mecanismo de ruptura com superfície de escorregamento não-circular; e a estimativa do valor da resistência ao cisalhamento mais alto do que o real.

A Figura 6.29 mostra os vetores de deslocamentos obtidos pela redução dos fatores de resistência. Pode-se observar que o método dos elementos finitos possibilita uma previsão realista dos deslocamentos. Uma vez que os deslocamentos máximos se concentram na zona em que aconteceu o deslizamento.

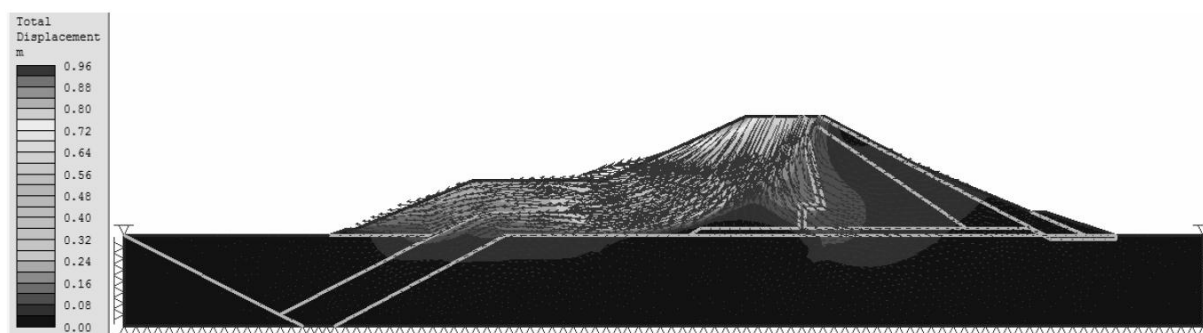


Figura 6.29 – Vetores de deslocamentos totais (Silva Filho & Futai, 2006)

Silva Filho & Futai (2006) não tiveram como objetivo retratar condições muito realistas. Uma vez que não se dispunha de medições de campo nem parâmetros de resistência dos solos da barragem. O artigo teve o propósito de evidenciar a importância dos MEF na análise da estabilidade de taludes.

Pode-se observar que os resultados das análises por equilíbrio limite com superfícies não-circulares também se aproximaram da condição de equilíbrio real do talude. Entretanto, esses resultados foram obtidos com a definição da geometria da superfície de ruptura, o que não é necessário em análises com o MEF.

6.3.4 Análise da estabilidade de uma barragem de terra pelo método dos elementos finitos – Athani *et al.* (2015)

O estudo desenvolvido por Athani *et al.* (2015) consiste na análise, pelo método dos elementos finitos, da estabilidade e do fluxo em uma barragem de terra. Nesta seção será abordada apenas análise da estabilidade. A modelagem foi feita no software PLAXIS 3D.

Foi analisada a influência do módulo de Young (E) e do ângulo de atrito interno dos solos (ϕ) na estabilidade da barragem, através da variação desses parâmetros. Além disso, a análise foi feita para as condições de reservatório cheio; esvaziamento rápido do reservatório, em 5 (RDD1) e 10 (RDD2) dias e esvaziamento lento do reservatório, em 50 dias.

A barragem de terra representativa modelada tem 35 metros de altura, inclinação dos taludes de montante e de jusante de 1 : 2,5 (V : H), Figura 6.30. O nível d'água máximo considerado foi de 30 metros. Os parâmetros dos solos utilizados para a análise estão apresentados na Tabela 6.6.

Os valores do ângulo de atrito interno do solo do maciço utilizados foram de 30° e 35°. As condições modeladas são para o reservatório com nível máximo; rebaixamento rápido do NA do reservatório, em 5 e 10 dias; e rebaixamento lento do NA do reservatório, em 50 dias.

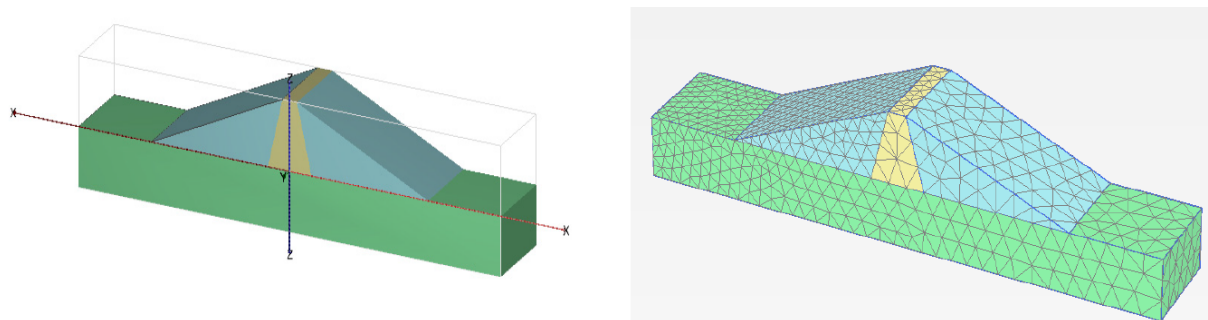


Figura 6.30 – Modelo considerado para o estudo e malha utilizada (Athani *et al.*, 2015)

Tabela 6.6 – Parâmetros dos solos (Athani *et al.*, 2015)

Parâmetros	Maciço	Subsolo	Núcleo
Modelo	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Tipo	Drenado	Drenado	Não Drenado
γ (não saturado e saturado) (kN/m ³)	16; 20	17; 22	16; 18
E' (MPa), μ	50; 0,33	200; 0,25	25; 0,3
C' (kN/m ²), S'_u	5; -	1; -	- ; 10
ϕ' , ψ	30; 1	35; 5	- ; -
k (m/dia)	0,2	0,01	0,0001

A Tabela 6.7 apresenta os fatores de segurança resultantes das análises de estabilidade. Nesta tabela, E_s representa o módulo de *Young* do solo do maciço e E_c representa o módulo de *Young* do núcleo. Os FS consistem em valores aproximados, obtidos em gráficos apresentados em Athani *et al.* (2015).

As análises mostram que, quando o valor de E do solo do maciço excede o do subsolo (200 MPa), o acréscimo de ϕ' resulta em um decréscimo nos valores do FS apenas para o esvaziamento rápido do reservatório.

Tabela 6.7 – Fatores de segurança obtidos nas análises

Situação do Nível D'água	E_s (MPa)	E_c (MPa)	Ângulo de Atrito	FS
NA Máximo	195	102,4	30°	1,6
NA Máximo	195	102,4	35°	1,9
NA Máximo	204,8	102,4	30°	1,7
NA Máximo	204,8	102,4	35°	2,0
Rebaixamento em 5 dias	80	40	30°	0,9
Rebaixamento em 5 dias	80	40	35°	1,1
Rebaixamento em 5 dias	204,8	102,4	30°	0,96
Rebaixamento em 5 dias	204,8	102,4	35°	0,93
Rebaixamento em 10 dias	128	64	30°	1,0
Rebaixamento em 10 dias	128	64	35°	1,2
Rebaixamento em 10 dias	204,8	102,4	30°	0,95
Rebaixamento em 10 dias	204,8	102,4	35°	0,9
Rebaixamento Lento	80	40	30°	1,2
Rebaixamento Lento	80	40	35°	1,4
Rebaixamento Lento	204,8	102,4	30°	0,9
Rebaixamento Lento	204,8	102,4	35°	1,0

Para o reservatório em seu NA máximo, o FS variou de 1,6 a 2,0, o que atesta a estabilidade da barragem para esta condição. Para o rebaixamento rápido do NA do reservatório as análises resultaram em fatores maiores que a unidade apenas para ϕ igual a 35°, para os casos nos quais o valor de E do solo do maciço não excede o do subsolo.

Este estudo possibilitou visualizar, dentre outros aspectos: a redução dos Fatores de Segurança de uma barragem para a condição de rebaixamento rápido do reservatório; e como o aumento de ϕ' e E podem ocasionar reduções no FS em casos de rebaixamento rápido do reservatório.

6.4 Análise da estabilidade de taludes da barragem de Açu

A análise da estabilidade de taludes da barragem de Açu foi executada com o *software* SLOPE/W. A seção modelada corresponde à seção máxima da barragem central, tal como reconstruída após o acidente. Foram simuladas as condições de final de construção, primeiro enchimento e operação do reservatório.

O valor da resistência ao cisalhamento dos solos foi calculado pelo critério de Mohr-Coulomb. Os parâmetros efetivos dos solos, adotados nas análises, são apresentados na Tabela 6.8. As condições de poropressões foram importadas das análises de fluxo, obtidas no SEEP/W.

Tabela 6.8 – Parâmetros de resistência utilizados nas análises de estabilidade

Solo	Coesão (C') kPa	Ângulo de Atrito (ϕ')	Peso Específico (kN/m ³)
Areia (Drenos)	0	40°	19
Enrocamento	0	40°	21
Fundação	0	30°	19
IB	20	27°	20
IB Remanescente	20	27°	20
IIA	50	18°	20

Os Fatores de Segurança críticos foram obtidos pelos métodos de equilíbrio limite e pelo método de tensão-deformação, ou método dos elementos finitos. Estes métodos foram abordados na seção 5.1.

6.4.1 O Programa Slope/W

Este *software* é um componente de um pacote de produtos denominado GeoStudio, desenvolvido pela GeoSlope. Seu código inicial foi desenvolvido pelo professor D. G. Fredlund, da Universidade de Saskatchewan. Foi projetado para ser uma ferramenta de *software* para a análise de estabilidade de estruturas de terra.

De modo geral, o problema é modelado em função dos seguintes componentes: geometria e estratigrafia do talude; geometria das superfícies potenciais de ruptura;

condições de poropressões; parâmetros de resistência do solo; interação solo-estrutura; carregamentos atuantes. (GeoSlope, 2015)

- Geometria e estratigrafia do talude:

A definição do domínio do problema se inicia pela sua modelagem. É nessa etapa que são especificadas as propriedades dos materiais, as condições de submersão do talude e as condições de contorno. O programa permite: a modelagem de materiais descontínuos; a definição de limites impenetráveis à superfície de ruptura (maciços rochosos ou camadas de elevada resistência); a modelagem de fendas superficiais de tração, entre outras considerações.

- Geometria das superfícies potencialmente instáveis:

O *software* admite superfícies de ruptura circulares, compostas, em forma de blocos ou completamente definidas pelo usuário. Esta se torna muito útil, por exemplo, em casos de retroanálises de ruptura de taludes. Para a verificação do FS de uma superfície específica, mesmo que não seja a crítica para os parâmetros adotados. As superfícies circulares podem ser definidas pela linha de entrada e saída do arco e pela grade de centros e raios.

- Condições de poro-pressões

As condições de poropressões no maciço podem ser determinadas pelo coeficiente de geração de poropressões (r_u); pela definição de linhas piezométricas; e podem ser importadas de análises de fluxo do SEEP/W.

O coeficiente r_u , definido pelo usuário, rege o desenvolvimento das poropressões no solo submetido à carregamentos como aterros sobrejacentes. Além disso, é permitido ao usuário definir linhas piezométricas independentes para cada material, o que simularia, por exemplo, condições de artesianismo.

O Slope/W também permite a importação de dados de poropressões do Seep/W, que é utilizado para análises de percolação por elementos finitos.

- Propriedades dos materiais

As análises de estabilidade podem ser baseadas em parâmetros totais ou efetivos. Uma vez que o usuário pode determinar os coeficientes para o cálculo da resistência ao cisalhamento (Mohr-Coulomb) em termos totais (c e ϕ) ou efetivos (c' e ϕ'). O *software* também admite considerar a anisotropia de resistência.

- Carregamentos atuantes e interação solo-estrutura

Podem ser incluídos na modelagem carregamentos externos, sejam eles oriundos de cargas distribuídas ou concentradas. Além de cargas, análises pseudo-estáticas permitem a simulação de abalos sísmicos através da aplicação de uma aceleração instabilizante horizontal da gravidade. O Slope/W também permite a análise da estabilidade de taludes artificialmente estabilizados, pela simulação de cargas concentradas lineares, de tirantes, de solo grampeado e de geossintéticos.

6.4.2 Análise da estabilidade no fim do período construtivo

A análise foi feita para superfícies de ruptura circulares, definidas no programa pelas linhas de entrada e saída. Os Fatores de Segurança foram calculados pelos métodos de equilíbrio limite disponíveis no *software* e pelo MEF, que considera o comportamento tensão-deformação do solo. Neste método, o estado de tensões do solo e as poropressões foram importados da análise tensão-deformação do período construtivo, no Sigma/W.

A estabilidade do talude de montante foi analisada para os solos em condição drenada. Exceto o solo argiloso do *cut-off*, que foi considerado em condição não drenada, em função da sua baixa permeabilidade. Com isso, na etapa de construção, o ângulo de atrito adotado para este solo foi nulo.

Foram analisadas cerca de cem superfícies de ruptura. Os valores dos fatores de segurança mínimos obtidos estão apresentados na Tabela 6.9. As superfícies potenciais de ruptura resultantes das análises estão representadas no Apêndice D.

Dos métodos utilizados para a análise da condição de estabilidade no final do período construtivo, o de Lowe-Karafiath resultou em um FS menor do que a unidade. Os demais métodos de equilíbrio limite forneceram um FS médio de 1,6, enquanto a análise tensão-deformação, pelo MEF, forneceu um FS mínimo de 1,7. Ambos os valores mais altos do que o FS mínimo recomendado pela literatura para a fase final de construção, que é de 1,25 a 1,40.

Tabela 6.9 – Fatores de segurança mínimos obtidos para o talude de montante, no final do período construtivo

Métodos	FS mínimos
Ordinário	1,606
Bishop	1,691
Janbu	1,563
Spencer	1,690
Morgenstern-Price	1,690
Corps of Engineers #1	1,344
Corps of Engineers #2	1,332
Lowe-Karafiath	0,834
Tensão-Deformação	1,667

O método de Lowe-Karafiath admite apenas o equilíbrio de forças horizontais para o cálculo do FS. Além disso, a direção da resultante das forças de interação entre fatias é a média entre as inclinações do talude e da base da fatia. Dessa forma, a inclinação do talude em cada fatia interfere diretamente na direção da força resultante da interação entre fatias, o que altera sensivelmente o FS.

A superfície potencial de ruptura determinada para este método incluiu grande número de fatias da crista e do talude de jusante. As inclinações das faces superiores dessas fatias produziram uma redução no FS para essa superfície potencial de ruptura. Entretanto, para uma superfície de ruptura semelhante às dos demais métodos, o FS fornecido por Lowe-Karafiath passa a ser 1,332 (Apêndice D). Apesar de baixo, este valor se encontra mais próximo dos valores fornecidos pelos demais métodos.

Para a análise de estabilidade do talude de jusante no final da construção, foram analisadas, para cada método, cerca de 50 superfícies de deslizamento circulares. Os fatores de segurança mínimos obtidos estão listados na Tabela 6.10.

Tabela 6.10 – Fatores de segurança mínimos obtidos para o talude de jusante no final do período construtivo

Métodos	FS mínimos
Ordinário	1,502
Bishop	1,605
Janbu	1,487
Spencer	1,603
Morgenstern-Price	1,603
Corps of Engineers #1	1,606
Corps of Engineers #2	1,614
Lowe-Karafiath	1,607
Tensão-Deformação	1,594

Os métodos baseados no equilíbrio limite forneceram um fator de segurança médio de 1,6. Valor semelhante ao fator de segurança mínimo resultante da análise tensão-deformação. Ambos maiores que o FS mínimo recomendado para final de construção, 1,4.

6.4.3 Análise da estabilidade no primeiro enchimento do reservatório

O enchimento do reservatório foi simulado em aproximadamente 22 meses. Nesta situação, as forças de percolação da água atuam no sentido de estabilizar o talude de montante. Por essa razão, a superfície potencial de ruptura do talude de

montante tende a se localizar acima do nível d'água do reservatório. Como se percebe nas superfícies resultantes das análises, apresentadas no Apêndice D.

Na análise da estabilidade do talude de montante foram consideradas cerca de cem superfícies de deslizamento circulares. Os fatores de segurança críticos estão apresentados na Tabela 6.11.

