

UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO - ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS – GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**ESTUDOS PIEZOMÉTRICOS E
ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES DA
BARRAGEM BICO DA PEDRA**

AUTOR: CLEBER CAMARGO MONTES

ORIENTADOR: Prof. Dr. Saulo Gutemberg Silva Ribeiro

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Geotecnia.

Ouro Preto, dezembro de 2003.

M779e Montes, Cleber Camargo.
Estudos piezométricos e análise de estabilidade de taludes da barragem Bico da Pedra. / Cleber Camargo Montes.– Ouro Preto: UFOP, 2004.
xvii, 120p. : il., graf., tabs.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Programa de pós-graduação em Engenharia de Barragens.

I. Taludes (Mecânica do solo) - Teses. 2. Barragens de terra – Bico da Pedra (MG) - Teses. 3. Barragens e açudes – Segurança - Teses. I. Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Programa de pós-graduação em Engenharia de Barragens. II. Título.

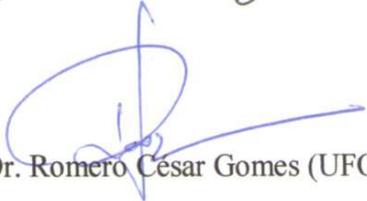
CDU: 627.8

ESTUDOS PIEZOMÉTRICOS E ANÁLISE DE ESTABILIDADE DOS TALUDES DA BARRAGEM BICO DE PEDRA.

AUTOR: CLEBER CAMARGO MONTES

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 19 de março de 2004, pela Banca Examinadora composta pelos seguintes membros:


Prof. Dr. Saulo Gutemberg Silva Ribeiro (Orientador / UFOP)


Prof. Dr. Romero Cesar Gomes (UFOP)


Prof. Dr. Jorge Felipe da Silva Filho (CMEC)

AGRADECIMENTOS

Deixo aqui meu agradecimento à CODEVASF pelo patrocínio, o apoio e a credibilidade que foram extremamente necessários para o desenvolvimento deste trabalho.

A todos os professores da Escola de Minas, agradeço pela experiência compartilhada, especialmente ao Prof. Saulo Gutemberg, pela orientação e incentivo.

Aos colegas do mestrado profissional, obrigado pela colaboração.

Aos colegas de trabalho, pela convivência e pelo companheirismo.

A minha esposa Ednéia e aos meus filhos, Fernanda e Felipe, e que tiveram muita paciência e que me ajudaram a estabelecer as metas necessárias.

A minha mãe Elani e minhas irmãs, Ilma, Ilza e Ilca agradeço pela ajuda, carinho e compreensão tão importante nesta fase.

E agradeço principalmente a Deus por esta conquista.

RESUMO

Este trabalho procurou estabelecer um procedimento simples de campo, que possibilitasse a avaliação da segurança da barragem de Bico da Pedra, município de Janaúba - Minas Gerais. Este procedimento foi aqui denominado de Carta de Risco. Para elaboração da Carta de Risco, foram desenvolvidos uma série de estudos e simulações numéricas, com base em dados de ensaios de laboratório e campo. Os estudos iniciaram-se através do desenvolvimento de análises de sensibilidade de sistemas de controle de percolação (tapete impermeável e trincheira de vedação), presentes na barragem Bico da Pedra. Com base em um protótipo simples, foi possível interpretar o comportamento destes elementos de controle, sendo também relevante a familiarização com o programa de computador. Um protótipo numérico de fluxo em estado plano, foi elaborado com base no perfil mais alto da barragem e nos dados de campo e laboratório disponíveis. A barragem de Bico da Pedra tem fluxo predominantemente passando pela fundação sendo então sua permeabilidade no protótipo, determinada através de calibração, com base nas leituras de nível do reservatório e respectivas leituras piezométricas. Com o sistema de fluxo calibrado, o protótipo numérico foi utilizado nas análises clássicas de estabilidade em termos de tensões efetivas e/ou totais (final de construção, operação, rebaixamento rápido). Os estudos demonstraram que a barragem de Bico da Pedra encontra-se em satisfatória condição de estabilidade em termos de ruptura de taludes, piping e liquefação.

ABSTRACT

In this work, an attempt was made to establish a simple field procedure to be used on the Bico de Pedra dam stability and safe operation. This dam is located at Janaúba city, state of Minas Gerais, Brazil. This procedure was called “Risk Table”. For the Risk Table elaboration a sequence of studies and numerical simulations were developed, based on laboratory tests results and field information. The studies began by performing a numerical sensitivity analysis on the upstream liner length and of a cut-off depth on a prototype dam. Based on this simple model it was possible to check the efficiency of these flux control elements. A numerical analysis of the flux for a two dimensional state was performed based on the dam’s highest profile and the field and laboratory data available. The Bico de Pedra dam has its main flux passing through its foundation so its permeability was obtained by back analysis based on the reservoir level readings and piezometric pressures. Taking into account the obtained permeability, a numerical model was used for a classical stability analysis in terms of effective and total stress (and of construction, operation, and rapid drawdown). The studies demonstrated that the dam offers satisfactory conditions of stability in terms of sliding, piping and liquefaction.

Sumário

	página
LISTA DE TABELAS	ix
LISTA DE FIGURAS	xi
LISTA DE SÍMBOLOS	xvi
CAPÍTULO 1- INTRODUÇÃO	
1.1- OBJETIVOS GERAIS	01
1.2- ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO	02
CAPÍTULO 2- BARRAGEM BICO DA PEDRA	
2.1- HISTÓRICO	03
2.2- CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA	04
2.3- ARRANJO GERAL	07
2.3.1- Descrição da Barragem	07
2.3.2 - Vertedouro	08
2.3.3 - Tomada d'água	10
2.3.4 - Instrumentos instalados	12
2.4- ASPECTOS GERAIS DA SEGURANÇA DA BARRAGEM	12
2.4.1 - Sistemas Estabilizadores externos da barragem	12
2.4.2 - Sistemas Estabilizadores internos da barragem	15
2.4.3 - Leituras Piezométricas	17
CAPÍTULO 3- ANÁLISE DE SENSIBILIDADE EM SISTEMAS DE CONTROLE DE PERCOLAÇÃO PELA FUNDAÇÃO	

3.1– FLUXO EM MEIOS POROSOS SATURADOS	21
3.1.1- Percolação de Água nos Solos	21
3.1.2- A Natureza da Água Intersticial	21
3.1.3- Fluxo da Água Intersticial	22
3.1.4- Lei de Darcy	24
3.1.5- Fatores que influenciam a permeabilidade do solo:	24
3.1.6- A Constante Física Permeabilidade (k)	25
3.1.7- Condições de Contorno para Redes de Fluxo	26
3.1.8- Métodos de Obtenção da Rede de Fluxo.	27
3.1.9- Determinação da Vazão Através da Rede de Fluxo em Meios Isotrópicos	28
3.1.10- Determinação das Poropressões Através da Rede de Fluxo	30
3.1.11- Determinação dos Gradientes Hidráulicos Através da Rede de Fluxo	30
3.2- O PROGRAMA DE COMPUTADOR SEEP	31
3.3- ESTUDO DE SENSIBILIDADE	35
3.3.1- Introdução	35
3.3.2- Tapete Impermeável	36
3.3.3- Efeito da Trincheira de Vedação (<i>Cut-off</i>).	41
3.3.4- Efeito da Oscilação do Nível do Reservatório	45
3.4- COMENTÁRIOS	53

CAPÍTULO 4- ESTUDO NUMÉRICO DA PERCOLAÇÃO PELA BARRAGEM DE BICO DA PEDRA

4.1- ANÁLISE EM FLUXO PERMANENTE	54
4.2- ANÁLISE EM FLUXO TRANSIENTE	65

CAPÍTULO 5- ESTUDO DA ESTABILIDADE DA BARRAGEM DE BICO DA PEDRA

5.1- INTRODUÇÃO	75
-----------------	----

5.2 – PROGRAMA SLOPE	79
5.3 – PARÂMETROS DOS SOLOS	82
5.4 – ANÁLISES DE ESTABILIDADE	84
5.4.1- Regime Permanente – Análise em Termos de Tensões Efetivas	86
5.4.2- Regime Permanente – Análise em Termos de Tensões Totais	90
5.4.3- Regime Permanente – Análise Não Linear em Termos de Tensões Totais	92
5.5 – Análise de Estabilidade Numa Situação de Rebaixamento Rápido	99
5.6 – Análise de Estabilidade para Condição de Final de Construção	102
5.6.1 – Análise Não Consolidada e Não Drenada	102
5.6.2 – Análise Consolidada e Não Drenada	104
5.7 – Elaboração de Carta de Risco	105
5.7.1 – Estudo de Sensibilidade no Sistema de Drenagem	105
5.7.2 – Carta de Risco	107
5.8 – Comentários	112
CAPÍTULO 6- CONCLUSÕES	
CONCLUSÕES	113
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	117

Lista de Tabelas

CAPÍTULO 2

Tabela 2.1 – Resultados dos ensaios de caracterização e permeabilidade.	06
Tabela 2.2 – Localização dos piezômetros abertos	12
Tabela 2.3 – Dados piezométricos no período de Janeiro a Dezembro de 2000.	18

CAPÍTULO 3

Tabela 3.1 – Correlações com os valores de permeabilidade.	26
Tabela 3.2 – Célula do piezômetro	37
Tabela 3.3 – Zona crítica para liquefação	37
Tabela 3.4 – Comportamento da vazão.	37
Tabela 3.5 – Célula do piezômetro.	41
Tabela 3.6 – Zona crítica para liquefação.	41
Tabela 3.7 – Comportamento da vazão.	41
Tabela 3.8 – Simulação da oscilação do lençol freático num ano hipotético.	45
Tabela 3.9 - Vazão no sistema, poropressão e carga total no piezômetro.	49

CAPÍTULO 4

Tabela 4.1 – Poropressões nos piezômetros.	58
Tabela 4.2 – Cargas de pressão medidas no campo no ano de 2000.	59
Tabela 4.3 – Vazões específicas.	61
Tabela 4.4 – Pressões nos piezômetros – Condição normal.	63
Tabela 4.5 - Pressões nos piezômetros – Colmatação do sistema de drenagem.	64
Tabela 4.6 – Pressões nos piezômetros – Colmatação da fundação.	65
Tabela 4.7 – Níveis do reservatório em 2000.	67
Tabela 4.8 – Poropressões nos piezômetros (abril 2000).	69

Tabela 4.9 – Vazões no sistema por período mensal	70
---------------------------------------------------	----

CAPÍTULO 5

Tabela 5.1 – Parâmetros de análise.	85
Tabela 5.2 – Coeficientes de segurança mínimos.	85
Tabela 5.3 – Influência do Número de Fatias.	86
Tabela 5.4 – Ensaio CU; parâmetros de poropressão.	95
Tabela 5.5 – Descrição dos Níveis de Alerta.	108
Tabela 5.6 – Carga de pressão nos piezômetros para cada nível analisado	109

Lista de Figuras

	páginas
CAPÍTULO 2	
Figura 2.1 – Vista geral da barragem de Bico da Pedra.	03
Figura 2.2 – Vista do talude de montante da barragem de Bico da Pedra.	07
Figura 2.3 – Vista do talude de jusante da barragem Bico da Pedra.	08
Figura 2.4 – Vista do vertedouro da barragem de Bico da Pedra.	09
Figura 2.5 – Tomada d’água da barragem de Bico da Pedra.	11
Figura 2.6 - Detalhe do revestimento dos taludes e crista da barragem.	14
Figura 2.7 - Filtro vertical e tapete drenante.	15
Figura 2.8 - Detalhe do dreno de pé e poços de alívio.	16
Figura 2.9 - Tapete impermeável e trincheira de vedação.	17
Figura 2.10 - Oscilação do nível do reservatório no ano de 2000.	18
Figura 2.11 - Comportamento das poropressões em função da variação do nível do reservatório – Piezômetros M8, M9, F9, F10,F11, F12, F13 e F14.	19
Figura 2.12 - Comportamento das poropressões em função da variação do nível do reservatório – Piezômetros M8 e M9.	19
Figura 2.13 - Comportamento das poropressões em função da variação do nível do reservatório – Piezômetros F9 e F10.	20
Figura 2.14 - Comportamento das poropressões em função da variação do nível do reservatório – Piezômetros F11 e F12.	20
CAPÍTULO 3	
Figura 3.1 – Modelo de fluxo em meios porosos.	23
Figura 3.2 – Fluxo confinado e não confinado.	27
Figura 3.3 – Exemplo de uma rede de fluxo de uma cortina em estacas prancha.	29
Figura 3.4 – Diagrama funcional do SEEP.	32
Figura 3.5 – Função Permeabilidade (GeoSlope, 2002).	34

Figura 3.6 - Função Teor de Umidade Volumétrico (GeoSlope, 2002).	35
Figura 3.7 - Malha de elementos finitos do protótipo.	36
Figura 3.8 - Comportamento da vazão.	38
Figura 3.9 - Comportamento dos gradientes na célula do piezômetro.	39
Figura 3.10 - Comportamento dos gradientes no pé de talude.	39
Figura 3.11 - Comportamento da carga de pressão na célula do piezômetro.	40
Figura 3.12 - Comportamento da poropressão na célula do piezômetro.	40
Figura 3.13 - Comportamento da vazão.	42
Figura 3.14 - Comportamento dos gradientes no piezômetro.	43
Figura 3.15 - Comportamento dos gradientes no pé do talude.	43
Figura 3.16 - Comportamento da carga de pressão no piezômetro.	44
Figura 3.17 - Comportamento da poropressão no piezômetro.	44
Figura 3.18 – Oscilação do nível d’água a montante.	46
Figura 3.19 - Variação do lençol freático devido a sazonalidade do nível do reservatório.	47
Figura 3.20 – Detalhe do efeito de retardo na posição da linha freática.	47
Figura 3.21 – Comportamento da rede de fluxo com a oscilação sazonal do reservatório.	48
Figura 3.22 – Influência da oscilação do nível do reservatório nas pressões a jusante.	49
Figura 3.23 - Vazão no sistema em função do nível do reservatório.	50
Figura 3.24 – Diagrama de subpressão na base da barragem (Janeiro/Dezembro).	51
Figura 3.25 – Diagrama de subpressão na base da barragem (Janeiro/Julho).	52
Figura 3.26 – Proporção da queda das subpressões na base em função do rebaixamento	52

CAPÍTULO 4

Figura 4.1 – Perfil tipo utilizado no estudo numérico.	54
Figura 4.2 – Discretização da barragem em elementos finitos.	55
Figura 4.3 – Funções permeabilidade do maciço e dreno Cimento	56
Figura 4.4 – Função permeabilidade da fundação	57

Figura 4.5 – Vetores de velocidade do fluxo.	60
Figura 4.6 – Linhas equipotenciais.	60
Figura 4.7 – Diagrama de subpressão na extensão do conjunto tapete-barragem.	61
Figura 4.8 – Linhas de gradientes verticais de isovalores.	62
Figura 4.9 – Diagrama de gradientes verticais na base do conjunto tapete-barragem.	63
Figura 4.10 – Poropressões e linha freática em condição de colmatação do sistema de drenagem.	64
Figura 4.11 – Linha freática em situação hipotética de colmatação da fundação.	64
Figura 4.12 – Poropressões em condição hipotética de colmatação da fundação.	65
Figura 4.13 – Curvas características de diferentes materiais de dreno e do maciço	66
Figura 4.14 - Discretização refinada da barragem em elementos finitos.	67
Figura 4.15 – Oscilação do nível do reservatório no ano de 2000.	68
Figura 4.16 – Função teor de umidade volumétrica <i>versus</i> poropressão	68
Figura 4.17 – Comportamento das linhas de fluxo com a oscilação do reservatório.	69
Figura 4.18 – Comparação das cargas totais no piezômetro M8.	70
Figura 4.19 – Comparação das cargas totais no piezômetro M9.	71
Figura 4.20 – Comparação das cargas totais no piezômetro F9.	72
Figura 4.21 – Comparação das cargas totais no piezômetro F11.	72
Figura 4.22 – Comparação das cargas totais no piezômetro F12.	73
Figura 4.23 – Gradientes de saída (F11) <i>versus</i> oscilação do reservatório.	73
Figura 4.24 – Diagrama de subpressão na base da barragem.	74