Tabela 6.11 – Fatores de segurança mínimos obtidos para o talude de montante para o primeiro enchimento do reservatório

Métodos	FS mínimos
Ordinário	2,497
Bishop	2,672
Janbu	2,410
Spencer	2,666
Morgenstern-Price	2,666
Corps of Engineers #1	2,091
Corps of Engineers #2	1,956
Lowe-Karafiath	0,655
Tensão-Deformação	1,731

Da mesma forma que para a análise da estabilidade no final da construção, o método de Lowe-Karafiath forneceu um fator de segurança menor do que a unidade. Esse fator de segurança não pode ser considerado como realístico, pois indica a ruptura do talude de montante com o primeiro enchimento do reservatório.

Os demais métodos baseados no equilíbrio limite resultaram em um FS médio de 2,4. Enquanto o FS da análise baseada no comportamento tensão-deformação do solo foi de 1,7. O FS mínimo recomendado para esta fase é de 1,5 e a maioria das análises resultaram em valores consideravelmente superiores a este.

Para a análise do talude de jusante, os fatores de segurança críticos, na condição de primeiro enchimento do reservatório, estão apresentados na Tabela 6.12. As superfícies potenciais de ruptura resultantes das análises estão representadas no Apêndice D.

Tabela 6.12 – Fatores de segurança mínimos obtidos para o talude de jusante no primeiro enchimento do reservatório

Métodos	FS mínimos
Ordinário	1,523
Bishop	1,640
Janbu	1,520
Spencer	1,638
Morgenstern-Price	1,639
Corps of Engineers #1	1,642
Corps of Engineers #2	1,651
Lowe-Karafiath	1,643
Tensão-Deformação	1,628

Para a condição de primeiro enchimento, todos os métodos de análise utilizados forneceram fatores de segurança para o talude de jusante maiores que 1,5. A média dos FS para os métodos baseados no equilíbrio limite foi de 1,6. Valor semelhante ao FS resultante da análise tensão-deformação. Valor semelhante ao obtido para este talude na análise anterior. Isso indica que, no primeiro enchimento, a estabilidade do talude de jusante não é afetada pelas poropressões provenientes da percolação da água no interior do maciço.

A análise da estabilidade do talude de jusante gerou fatores de segurança críticos menores do que os do talude de montante. O que era esperado, uma vez que

a atuação da água neste talude não aumenta sua estabilidade, como o faz com o de montante.

Além disso, ambas as análises resultaram em fatores de segurança médios maiores do que 1,5. Isso comprova a estabilidade da obra na condição de primeiro enchimento.

6.4.4 Análise da estabilidade no período de operação do reservatório

Para análise do talude de montante na condição de operação do reservatório foram consideradas cerca de cem superfícies potenciais de ruptura circulares. Os fatores de segurança obtidos pelas análises estão apresentados na Tabela 6.13. As superfícies potenciais de ruptura resultantes das análises estão representadas no Apêndice D.

Tabela 6.13 – Fatores de segurança mínimos obtidos para o talude de montante para a condição de operação do reservatório

Métodos	FS mínimos
Ordinário	2,492
Bishop	2,663
Janbu	2,406
Spencer	2,658
Morgenstern-Price	2,657
Corps of Engineers #1	2,050
Corps of Engineers #2	1,939
Lowe-Karafiath	0,657
Tensão-Deformação	1,324

Dos métodos de análise baseados no equilíbrio limite, o método de Lowe-Karafiath gerou fator de segurança menor que a unidade. A média dos fatores de segurança dos demais métodos deste grupo é de 2,4. Entretanto, a análise baseada no comportamento tensão-deformação forneceu um fator de segurança menor do que o recomendado. Apesar de estar abaixo do recomendado, não indica a iminência da ruptura da barragem.

Para a análise do talude de jusante para a condição de operação do reservatório foram analisadas cerca de 50 superfícies de ruptura circulares. Nenhuma das análises forneceu fator de segurança menor do que o recomendado para o talude de jusante na condição de operação do reservatório, Tabela 6.14. A média do FS resultantes dos métodos baseados no equilíbrio limite é de 1,6. Valor semelhante ao obtido pelo método baseado no comportamento tensão-deformação do solo. As superfícies potenciais de ruptura resultantes das análises do talude de jusante estão representadas no Apêndice D.

Tabela 6.14 – Fatores de segurança mínimos obtidos para o talude de jusante para a condição de operação do reservatório

Métodos	FS mínimos
Ordinário	1,513
Bishop	1,663
Janbu	1,521
Spencer	1,671
Morgenstern-Price	1,671
Corps of Engineers #1	1,665
Corps of Engineers #2	1,699
Lowe-Karafiath	1,686
Tensão-Deformação	1,631

A maioria das superfícies críticas para esta condição prolongaram-se pelas fundações. Esse fato ocorre em virtude do aumento da poropressão, com o estabelecimento do fluxo pelas fundações. O aumento das poropressões diminui tensão normal e, conseqüentemente, a resistência do aluvião, o que diminui o FS das superfícies de ruptura que atravessam este solo.

6.4.5 Considerações finais sobre a análise da estabilidade de taludes da barragem de Açú

As análises de estabilidade foram realizadas para o final do período construtivo, primeiro enchimento e para a condição de operação do reservatório. O Fator de segurança médio do talude de montante foi mais baixo no período construtivo do que nos demais. A análise da estabilidade do talude de jusante, por sua vez, resultou em FS aproximadamente constantes para as três condições modeladas.

Na análise de estabilidade do talude de montante no fim do período construtivo os solos do maciço foram modelado como drenado e o solo IIA, não-drenado. Esta análise forneceu um fator de segurança médio de 1,6 para os métodos de equilíbrio limite e 1,7 para o método tensão-deformação, com exceção do método de Lowe-Karafiath, cujo FS foi de 0,834.

Entretanto, percebe-se que este valor é influenciado pela forma da superfície de ruptura, que atravessa o talude de jusante. Ao se ajustar a forma desta superfície, o método forneceu um FS de 1,3, valor mais próximo à média dos demais.

Para a análise do talude de jusante na fase final de construção, o solo do maciço também foi considerado drenado e o do *cut-off*, não-drenado. A média dos fatores de segurança obtidos pelos métodos de equilíbrio limite foi de 1,6. Valor semelhante ao obtido pela análise tensão-deformação.

A literatura recomenda, para a fase final de construção, fatores de segurança mínimos de 1,25 a 1,4. Logo, ambos os taludes da barragem de Açú são considerados estáveis para as condições adotadas.

A análise da estabilidade dos taludes para o primeiro enchimento do reservatório gerou FS do talude de montante maiores do que a análise anterior. O método de Lowe-Karafiath novamente forneceu um FS menor do que a unidade, mas

os demais métodos de equilíbrio limite forneceram um FS médio de 2,4 e a análise tensão-deformação, 1,7.

Logo, se considera que o método de Lowe-Karafiath novamente forneceu um FS não realístico para o talude de montante. Além disso, os FS resultantes dos demais métodos são consideravelmente superiores ao mínimo recomendado pela literatura para esta fase, que é 1,5.

A média dos FS obtidos pela análise do talude de jusante, para a etapa de primeiro enchimento é de 1,6, valor igual ao obtido para o final do primeiro enchimento. Isso indica que as poropressões resultantes da percolação da água pelo maciço não afetam a estabilidade do talude de jusante na etapa de primeiro enchimento.

Os fatores de segurança obtidos para os taludes de montante e jusante foram superiores ao valor mínimo recomendado pela literatura. Portanto, a modelagem numérica confirmou a condição estável dos taludes também para a condição de primeiro enchimento do reservatório.

Por fim, a análise da estabilidade dos taludes no período de operação do reservatório. Na análise do talude de montante, o método de Lowe-Karafiath novamente forneceu um FS menor do que a unidade. O FS obtido com o método de tensão-deformação foi de 1,3. Entretanto, os demais métodos baseados no equilíbrio limite, forneceram um valor médio de 2,4.

O fato de o método baseado no comportamento tensão-deformação do solo ter fornecido um FS abaixo do recomendado não indica instabilidade da barragem. Significa que as tensões atuantes são menores do que a resistência dos solos, mas não tanto quanto recomendado no meio técnico. Além disso, os outros métodos forneceram FS muito superiores. Quanto ao talude de jusante, todos os métodos forneceram FS de cerca de 1,6.

Os resultados das análises evidenciam que os métodos podem gerar FS distintos. Em função das simplificações adotadas por cada um, para solucionar a hiperestaticidade do problema de equilíbrio. O que não significa que os métodos produzam FS certos ou errados. Entretanto, cabe ao responsável técnico avaliar a situação para assegurar que o resultado seja o mais realístico possível.

Além disso, as análises demonstraram algumas das influências da percolação de água na estabilidade de taludes. Seja com o aumento da estabilidade do talude de

montante, o que pode ocasionar o posicionamento da superfície potencial acima do nível d'água. Seja com a alteração das condições de poropressões nas fundações, o que resulta em superfícies potenciais que atravessam esses solos.

CAPÍTULO 7

Análise Hidromecânica do Comportamento da Barragem de Açu

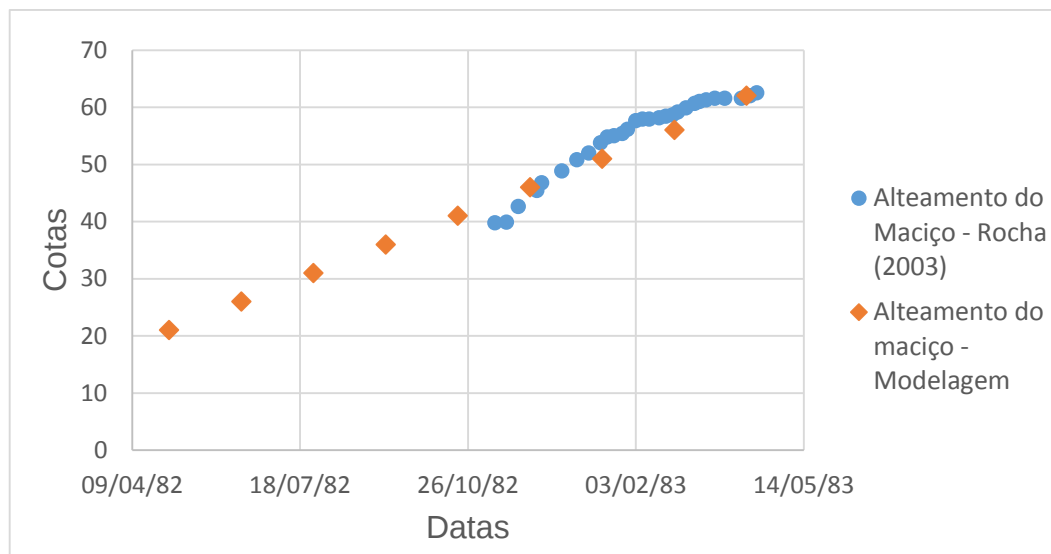
7.1 Introdução

Neste capítulo são apresentadas análises comparativas dos resultados das modelagens com os dados da instrumentação disponíveis em Rocha (2003). As etapas analisadas consistem na fase de construção da barragem, primeiro enchimento e operação do reservatório. O comportamento da barragem quanto às variações recalques, poropressões e à estabilidade de talude foi analisado em cada etapa, separadamente.

7.2 Análise da etapa construtiva da barragem

A modelagem do período construtivo da barragem de Açu foi dividida em oito etapas. Cada uma delas corresponde ao incremento de uma camada de solo de cerca de 5 metros de espessura. O gráfico da Figura 7.1 compara o alteamento da barragem, de acordo com dados de Rocha (2003) e a elevação do aterro na modelagem.

Os dados da construção são disponibilizados a partir de 11/11/1982, quando a construção já ultrapassava a cota de 39 m. Entretanto, a figura mostra uma boa concordância entre a velocidade de construção e a velocidade considerada na análise numérica.



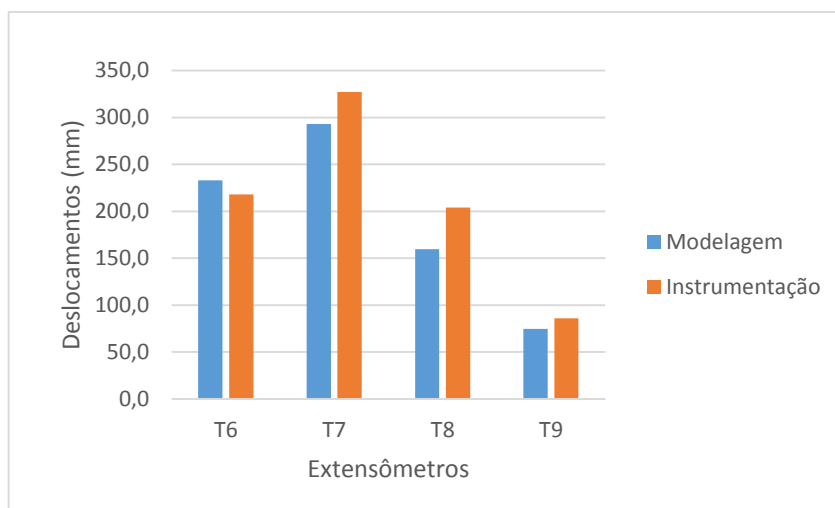


Figura 7.3 – Instrumentação *versus* modelagem, extensômetros T6 a T9, no fim do período construtivo

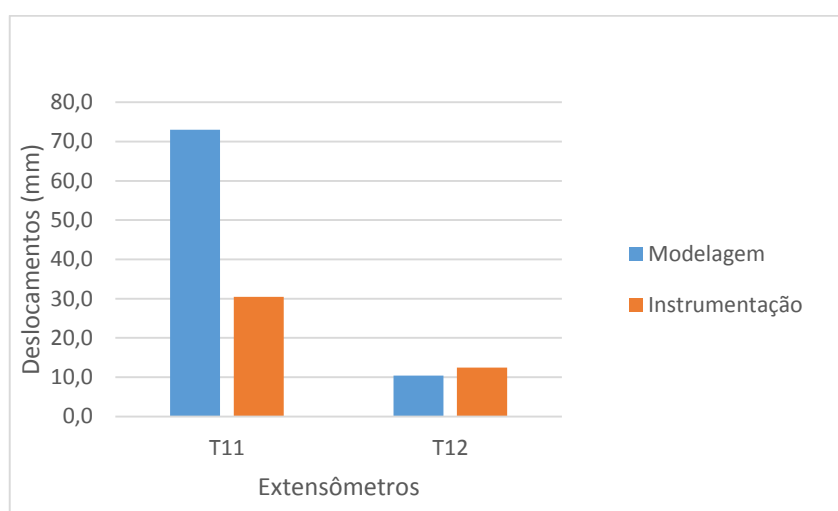


Figura 7.4 – Instrumentação *versus* modelagem, extensômetros T11 e T12, no fim do período construtivo

A Tabela 7.1 relaciona as leituras e o resultados da modelagem para o final do período construtivo e as diferenças entre esses valores. Os deslocamentos são apresentados em centímetros e são relacionadas as diferenças entre os dados da instrumentação e da modelagem. Quando esses valores são positivos, indica que os valores lidos são superiores aos resultantes da modelagem.

Tabela 7.1 – Comparação entre os resultados da modelagem e os dados da instrumentação, para deslocamentos verticais, no fim do período construtivo

Extensômetros	Deslocamentos Instrumentação (cm)	Deslocamentos Modelagem (cm)	Diferença (cm)	Diferença (%)
T1	20,1	20,8	- 0,6	3,1 %
T2	16,6	16,5	0,1	0,3 %
T3	13,9	12,9	0,9	6,6 %
T4	4,3	4,4	- 0,1	2,7 %
T6	21,8	23,3	- 1,5	6,9 %
T7	32,7	29,3	3,4	10,4 %
T8	20,4	15,9	4,4	21,7 %
T9	8,6	7,5	1,1	13,1 %
T11	3,1	7,3	- 4,2	135,4 %
T12	1,2	1,1	0,2	16,4 %

A maior diferença é observada no extensômetro T11. Neste instrumento, o resultado da modelagem é 4,2 cm maior do que o deslocamento registrado pelo instrumento, quando este é de 3,1 cm, por isso, a diferença resultante da comparação é maior do que cem por cento. Os extensômetros a jusante do filtro apresentaram diferenças menos expressivas entre modelagem e instrumentação, com valor máximo de 6,6%, no T3.

Essa diferença pode indicar que o módulo de deformabilidade deste solo é maior do que o valor utilizado na análise. Entretanto, o aumento deste módulo não acarreta uma diminuição expressiva no deslocamento obtido, visto que a carga aplicada é a resultante apenas do peso do solo acima do *cut-off*. Isso leva a crer que a diferença obtida pode ser um indicativo de que a ascensão do nível d'água, não considerada na modelagem, influenciou o comportamento deste solo. Para resolver essa questão, é necessário o estudo do comportamento do solo sob condições de submersão.

Não foram identificadas poropressões na etapa de construção. Por isso, os solos foram modelados como drenados e não foi feita a análise comparativa de poropressões para esta etapa.

7.2.2 Análise comparativa da estabilidade de taludes

As análises da estabilidade de taludes para a fase construtiva foram feitas com os métodos baseados no equilíbrio-limite e com o método dos elementos finitos, em termos de tensões efetivas. Rocha (2003) apresenta fatores de segurança para esta etapa obtidos pelo método de Morgenstern-Price, pelo método de Bishop e com o programa STABL. A Tabela 7.2 apresenta os valores resultantes da modelagem e aqueles disponíveis no trabalho de Rocha (2003).

Tabela 7.2 – Análise da estabilidade, final do período construtivo, métodos utilizados e fatores de segurança obtidos

Fonte	Método / Programa	Fatores de Segurança	
		Talude de Montante	Talude de Jusante
Rocha (2003)	STABL	1,87	-
	Morgenstern-Price	2,19	-
	Bishop	1,92	1,68
Análise SLOPE/W	Equilíbrio-Limite (Média)	1,6	1,6
	MEF	1,7	1,6

A análise com o *software* SLOPE/W resultou em fatores de segurança mais baixos do que aqueles apresentados por Rocha (2003), para o talude de montante. Para o talude de jusante, os valores obtidos nessas análises são semelhantes. Ambas as análises apresentaram FS superiores ao mínimo recomendado pela literatura, que é de 1,25 a 1,4, o que atesta a estabilidade da barragem para a etapa construtiva.

7.3 Análise do primeiro enchimento da barragem

O primeiro enchimento do reservatório ocorreu de 17 de abril de 1983 a 18 de fevereiro de 1985. Houve uma pequena ascensão deste nível durante a etapa construtiva, mas foi desconsiderada na modelagem. O gráfico da Figura 7.5 compara a variação do NA do reservatório medida em campo e a utilizada na modelagem.

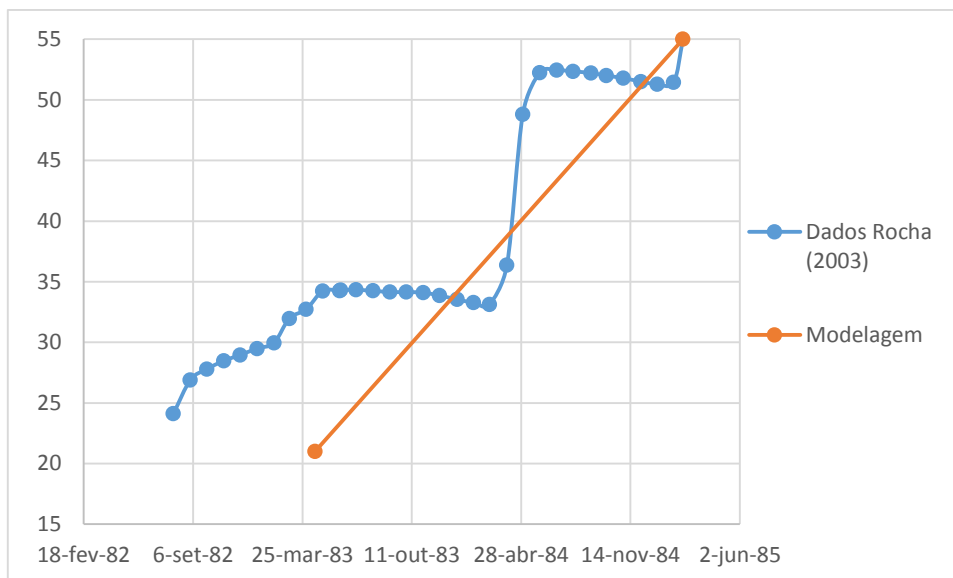


Figura 7.5 – Variação do NA do reservatório no primeiro enchimento

A figura mostra que o primeiro enchimento do reservatório não se deu de modo constante. Em alguns períodos, esse nível se mantém constante e sofre diminuições. Esses detalhes não são incluídos na modelagem, que considera a elevação em taxa proporcional constante.

7.3.1 Análise comparativa dos deslocamentos verticais

Os gráficos das Figuras 7.6, 7.7 e 7.8 comparam os valores dos deslocamentos resultantes da modelagem e os registros da instrumentação, no final do primeiro enchimento do reservatório. São comparados os deslocamentos nos extensômetros T1 ao T4 e T6 ao T9, no final deste período. Os extensômetros T11 e T12 tiveram seu tubo obstruído pela subida do nível d'água, por isso os últimos valores lidos são comparados aos valores da modelagem correspondentes ao mesmo período.

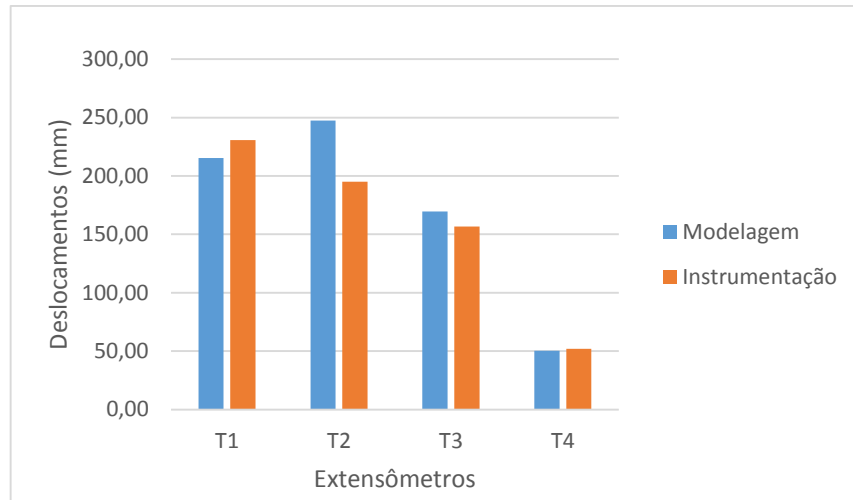


Figura 7.6 – Instrumentação *versus* modelagem, extensômetros T1 a T4, final do primeiro enchimento

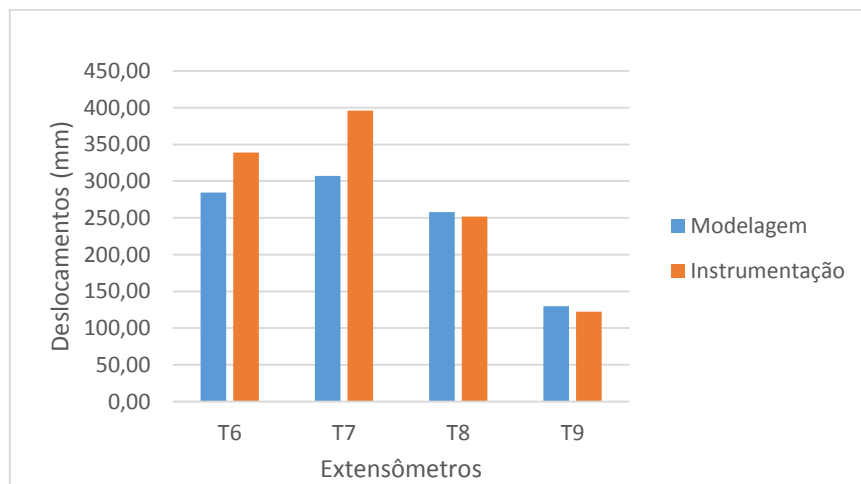


Figura 7.7 – Instrumentação *versus* modelagem, extensômetros T6 a T9, final do primeiro enchimento

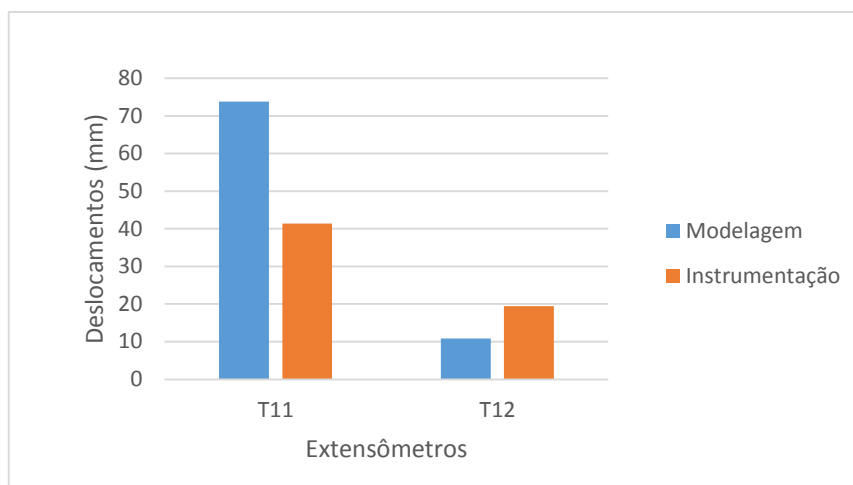


Figura 7.8 – Instrumentação *versus* modelagem, extensômetros T11 e T12, final do primeiro enchimento

A Tabela 7.3 relaciona as leituras e o resultados da modelagem para o final do primeiro enchimento, com os deslocamentos em centímetros. São apresentadas também as diferenças, em centímetros e em porcentagem, entre os dados da instrumentação e os resultados da modelagem.

Tabela 7.3 – Comparação entre os resultados da modelagem e os dados da instrumentação, para deslocamentos verticais, no fim do primeiro enchimento

Extensômetros	Deslocamentos Instrumentação (cm)	Deslocamentos Modelagem (cm)	Diferença (cm)	Diferença (%)
T1	23,1	21,5	1,6	6,9 %
T2	19,5	24,7	- 5,2	26,6 %
T3	15,7	16,9	- 1,2	7,6 %
T4	5,2	5,0	0,2	4 %
T6	33,9	28,5	5,4	15,9 %
T7	39,6	30,7	8,9	22,4 %
T8	25,1	25,8	- 0,7	2,8 %
T9	12,2	12,9	-0,7	5,7 %
T11	4,1	7,3	- 3,2	78,0 %
T12	1,9	1,1	0,8	42 %

A análise mostra que os extensômetros instalados a jusante apresentaram menores diferenças entre os dados da instrumentação e os resultados da modelagem, com valor máximo de 26,6%, no T3. Essas diferenças, apesar de expressivas, vistas em porcentagem, não são tão discrepantes, do ponto de vista de engenharia de barragens. A maior divergência, obtida no extensômetro T11, foi de 78%, entretanto, corresponde a 3,2 centímetros.

7.3.2 Análise comparativa das poro-pressões

No final do primeiro enchimento, a perda de carga no *cut-off* foi de cerca de 33 metros, pelos dados da instrumentação, e de 34 metros pela análise numérica. Os piezômetros PZC1 ao PZC6 foram obstruídos com a subida do nível d'água do reservatório. O gráfico da Figura 7.9 compara os valores de poropressões registrados pelos piezômetros aptos a leituras e os resultantes da modelagem, para o fim do primeiro enchimento do reservatório.

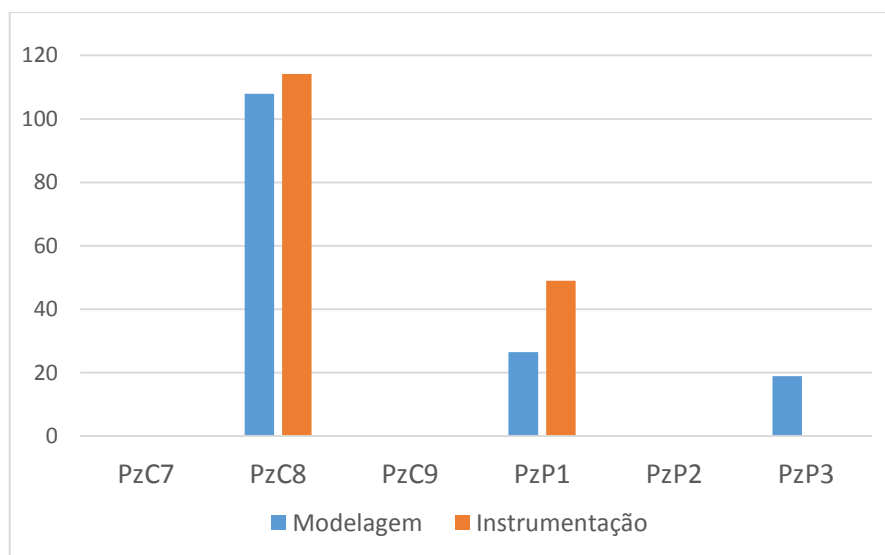


Figura 7.9 – Piezometria: modelagem *versus* instrumentação no final do primeiro enchimento

Os piezômetros pneumáticos, PZPs, foram instalados no maciço da barragem, a montante do filtro. O piezômetro PZC7 foi posicionado a jusante do filtro, próximo ao tapete drenante; o PZC9 no interior deste tapete; e o PZC8, no solo de fundação.

As diferenças entre as poropressões registradas e as resultantes da modelagem são relacionadas na Tabela 7.4. As poropressões registradas no PZP2 foram nulas, tanto na modelagem, quanto nos registros da instrumentação. As poropressões nulas no PZC7 indicam que a frente de saturação não ultrapassa o filtro vertical e, no caso do PZC9, essa nulidade indica o funcionamento adequado do tapete drenante.

Tabela 7.4 – Piezometria: comparação entre os resultados da modelagem e os dados da instrumentação, no fim do primeiro enchimento

Piezômetros	Poropressões Instrumentação (kPa)	Poropressões Modelagem (kPa)	Diferença (kPa)	Diferença (%)
PZC7	0	0	-	-
PZC8	114,2	108,0	6,2	5,4 %
PZC9	0	0	-	-
PZP1	49,0	26,0	23	46 %
PZP2	0	0	-	-
PZP3	0	19	19	-

A maior divergência é identificada no piezômetro PZP1, de 23 kPa. Entretanto, outros autores que estudaram o fluxo na barragem de Açu obtiveram divergências mais significativas neste instrumento. Isso indica que erros de instalação ou de leitura podem estar mascarando os valores de poropressões atuantes no ponto de instalação do instrumento. Pode ocorrer também alguma heterogeneidade no solo, que por ser desconhecida, não foi considerada nas modelagens.

7.3.3 Análise da estabilidade de taludes

Segundo Rocha (2003), não foram realizadas análises de estabilidade para a fase de primeiro enchimento do reservatório. Por isso nesta seção serão apresentados os resultados da análise de estabilidade, de forma breve. A Tabela 7.5 lista os fatores de segurança obtidos neste trabalho pelo *software* SLOPE/W.

Tabela 7.5 – Análise da estabilidade no final do primeiro enchimento, métodos utilizados e fatores de segurança obtidos

Fonte	Método / Programa	Fatores de Segurança	
		Talude de Montante	Talude de Jusante
Análise SLOPE/W	Equilíbrio-Limite (Média)	2,4	1,6
	MEF	1,7	1,6

Pode observar um acréscimo no FS do talude de montante, em relação à fase anterior. Isso ocorre devido à ação estabilizadora da água neste talude, durante o primeiro enchimento do reservatório. Além disso, os FS para os taludes de montante e de jusante no final do primeiro enchimento são superiores ao mínimo recomendado pela literatura para esta fase, que é 1,5. Portanto, a estabilidade da barragem foi comprovada, também para o período de primeiro enchimento do reservatório.

7.4 Análise da barragem no período de operação do reservatório

Para a simulação do período de operação do reservatório, foi considerado o intervalo de tempo a partir do final do primeiro enchimento, 19 de fevereiro de 1985, até a data dos últimos registros de leitura, no final de 1999. Neste período o nível d'água do reservatório foi considerado constante, na cota de 55 m.

7.4.1 Análise comparativa dos deslocamentos verticais

Os extensômetros instalados a montante do filtro tiveram seus tubos obstruídos pela ascensão do nível d'água do reservatório. O gráfico da Figura 7.10 compara os deslocamentos medidos e os resultantes da modelagem, no final do período analisado, para os extensômetros T1 ao T4, instalados a jusante do filtro. A Tabela 7.6 apresenta os valores desses recalques, em centímetros, e as diferenças entre a modelagem e a instrumentação, em centímetros e em porcentagens.