CAPÍTULO 5

Figura 5.1 – Forças atuantes numa fatia – Superfície composta (GeoSlope, 2002).	76
Figura 5.2 – Envoltórias lineares obtidas através de ensaio triaxial CU.	82
Figura 5.3 - Envoltória obtida através de ensaio triaxial UU.	84
Figura 5.4 – Variação de FS em função do método e número de fatias.	86

Figura 5.5 – Fator de Segurança em condições drenadas de mobilização.	87
Figura 5.6 – Mobilização na superfície potencial de ruptura – Análise em termos de tensões efetivas.	88
Figura 5.7 – Resistência efetiva coesiva e friccional disponíveis.	89
Figura 5.8 – Poropressão na superfície de ruptura.	89
Figura 5.9 – Fator de Segurança em condições não drenadas de mobilização.	90
Figura 5.10 – Mobilização na superfície potencial de ruptura – Análise em termos de tensões totais.	91
Figura 5.11 – Resistência coesiva e friccional disponíveis.	91
Figura 5.12 – Poropressão na superfície potencial de ruptura.	92
Figura 5.13 – Função r_u .	95
Figura 5.14 – Envoltória de resistência, em termos de tensões totais, do aterro.	96
Figura 5.15 – Superfície potencial de ruptura considerando envoltória não linear.	97
Figura 5.16 – Parcelas de resistência por coesão e fricção.	98
Figura 5.17 – Resistência ao cisalhamento disponível e mobilizada.	98
Figura 5.18 – Poropressão na superfície potencial de ruptura.	99
Figura 5.19 – Superfície potencial de ruptura para rebaixamento rápido.	100
Figura 5.20 – Parcelas coesiva e friccional de resistência.	100
Figura 5.21 – Resistência ao cisalhamento disponível e mobilizada	101
Figura 5.22 – Efeito do rebaixamento nas poropressões.	101
Figura 5.23 – Estabilidade por rebaixamento lento.	102
Figura 5.24 – Estabilidade do talude de jusante para o final de construção em condição não consolidada e não drenada do aterro.	103
Figura 5.25 – Estabilidade do talude de montante para o final de construção em condição não consolidada e não drenada do aterro.	103
Figura 5.26 – Estabilidade do talude de montante para o final de construção em condição consolidada e não drenada do aterro.	104
Figura 5.27 – Estabilidade do talude de montante para o final de construção em condição consolidada e não drenada do aterro.	104
Figura 5.28 – Estabilidade do talude de montante para o final de construção em condição consolidada e drenada do aterro.	105

Figura 5.29 – Estabilidade do talude de montante para o final de construção em condição consolidada e drenada do aterro.	105
Figura 5.30 – Condição de estabilidade para uma situação de colmatção do sistema de drenagem interna.	106
Figura 5.31 – Ruptura progressiva condicionada pela colmatção do sistema de drenagem interna e fundação.	107
Figura 5.32 – Linhas de fluxo estudadas na elaboração da Carta de Risco	108
Figura 5.33 – Fatores de segurança obtidos na análise de cada nível.	109
Figura 5.34 – Representação da carga de pressão lida no piezômetro.	109
Figura 5.35 – Carta de Risco em todos os piezômetros.	110
Figura 5.36 – Carta de Risco para os piezômetros de maciço.	111
Figura 5.37 – Carta de Risco para os piezômetros de fundação.	111

Lista de Símbolos

h_e	carga de elevação
u	poropressão
γ_w	peso específico da água
i	gradiente
i_x	gradiente horizontal
I_y	gradiente vertical
i_{xy}	gradiente resultante
q	vazão de percolação
A	área da seção transversal ao escoamento
k	coeficiente de permeabilidade
V	velocidade aparente do fluxo
N_f	número total de canais de fluxo
N_{eq}	número de equipotenciais
N_q	número de quedas de potencial
q_t	vazão por metro (vazão específica)
θ	teor de Umidade Volumétrico
σ_v	tensão vertical total
τ	tensão cisalhante
$\Delta\sigma$	variação de tensão
σ'	tensão efetiva
c	coesão de intercepto
c'	coesão efetiva de intercepto
ϕ	ângulo de atrito
ϕ'	ângulo de atrito efetivo
S_u	resistência não drenada
α	ângulo diagrama p-q
a	intercepto diagrama p-q
S_m	resistência mobilizada

s	resistência unitária
β	espessura da fatia
σ_n	tensão total média na base da fatia
FS	fator de segurança
W	peso da fatia
N	força resistente normal na base da fatia
kW	força horizontal (sismo)
D	é a força externa aplicada
r_u	parâmetro que representa a razão entre a poropressão estática e a tensão total vertical

INTRODUÇÃO

1.1- OBJETIVOS GERAIS

O trabalho proposto tem por objetivo analisar a segurança contra ruptura da Barragem de Bico da Pedra, município de Janaúba - Minas Gerais, verificando o atual coeficiente de segurança e estabelecendo os níveis de alerta em conformidade com as leituras nos piezômetros já instalados.

Para as análises de fluxo de água pelo maciço e fundação foi utilizado o programa comercial SEEP (solução numérica por elementos finitos) e para as análises de estabilidade dos taludes foi utilizado o programa SLOPE (solução algébrica por equilíbrio limite) ambos da GeoSlope Internacional (2002), disponibilizados pela UFOP.

Este estudo foi desenvolvido em etapas progressivas, a saber: descrição sucinta do histórico da obra, da geologia local e arranjo geral da barragem; análise de sensibilidade do fluxo (por elementos finitos) mediante a inserção de um tapete impermeável e uma trincheira de vedação; análise de fluxo pela barragem e fundação, (por elementos finitos) com base nos dados de campo e laboratório; e estudo da segurança atual da obra e nas fases de final de construção e rebaixamento rápido (por equilíbrio limite).

Destes estudos, foi possível desenvolver uma carta de risco com base na leitura das pressões existentes nos piezômetros da obra.

1.2 - ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO

No Capítulo 2, é apresentada uma descrição sucinta do histórico da barragem, descrição da geologia local, dados de ensaios realizados e arranjo geral com as

descrições do tipo do barramento e especificações gerais. Neste capítulo é ainda feita uma descrição sobre os aspectos gerais da segurança da barragem enfocando os sistemas estabilizadores externos e internos. Apresenta-se toda instrumentação de piezometria disponível, incluindo as leituras de pressão no período de um ano e as vazões disponíveis.

No Capítulo 3, tem-se uma breve revisão bibliográfica sobre fluxo em meios porosos (rede de fluxo, gradiente hidráulico, permeabilidade) sendo apresentado o programa SEEP com comentários sobre sua operacionalidade. Neste capítulo, são ainda desenvolvidas análises de sensibilidade do tapete impermeável e trincheira de vedação, com base num protótipo.

No Capítulo 4, são apresentados os estudos de percolação pela barragem de Bico da Pedra através de análises em fluxo permanente e transiente num modelo calibrado, em função dos dados observados nos piezômetros.

No Capítulo 5, tem-se inicialmente uma revisão bibliográfica sobre alguns métodos de estabilidade por equilíbrio limite (Fellenius, Janbu, Bishop e Spencer) sendo apresentado o programa SLOPE. Neste Capítulo tem-se ainda apresentado dados de ensaios triaxiais e os resultados das análises de estabilidade da barragem Bico da Pedra. Finalizando, desenvolveu-se um estudo para uma análise crítica de estabilidade, considerando de forma simulada, uma situação de colmatação dos sistemas de drenagem e da fundação. Com base na elevação da linha freática propiciada por esta simulação, foi possível elaborar uma Carta de Risco.

No Capítulo 6, são apresentadas as principais conclusões obtidas ao longo do trabalho.

BARRAGEM BICO DA PEDRA

2.1- HISTÓRICO

A CODEVASF, Companhia de Desenvolvimento dos Vales do São Francisco e do Parnaíba, levando em conta o programa estratégico do governo no final da década de 70, mobilizou-se no sentido de, através da implantação de uma barragem próxima à cidade de Janaúba, fornecer a água necessária à irrigação de aproximadamente 23.000 hectares do Vale do Gorutuba, dos quais cerca de 30% são para exploração pecuária.

Naquela época, as reformas econômicas e sociais eram parte integrante do próprio desenvolvimento e da reformulação da estrutura agrária, cujo objetivo fundamental era o incremento da produtividade e a melhoria da situação do homem do campo.

Ilustrada na Figura 2.1, a barragem de Bico da Pedra foi concluída em 1978 e construída pela construtora mineira Andrade Gutierrez sob a fiscalização da Geotécnica (empresa projetista fluminense). Esta obra foi edificada sobre um aluvião com permeabilidade média da ordem de 6×10^{-3} cm/s.

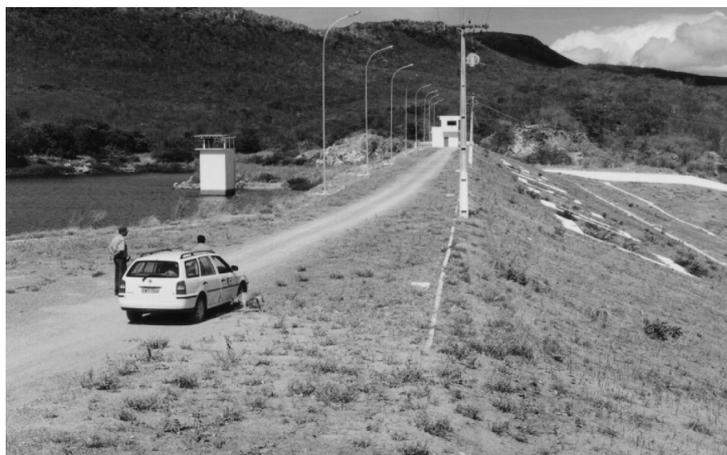


Figura 2.1 – Vista geral da barragem de Bico da Pedra.

Em estudo feito logo após a conclusão das obras, verificou-se que a vazão pela fundação era três vezes maior que a prevista na fase de projeto. Através da medição das vazões *in-situ*, a permeabilidade média no aluvião se mostrou maior daquela prevista na fase de projeto, entre 10^{-2} a 10^{-1} cm/s (Geotécnica, 1975).

2.2- CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA

As descrições a seguir estão de acordo com o relatório final da construção da barragem elaborado pela Geotécnica (1978).

O sítio onde se assentou a barragem é constituído por quartzitos friáveis, arcossianos, quartzitos duros silificados e filitos do grupo lavras.

Nas ombreiras as camadas de quartzito duro, silificado, apresentam acamamentos próximos à direção norte-sul e mergulhos acentuados (ordem de 70°) para leste. Foram encontradas camadas com espessura variando de 1 a 6m.

Observações das plataformas antigas de sondagem na ombreira esquerda mostram afloramentos de quartzitos duros com fraturas pelos planos de acamamento espaçado de 30 a 80cm. Destas fraturas, aquelas de maior expressão apresentam espessura de 5 a 10cm, sendo constituídas de quartzito duro, estas menores que 1cm, entremeadas em quartzito friável. São principalmente fechadas e quando raramente abertas, apresentam abertura de 1 a 3 mm.

Os depósitos aluvionares do rio Gorutuba, essencialmente arenosos, praticamente dominam a área do reservatório, sobrepondo-se aos filitos do grupo lavras. Na área do barramento, tem-se espessura da ordem de 20m na margem direita, não ocorrendo na margem esquerda.

Condições de fundação da barragem

O substrato rochoso que constitui o vale do rio Gorutuba consiste predominantemente de quartzito pouco alterado a são, intensamente fraturado e fragmentado.

Suas condições de estanqueidade equivalem a um material de permeabilidade situada na faixa de 10^{-3} a 10^{-4} cm/s desde o topo rochoso até profundidades máximas da ordem de 9m abaixo do mesmo.

Sob a referida zona, a permeabilidade equivalente passa a valores desde 10^{-5} cm/s até a rocha praticamente estanque, onde os ensaios efetuados mostrando haver estanqueidade (não absorção de água com pressões máximas da ordem de 15kgf/cm²).

A permeabilidade dos solos de fundação foi verificada por meio de ensaios de permeabilidade *in-situ*, realizados concomitantemente com as sondagens a percussão, tendo-se encontrado valores entre $7,5 \times 10^{-2}$ e $1,0 \times 10^{-5}$ cm/s. Para fins de estudo da percolação pela fundação, consideraram-se os valores de $5,66 \times 10^{-3}$ cm/s para permeabilidade média dos solos da fundação e $1,0 \times 10^{-2}$ cm/s para permeabilidade da areia do leito do rio.

Durante a obra foram exploradas duas áreas de empréstimos argilosos, denominadas empréstimo “D” e “E”, situadas nas margens direita e margem esquerda, respectivamente, do rio Gorutuba.

O empréstimo “D” foi o principal a ser utilizado na construção do maciço e situava do local das obras cerca de 2.000m. A espessura média de utilização foi estimada em 2,25m, com volume estimado em cerca de 1.400.000m³. O subsolo é homogêneo, predominantemente areia argilosa marrom ou amarela, possuindo capeamento de solo vegetal variando de 10 a 20cm.

O empréstimo “E” foi considerado como alternativo e situava do local das obras cerca de 3.500m. A espessura média de aproveitamento neste empréstimo foi estimada em 1,40m, com volume estimado em cerca de 634.000m³, constituído predominantemente de argila silto-arenosa, de coloração vermelha, resultante da decomposição do calcáreo.

A areia, que aflora em toda a calha do rio Gorutuba, foi explorada em uma área situada a cerca de 1.600m à jusante da barragem. O volume disponível na jazida foi estimado em 126.000m³. A topografia da área ofereceu condições para exploração mediante carregadeira e caminhões basculantes durante toda a obra.

O quartzito proveniente das escavações das ombreiras foi utilizado na construção do dreno de pé e do *rip-rap* de proteção do talude de montante. Houve

necessidade de se proceder a seleção e estocamento do quartzito nas quantidades e dimensões previstas para as obras.

Quanto ao controle tecnológico, foi adotado uma meta de 98% para o grau de compactação médio, enquanto que para o desvio de umidade procurou-se atingir um valor médio próximo à umidade ótima de Proctor Normal.

A porcentagem média de compactação, obtida na execução do tapete impermeável de montante e ensecadeiras foi de 100,3% e o desvio de umidade médio de + 0,59% (seco).

Na execução do aterro compactado obteve-se a porcentagem média de compactação de 98,7% e o desvio de umidade médio de + 0,58% (seco).

Foram executados também seis poços de inspeção e retirados seis blocos de amostras indeformadas e executados ensaios de caracterização e permeabilidade no laboratório, cujos resultados constam na Tabela 2.1, apresentada a seguir.

Tabela 2.1 – Resultados dos ensaios de caracterização e permeabilidade.

RESUMO DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E PERMEABILIDADE												
IDENTIFICAÇÃO					GRANULOMETRIA				LIMITES			
REG Nº	AMOSTRAGEM		ESTACA	AFAST.	COTA (m)	PED %	AREIA %	SILTE %	ARG %	LL %	LP %	IP %
	TIPO	Nº										
51	Bloco	1	13+15	65 M	531,30	2,1	48,9	17,0	32,0	21,2	14,6	5,6
52	Bloco	2	10+06	40,7M	529,90	0,8	50,2	17,2	31,8	23,2	15,6	7,7
53	Bloco	3	13+10	54 M	530,80	1,2	49,8	18,0	31,0	22,9	12,6	10,3
54	Bloco	4	19+00	30 M	537,25	5,5	44,5	18,0	32,0	18,7	12,3	6,4
55	Bloco	5	17+00	20 M	538,00	3,0	52,0	17,0	28,0	17,8	12,5	5,3
56	Bloco	6	17+00	20 M	538,00	3,0	47,0	17,0	33,0	19,1	12,6	6,5

IDENTIFICAÇÃO			UMIDADE NATURAL %	PESO ESP. APARENTE in-situ g/cm ³	COMPACTAÇÃO		PERMEAB. cm/s
REG Nº	AMOSTRAGEM				γ s max. g/cm ³	HOT. %	
	TIPO	Nº					
51	Bloco	1	9,8	2,066	2,000	10,5	7,7 x 10 ⁻⁷ Vert
52	Bloco	2	9,8	2,066	1,971	10,5	5,0 x 10 ⁻⁶ Horiz
53	Bloco	3	10,2	1,909	1,955	10,4	9,1 x 10 ⁻⁷ Vert
54	Bloco	4	10,7	1,918	1,980	11,2	1,1 x 10 ⁻⁶ Vert
55	Bloco	5	9,6	2,009	1,960	11,0	3,4 x 10 ⁻⁶ Vert
56	Bloco	6	9,8	2,038	1,950	11,8	2,3 x 10 ⁻⁶ Horiz

2.3- ARRANJO GERAL

2.3.1- Descrição da Barragem

A Barragem Bico da Pedra está localizada a cerca de 5km a sudeste da cidade de Janaúba/MG e aproximadamente 130km de Montes Claros – Minas Gerais.