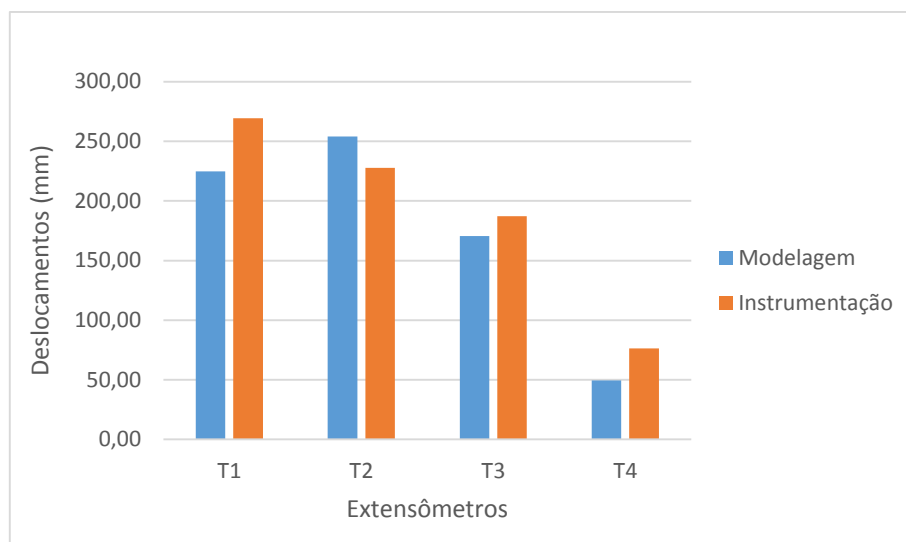


Figura 7.10 – Instrumentação *versus* modelagem, extensômetros T1 ao T4, no final da fase de operação analisada

Tabela 7.6 – Comparação entre os resultados da modelagem e os dados da instrumentação, para deslocamentos verticais, no fim da fase de operação

Extensômetros	Deslocamentos Instrumentação (cm)	Deslocamentos Modelagem (cm)	Diferença (cm)	Diferença (%)
T1	26,9	22,5	4,4	16,4 %
T2	22,8	25,4	-2,6	11,4 %
T3	18,7	17,1	1,6	8,6 %
T4	7,6	5,0	2,6	34 %

As maiores divergências foram nos extensômetros T1, em centímetros, e no T4, em porcentagem. Essas diferenças foram de 4,4 cm no T1 e de 2,6 cm no T4. Os deslocamentos para a fase de operação, resultaram em diferenças mais significativas do que as fases anteriores. Entretanto, do ponto de vista de engenharia de barragens, não apresentam valores intoleráveis, de modo que a análise pode ser considerada satisfatória.

7.4.2 Análise comparativa das poro-pressões

No final do período operação considerado, a perda de carga no *cut-off* continuou apresentando valores próximos: 33 metros pelos dados da instrumentação e 34 metros pelos resultados da análise. Com a obstrução dos piezômetros PZC1 a PZC6, PZC8 e PZC9, apenas os piezômetros pneumáticos (PZP1, PZP2 e PZP3) e o piezômetro PZC7 continuaram operantes. O gráfico da Figura 7.11 compara os valores de poropressões registrados por estes piezômetros e os resultantes da modelagem, para o fim do período de operação do reservatório.

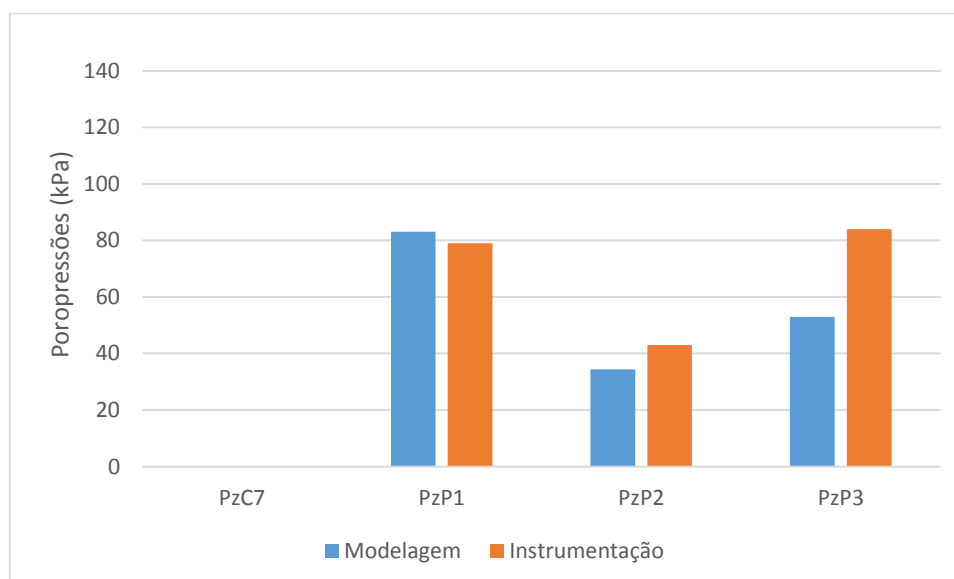


Figura 7.11 – Piezometria: modelagem *versus* instrumentação no final do período de operação considerado

O piezômetro PZC7 continuou apresentando leituras nulas, o que indica que a água no interior do maciço é interceptada pelo filtro vertical e não alcança o solo a jusante deste. A Tabela 7.7 apresenta os valores das poropressões resultantes da modelagem e da instrumentação, bem como a diferença entre eles, em kPa e em porcentagem.

Tabela 7.7 – Piezometria: comparação entre os resultados da modelagem e os dados da instrumentação no fim do período de operação

Piezômetros	Poropressões Instrumentação (kPa)	Poropressões Modelagem (kPa)	Diferença (kPa)	Diferença (%)
PZC7	0	0	-	-
PZP1	79	83	- 4	5,1 %
PZP2	43	34	9	20,9 %
PZP3	84	53	31	36,9 %

A maior divergência pode ser visualizada no piezômetro PZP3. Neste instrumento, a poro-pressão resultante da análise foi 31 kPa mais baixa do que o resultado da instrumentação. Essa diferença, apesar de ser significativa, é inferior àquelas obtidas em outros trabalhos. Sendo assim, considerando a complexidade da seção analisada e as divergências obtidas por outros autores, considera-se os resultados da análise satisfatórios.

7.4.3 Análise comparativa da estabilidade de taludes

As análises da estabilidade de taludes para a fase construtiva foram feitas com o métodos baseados no equilíbrio-limite e com o método dos elementos finitos, em termos de tensões efetivas. Rocha (2003) apresenta fator de segurança para esta etapa apenas para o talude de jusante, obtido pelo método de Bishop. A Tabela 7.8 apresenta uma comparação entre esses valores.

Para o talude de jusante, as análises com o *software* SLOPE/W forneceram fatores de segurança próximos ao de Rocha (2003) e superiores ao mínimo recomendado pela literatura para a fase de construção, 1,5. Para o talude de montante, os métodos baseados no equilíbrio limite forneceram fatores de segurança elevados. Entretanto, o método dos elementos finitos, que considera o comportamento tensão-deformação dos solos, forneceu um fator de segurança inferior ao recomendado.

Tabela 7.8 – Análise da estabilidade, final do período de operação considerado, métodos utilizados e fatores de segurança obtidos

Fonte	Método / Programa	Fatores de Segurança	
		Talude de Montante	Talude de Jusante
Rocha (2003)	Bishop	-	1,68
Análise SLOPE/W	Equilíbrio-Limite (Média)	2,4	1,6
	MEF	1,3	1,6

7.5 Considerações finais

Este capítulo teve como objetivo analisar comparativamente os resultados das modelagens e os dados da instrumentação, agrupando-os por etapas. O comportamento da barragem foi analisado para três etapas: construção do maciço, primeiro enchimento e operação do reservatório.

Na etapa de construção, os resultados da modelagem para os extensômetros instalados a jusante do filtro tiveram menores divergências dos dados da instrumentação do que aqueles instalados a montante. Destes, o extensômetro T11, instalado no solo do cut-off, apresentou maior divergência. Nesta etapa não houve registros de poro-pressões e por isso o material foi modelado como drenado. A análise da estabilidade de taludes gerou FS inferiores aos apresentados por Rocha (2003), porém superiores ao mínimo recomendado pela literatura.

Na análise do primeiro enchimento, as diferenças nos extensômetros a jusante do filtro foram mais acentuadas do que as obtidas na fase anterior; e naqueles a montante, essas diferenças são menores. Entretanto, a divergência mais expressiva continuou sendo no extensômetro T11. Na análise das poropressões, os piezômetros pneumáticos divergiram mais da instrumentação do que os de Casagrande, com uma diferença máxima no PZP1, de 23 kPa ou 46 %. Rocha (2003) não apresentou FS para a etapa de primeiro enchimento do reservatório. O FS obtido para o talude de montante com o MEF foi inferior à média dos métodos baseados no equilíbrio-limite. Entretanto, ambos os métodos resultaram em valores superiores à análise anterior.

Os FS obtidos para o talude de jusante foram semelhantes aos da análises anterior, todos superiores ao mínimo recomendado.

Os dados de deslocamentos, na etapa de operação do reservatório, foram comparados à instrumentação para os extensômetros a jusante do filtro. Entre esses, o T1 apresentou maior diferença entre o resultado da modelagem e a instrumentação. Quanto aos piezômetros, as poropressões obtidas para o PZP3 divergiram mais da instrumentação (31 kPa) do que nos demais piezômetros. Rocha (2003) apresenta para esta etapa, FS apenas para o talude de jusante, que é semelhante ao obtido pela modelagem. Os FS obtidos para o talude de montante pelos métodos baseados no equilíbrio-limite são altos, mas o valor obtido pelo MEF é menor do que o recomendado.

De modo geral, a maior diferença, em centímetros, entre os deslocamentos resultantes das modelagens e os medidos em campo foi identificada no extensômetro T7, no final do primeiro enchimento (8,9 cm). Quanto à piezometria, a maior divergência, em kPa, foi obtida no PZP3, na etapa de longo prazo (31 kPa), que consiste em um valor inferior ao obtido por outros autores em estudos de fluxo da barragem de Açú. O FS mais baixo para o talude de montante, foi o obtido pelo MEF para a fase de operação do reservatório. Para o talude de jusante, o FS permaneceu constante nas três fases estudadas. Com isso, pode-se concluir que a análise gerou resultados satisfatórios e que os parâmetros utilizados são adequados para caracterizar os materiais da barragem.

REFERÊNCIAS

Aires, Alexandre Duarte B (2006). *Estudo Tensão-Deformação da Barragem de Irapé*. Dissertação de Mestrado – Curso de Engenharia Civil com Ênfase em Geotecnia, Programa de Pós-Graduação do Núcleo de Geotecnia. Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 167 p.

Albuquerque Filho, Luiz Heleno (2004). *Avaliação do Comportamento Geotécnico de Barragens de Rejeitos de Minério de Ferro Através de Ensaio de Piezocone*. Dissertação de Mestrado - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas, UFOP, Ouro Preto. 215 p.

Alkasawneh, Wael; Malkawi, Abdallah I. Hussein; Nusairat, Jamal Hassan; Albataineh, Nermeen (2008): *A comparative study of various commercially available programs in slope stability analysis*. Computers And Geotechnics, [s.l.], v. 35, n. 3, p.428-435, maio 2008. Elsevier BV.

Almeida, Marínis Maria de (2010). *Estudo Tensão-Deformação de Barragem de Terra e Enrocamento*. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geotecnia, Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 139 p.

Athani, Shivakumar S.; Shivamanth; Solanki, C. H.; Dodagoudar, G. R. (2015): *Seepage and Stability Analyses of Earth Dam Using Finite Element Method*. International Conference on Water Resources, Coastal and Ocean Engineering, OCWRCOE 2015. Surathkal, Mangalore, Índia, p. 876 - 883.

Barla, Giovanni; Paronuzzi, Paolo (2013): *The 1963 Vajont Landslide: 50th Anniversary*.

Bennett, Peter (2008): *Distributed Optical Fibre Strain Measurements in Civil Engineering*. Geotechnical Instrumentation News.

Bishop, A. W (1955): *The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes*. Geotechnique, Vol 5, p 7-17.

Bowles, J. E. *Foundation Analysis and Design*. (1988) McGraw-Hill Book Company, Nova York.

BRASIL. Decreto n. 46.892/2015. Relatório: Avaliação dos efeitos e desdobramentos do rompimento da Barragem de Fundão em Mariana-MG. Fev de 2016

Britto, A. M.; Gunn, M. J. (1987) *Critical State Soil Mechanics via Finite Elements*. John Wiley & Sons, Inc.

Brooks, R. H., Corey, A. T. (1964) *Hydraulic Properties of Porous Media*. Colorado State University, Fort Collins. Hydrology Paper, v.3, p.27.

Cavalcante, Rômulo Fontenele (1997): *Análise de Estabilidade de Taludes de Mineração por Métodos do Equilíbrio Limite e Tensão-Deformação*. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília – DF, 156p.

Cavalcante, André Luís Brasil (2004): *Modelagem e Simulação do Transporte por Arraste de Sedimentos Heterogêneos Acoplado ao Mecanismo de Tensão-Deformação-Poropressão aplicado a Barragens de Rejeitos*. Tese de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília – DF, 313 p.

CCI (2003), 11.171-DE-B21-004-b - Barragem – Instrumentação – Locação dos instrumentos – Seção 3.

Cedergren, H. R. (1967): *Seepage, Drainage and Flownets*, New York: John Wiley & Sons.

Chiossi, Nivaldo (2013): *Geologia de Engenharia*. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos,. 424p.

Chuquimuni, Roberth Apolinar Aguilar. *Análise Numérica do Alçamento de Barragens de Terra* (2005). Dissertação de Mestrado - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 165 p.

Cintra, José Carlos A., Aoki, Nelson, Albiero, José Henrique. (2011) *Fundações Diretas: Projeto Geotécnico*. São Paulo: Oficina de Textos, 140 p.

Cjhapius, R.P. (2004) *Predicting the saturated hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ratio*. Canadian Geotechnical Journal v 41, n 5, p 787-795

Clough, R. W.; Woodward, R. J. (1967): "Analysis of Embankment Stresses and Deformations", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. p. 529 – 549.
 Construtora Andrade Gutierrez S. A. *Registros Fotográficos da Execução da Barragem Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves*. Ministério do Interior. Departamento Nacional de Obras Contra as Secas – DNOCS

Correia, R.M (1989): *Um método de equilíbrio limite para a análise de estabilidade de taludes*. Geotecnia, 57, p. 35 - 45.

Cruz, Paulo Teixeira (1996): 100 Barragens Brasileiras: Casos Históricos, Materiais de Construção, Projeto. 2. Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 648 p

Das, Braja M. (2007): *Fundamentos de Engenharia Geotécnica*. Tradução da 6. Ed. Americana. São Paulo

Duncan, J.M.; Byrne, P.; Wong, K.S.; Mabry, P. (1980). Strength, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses. Report No. UBC/GT/80-01. Departamento de Engenharia Civil, Universidade da Califórnia, Berkeley, Califórnia (out of print).

Duncan, J.M.; Chang, C.Y., 1970. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 96, no. SM5, p 1629-1654.

Dunnicliff, J. (1988): Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance. Nova York: editor Wiley-Interscience. Editora Thomson, 608p

Fang, Hsai-Yang. (1975) *Foundation Engineering Handbook*. Van Nostrand Reinhold Company, Nova York, 923 p.

Fellenius, W. (1936) *Calculation of the Stability of Earth Dams*. Proceedings of the Second Congress of Large Dams, Vol. 4, p 445-463.

Fonseca, Alessandra da Rocha. (2003) Auscultação por Instrumentação de Barragens de Terra e Enrocamento para a Geração de Energia Elétrica – Estudo de Caso das Barragens da UHE São Simão. Dissertação de Mestrado - Curso de Engenharia Civil com ênfase em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas, UFOP, Ouro Preto, 158 p.

Fredlund, D. G.; Krahn, J. (1977) *Comparison of Slope Stability Methods of Analysis*. Canadian Geotechnical Journal, 14, p 429-439.

Fredlund, D. G.; Krahn, J.; Pufahl D.E. (1981) *The relationship between limit equilibrium slope stability methods*. In Proceedings of the 10th Conference of the International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering (ISSMFE), Stockholm, Sweden, Vol. 3, pp. 409–416.

Fredlund, D. G.; Rahardjo, H.; Fredlund, Murray D. (2012). *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*. Canadá: John Wiley & Sons, 926 p.

Fredlund, D. G., Xing, A. (1994). Equations for Soil-Water Characteristic Curve. Canadian Geotechnical Journal, v. 31(3). p. 521-532.

Freire, Lisyanne de Vasconcelos. (2016) *Modelagem do Fluxo da Barragem Eng. Armando Ribeiro Gonçalves (Açu/RN) e Análise da Eficácia de Dispositivos de Vedação em Fundação Permeável*. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 73 p.

GeoSlope International Ltda. SEEP/W – User Guide, Versão 2012, Calgary, Alberta – Canada, 2015

GeoSlope International Ltda. SIGMA/W – User Guide, Versão 2012, Calgary, Alberta – Canada, 2015

GeoSlope International Ltda. SLOPE/W – User Guide, Versão 2012, Calgary, Alberta – Canada, 2015.

Gerscovich, Denise M. S. (2012) *Estabilidade de Taludes*. São Paulo: Oficina de Textos, 166 p.

Gerscovich, Denise M. S. (2011) *Fluxo em solos saturados*. Notas de Aulas. Faculdade de Engenharia. Departamento de Estruturas e Fundações. Universidade Estadual do Rio de Janeiro.

Habel, R. Wolfgang; Krebber, Katerina. (2011) *Fiber Optic Sensor Applications in Civil and Geotechnical Engineering*. Federal Institute for Materials Research and Testing; Division VIII.1: Measurement and Testing Technology. Berlim, Alemanha. p 268-280.

HSU, Serge J. C.; Negro Jr, Arsenio. (1980) *Perspectivas de Construção de Barragens de Aterro Hidráulico no Brasil*. XIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Rio de Janeiro.

Hvorslev, M.J. (1951) Time Lag and Soil Permeability in Groundwater Observation. Bulletin N° 36, Waterways Experimental Station, U. S. Corps of Engineers, U. S. Army. Mississippi.

James, Laurence B.; Kiersch, George A.; Leps, Thomas M. (1988) *Lessons from Notable Events: The Baldwin Hills Reservoir Failure*. In: JANSEN, Robert B.. *Advanced Dam Engineering: for Design, Construction and Rehabilitation*. Nova York: van Nostrand Reinhold, Cap. 2. p. 8-16.

Janbu, N. (1954) *Aplications of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis*. In: *Proceedins of European Conference on the Stability of Earth Slopes*, Estocolmo, Vol. 3, p. 39-43.

Jansen, Robert B. (1987) *A Review of the Baldwin Hills Reservoir Failure*. Engineering Geology, Amsterdam, p.7-81.

Jaritngam S, Chuchom S, Limsakul C, Jaritngam R. (2001) *Slope stability analysis using neural networks*. In: The 6th mining, metallurgical and petroleum engineering conference on resources exploration and utilization for sustainable environment (REUSE); p. 24–6.

Jiang YS. (1989) *Slope analysis using boundary elements*. Nova York: Springer-Verlag Berlin Heidelberg. 180 p.

Keskin, S.N.; Cavus, U. S.; Yildirim, H. (2004): Briefing: *Slope Stability of earthfill dams: a case study of Kızılca dam*. In *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering*, 157, p. 3 - 7.

Keylon, Steven. *The Baldwin Hills Dam Breaks - December 14, 1963*. 2011. Disponível em: <<http://baldwinhillsvillageandthevillagegreen.blogspot.com.br/2011/03/baldwin-hills-dam-breaks-december-14.html>>. Acesso em: 21 dez. 2016.

Krahn, John. (2003) *The 2001 R.M. Hardy Lecture: The Limits of Limit Equilibrium Analyses*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 40. pp.643-660.

Lobo, Adriana Verchai de Lima; Westin, Luiz Gustavo Fortes. (2016) *Análise da Instrumentação de uma Barragem de Terra antes e após a Recuperação dos*

Piezômetros Tipo Tubo Aberto ou Standpipe. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. COBRAMSEG 2016, Minas Gerais.

Lu, N., Likos, W. J. (2004). *Unsaturated Soil Mechanics*, Hoboken, Nova Jersey: John Willey & Sons, Inc.

Massad, Faíçal. (2010) *Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 216 p.

Matsui T, San K. (1992) *Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique*. Soils and Foundations; 32:59–70.

Mello, Victor F. B.de. (1966) *Acidentes em Barragens*. Anais. III Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, Belo Horizonte - MG.

Mello, V. F. B. de. (1975) *Maciços e obras de terra: anotações de apoio às aulas*. São Paulo: EPUSP.

Mello, V. F. B. de. (1982). A case history of a major construction period dam failure. *Amici et Alumni Em. Prof E de Beer*, 1040 Bruxelas, Bélgica, p 63-78.

Menezes, Marla Bruna Melo de; Pejon, Osni José. (2010) *Análise da Influência do Teor de Umidade na Absorção d'água e sucção dos solos em estudos de erodibilidade*. UNESP. Geociências, vol. 29, n. 2, pág. 211-228.

Menezes, Luciana Portugal. *Determinação da Curva de Retenção de Água em Solos Utilizando Bomba de Fluxo*. (2013). Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Mineral, Departamento de Engenharia de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 72 p.

Miranda, Stéfano de Amorim. *Análise Paramétrica do Regime de Fluxo numa Barragem de Terra Assente em Solos Permeáveis*. Estudo de Caso: PCH canoa Quebrada. (2009). Dissertação de Mestrado – Curso Geotecnia de Barragens, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 195 p.

Moncada, Monica Priscilla Hernandez. *Avaliação de Propriedades Hidráulicas de Solos Tropicais Não Saturados*. (2008). Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 324 p.

Montes, Cleber Camargo. *Estudos Piezométricos e Análise de Estabilidade de Taludes da Barragem Bico da Pedra*. (2003). Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, área de Concentração: Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 118 p.

Moreno, Marcos George Magalhães. (2011). Modelagem numérica com acoplamento hidro-mecânico da reconstrução, enchimento e comportamento da Barragem de Açú/RN após o acidente no final de construção. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil - Área de Geotecnia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 235 p.

Morgenstern, N. R; Price, V. E. (1965) *The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces*. Geotechnique, Vol. 15, p. 79 – 93.

Musman, Jacqueline Versiani Ramos. *Análise Tensão-Deformação da Barragem da UHE Nova Ponte*. 2002. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geotecnia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 143 p.

Oliveira, Taylor C. (2005) *Simulação em Laboratório de Extensômetro Horizontal de Múltiplas Hastes e de Células Hidrostáticas de Recalque*. III Congresso de Inovação Tecnológica em Energia Elétrica, Florianópolis.

Oliveira, Desireé Alves de. (2014) *Análise do Fluxo d'água na barragem Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves – Açú/RN*. Dissertação de Mestrado – Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 110 p.

Oliveira, Antônio Gilberto Simões. (2008) *Análise da Eficácia dos Dispositivos de Vedação e Drenagem Utilizados em Fundações Permeáveis de Barragens de Terra*. Dissertação de Mestrado – Curso de Geotecnia. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, 174 p.

Parra, P.C. (1985), Deformabilidade de Maciços de Terra e/ou Enrocamento, Relatório geral da IV Sessão Técnica do XVI Seminário Nacional de Grandes Barragens, Belo Horizonte.

Penman, A. D. M. (1985) *Failure of Açú Dam. Technical Note*. In: Proceedings of Symposium on Failures in Earthworks, Londres, p. 411-413.

Penman, A. D. M. (1987) *The Teton Dam Failure*. Engineering Geology, Amsterdam, p. 257-259.

Petterson, K. E. (1955) *The Early History of Circular Sliding Surfaces*. *Geotechnique*, Vol. 5, p.275-296.

Pinto, Carlos de Sousa. (2006) *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 354 p.

Prudente, Thiago Awad; Anjos, José Ângelo S. A; Soares, Antônio Gabriel Lessa S. (2016) *Os Processos de Alçamento da Barragem de Rejeitos de Fundão, da Mineradora Samarco, em Mariana (MG), foram os responsáveis pelo rompimento?* IV Congresso Baiano de Engenharia Sanitária e Ambiental, Cruz das Almas, Bahia.

Rocha, Valdecir Osvaldo da. *Barragem Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves: Histórico e Avaliação do Comportamento Atual*. (2003). Dissertação (Mestrado) - Curso de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Pós-graduação em Engenharia Sanitária, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 240 p.

Rodrigues, Roger Augusto (2007): *Modelação das Deformações por Colapso Devidas à Ascensão de Lençol Freático*. Tese de Doutorado - Geotecnia, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos, EESC/USP, São Carlos, 262 p.

Rojas, J. W. J; Fonini, A. (2006) *Análise de Percolação em Barragens de Terra Utilizando o Programa SEEP/W*. II Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos (GeoJovem), Nova Friburgo, Rio de Janeiro.

Rosso, J.A. e Piasentin, C. (1996) Critérios Usados nos Projetos de Auscultação da Barragem de Itaipu e a sua Reavaliação com Base no Desempenho da Instrumentação. CBGB - II Simpósio Sobre Instrumentação de Barragens, Volume 2, p. 33-42, Belo Horizonte, Minas Gerais.

Saré, Alexandre Reis. (2003) *Análise das Condições de Fluxo na Barragem de Curuá-Uma, Pará*. Dissertação de Mestrado – Curso de Ciências de Engenharia Civil: Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 167 p.

Sarma, S.K. (1973): *Stability Analysis of Embankments and Slopes*. *Geotechnique*, Vol. 23 (3), p. 423 - 433.

Seed, H. Bolton; Duncan, James Michael. (1987) *The Failure of Teton Dam*. *Engineering Geology*, Amsterdam, p.173-205.

SEEP/W. 2012. A software package for analyzes groundwater flow within porous materials. GEO-SLOPE International Ltda, Calgary, Alberta - Canadá.

SIGMA/W. 2012. A software package for finite element stress and deformation analysis. GEO-SLOPE International, Calgary, Alberta - Canadá.

Silva, João Paulo Moreira da. (2011) *Os Métodos de Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na Análise de Estabilidade de Taludes*. Dissertação de Mestrado - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto. 87 p.

Silva, Maria João Félix da. (2013) *Análise de Estabilidade de Taludes pelo Método de Equilíbrio Limite Geral*. Dissertação de Mestrado - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto. 87 p.

Silva Filho, F. C.; Futai, Marcos Massao (2006). Análise do Escorregamento do Talude de Montante da Barragem do Açú por Elementos Finitos. In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2006, Curitiba. Anais do XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

Silveira, João Francisco A.; Pinfari, Júlio. (2003) A Medição “in situ” do Coeficiente de Poisson em uma de Nossas Barragens. CBGB – XXV Seminário Nacional de Grandes Barragens, Salvador – Bahia.

Silveira, João Francisco Alves; Santos Jr., Ovídio Joaquim. (2005) Pesquisa sobre os Procedimentos de Instalação das Células de Pressão Total em Barragens de Terra. CBGB – XXVI Seminário Nacional de Grandes Barragens, Goiânia – Goiás.

SLOPE/W. 2012. A software package for slope stability analysis. GEO-SLOPE International Ltda, Calgary, Alberta - Canadá.

Soler, Antonio D. (2003) Nuevos Instrumentos de Medida: Sensores y Unidades de Lectura de Fibra Óptica. Operatividad de la Instrumentación en Aguas subterráneas, suelos contaminados y riesgos geológicos. Instituto Geológico y Minero de Españã. Madrid.

Spencer, E. (1967) *A Method of Analysis of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces*. *Geotechnique*, Vol. 17 (1), p. 11-26.

Strufaldi, Elieni Guimarães Barbosa. (2004) *Retroanálise Probabilista: Aplicação Prática de Análise de Percolação em uma Barragem de Terra*. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 82 p.

Taylor, D. (1948): *Fundamentals of Soil Mechanics*. New York: John Wiley & Sons, 712 p.

Tecnosolo – Engenharia e Tecnologia de Solos e Materiais S. A. (1983) *Barragem Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves. Açú – Rio Grande do Norte. Relatório Final de Reprojetamento. Ministério do Interior*. Departamento Nacional de Obras Contra as Secas – DNOCS. V. 1, texto, Rio de Janeiro.

Teixeira, A. H., Godoy, N. S. (1996) “Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas”, in: Hachich, W. *et al.* (ed) *Fundações: Teoria e Prática*. São Paulo. PINI, Cap. 7, p. 227 – 264.

Terzaghi, K., e Peck, R.B. (1967) *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Second Edition: John Wiley & Sons, Nova York, 729 p.

U. S. Bureau of Reclamation (1987). *Embankment Dam Instrumentation Manual*. United States Department of the Interior. Bureau of Reclamation, Washington, USA, 251 p.

Unas, Mário Sérgio Pereira (2010): *Estudo Experimental e Numérico de Problemas de Percolação em Modelo Reduzido*. Dissertação de Mestrado - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto. 168 p.

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

Venkatramaiah, C., (2006): *Geotechnical Engineering*, Revised Third Edition. New Age International Publishers, Nova Deli.

Weiler, W.A.; Kulhawy, F.H. (1982) *Factors Affecting Stress Cell Measurements in Soil*. Journal Geotechnical, p. 1529-1548.

APÊNDICE A

Modelagem da construção da barragem Eng. Armando Ribeiro Gonçalves

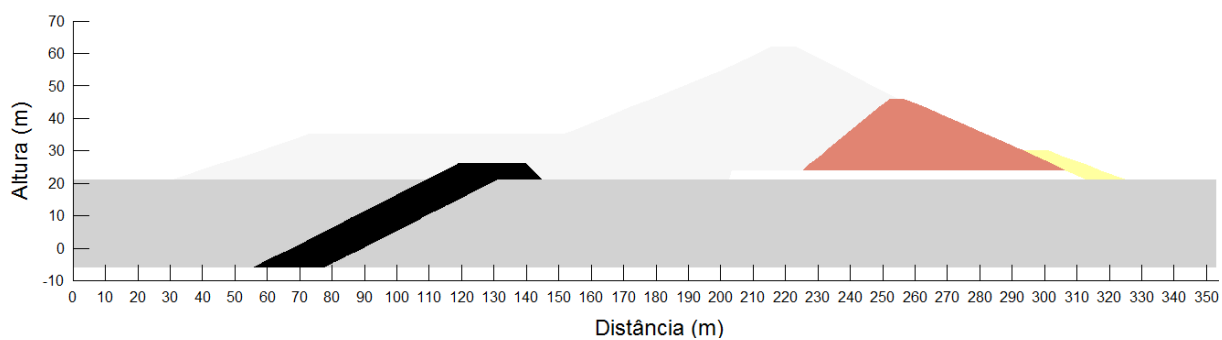


Figura A.1 – Etapa inicial: análise do tipo “in situ”

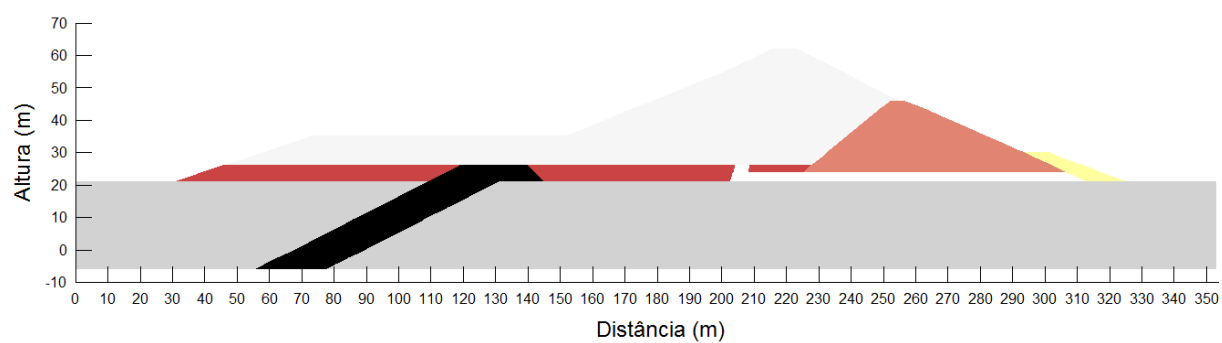


Figura A.2 – 1ª Etapa de construção modelada (0 – 43 dias)