A barragem é do tipo homogênea com crista de 9m de largura na cota 558,80m, com 305m de extensão e 45m de altura máxima (Figura 2.1).

O talude de montante (Figura 2.2) possui inclinação de 1:2,5 (V:H) da crista até a cota 542,00m, onde encontra uma berma de 3,75m de largura, prosseguindo com inclinação de 1:3 (V:H) até a cota 525,00m, onde inicia o tapete impermeabilizante que se estende a 250m para montante no trecho central do vale.



Figura 2.2 – Vista do talude de montante da barragem de Bico da Pedra.

O tapete impermeável tem seção com altura em torno de 5m na sua extremidade de jusante e varia de 2 a 3m na sua extremidade de montante. O tapete está ligado à enscadeira e com coroamento à cota 525,00m.

Como apresentado na Figura 2.3, a seguir, o talude de jusante possui inclinação de 1:2,5 (V:H), com bermas de 2m para cada desnível de 10m até a cota 538,80m, prosseguindo com talude de 1: 3 (V:H) até a cota 518,00m, onde se acha a berma de 4m

do enrocamento do dreno de pé, que possui inclinação de 1: 3 (V:H) até atingir o pé do aterro da barragem (*off-set*).



Figura 2.3 – Vista do talude de jusante da barragem Bico da Pedra.

2.3.2- Vertedouro

O vertedouro é constituído por uma estrutura em concreto armado e ciclópico e compreende cinco partes principais, a saber: canal de acesso; soleira vertedoura; canal vertedouro; salto de esqui; e bacia de dissipação. O vertedouro está localizado na margem esquerda do vale do rio Gurutuba, fora da área de domínio do aterro da barragem (Figura 2.4). Este elemento estrutural possui um desenvolvimento retilíneo perpendicular ao eixo da barragem. A origem do estaqueamento tem início no ponto de encontro dos eixos na estaca 6+0m da barragem.

Como pode ser observado na Figura 2.4, a seguir, a estrutura em concreto do vertedouro possui seção retangular constante com 30m de largura e comprimento de 134,9m, medidos em planta. O vertedouro apresenta uma queda total de 36m entre o nível d'água máximo de montante e o nível d'água máximo de jusante, representando uma energia suficiente para lançar o jato d'água a uma distância fora da zona de influência da fundação do vertedouro.



Figura 2.4 – Vista do vertedouro da barragem de Bico da Pedra.

O canal de acesso compreende as escavações feitas a montante do vertedouro, com fundo na cota 551,00m, para permitir condições de aproximação tranqüila. O canal possui seção variável com transição em curva convergente. Os lados do canal concordam com os muros laterais do vertedouro por meio de curvas de raio igual a 90m. Nesse trecho de acesso o canal apresenta 75m medidos ao longo do eixo.

O vertedouro tem início na estaca 0 + 5,00m a jusante e termina na estaca 0 + 14,983m a jusante. Consiste numa estrutura maciça de concreto com crista na cota 553,00m. Apresenta uma largura de 30m capaz de descarregar a vazão do projeto de $500\text{m}^3/\text{s}$ com uma lâmina de 4m, alcançando o nível d'água máximo *maximorum* a cota 557,00m.

O paramento de montante é vertical e o desenvolvimento do perfil da soleira vertente foi definido considerando-se a proximidade do canal de acesso. A montante da crista, o perfil compõe-se por dois arcos de círculo com raios de 1,86m e 0,80m. A jusante da crista, a soleira apresenta um desenvolvimento parabólico até a cota 551,544m, a partir da qual concorda com o canal vertedouro, na cota 549,365m e estaca 0 + 14,983m a jusante por intermédio de uma curva de raio igual a 10m. Essa parte do vertedouro apresenta um comprimento retificado de 10,928m.

O canal vertedouro apresenta dois trechos de declividades distintas, estabelecidas com o intuito de minimizar os volumes de escavação em rocha.

O primeiro trecho se desenvolve desde a estaca 0 + 14,983m a jusante na cota 549,365m até a estaca 3 + 5,00m a jusante na cota 546,864m com declividade de 5% (0,05m/m), perfazendo 50,082m medidos ao longo da superfície do canal. Esse trecho concorda com o segundo por meio de uma curva convexa de 30m de raio, suficiente para manter o contato d'água com o fundo do canal.

O segundo trecho tem início na estaca 3 + 14,64m a jusante, cota 544,757 e termina na estaca 6 + 12,783m a jusante na cota 521,50m com 62,619 de desenvolvimento ao longo da superfície.

O salto de esqui é a estrutura terminal do canal vertedouro, onde a energia do escoamento é dissipada pelo impacto do jato d'água contra a superfície da rocha a aproximadamente 43m a jusante da estrutura. Constitui-se de uma curva côncava de 7m de raio e ângulo central 51,8 graus. A jusante do salto de esqui projetou-se uma laje de concreto com 10m de comprimento, medido em planta, com a finalidade de proteger o pé da estrutura, quando da ocorrência de vazões pequenas (mais freqüentes).

A bacia de dissipação corresponde a lagoa existente a jusante da estrutura do vertedouro onde se dará a queda do salto. Dessa lagoa será feita a restituição do leito do rio. A cota do nível d'água máximo da lagoa esperada para a vazão do projeto de 500 m³/s é 521,00m.

2.3.3- Tomada d'água

A tomada d'água está localizada na ombreira esquerda da barragem. O eixo da tomada cruza o eixo da barragem na estaca 9 + 13m (estaqueamento da barragem) e faz com ele um ângulo de 98 graus e 30 minutos. Subdivide-se em duas partes fundamentais: torre da tomada d'água e galeria da tomada d'água, como pode ser visto na Figura 2.5.

A torre de tomada d'água é composta por duas câmaras retangulares contíguas, com dimensões internas de 2,60m x 4,00m. A torre tem altura interna de 23,65m e está assente à cota 534,00m. A torre tem soleira na cota 535,00m. À montante, foi prevista uma laje de concreto, na frente da torre, de forma trapezoidal com bases de 9,0m e 7,0m e altura de 5,0m. As entradas das câmaras são protegidas por grades fixas.

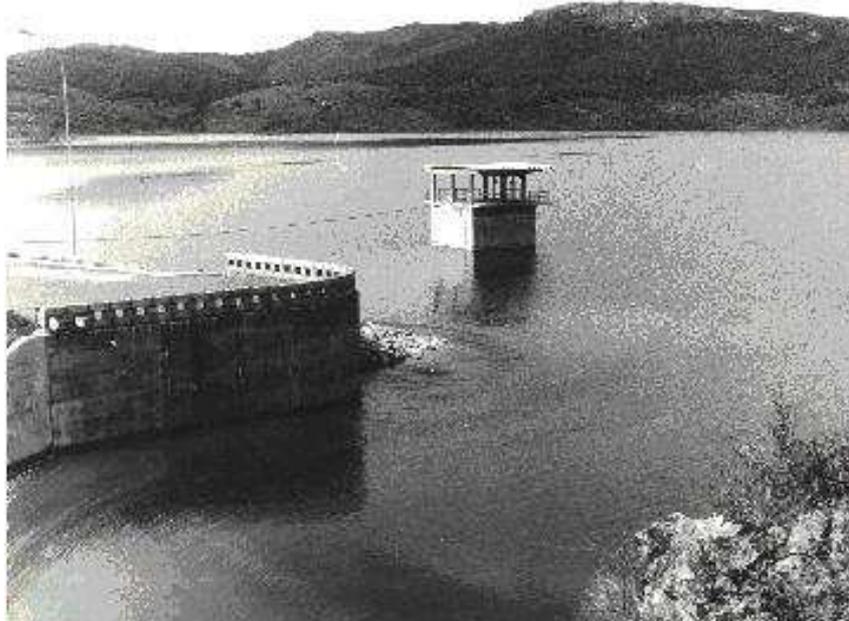


Figura 2.5 – Tomada d'água da barragem de Bico da Pedra.

A torre é encimada por uma plataforma de 9,00m x 7,40m à cota 558,80m, onde se colocou um vigamento de cobertura com 2,5m de altura, ao qual se poderá afixar o sistema de içamento das comportas (*stop-logs*).

O armazenamento dos *stop-logs* será feito no patamar situado no parâmetro montante da torre de 2,60m x 1,70m x 1,50m, situado na cota 557,10m.

O acesso à torre é feito por meio de barco e escada de marinheiro situada no paramento de jusante da torre. A plataforma da torre é circundada por um guarda – corpo de 0,90m de altura. A galeria é uma estrutura de concreto, diretamente apoiada no terreno com cota variando de 534,40m a 533,04m. A forma típica da seção transversal, com 3,40m de altura e largura de 6,60m, deve-se a necessidade de ter-se que acomodar as duas tubulações de captação. O comprimento total da galeria é de 117,60m. As comportas estão situadas na parede jusante da torre, face interna, onde estão as entradas da galeria, com soleira à cota 535,00m. As comportas têm operação independente, comandada por acionamento manual situado à cota 558,80m.

As tubulações de captação têm diâmetros iguais de 2,20m, têm blindagem de aço montada com chapa de aço de 3/8” de espessura. A declividade da galeria é de 0,01m/m, a partir da entrada, na cota 535,00m. Na saída, tem cota 533,82m (geratriz inferior interna).

2.3.4- Instrumentos Instalados

Foram instalados na barragem de Gorutuba os seguintes dispositivos de observação:

- 1 régua limnimétrica no reservatório;
- 2 medidores de vazão nas saídas dos bueiros de descarga do dreno de pé e poços de alívio (encontram-se afogados);
- 6 piezômetros hidráulicos de maciço - M1, M2, M3, M4, M5 e M6 (inoperantes);
- 2 piezômetros abertos no maciço – M8 e M9;
- 7 piezômetros hidráulicos de fundação – F1, F2, F3, F4, F5, F6 e F7 (inoperantes), a montante do eixo;
- 8 piezômetros abertos na fundação – F8, F9, F10, F11, F12, F13, F14 e F 15, sendo que se encontram entupidos os piezômetros F8, F10 e F15.

Na tabela 2.2 estão descritas as localizações dos piezômetros que estão em operação:

Tabela 2.2 – Localização dos piezômetros abertos

Piezômetro nº	Data de instalação	Localção				
		Estaca (m)	Afastamento(m)	Cota do terreno	Topo de tubo	Célula
F-9	20/02/78	13+16	31-J	548,90	550,16	508,00
F-11	01/11/77	14+04	91-J	529,06	530,11	508,00
F-12	05/11/77	14+10	128-J	517,75	519,09	508,00
F-13	08/11/77	14+16	170-J	516,35	517,58	508,00
F-14	09/11/77	15+01	210-J	515,93	516,92	507,50
M-8	27/02/78	13+16	31-J	548,83	550,22	514,86
M-9	23/11/77	14+01	59-J	538,68	540,03	514,68

2.4- ASPECTOS GERAIS DA SEGURANÇA DA BARRAGEM

2.4.1- Sistemas Estabilizadores Externos da Barragem

Proteção Contra Galgamento

Para evitar o galgamento é necessário um bom dimensionamento do vertedouro. O vertedouro foi dimensionado tomando-se como base os dados a seguir.

Níveis d'água:

- N.A. mínimo cota 543,00m
- N.A. máximo normal cota 553,00m
- N.A. máximo *maximorum* cota 557,00m

Volumes acumulados:

- Cota 543,00m $328,8 \times 10^6 \text{m}^3$
- Cota 553,00m $705,6 \times 10^6 \text{m}^3$
- Cota 557,00m $928,8 \times 10^6 \text{m}^3$

Vazão regularizadora anual perene: $6,5 \text{ m}^3/\text{s}$

Cheias:

- de projeto $1.750 \text{ m}^3/\text{s}$
- após amortecimento $313 \text{ m}^3/\text{s}$
- adotada para projeto do sangradouro $500 \text{ m}^3/\text{s}$
- para a 1ª etapa do desvio do rio $250 \text{ m}^3/\text{s}$
- para a 2ª etapa do desvio do rio $20 \text{ m}^3/\text{s}$

Proteção do Talude de Montante

A proteção do talude de montante foi executada com a utilização de pedras lançadas (*rip-rap*) com camadas de transição de areia e brita corrida, obedecendo os critérios estabelecidos por Terzaghi (1925) para filtros e drenos. Observa-se ainda que o *rip-rap* eleva-se da cota 542,00m a cota 558,80m (crista da barragem), como apresentado na Figura 2.6.

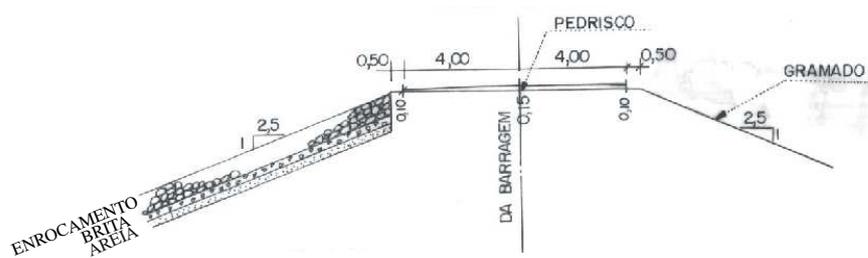


Figura 2.6 - Detalhe do revestimento dos taludes e crista da barragem.

Previamente ao lançamento do *rip-rap* no talude de montante, foi efetuada a remoção do material solto e em excesso no talude por trator de esteiras (Caterpillar D8). Os materiais pétreos, lançados do topo do talude, foram espalhados por equipamento mais leve (trator Komatsu D65A), sendo o acabamento feito manualmente.

Este procedimento repetiu-se a cada dois metros de subida do aterro compactado, tendo a proteção sido executada em toda extensão da barragem, com o *rip-rap* de pedras lançadas concordando com as ombreiras.

Proteção do Talude de Jusante

O talude de jusante foi protegido contra a ação erosiva da água de chuva pelo plantio de grama, que amortece a velocidade da água e retém o solo, através de suas raízes, evitando a erosão.

Previamente ao plantio da grama, promoveu-se o acerto do talude de jusante, removendo-se o material solto e em excesso no talude, utilizando-se o trator de esteiras (Caterpillar D8) o talude foi recoberto com uma camada de 10cm de terra vegetal sobre a qual foi plantada a grama.

Foram construídas canaletas de drenagem sobre as bermas, no contato do maciço com as ombreiras e no pé do enrocamento do dreno de pé (*rockfill*), para a coleta das águas pluviais. Estas canaletas são pré-moldadas de concreto, com seção circular de 0,60m de diâmetro sobre as bermas e no pé do enrocamento do dreno de pé e de 1,00m de diâmetro no contato do maciço com as ombreiras.

Proteção da Crista

A crista foi revestida com uma camada de pedrisco na espessura de 15cm no eixo da barragem e 10cm nos bordos de montante e jusante.

2.4.2- Sistemas Estabilizadores Internos da Barragem

Controle de Percolação pelo Maciço

O Tapete drenante horizontal de areia foi construído entre as estacas 12+00m e 19+00m, com afastamento de 2m a 135m de jusante, na espessura mínima de 1,00m e tem a função de coletar as águas provenientes do filtro vertical, conduzindo-as ao dreno de pé situado na sua extremidade de jusante (Figura 2.7). Empregou-se na execução do dreno de pé enrocamento de pedra de mão, com camadas de transição constituídas de areia e brita, como indicado na ilustração apresentada na Figura 2.8.

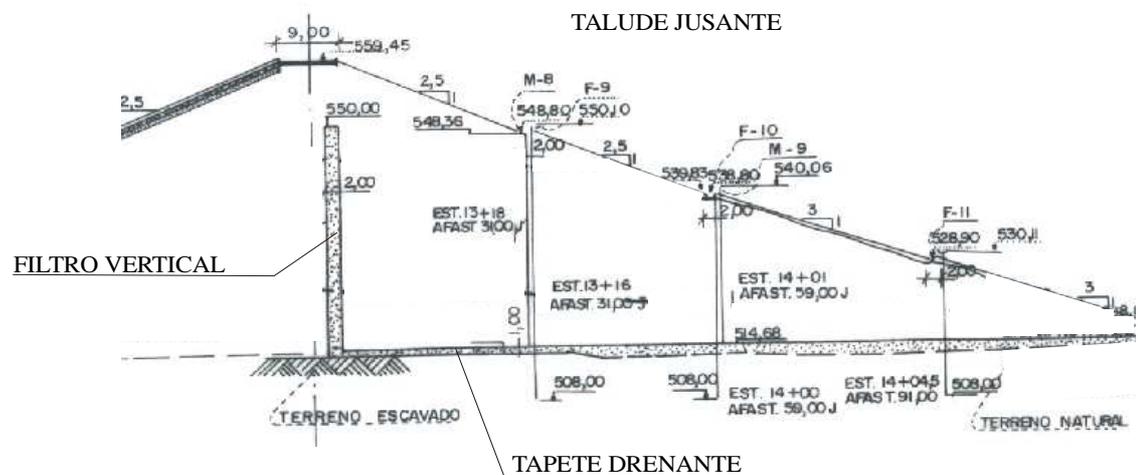


Figura 2.7 - Filtro vertical e tapete drenante.

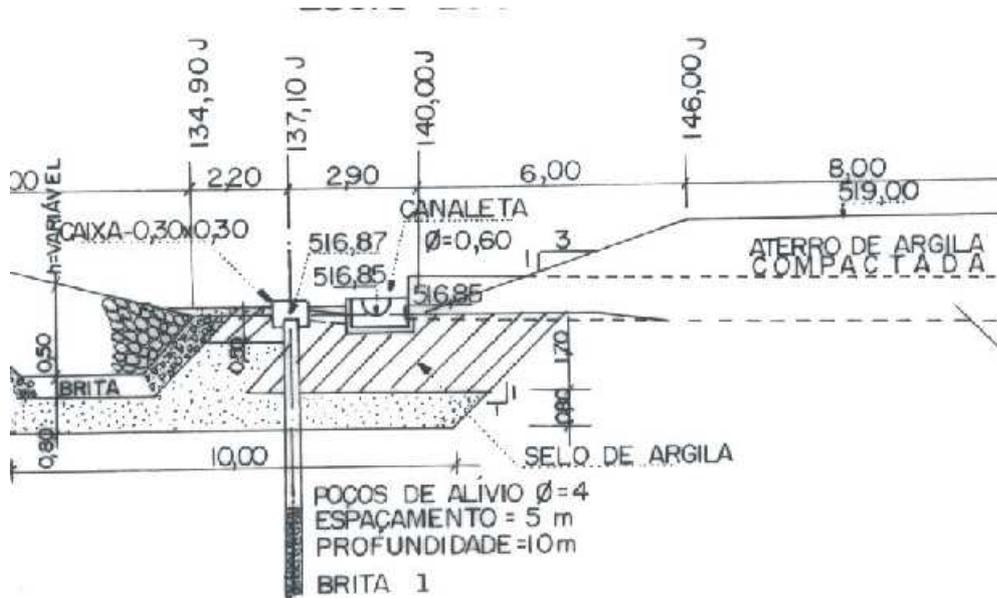


Figura 2.8 - Detalhe do dreno de pé e poços de alívio.

O Filtro vertical foi executado até a cota 550,00m e com largura de 2,0m. Nas ombreiras o filtro vertical foi construído até a cota 553,00m.

Controle de Percolação pela fundação

São três dispositivos de controle da percolação pela fundação: um tapete impermeável; uma trincheira de vedação; e uma cortina de injeção. O tapete impermeável tem seção retangular com altura de cerca de 5m acima do terreno na sua extremidade de jusante e varia de 2 a 3m na extremidade de montante, ligando-se à enscadeira com coroamento à cota 525,00m. A Trincheira de Vedação se localiza ao pé do talude de montante com fundo à cota 512,00. Este foi o local mais indicado para sua execução, pois é o ponto onde a espessura do material aluvionar é menor. A Figura 2.9, a seguir, mostra a trincheira de vedação e o tapete impermeável.

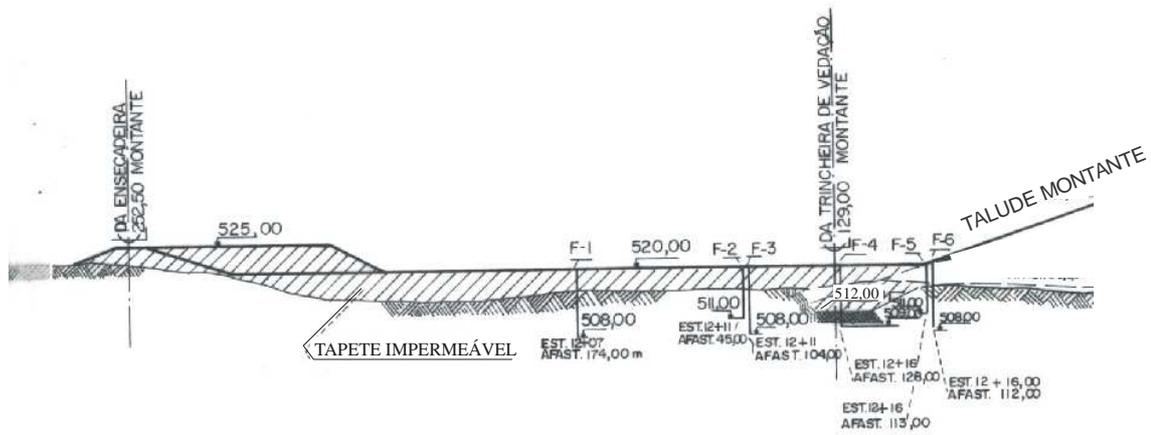


Figura 2.9 - Tapete impermeável e trincheira de vedação.

O programa de cortina de injeção teve por objetivo o preenchimento das fendas existentes na rocha de fundação de forma a melhorar as suas condições mecânicas e de estanqueidade, constituindo-se num dos dispositivos do controle das águas percoladas através da rocha de fundação.

2.4.3- Leituras Piezométricas

Foram observadas as leituras nos piezômetros, tipo Casagrande, M8 e M9 localizados no maciço e F9, F10, F11, F12, F13 e F14, localizados na fundação, com os respectivos níveis do reservatório. As informações referentes ao ano 2000 estão apresentadas na Tabela 2.3.

A oscilação do nível do reservatório neste ano está representada graficamente conforme ilustrado na Figura 2.10.

Foram analisadas as condições de poropressões em cada piezômetro em função do nível do nível do reservatório em cada período observado, conforme indicam os gráficos ilustrados nas Figuras 2.11, 2.12, 2.13 e 2.14.

Tabela 2.3 – Dados piezométricos no período de Janeiro a Dezembro de 2000.

Piezômetros	M-8	M-9	F-10	F-9	F-11	F-12	F-13	F-14
Mês	cota lago	cota piez.						
Jan	545,55							
Fev	547,80	522,10	520,07	523,33	518,73	518,47	517,38	517,10
Mar	547,80							
Abr	547,70	523,68	520,05	529,44	528,61	518,59	518,39	517,24
Mai	547,00	524,11	520,22	529,26	521,69	518,76	518,42	517,38
Jun	546,55	523,76	519,94	529,11	521,65	518,64	518,40	517,34
Jul	546,20	523,46	519,75	528,73	522,97	518,44	518,34	517,18
Ago	545,65	523,48	521,64	528,75	521,02	518,28	518,19	517,09
Set	545,65							
Out	545,20	523,42	519,74	528,71	521,03	519,16	518,17	517,42
Nov	544,75	523,43	519,82	528,87	520,29	518,41	518,05	517,13
Dez	545,30	523,36	519,52	528,63	520,82	518,24	518,20	516,89

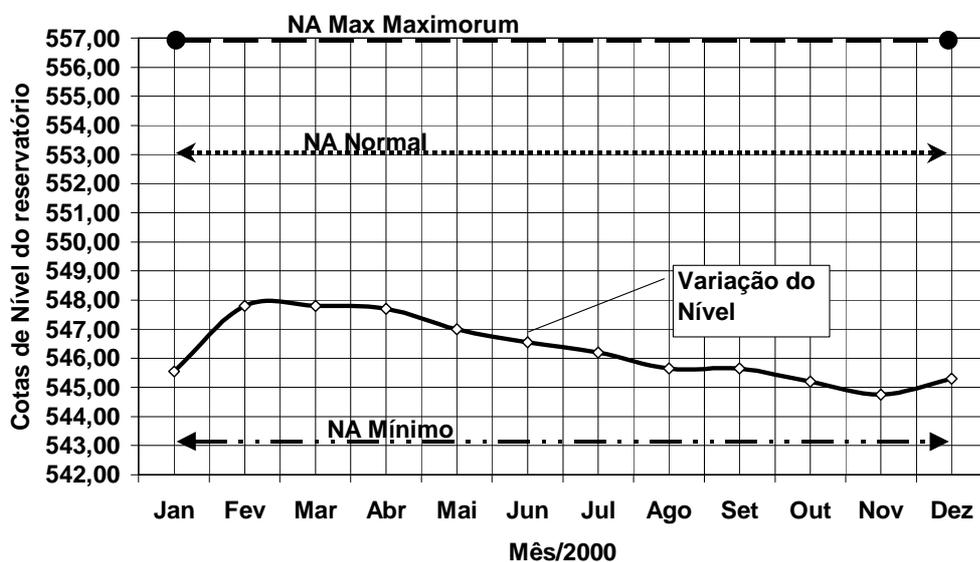


Figura 2.10 - Oscilação do nível do reservatório no ano de 2000.

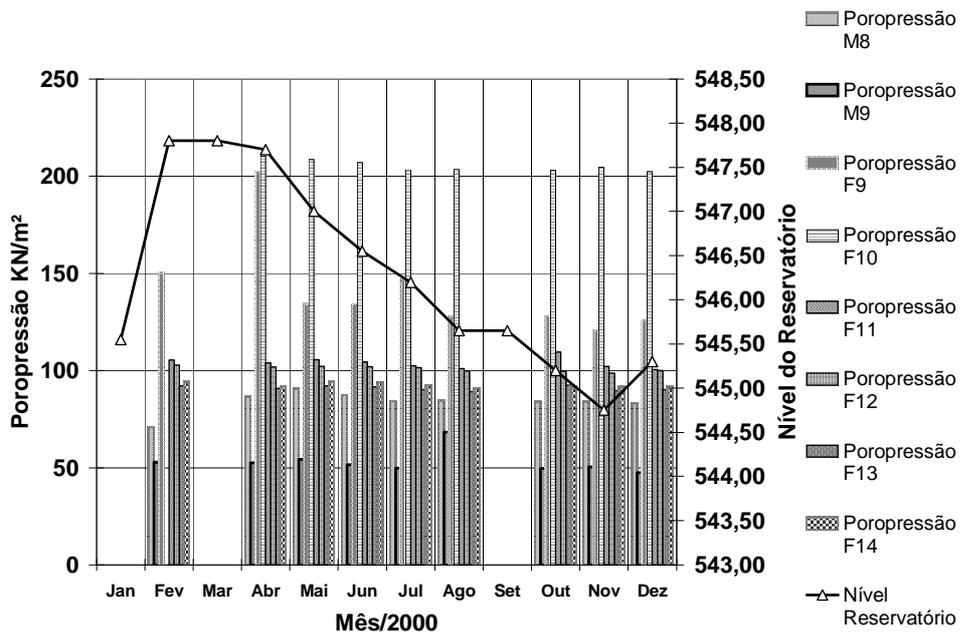


Figura 2.11 - Comportamento das poropressões em função da variação do nível do reservatório – Piezômetros M8, M9, F9, F10, F11, F12, F13 e F14.

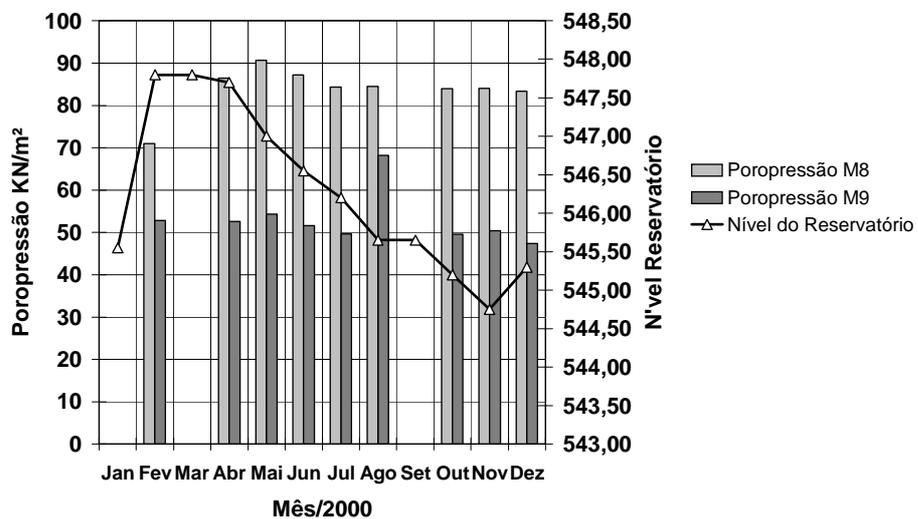


Figura 2.12 - Comportamento das poropressões em função da variação do nível do reservatório – Piezômetros M8 e M9.

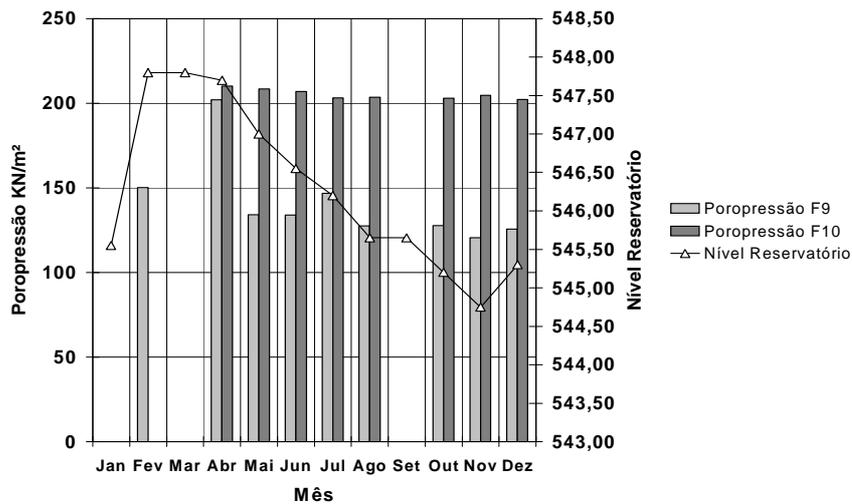


Figura 2.13 - Comportamento das poropressões em função da variação do nível do reservatório – Piezômetros F9 e F10.

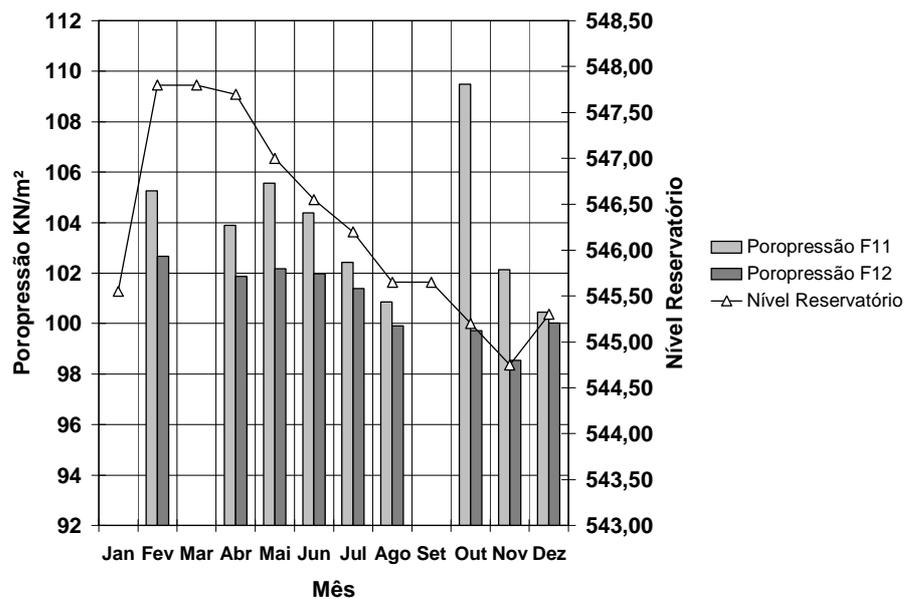


Figura 2.14 - Comportamento das poropressões em função da variação do nível do reservatório – Piezômetros F11 e F12.