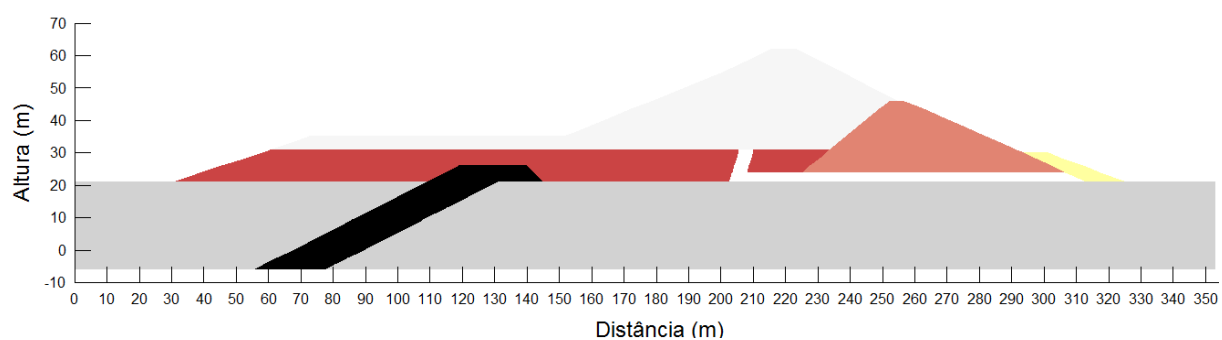
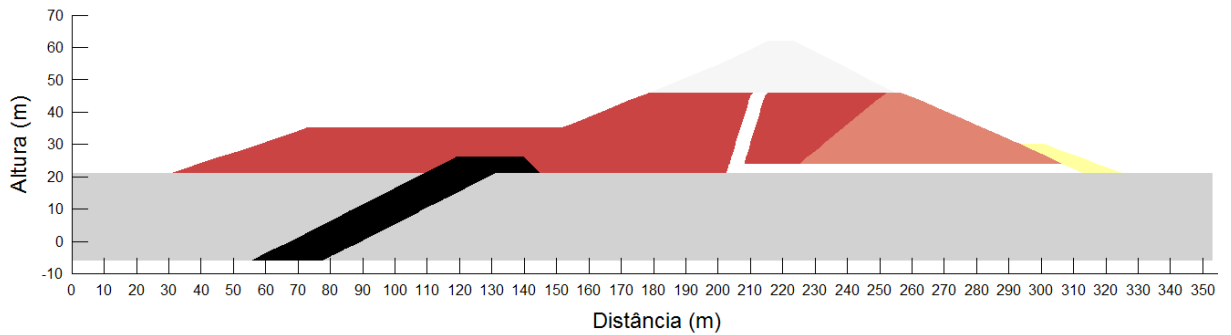
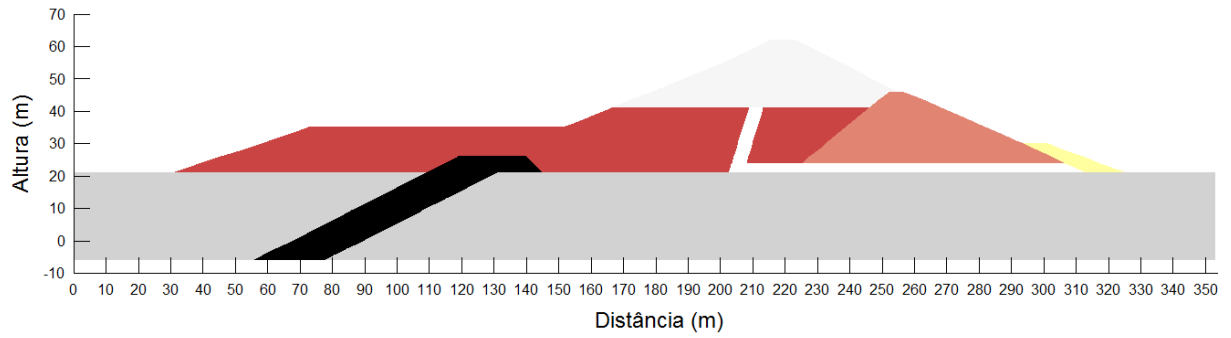
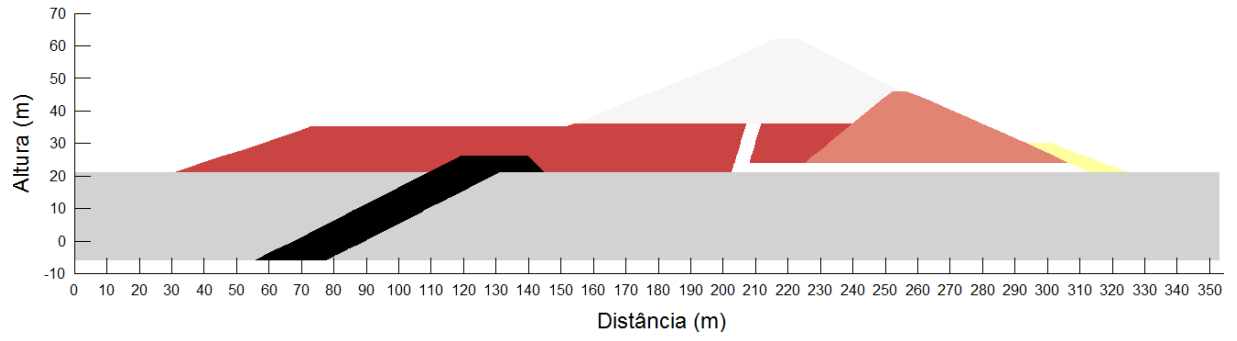


Figura A.3 – 2ª Etapa de construção modelada (43 – 86 dias)



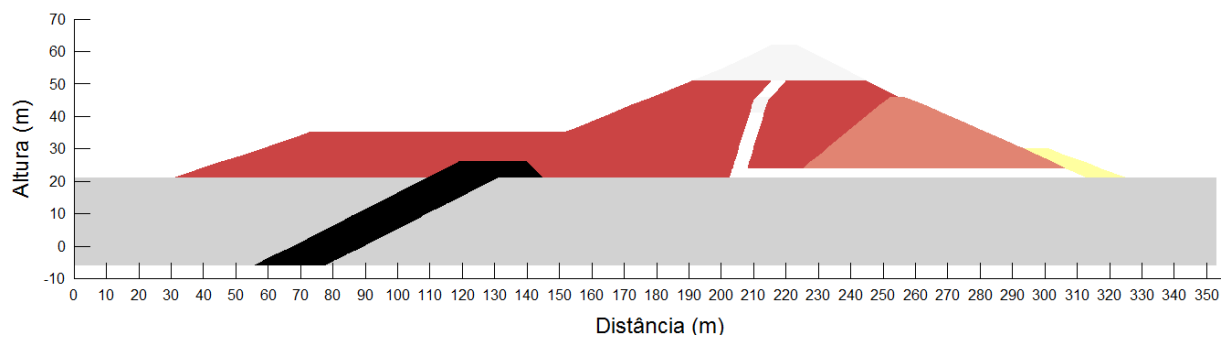


Figura A.7 – 6ª Etapa de construção modelada (215 – 258 dias)

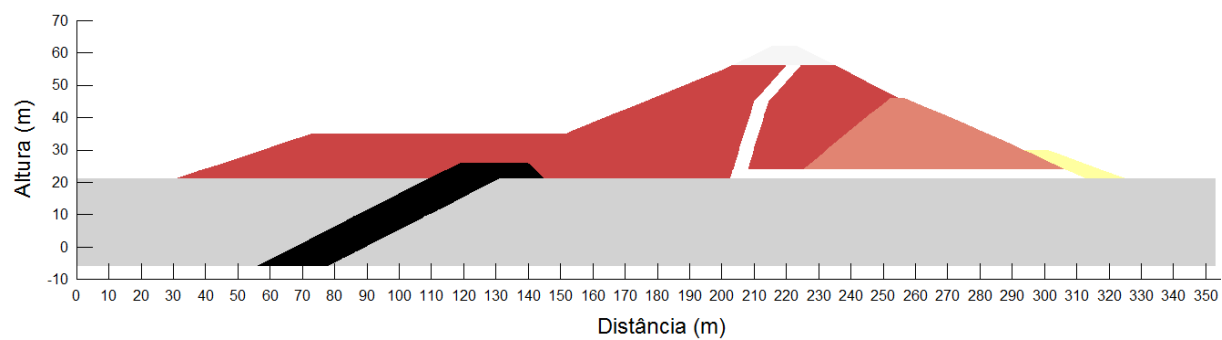


Figura A.8 – 7ª Etapa de construção modelada (258 – 301 dias)

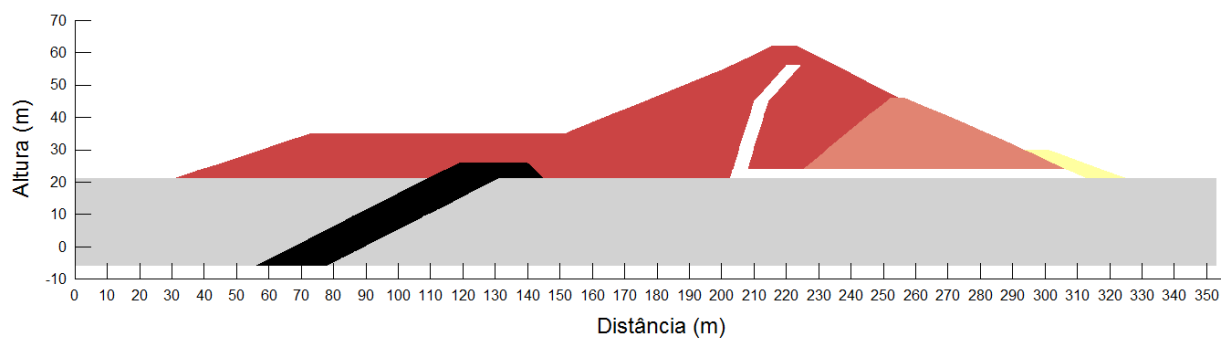


Figura A.9 – 8ª Etapa de construção modelada (301 – 344 dias)

APÊNDICE B

Distribuição das tensões totais verticais no período construtivo

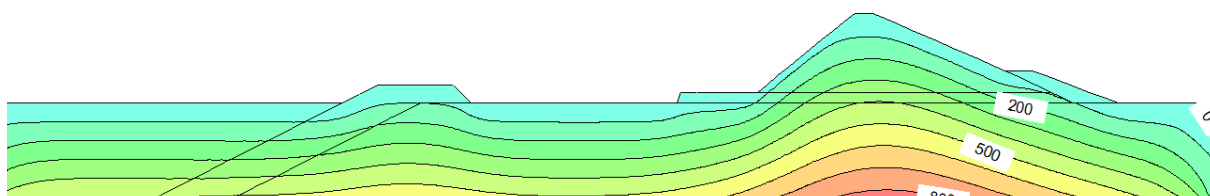


Figura B.1 – Distribuição das tensões totais verticais para a etapa inicial, antes da reconstrução

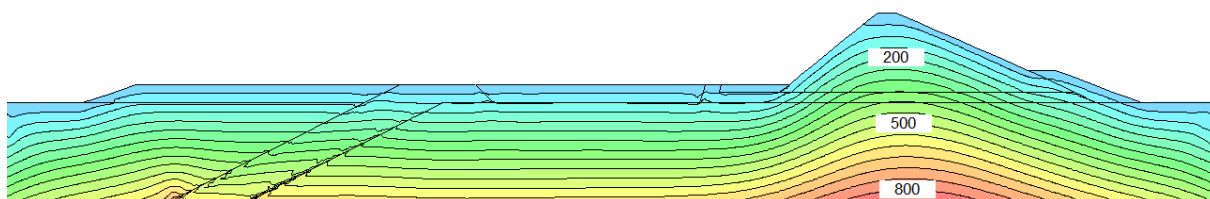


Figura B.2 – Distribuição das tensões totais verticais para a 1ª etapa de construção

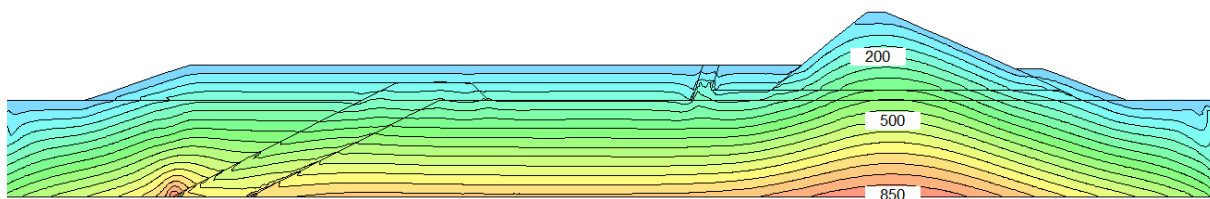


Figura B.3 – Distribuição das tensões totais verticais para a 2ª etapa de construção

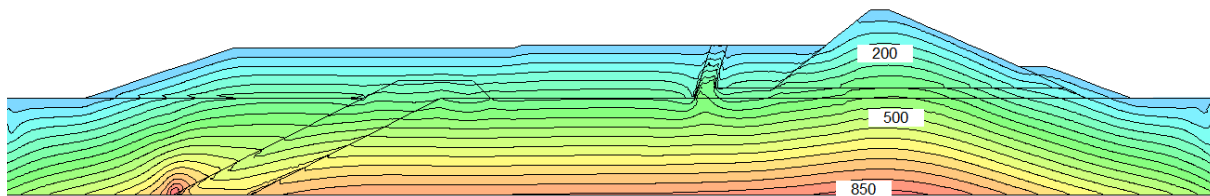


Figura B.4 – Distribuição das tensões totais verticais para a 3ª etapa de construção

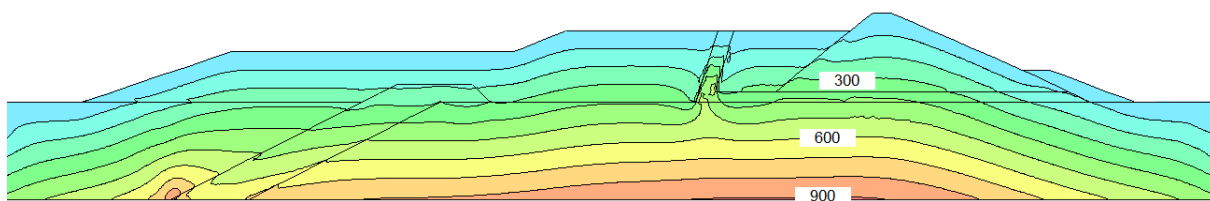


Figura B.5 – Distribuição das tensões totais verticais para a 4ª etapa de construção

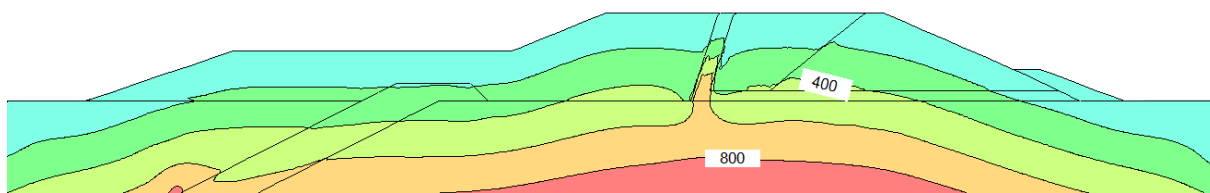


Figura B.6 – Distribuição das tensões totais verticais para a 5ª etapa de construção

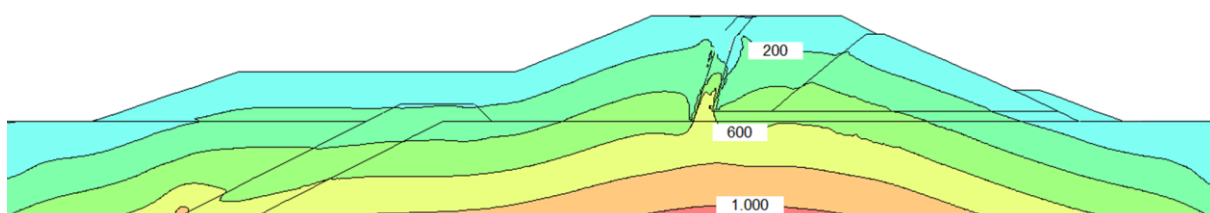


Figura B.7 – Distribuição das tensões totais verticais para a 6ª etapa de construção