Os gráficos ilustram que os piezômetros localizados abaixo do talude de jusante, M8, M9, F9, F11 e F12, encontram-se em condições de funcionamento. Essas leituras serão utilizadas neste trabalho, para calibração do modelo numérico para barragem.

ANÁLISE DE SENSIBILIDADE EM SISTEMAS DE CONTROLE DE PERCOLAÇÃO PELA FUNDAÇÃO

3.1– FLUXO EM MEIOS POROSOS SATURADOS

3.1.1- Percolação de Água nos Solos

Em projetos de barragens o controle de fluxo pelo maciço, fundação e ombreiras constitui um dos requisitos fundamentais à segurança da obra (Cruz, 1996). É quase desnecessário repetir que em qualquer estatística de acidentes e rupturas de barragens a causa majoritária foi a falta de um sistema eficiente de controle de fluxo.

O principal condicionador de fluxo em meios porosos é a permeabilidade do meio. A permeabilidade de um meio poroso pode ser interpretada como a facilidade (ou a dificuldade) que o meio oferece à passagem de um fluido pelos seus poros ou vazios. Um meio com baixa permeabilidade é um meio que oferece uma grande dificuldade à passagem do fluido enquanto uma permeabilidade elevada ofereceria ao fluxo uma maior facilidade de movimento.

Como apresentado por Lambe e Whitman (1979), a permeabilidade à água dos meios porosos varia de 10^{-10} cm/s até 10^0 cm/s.

3.1.2- A Natureza da Água Intersticial

O solo é um sistema constituído por uma fase sólida (partículas minerais) e uma fase fluida (água e/ou ar), a qual ocupa os interstícios (vazios) formados pelo arranjo de partículas minerais, que caracteriza o esqueleto sólido do solo. A água intersticial pode estar sob equilíbrio hidrostático ou fluir através da massa do solo, caso exista um

gradiente hidráulico e os poros sejam interconectados, estabelecendo caminhos preferenciais de fluxo (Gomes, 2001).

Este modelo simplificado do meio (grãos + poros interconectados) é válido para os solos granulares e muito precários para os solos finos, para os quais a água intersticial é fortemente afetada por forças atrativas de natureza elétrico-molecular. Próximo às partículas, existe uma camada de água absorvida, que pode estar solidificada mesmo à temperatura ambiente, sujeita a pressões muito altas que decrescem à medida que aumenta a distância à partícula. Estes filmes de água absorvida propiciam um vínculo entre as partículas, conferindo ao solo uma resistência intrínseca chamada coesão verdadeira. Assim, os solos finos são ditos coesivos e os solos grossos não cimentados são denominados de não-coesivos.

Aumentando-se a distância à partícula, a água tende a tornar-se menos viscosa até um estado de água livre, capaz de escoar através do solo, definido-se como permeabilidade do solo a maior ou menor facilidade das partículas de água deslocarem por entre os vazios do mesmo. Com as limitações expostas para os solos finos, o modelo descrito é genericamente adotado para estudar a teoria da percolação da água nos solos.

3.1.3- Fluxo da Água Intersticial

A percolação da água intersticial através de uma massa de solo é regida pela equação de Bernoulli (aplicação do princípio de conservação da energia ao escoamento de um fluido incompressível em regime permanente), dada por

$$h_e + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{V^2}{2g} = cte \quad (3.1)$$

onde h_e é a carga de elevação e representa o potencial altimétrico; a segunda parcela é a carga de pressão e representa o potencial piezométrico, sendo igual a poropressão (u) dividida pelo peso específico da água (γ_w); e a terceira parcela representa o potencial cinético, sendo esta última, normalmente desprezada em geotecnia.

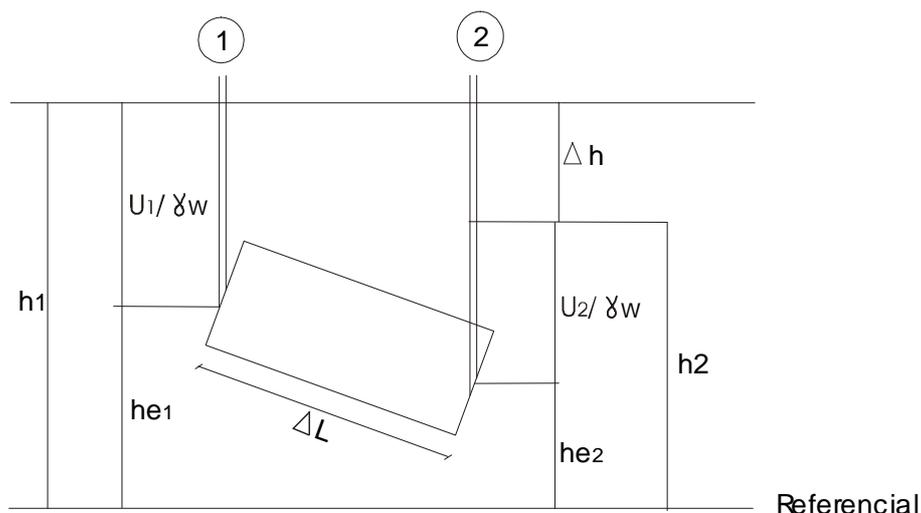


Figura 3.1 – Modelo de fluxo em meios porosos.

$$h_1 + \frac{u_1}{\gamma_w} = h_2 + \frac{u_2}{\gamma_w} + \Delta h \quad (3.2)$$

onde:

- h_{e1} e h_{e2} são as elevações;
- u_1 e u_2 são as pressões da água intersticial (poropressão);
- γ_w é o peso específico da água;
- Δh representa a perda de carga, devido à resistência viscosa, entre o trecho 1 e 2.

De forma genérica, a carga hidráulica total (h), ou simplesmente carga total, numa dada seção de fluxo de água, será dada por

$$h = h_e + \frac{u}{\gamma_w} \quad (3.3)$$

onde h_e é a elevação, u a poropressão e γ_w o peso específico da água.

O fluxo d'água dá-se na direção da maior carga hidráulica para a menor. O gradiente hidráulico i é dado pela seguinte relação

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta L} \quad (3.4)$$

ou seja, a perda de carga por unidade de comprimento ao longo da direção do fluxo.

3.1.4- Lei de Darcy

Utilizando um dispositivo similar ao indicado na Figura 3.1, Darcy mostrou que o fluxo unidimensional da água através dos solos é regido pela seguinte relação empírica

$$q = kiA \text{ ou } V = \frac{q}{A} \quad (3.5)$$

onde:

q - vazão de percolação;

A - área da seção transversal ao escoamento;

k - coeficiente de permeabilidade;

V - velocidade aparente do fluxo.

A lei de Darcy constitui uma das equações básicas da Mecânica dos Solos, com ampla aplicabilidade em problemas práticos.

3.1.5- Fatores que influenciam a permeabilidade do solo:

De acordo com Gomes (2001), tem-se a seguir os principais fatores que influenciam na permeabilidade dos solos:

- a) Distribuição granulométrica, principalmente a fração fina – quanto menores as partículas, menores os poros formados e, portanto, maior a resistência ao fluxo (menor permeabilidade);
- b) Forma e textura das partículas: quanto mais alongadas e irregulares as partículas e quanto mais rugosas superficialmente, mais tortuosas serão as trajetórias de fluxo e, conseqüentemente, menor a permeabilidade do solo;
- c) Composição mineralógica: fator de influência significativa no caso dos solos finos devido aos efeitos exercidos sobre a camada de água absorvida às partículas sólidas;
- d) Natureza do fluido: influência devido principalmente às variações de peso específico (salinidade da água) e viscosidade;
- e) Temperatura: Variações de temperatura resultam em variações da viscosidade do fluido percolante com conseqüente variação da permeabilidade. Uma vez que a viscosidade do fluido percolante é fortemente afetada pela temperatura, é usual adotar a temperatura de referência de 20°C para expressar a permeabilidade;
- f) Tipo de escoamento: a permeabilidade é afetada pelas condições do escoamento, se laminar ou turbulento (neste, não se aplica a lei de Darcy);
- g) Estrutura do solo: a permeabilidade dos solos finos é fortemente afetada pelo estado floculento ou disperso das partículas, bem como o de suas orientações relativas (microestrutura). Em solos estratificados, a permeabilidade na direção paralela a de estratificação é usualmente muitas vezes maior que a permeabilidade na direção normal a de estratificação. Outras feições de anisotropia que afetam bastante a permeabilidade são fissuras, bolsões de argila mole, etc;
- h) Índice de vazios: o tamanho e a disposição dos poros (alinhamento) constituem fatores extremamente relevantes no comportamento do solo quanto à permeabilidade;
- i) Grau de saturação: a presença de bolhas de ar tende a bloquear os canalículos de percolação, comprometendo sensivelmente o fluxo da água intersticial.

3.1.6- A Constante Física Permeabilidade (k)

O coeficiente de permeabilidade do solo, tem dimensão de velocidade e expressa a velocidade de fluxo da água através do solo sob um gradiente hidráulico unitário.

Valores típicos de k , correlacionados com o tipo de solo e condições de permeabilidade e drenagem, são dados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Correlações com os valores de permeabilidade.

$k(m/s)$	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}	10^{-12}
Drenagem	Boas						Más			Praticamente Inexistentes			
Permeabilidade	Elevada			Média			Baixa		Muito Baixa		Praticamente Impermeável		
Tipos de Solos	Pedregulhos Limpos		Argilas Fissuradas						Argilas não Fissuradas Siltes + Argilas				
			Argilas Limpas Areia + Pedregulhos			Argilas Muito Finas Siltes							

3.1.7- Condições de Contorno para Redes de Fluxo

Para o traçado das redes de fluxo é necessário que se estabeleça, de início, as condições de contorno do problema em termos de linhas de fluxo e de linhas equipotenciais (Silva Filho, 2001). A Figura 3.2 mostra alguns exemplos de condições de contorno, indicando os tipos básicos de fluxo de água em meios porosos:

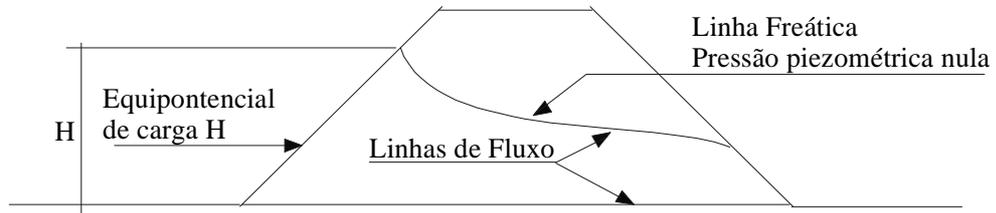
- fluxo confinado;
- fluxo não confinado.

O fluxo confinado ocorre quando as condições de contorno e suas respectivas posições no espaço, são conhecidas com exatidão, *a priori*.

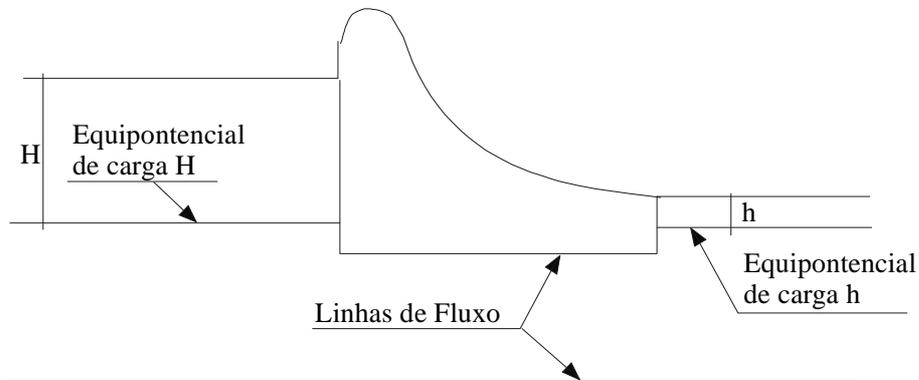
O fluxo não confinado ocorre quando a posição espacial exata de pelo menos uma de suas condições de contorno não é conhecida *a priori*, conhecendo-se apenas sua posição aproximada. A posição exata será determinada de forma interativa, durante o próprio processo de traçado da rede de fluxo, sendo, portanto, parte da solução do problema.

O fluxo através do maciço compactado de uma barragem de terra é um exemplo de fluxo não confinado, uma vez que uma das fronteiras do domínio de fluxo (a linha de fluxo limite superior) não está determinada previamente. Esta linha de percolação

particular é denominada linha de freática, sendo o lugar geométrico dos pontos sujeitos à pressão atmosférica e, portanto, de pressão piezométrica nula.



Condições de contorno para fluxo não confinado



Condições de contorno para fluxo confinado

Figura 3.2 – Fluxo confinado e não confinado.

3.1.8- Métodos de Obtenção da Rede de Fluxo.

Diversos métodos e procedimentos são disponíveis para o estudo da percolação de água nos solos e traçado das correspondentes redes de fluxo que podem ser descritas como:

Métodos Numéricos

Baseados geralmente nos métodos de diferenças finitas, elementos finitos e elementos de contorno. No estudo da vazão de percolação através de uma barragem de terra pelo método de elementos finitos o domínio do fluxo de uma determinada região é

subdividida em uma série de pequenos elementos geométricos, sendo o comportamento do fluxo estudado em cada um deles.

Como mencionado anteriormente, neste estudo foi utilizado o método dos elementos finitos, através do software SEEP (GeoSlope International, 2002).

Métodos Analíticos

Consistem na solução matemática da equação de Laplace, obedecendo as condições de contorno específicas, envolvendo a determinação das funções equipotenciais $\phi(x, y)$ e linhas de fluxo $\psi(x, y)$. A complexidade das soluções obtidas somente justifica a sua aplicação a problemas de fluxo em meios homogêneos de geometria relativamente simples.

Métodos Analógicos

Baseiam-se no fato de que outros fenômenos físicos também são regidos pela equação de Laplace, por exemplo o fluxo elétrico através de um meio resistivo, permitindo analogias com o fluxo de água através de um meio poroso.

Método Gráfico

O estudo do fluxo de água através do solo é feito, comumente, através do procedimento gráfico das redes de fluxo. O processo consiste basicamente em desenhar, dentro da região em que ocorre o fluxo (domínio de fluxo), as famílias de curvas equipotenciais e linhas de fluxo e linhas de fluxo que satisfazem a equação de Laplace. O método é baseado nas proposições iniciais de Forchheimer (1930), posteriormente sintetizadas por Casagrande (1937).

3.1.9- Determinação da Vazão Através da Rede de Fluxo em Meios Isotrópicos

Na rede de fluxo indicada na Figura 3.3, tem-se que a vazão em um canal de fluxo (q) é dada pela expressão

$$q = k\Delta h \frac{b}{L} \quad (3.6)$$

onde b é a largura do canal e L a extensão. Sendo $\frac{b}{L} = 1$ (quadrado), tem-se que a vazão num canal de fluxo em meios homogêneos isotrópicos é dada pela expressão

$$q = k\Delta h \quad (3.7)$$

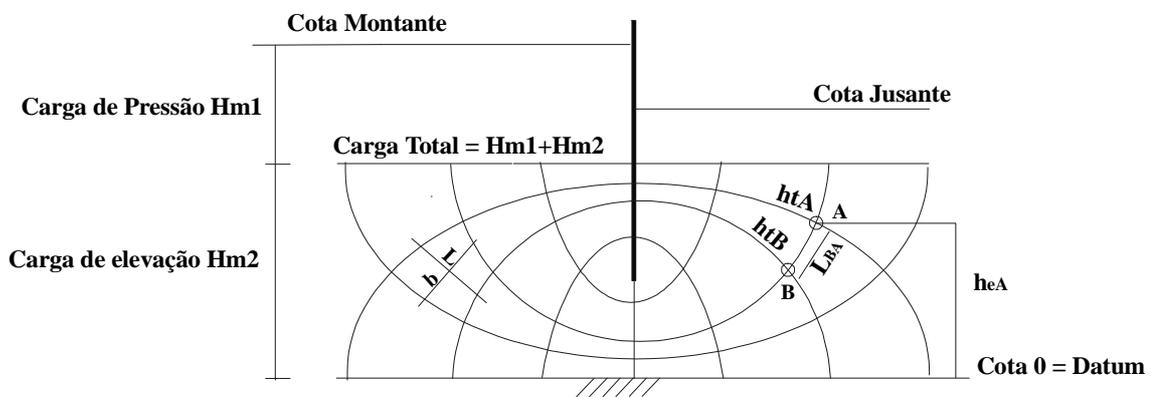


Figura 3.3 – Exemplo de uma rede de fluxo de uma cortina em estacas prancha.

Para um sistema de fluxo modelado por uma rede de fluxo, denomina-se:

N_f = número total de canais de fluxo;

N_{eq} = número de equipotenciais;

N_q = número de quedas de potencial ($N_q = N_{eq} - 1$)

Para o sistema de fluxo tem-se que a vazão total que flui através de N_f canais de fluxo será igual a

$$q_t = q.N_f = k.\Delta h.N_f \quad (3.8)$$

uma vez que $\Delta h = \frac{h_t}{N_q}$, a Expressão 3.8 pode ser reescrita na forma

$$q_t = \frac{N_f}{N_q} k h_t \quad (3.9)$$

onde, q_t corresponde à vazão por metro (vazão específica) da barragem.

Apenas para exemplificar, no exemplo apresentado na Figura 3.3, o número de canais de fluxo é igual a 4 e de quedas de potencial igual a 8.

3.1.10- Determinação das Poropressões Através da Rede de Fluxo

A determinação da poropressão em um ponto qualquer de uma rede de fluxo é feita da seguinte forma: considerando o ponto A na Figura 3.3, a equipotencial à qual pertence o ponto A , possui carga total igual a h_t ; a elevação do ponto A , em relação ao mesmo referencial utilizado para o cálculo dos potenciais totais é igual a carga de elevação, h_e ; como a carga total é dada pela soma da carga de elevação mais o valor da carga de pressão no ponto, a pressão neutra no ponto A será dada pela expressão

$$u_A = \gamma_w (h_{tA} - h_{eA}) \quad (3.10)$$

3.1.11- Determinação dos Gradientes Hidráulicos Através da Rede de Fluxo

Tomando-se como base o exemplo apresentado na Figura 3.3, para a determinação do gradiente hidráulico entre dois pontos de uma rede de fluxo, faz-se: considere-se os pontos A e B ; a equipotencial à qual pertence o ponto A , possui potencial total igual a h_{tA} e a equipotencial à qual pertence o ponto B , possui potencial total igual a h_{tB} ; a distância entre os dois pontos é igual a L_{BA} ; o gradiente hidráulico entre os pontos A e B é dado pela relação entre a queda de carga no trecho, dividida pela distância entre eles. Assim, tem-se

$$i_{BA} = \frac{h_{tB} - h_{tA}}{L_{BA}} \quad (3.11)$$

sendo comum o gradiente hidráulico ser expresso em porcentagem.

3.2- O PROGRAMA DE COMPUTADOR SEEP

O SEEP é um programa formulado em elementos finitos que pode ser utilizado para modelar o movimento e a distribuição de poropressão em materiais porosos tais como o solo e rocha. Sua formulação possibilita analisar desde problemas simples a problemas mais complexos de percolação. O programa pode ser aplicado para estudos de projetos em geotecnia, engenharia civil, hidrogeologia e projetos de mineração (GeoSlope, 2002).

O SEEP é um programa com forte interface gráfica para o usuário e opera através do *Microsoft Windows*. O SEEP é um programa de análise de percolação em meios porosos e modela fluxo saturado e não saturado em condições bidimensionais e axissimétricas.

A inclusão de fluxo não saturado é muito importante uma vez que possibilita fazer análises mais realistas, uma vez que em solos, a permeabilidade e o teor de umidade podem variar em função da poropressão. O SEEP modela estas relações com funções contínuas. Para poropressão zero ou maior que zero, ou seja, abaixo da linha freática, tem-se a permeabilidade do solo saturado. Quando a poropressão for menor que zero, ou seja, acima da linha freática, a permeabilidade varia em função da poropressão negativa (sucção). Alguns programas simulam a região não saturada com permeabilidade nula. A utilização de permeabilidade nula nessa região é irrealista e segundo (GeoSlope, 2002) leva a análises com resultados incorretos.

As análises indicadas na Figura 3.4 permitem a avaliação do comportamento de meios porosos em diversas condições, dentre as quais destacam-se:

- Análise do comportamento transiente do lençol freático ao redor de um poço de bombeamento usando a análise axissimétrica transiente;
- A avaliação do comportamento das poropressões em uma barragem quando da ocorrência de rebaixamento rápido do reservatório;

- Determinar a evolução da frente de saturação em uma barragem quando do enchimento do reservatório;
- Estimativa das vazões percoladas através de fundação e maciço de barragens para subsidiar a instrumentação, dimensionar a drenagem interna ou avaliar a eficiência de *cut-offs* e/ou cortinas de injeção;.
- Avaliação qualitativa da contaminação de lençol freático por reservatórios de rejeito;
- Dimensionamento de sistemas de rebaixamento e avaliação de sua eficiência;
- Análise do espalhamento do fluxo em análises horizontais.

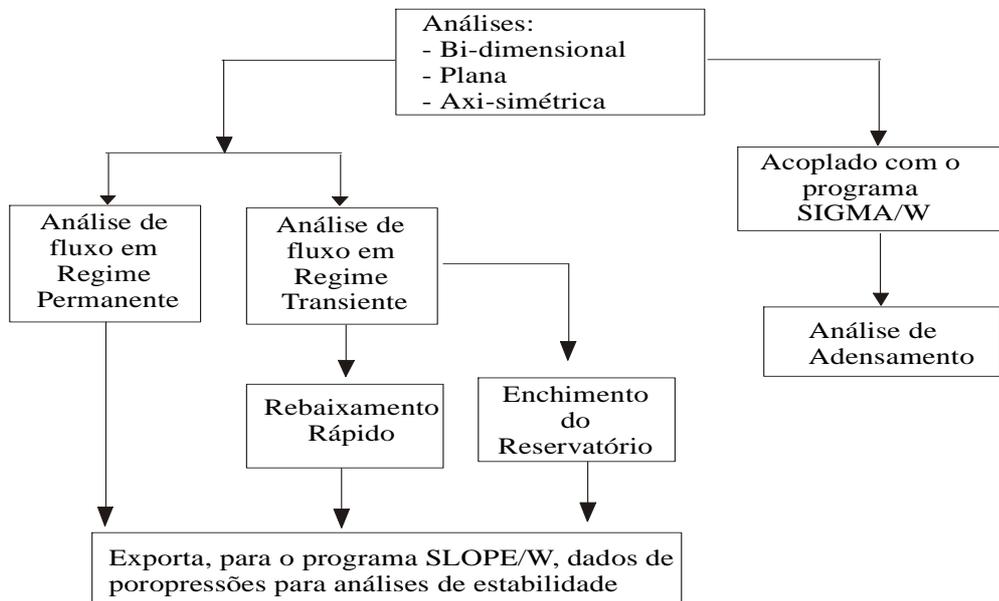


Figura 3.4 – Diagrama funcional do SEEP.

O programa possui recursos que facilitam a geração do modelo além de permitir a definição adequada das reais características e condicionantes da situação em análise.

Alguns dos principais recursos são relacionados a seguir:

- Geração da geometria diretamente na tela através do simples *click* do *mouse*;
- Geração automática de elementos triangulares e quadrangulares em áreas definidas com o *mouse*;

- Utilização de elementos de ordem mais elevada, triangulares de seis nós e quadrangulares de oito nós;
- Elementos infinitos para simular a continuidade do meio;
- Análise tanto de meios saturados como de meios parcialmente saturados;
- Parâmetros de permeabilidade que variam em função das poropressões;
- Condições de contorno variáveis no tempo para as análises transientes;
- Definição das condições de contorno diretamente na tela através do *click* do *mouse* sobre o nó ou face de elemento em questão;
- Definição de seção de fluxo através da qual se quer conhecer a vazão percolada.

Quanto a apresentação tanto do modelo como dos resultados o programa permite a geração de figuras coloridas facilmente incorporadas a editores de texto. Os resultados são mostrados na forma de regiões representativas de intervalos de valores permitindo uma clara visualização do comportamento do modelo.

O procedimento para geração do modelo, definição da análise e apresentação dos resultados são apresentados no manual do programa, porém alguns aspectos merecem atenção especial e são relacionados a seguir:

- No comando *SET SCALE* é extremamente importante definir o peso específico da água em unidades compatíveis com as adotadas no restante do programa;
- Os nós base, a partir dos quais será gerada a malha podem ser diretamente definidos a partir de *click* do *mouse* ou ter suas coordenadas digitadas diretamente no menu *KEYLN→NODES*;
- É preciso definir as Funções Permeabilidade (*Hydraulic Conductivity Functions*) para poder definir as propriedades dos materiais envolvidos nas análises, como ilustrado na Figura 3.5. Nas análises de fluxo transiente é preciso também definir as Funções Teor de Umidade Volumétrico (*Volumetric Water Content Functions*) para poder definir as propriedades dos materiais envolvidos nas análises, como ilustrado Figura 3.6. Os elementos só podem ser gerados após a definição das propriedades dos materiais, tomando-se o cuidado de definir o material a que pertence tal elemento;

- Nas análises transientes os intervalos de tempo devem ser definidos em unidade de tempo compatível com a dos coeficientes de permeabilidade dos materiais envolvidos na análise;
- Após a geração do modelo é importante fazer uma verificação do mesmo usando o comando *VERIFY/SORT*. Este procedimento, além de verificar erros na modelagem, renumera os nós otimizando a solução numérica.

A permeabilidade do solo é função do teor de umidade do mesmo. Uma vez que a poropressão também é função do teor de umidade, a permeabilidade é função da poropressão. A Figura 3.5 ilustra uma típica relação entre permeabilidade e poropressão, função esta denominada de Curva Característica do Solo.

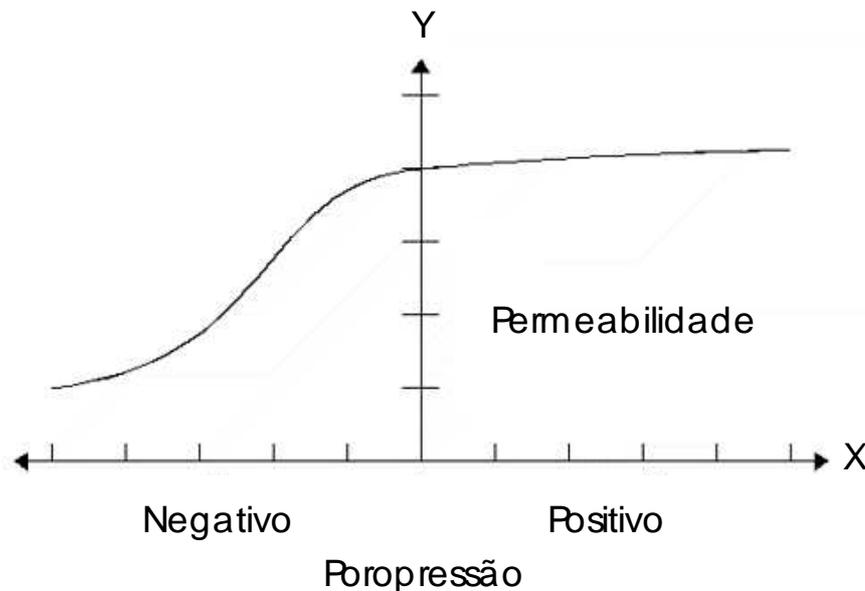


Figura 3.5 – Função Permeabilidade (GeoSlope, 2002).

De acordo com GeoSlope (2002), um dos fundamentos para formulação de análises de fluxo está no entendimento da relação entre poropressão e teor de umidade. Quando a água flui no solo, certa quantidade de água é armazenada. A quantidade de água armazenada é função da poropressão, sendo uma característica intrínseca do material. Para um estudo de fluxo é conveniente especificar a quantidade de água armazenada (V_w) por volume (V_t). Esta relação é conhecida como Teor de Umidade

Volumétrico (θ), descrita pela expressão (3.12) ilustrada no gráfico apresentado na Figura 3.6

$$\theta = \frac{V_w}{V_t} \quad (3.12)$$

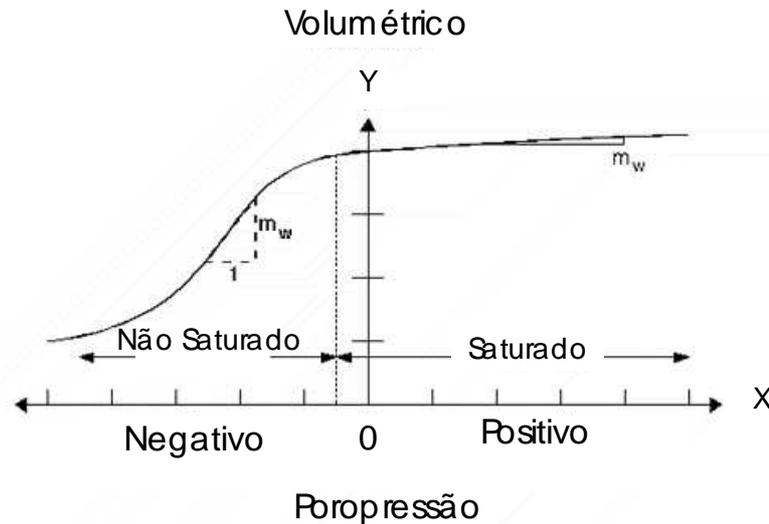


Figura 3.6 - Função Teor de Umidade Volumétrica (GeoSlope, 2002).

A definição do modelo ou da parte a ser discretizada é de extrema importância e deve ser definida com base não apenas no objetivo da análise mas também com base nas características geométricas do modelo e nas propriedades dos materiais envolvidos.

Os resultados obtidos podem ser exportados facilmente para outros programas do “pacote” GeoSlope, tais como o SLOPE (análise de estabilidade de taludes); SIGMA (análise de tensão deformação por elementos finitos); e CTRAN (transporte de poluentes).

3.3- ESTUDO DE SENSIBILIDADE

3.3.1- Introdução

Na barragem de Bico da Pedra os sistemas de controle de percolação pela fundação adotados foram o tapete impermeável e a trincheira de vedação. Para uma

melhor interpretação do comportamento desses sistemas, desenvolveu-se neste capítulo um estudo de sensibilidade, através de um protótipo simples considerando um fluxo bidimensional.

Visando familiarizar com o programa SEEP face as magnitudes das variáveis do caso real a ser analisado posteriormente, foram adotadas as mesmas funções permeabilidade da barragem Bico da Pedra para o maciço, fundação e dreno, respectivamente. Face a melhoria observada na estabilidade numérica, na análise de oscilação do reservatório, como será visto adiante, a magnitude da permeabilidade do dreno foi considerada como sendo duas ordens de grandeza maior do que a do maciço ao invés de quatro ordens de grandeza, como seria no caso real.

3.3.2- Tapete Impermeável

Neste estudo, variando-se a extensão do tapete impermeável, foi possível avaliar o comportamento da vazão do sistema; das poropressões e dos gradientes hidráulicos no pé do talude (zona crítica de liquefação) e numa célula de um piezômetro hipotético instalado na mesma região, porém a uma profundidade de 10m. Acoplado a este estudo, tem-se uma trincheira de vedação com 10m de profundidade, como mostra a Figura 3.7.