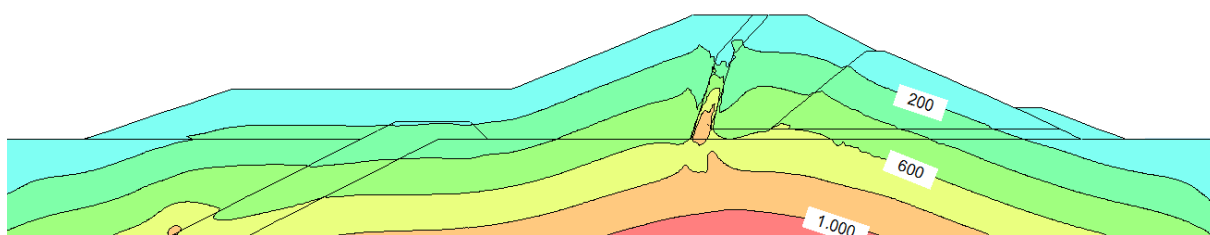


Figura B.8 – Distribuição das tensões totais verticais para a 7ª etapa de construção

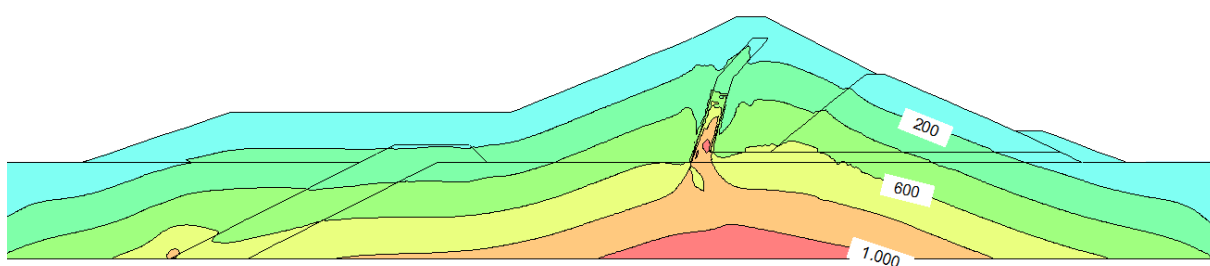


Figura B.9 – Distribuição das tensões totais verticais para a 8ª etapa de construção

APÊNDICE C

Distribuição das tensões totais horizontais no período construtivo

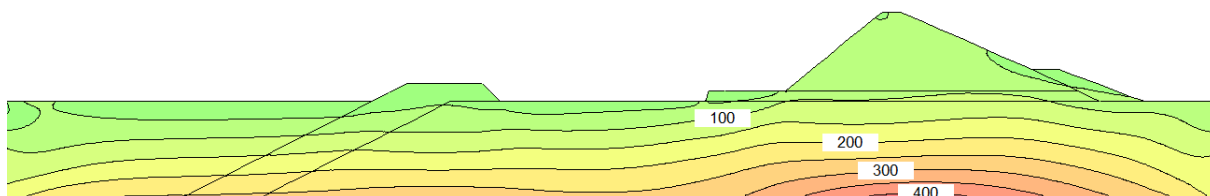


Figura C.1 – Distribuição das tensões totais horizontais para a etapa inicial, antes da reconstrução

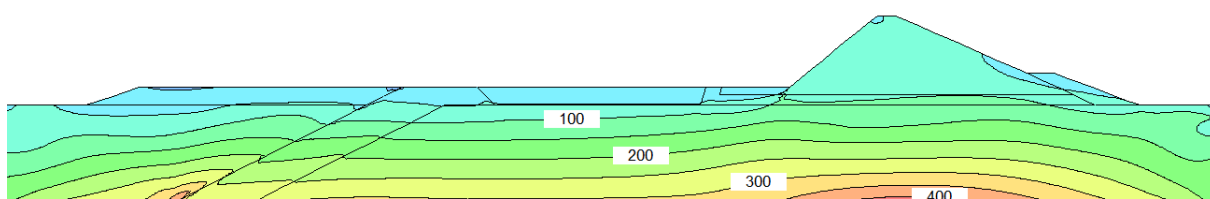


Figura C.2 – Distribuição das tensões totais horizontais para a 1ª etapa de construção

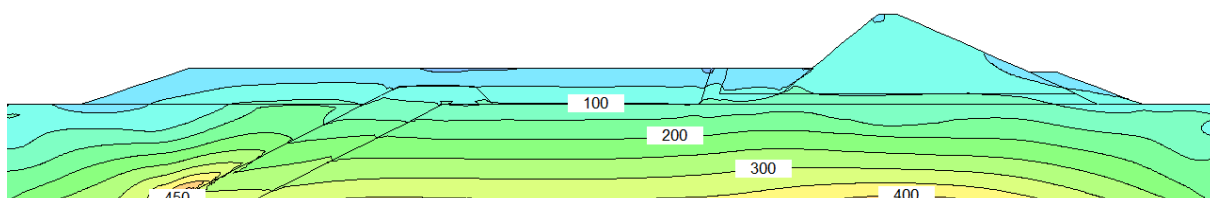


Figura C.3 – Distribuição das tensões totais horizontais para a 2ª etapa de construção

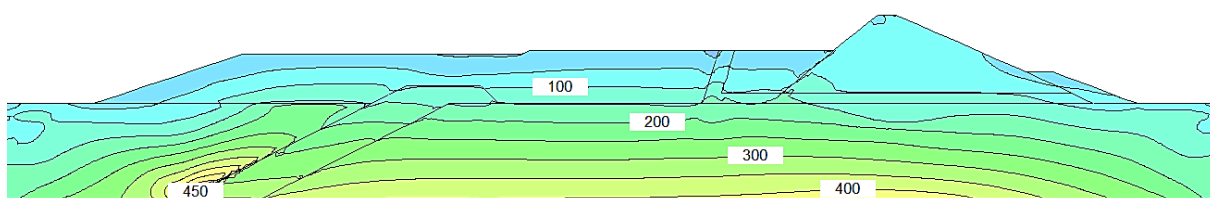


Figura C.4 – Distribuição das tensões totais horizontais para a 3ª etapa de construção

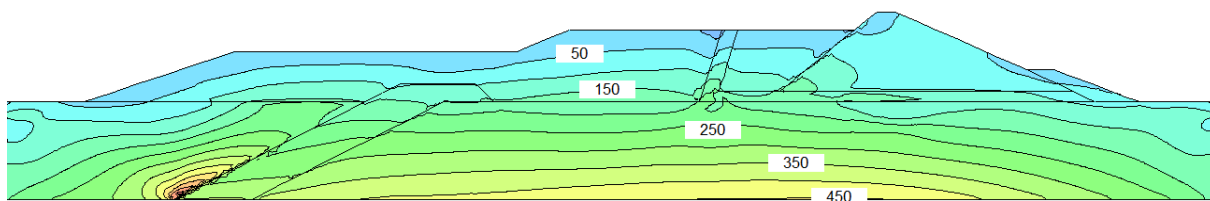


Figura C.5 – Distribuição das tensões totais horizontais para a 4ª etapa de construção

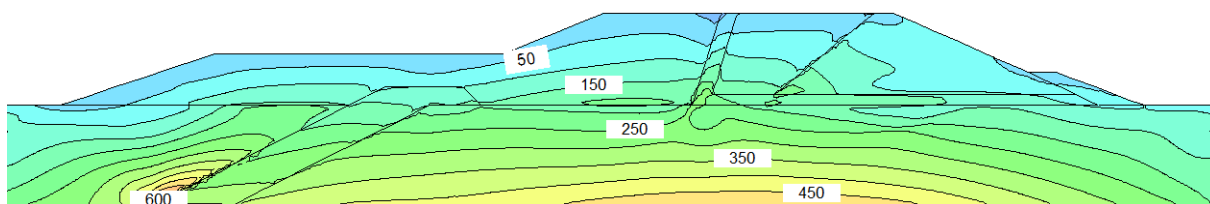


Figura C.6 – Distribuição das tensões totais horizontais para a 5ª etapa de construção

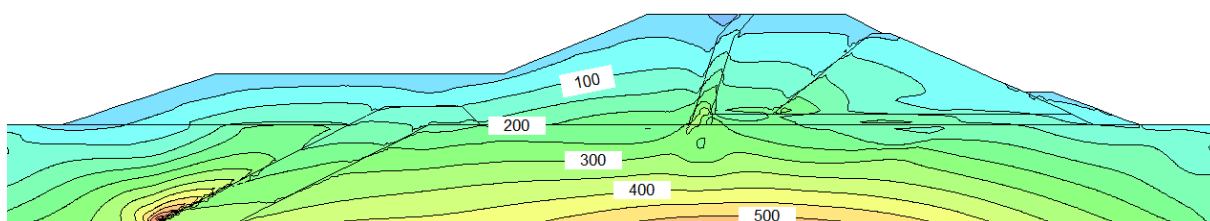


Figura C.7 – Distribuição das tensões totais horizontais para a 6ª etapa de construção

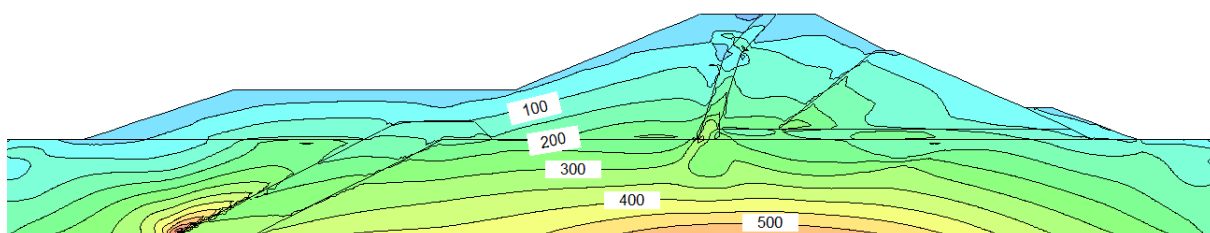


Figura C.8 – Distribuição das tensões totais horizontais para a 7ª etapa de construção

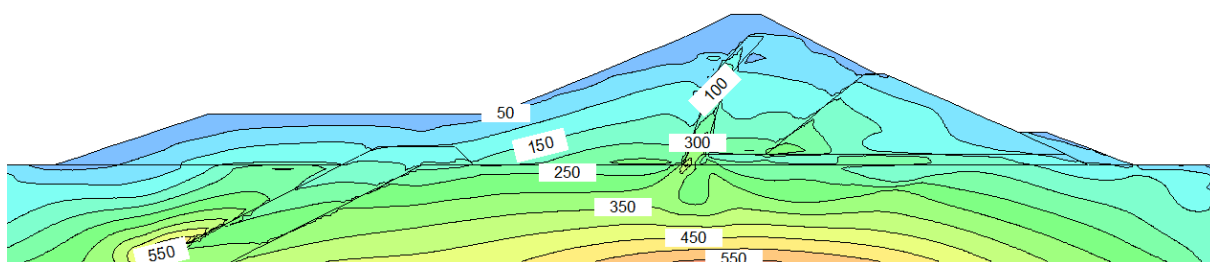


Figura C.9 – Distribuição das tensões totais horizontais para a 8ª etapa de construção

APÊNDICE D

Tabela D.1 – Superfícies de potenciais de ruptura final do período construtivo, montante

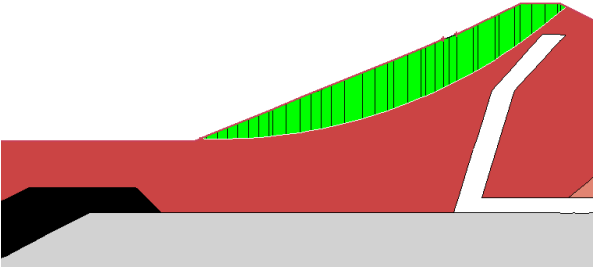
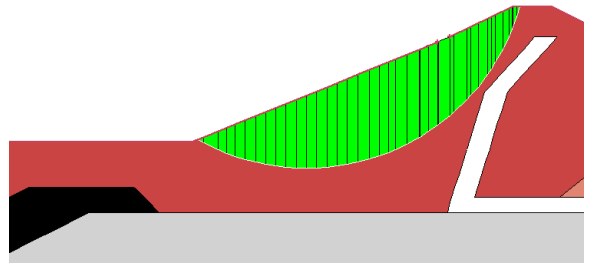
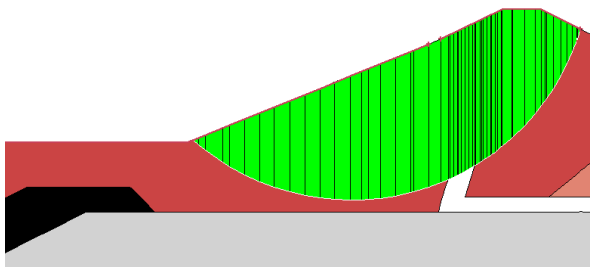
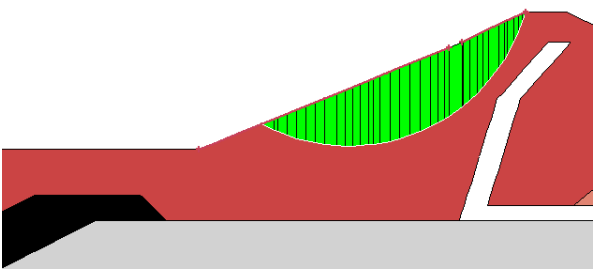
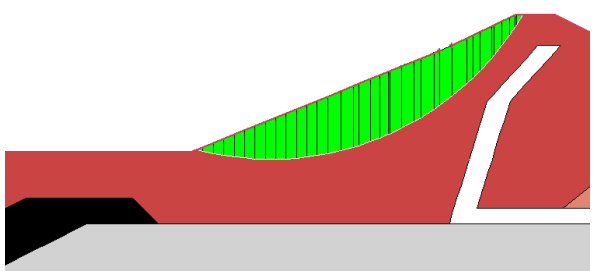
Final de Construção – Talude de Montante	
Métodos	Superfícies Potenciais de Ruptura
Morgenstern-Price, Spencer e Bishop	
Corps of Engineers #1 e #2	
Lowe-Karafiath	
Lowe-Karafiath Ajustado	
Janbu, Ordinário e Tensão-Deformação	

Tabela D.2 – Superfícies de potenciais de ruptura, final do período construtivo, jusante

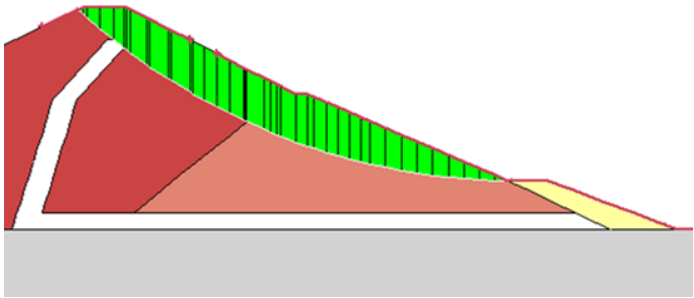
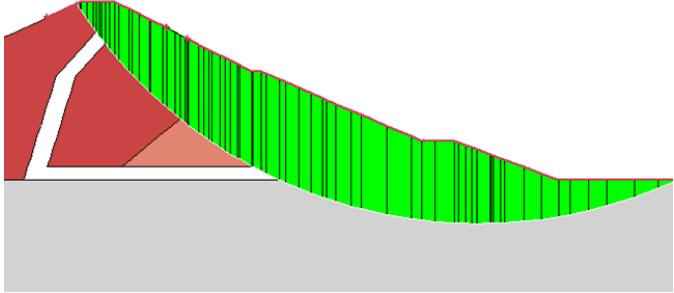
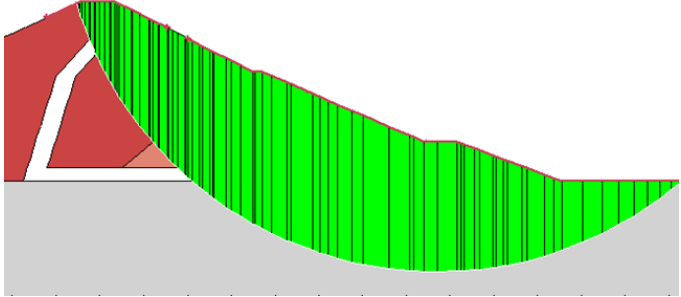
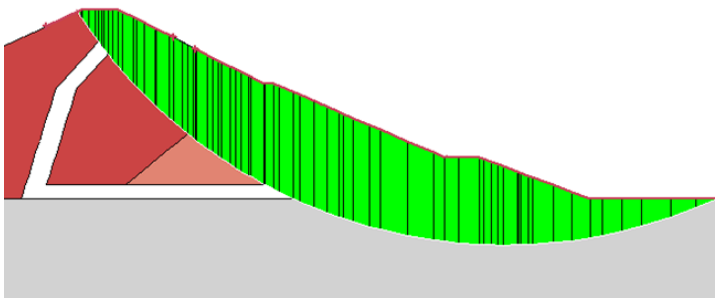
Final de Construção – Talude de Jusante	
Métodos	Superfícies Potenciais de Ruptura
Morgenstern-Price, Spencer, Corps of Engineers #1 e #2, Lowe- Karafiath e Bishop	
Janbu	
Ordinário	
Tensão- Deformação	