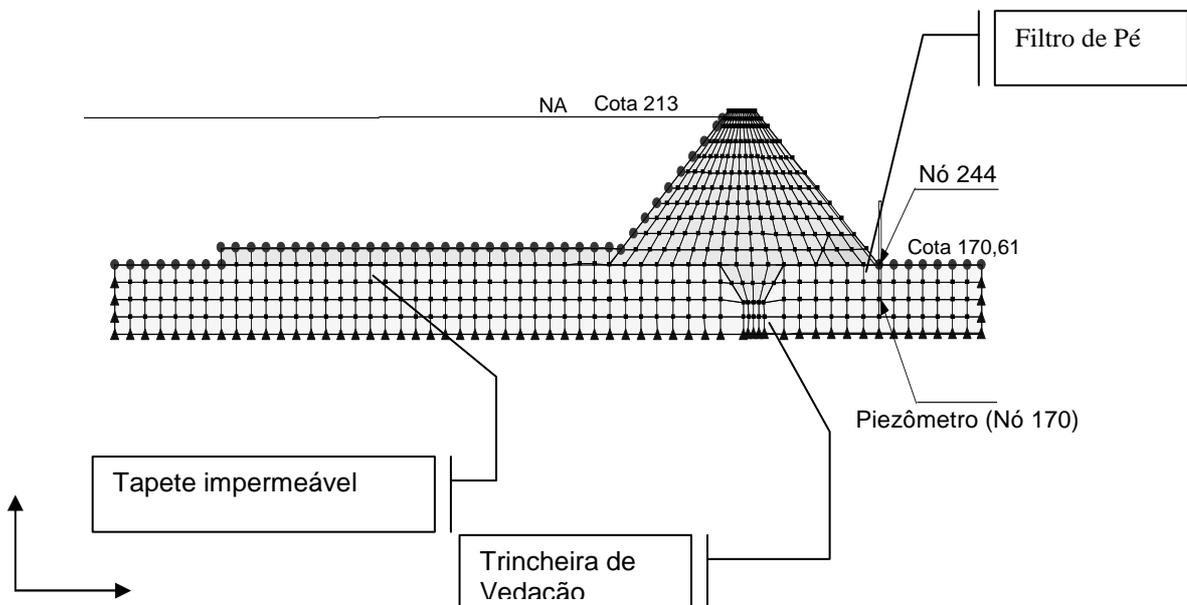


Figura 3.7 - Malha de elementos finitos do protótipo.

Para a fundação e filtro de pé (*rockfill*) foi considerado o coeficiente de permeabilidade saturado igual a $1,0 \times 10^{-4}$ m/s; para o maciço a permeabilidade saturada adotada foi de $8,36 \times 10^{-9}$ m/s.

O comprimento total do tapete impermeável é de 150m, porém foram analisadas as extensões de 300m, 200m, 150m, 100m, 50m e a inexistência do tapete. Na Tabela 3.2 são apresentados os resultados da variação dos parâmetros na célula do piezômetro. Na Tabela 3.3 são apresentados os resultados de poropressão na zona crítica para liquefação. Na Tabela 3.4 tem-se o comportamento da vazão em função do aumento da extensão do tapete impermeável.

Tabela 3.2 – Célula do piezômetro

Tapete impermeável						
comprimento (m)	300	200	150	100	50	0
Gradiente i_x (%)	5,99	7,56	8,77	10,44	12,87	17,30
Gradiente i_y (%)	3,01	3,81	4,44	5,29	6,47	8,66
Gradiente i_{xy} (%)	6,70	8,46	9,83	11,70	14,41	19,35
Poropressão (kN/m ²)	104,77	106,67	108,14	110,16	113,15	118,59
Carga de pressão (m)	10,68	10,88	11,03	11,23	11,54	12,09

Tabela 3.3 – Zona crítica para liquefação

Tapete impermeável						
comprimento (m)	300	200	150	100	50	0
Gradiente i_x (%)	11,54	14,41	16,62	19,70	24,71	33,77
Gradiente i_y (%)	4,84	6,14	7,21	8,72	10,99	14,66
Gradiente i_{xy} (%)	12,52	15,67	18,11	21,54	27,04	36,81

Tabela 3.4 – Comportamento da vazão.

Tapete impermeável						
comprimento (m)	300	200	150	100	50	0
Vazão(m ³ /s)	0,00019	0,00024	0,00028	0,00034	0,00042	0,00059
Vazão(l/min.)	11,41	14,53	16,97	20,33	25,43	35,23

Na Figura 3.8 tem-se o comportamento da vazão em função do comprimento do tapete. Como era de se esperar, pode ser observado claramente uma redução em função do aumento da extensão do tapete. No entanto, tal comportamento é nitidamente não linear com uma tendência assintótica da vazão em função da extensão do tapete.

Mesmo sendo um modelo simples, pode-se concluir que haveria uma extensão na qual a vazão seria insensível ao contínuo aumento do tapete, sendo sempre prudente um estudo custo benefício da majoração excessiva da extensão do tapete em projetos envolvendo este sistema de controle de fluxo pela fundação.

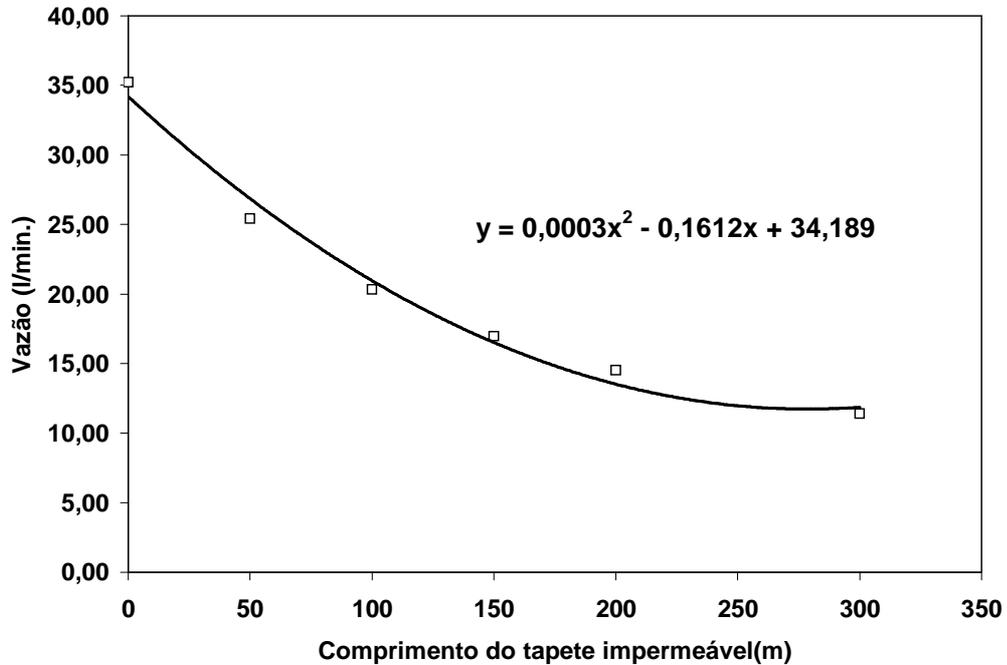


Figura 3.8 - Comportamento da vazão.

Os gradientes observados na célula do piezômetro apresentaram resultados pouco expressivos, mas como era previsto, também há uma redução a medida que o tapete impermeável fica mais extenso. Esta tendência pode ser observada nos gráficos apresentados nas Figuras 3.9 e 3.10.

Como se sabe, gradientes ascendentes maiores que a unidade indicam a ocorrência do fenômeno conhecido como liquefação (areia movediça). Nas análises aqui simuladas, os gradientes ascendentes (i_y) alcançaram 9% no piezômetro e 15% no pé do talude, mostrando uma boa segurança contra a ocorrência desse fenômeno.

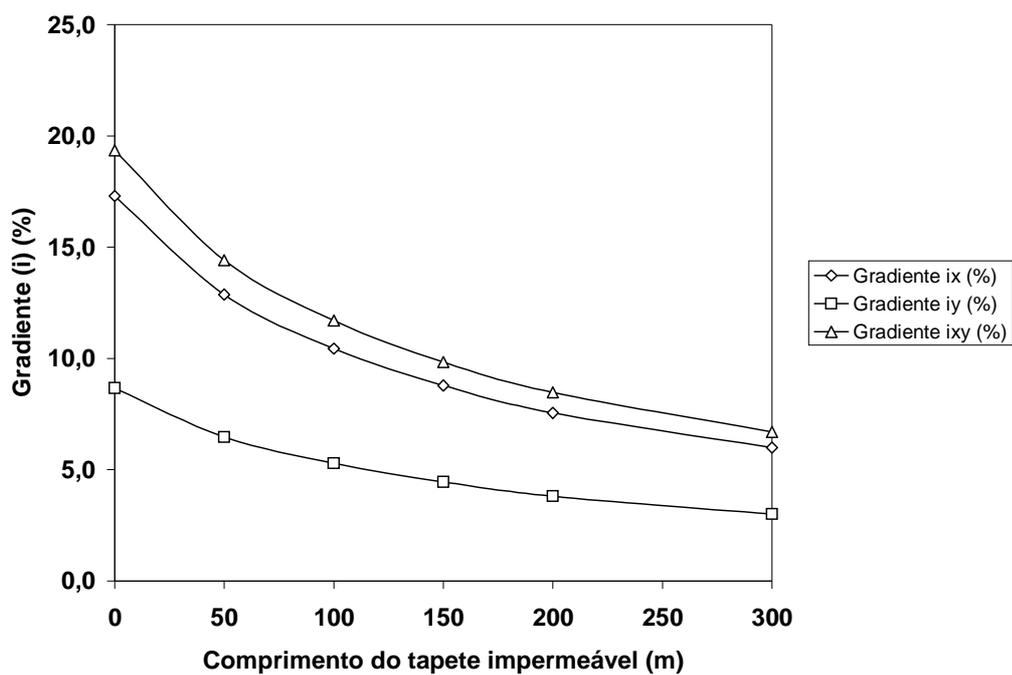


Figura 3.9 - Comportamento dos gradientes na célula do piezômetro.

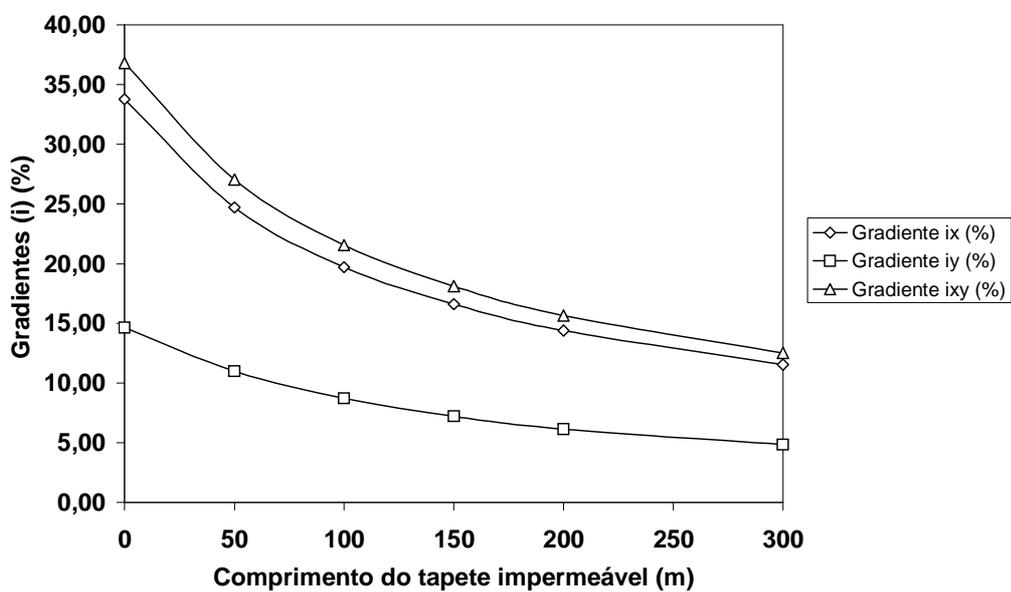


Figura 3.10 - Comportamento dos gradientes no pé de talude.

A carga de pressão representa a altura da coluna de água em metros no piezômetro em relação a sua célula, ou seja, sua leitura piezométrica. Houve uma variação de

aproximadamente um metro na carga de pressão como mostra o gráfico ilustrado na Figura 3.11.

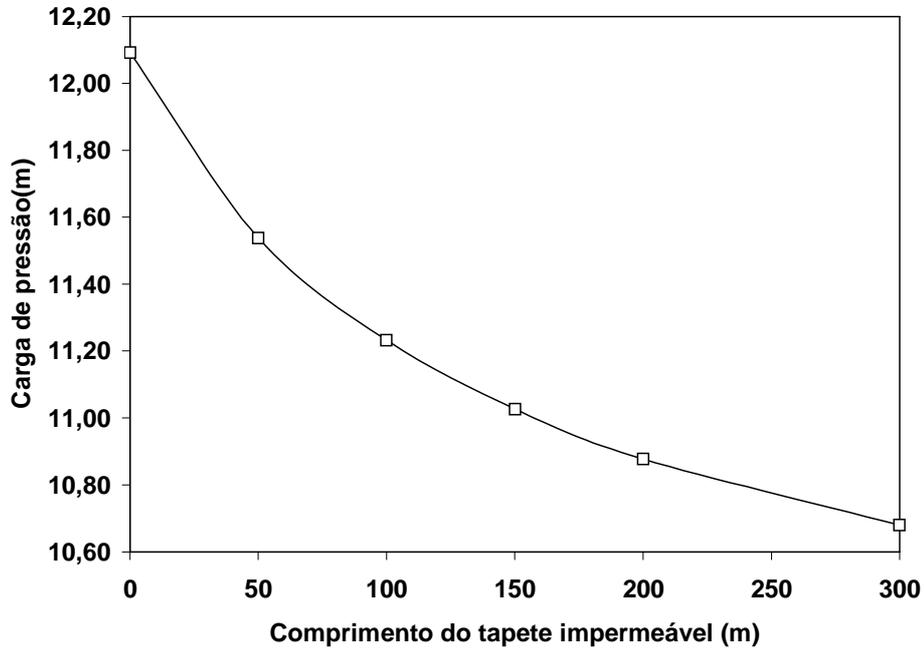


Figura 3.11 - Comportamento da carga de pressão na célula do piezômetro.

Com base na carga de pressão, as poropressões estão apresentadas na Figura 3.12.

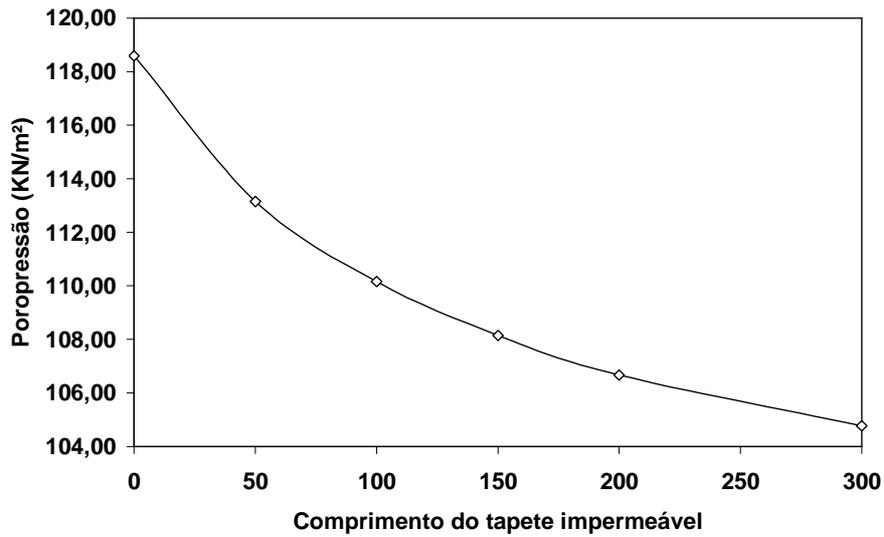


Figura 3.12 - Comportamento da poropressão na célula do piezômetro.

3.3.3- Efeito da Trincheira de Vedação (*Cut-off*).

Variando-se agora a profundidade da trincheira de vedação, foi possível avaliar o comportamento da vazão do sistema; das poropressões e dos gradientes hidráulicos no pé do talude e na célula do piezômetro. Acoplado a este estudo, tem-se um tapete impermeável com 150m.

Para a fundação, o filtro de pé e o maciço, foram adotados os mesmos coeficientes de permeabilidade da análise anterior.

A profundidade da trincheira foi de 10m sendo analisadas também as profundidades de 15m, 5m e a inexistência da trincheira. Os resultados obtidos para gradientes, poropressão e carga de pressão, estão apresentados nas Tabelas 3.5 e 3.6. Na Tabela 3.7 tem-se as vazões.

Tabela 3.5 – Célula do piezômetro

Trincheira de vedação				
Profundidade(m)	15	10	5	0
Gradiente i_x (%)	8,11	8,77	9,19	9,47
Gradiente i_y (%)	4,10	4,44	4,65	4,78
Gradiente i_{xy} (%)	9,09	9,83	10,30	10,60
Poropressão (kN/m ²)	107,34	108,14	108,65	108,98
Carga de pressão(m)	10,95	11,03	11,08	11,11

Tabela 3.6 – Zona crítica para liquefação.