Tabela D.3 – Superfícies de potenciais de ruptura, final do primeiro enchimento, montante

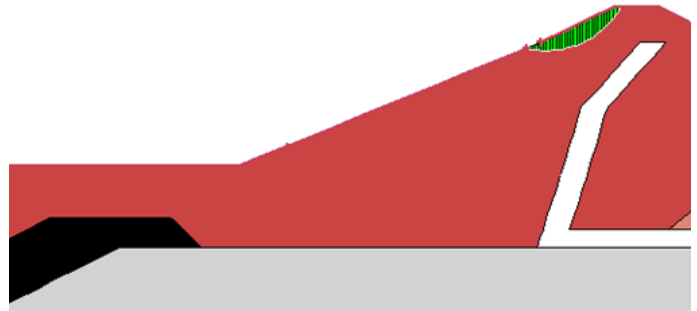
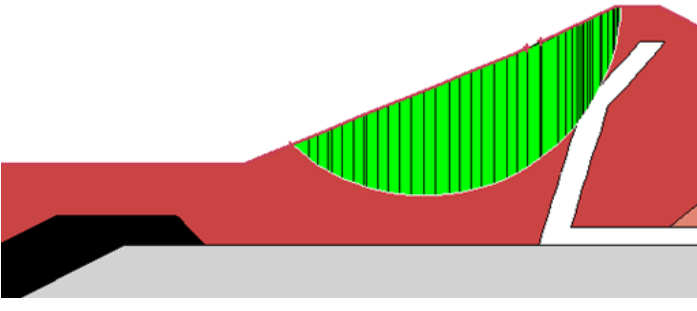
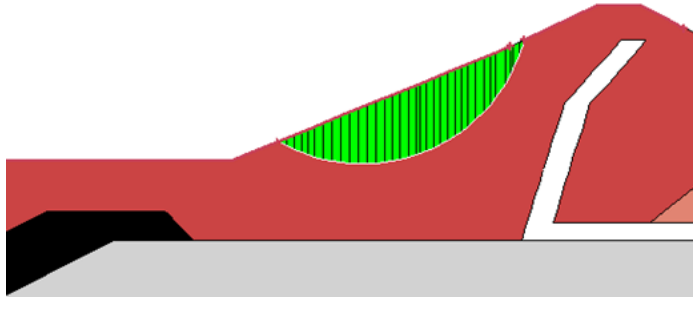
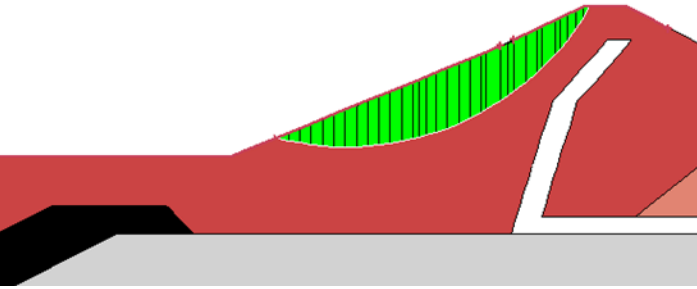
Final do Primeiro Enchimento – Talude de Montante	
Métodos	Superfícies Potenciais de Ruptura
Morgenstern-Price, Spencer, Corps of Engineers #1, Bishop, Janbu e Ordinário	
Corps of Engineers #2	
Lowe-Karafiath	
Tensão- Deformação	

Tabela D.4 – Superfícies de potenciais de ruptura, final do primeiro enchimento, jusante

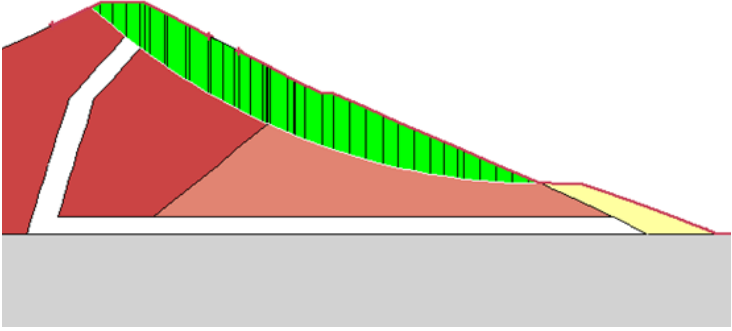
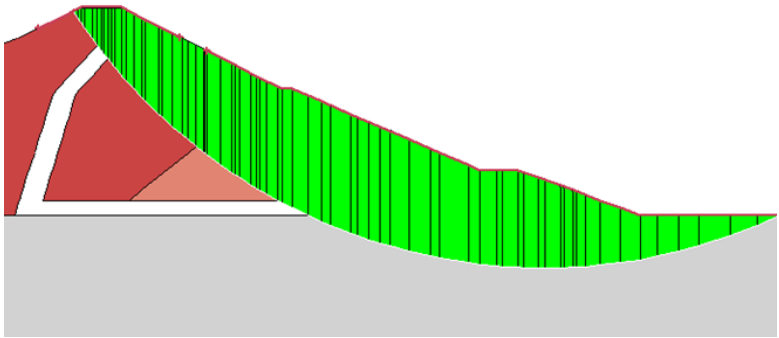
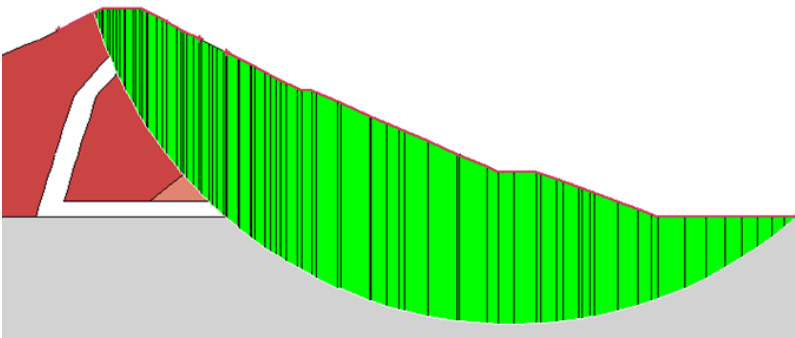
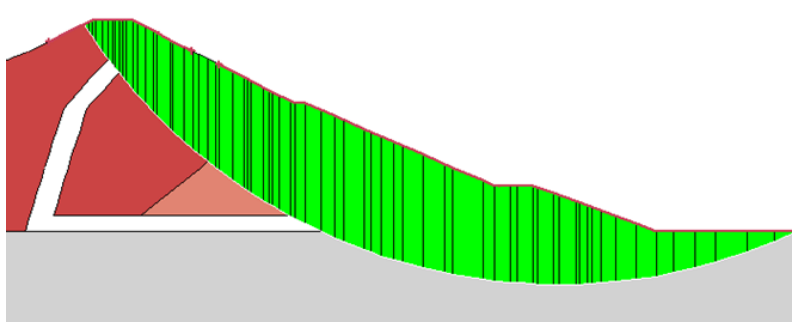
Final do Primeiro Enchimento – Talude de Jusante	
Métodos	Superfícies Potenciais de Ruptura
Morgenstern-Price, Spencer, Corps of Engineers #1 e #2, Lowe-Karafiath e Bishop	
Janbu	
Ordinário	
Tensão-Deformação	

Tabela D.5 – Superfícies de potenciais de ruptura para a condição de operação do reservatório, montante

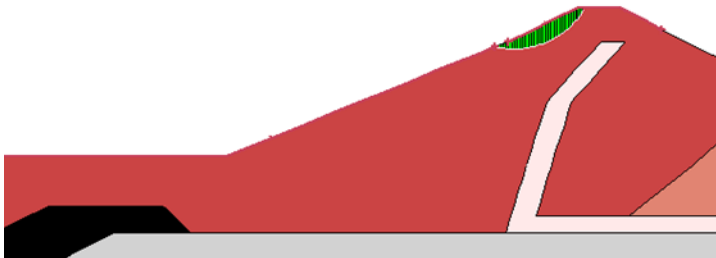
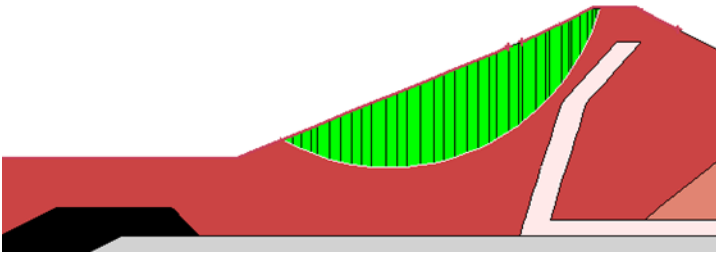
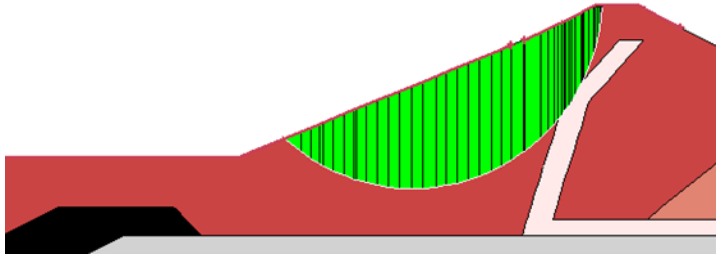
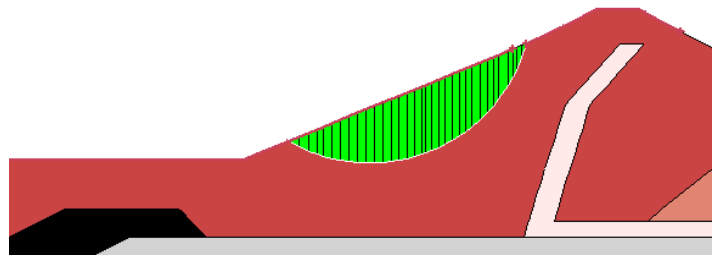
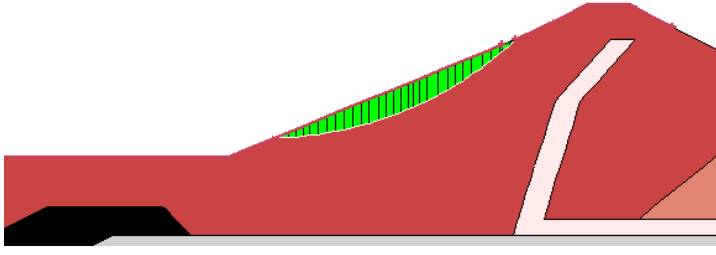
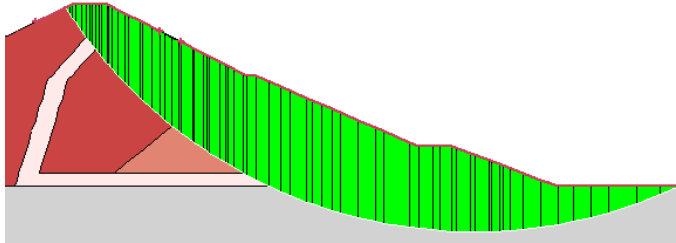
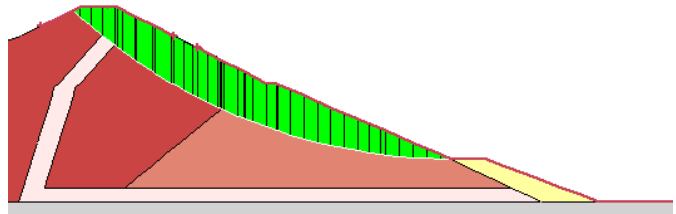
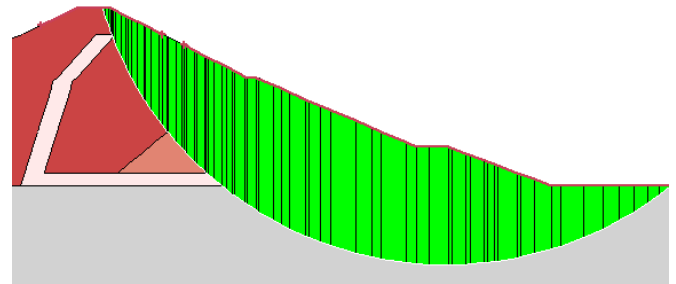
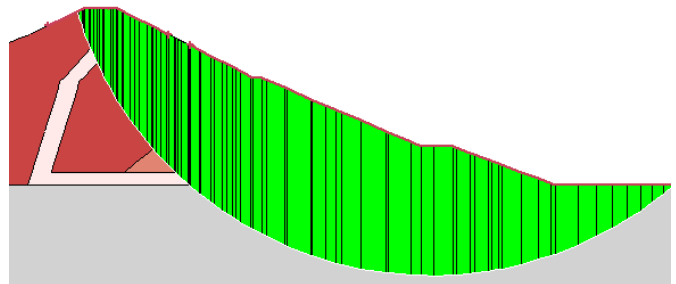
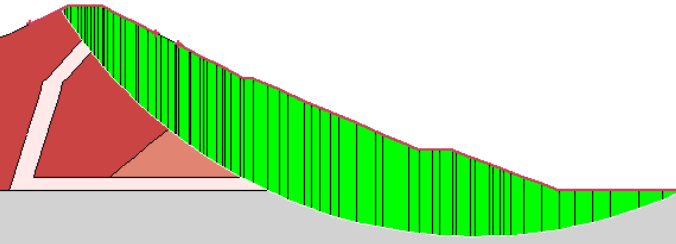
Operação do Reservatório – Talude de Montante	
Métodos	Superfícies Potenciais de Ruptura
Morgenstern-Price, Spencer, Bishop, Janbu e Ordinário	
Corps of Engineers #1	
Corps of Engineers #2	
Lowe Karafiath	
Tensão- Deformação	

Tabela D.6 – Superfícies de potenciais de ruptura para a condição de operação do reservatório, jusante

Operação do Reservatório – Talude de Jusante	
Métodos	Superfícies Potenciais de Ruptura
Morgenstern-Price, Spencer, Corps of Engineers #1, Lowe-Karafiath e Bishop	
Corps of Engineers #2	
Janbu	
Ordinário	
Tensão- Deformação	

ANEXO A

Tabela A.1 – Parâmetros geotécnicos dos materiais da barragem (Aires, 2006)

Material	γ (kN/m ³)	E (Mpa)	ν
“Cascalho”	21,5	120	0,3
“Cascalho”	21,5	106	0,3
“Cascalho”	21,5	93	0,3
“Cascalho”	21,5	80	0,3
Argila J1	19,0	40	0,3
Argila J1	19,0	36	0,3
Argila J1	19,0	33	0,3
Argila J1	19,0	30	0,3
Transições	20,0	200	0,3
Transições	20,0	190	0,3
Transições	20,0	175	0,3
Transições	20,0	160	0,3
Transições	20,0	145	0,3
Transições	20,0	130	0,3
Transições	20,0	115	0,3
Transições	20,0	100	0,3
“5L”	21,0	100	0,25
“5L”	21,0	97	0,25
“5L”	21,0	93	0,25
“5L”	21,0	90	0,25
“5L”	21,0	87	0,25
“5L”	21,0	83	0,25
“5L”	21,0	80	0,25

Continuação da Tabela A.1 – Parâmetros geotécnicos dos materiais da barragem
(Aires, 2006)

Material	γ (kN/m ³)	E (Mpa)	ν
5A	22,5	100	0,25
5A	22,5	93	0,25
5A	22,5	87	0,25
5A	22,5	80	0,25
5A	22,5	73	0,25
5A	22,5	67	0,25
5A	22,5	60	0,25
5	21,5	90	0,25
5	21,5	84	0,25
5	21,5	78	0,25
5	21,5	72	0,25
5	21,5	66	0,25
5	21,5	60	0,25
6	22,0	90	0,25
6	22,0	85	0,25
6	22,0	80	0,25
6	22,0	75	0,25
6	22,0	70	0,25
6	22,0	65	0,25
6	22,0	60	0,25