Trincheira de vedação				
Profundidade(m)	15	10	5	0
Gradiente i_x (%)	15,41	16,62	17,40	17,94
Gradiente i_y (%)	6,63	7,21	7,58	7,83
Gradiente i_{xy} (%)	16,78	18,11	18,98	19,58

Tabela 3.7 – Comportamento da vazão.

Trincheira de vedação				
Profundidade(m)	15	10	5	0
Vazão(m ³ /s)	0,00026	0,00028	0,00030	0,00031
Vazão(l/min.)	15,64	16,97	17,81	18,38

O gráfico ilustrado na Figura 3.13 mostra o comportamento da vazão em função da profundidade da trincheira. Neste simples exercício, com era de se esperar, foi

possível observar a redução da vazão com o aumento da profundidade da trincheira impermeável. No entanto, com o aumento de 200% na profundidade da trincheira (5m para 15m) a variação da vazão não foi significativa, reduzindo cerca de 14%. Por outro lado, pode-se observar um comportamento não linear favorável ao aumento da profundidade da trincheira na eficiência do controle da vazão pela fundação.

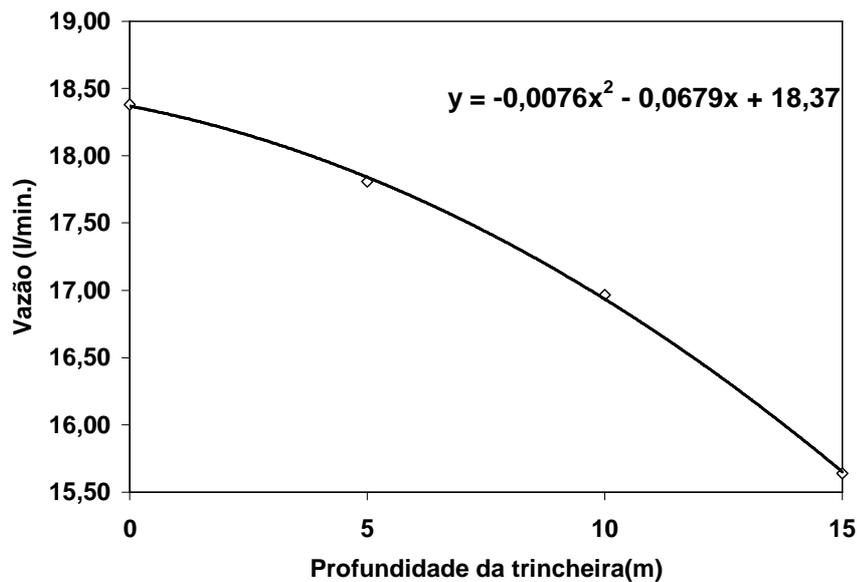


Figura 3.13 - Comportamento da vazão.

Os gradientes observados na célula do piezômetro e no pé do talude apresentaram resultados ainda menos expressivos aos apresentados no estudo anterior. Também há uma pequena redução a medida que o trincheira de vedação fica mais profunda. Os gráficos ilustrados nas Figura 3.14 e 3.15 mostram esta tendência.

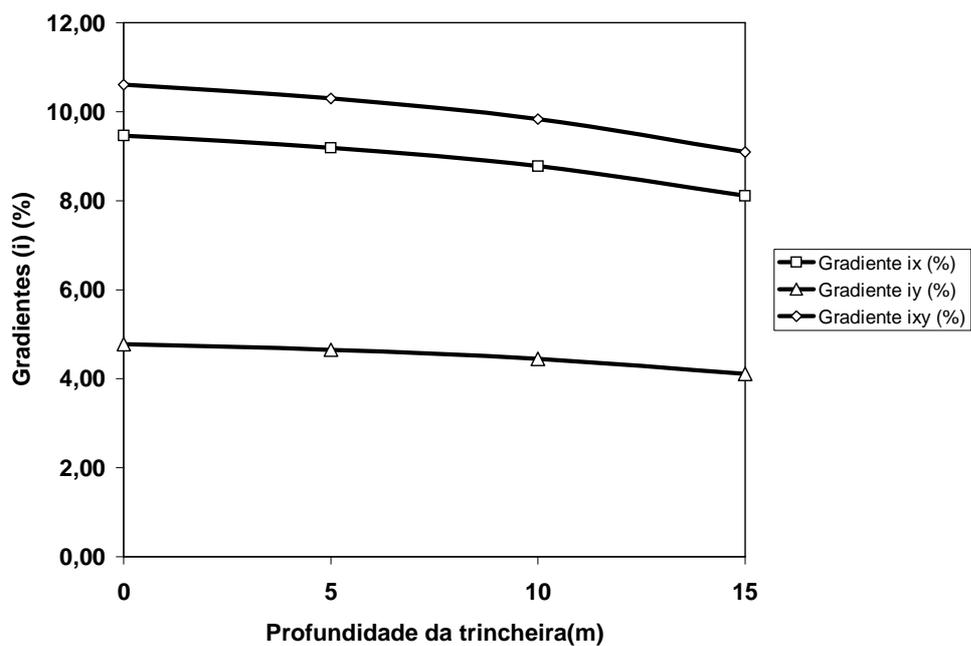


Figura 3.14 - Comportamento dos gradientes no piezômetro.

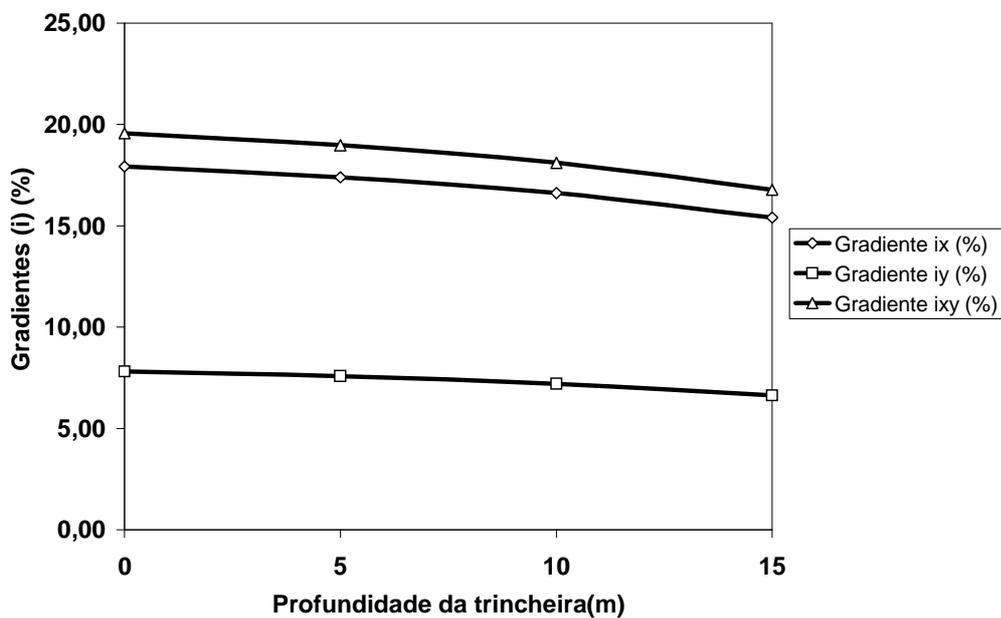


Figura 3.15 - Comportamento dos gradientes no pé do talude.

Quanto a carga de pressão, pode-se observar no gráfico apresentado na Figura 3.16, que houve pequena variação da carga em função da profundidade da trincheira.

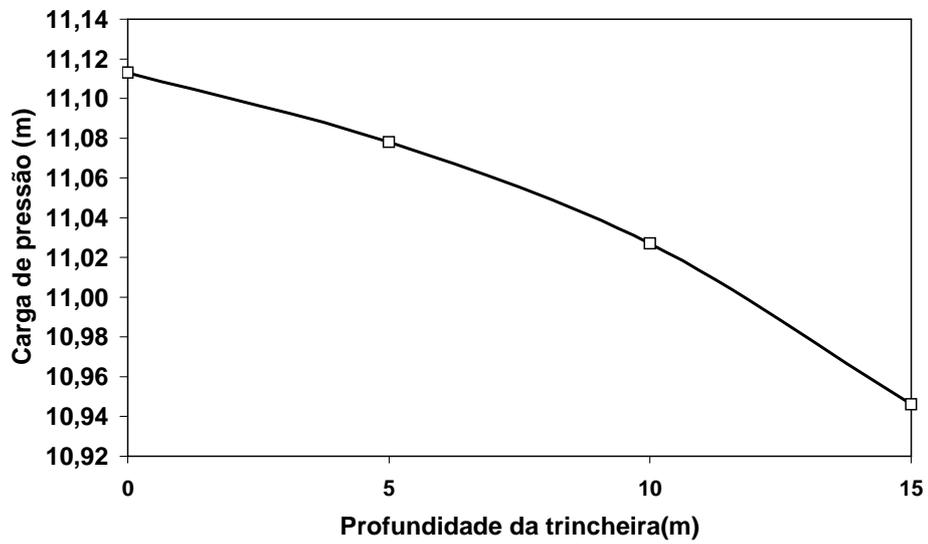


Figura 3.16 - Comportamento da carga de pressão no piezômetro.

Com base na carga de pressão, as poropressões estão apresentadas na Figura 3.17.

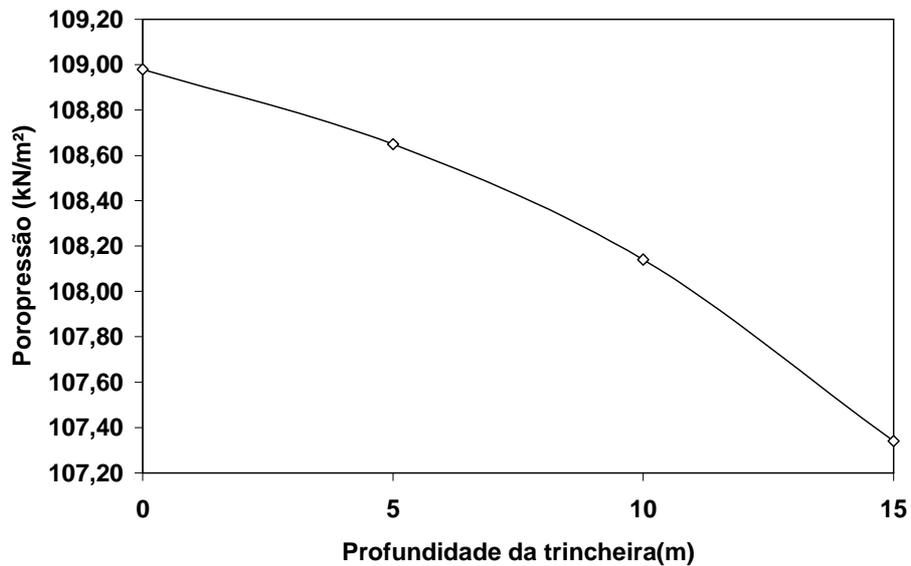


Figura 3.17 - Comportamento da poropressão no piezômetro.

3.3.4- Efeito da Oscilação do Nível do Reservatório

Utilizando o mesmo protótipo apresentado na Figura 3.5, uma nova análise foi executada. Nesta nova simulação o nível do reservatório sofreu oscilações possibilitando avaliar, mesmo que de forma introdutória, a sensibilidade de algumas variáveis, tais como as subpressões na base da barragem, a vazão, poropressão e gradientes a jusante.

Para o desenvolvimento deste estudo transiente, o tempo total considerado foi de um ano e o intervalo de tempo igual a um mês (doze passos de tempo). As funções que representam o teor de umidade volumétrica adotadas, foram obtidas com base no banco de dados do próprio programa, como será posteriormente mostrado no Capítulo 4.

A simulação da variação do nível d'água do reservatório no protótipo está apresentada na Tabela 3.8 sendo melhor visualizada no gráfico apresentado na Figura 3.18.

Tabela 3.8 – Simulação da oscilação do lençol freático num ano hipotético.

Mês	Nível (cota)
Jan.	205m
Fev.	202m
Mar.	200m
Abr.	195m
Mai.	190m
Jun.	185m
Jul.	180m
Ago.	190m
Set.	195m
Out.	200m
Nov.	203m
Dez.	205m

Procurando avaliar o tempo de resposta da poropressão a jusante, fez-se um estudo da variação da carga total na célula do piezômetro com relação a carga total a montante da barragem. Este comportamento foi ilustrado no gráfico da Figura 3.18.

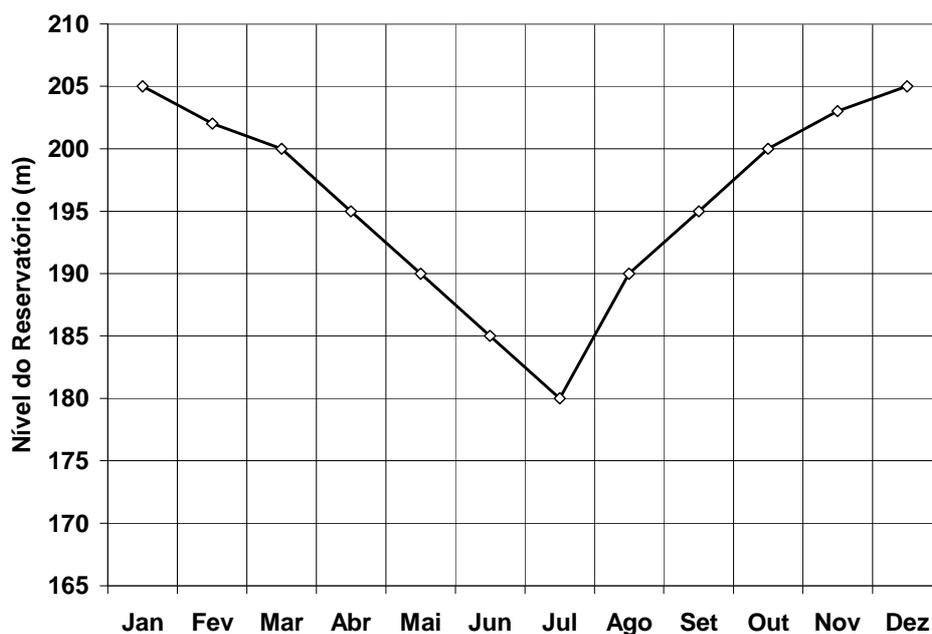


Figura 3.18 –Oscilação do nível d’água a montante.

Para possibilitar a avaliação em um ano, o intervalo de tempo considerado foi de uma semana e meio dia (30 dias/4 semanas). Com esta estruturação na rotina de discretização no tempo, o número de passos foi de 48 (menor que 99, limite do programa), sendo o ΔT igual a 648.000s (uma semana e meio dia). Para verificar a qualidade do intervalo de tempo utilizado, os resultados obtidos para um mês, foram checados considerando o intervalo de tempo igual a 86.400s com 30 passos de tempo. Os resultados mostraram-se coincidentes. Desta forma, pode-se avaliar que o incremento de tempo 648.000s estaria compatível com a estabilidade numérica da solução transiente.

Os resultados obtidos, através do programa SEEP estão ilustrados na Figura 3.19 e mostram como a variação do nível do reservatório altera a posição da linha freática dentro do maciço, influenciando na magnitude das poropressões.

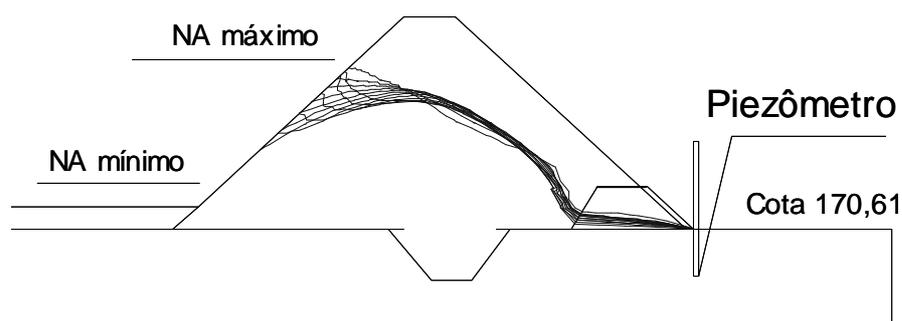


Figura 3.19 - Variação do lençol freático devido a sazonalidade do nível do reservatório.

Analisando mais detalhadamente, pode-se verificar uma grande variação na posição e forma da linha freática a montante, quando do rebaixamento, em comparação com a elevação do nível d'água no período sazonal. Este efeito foi aqui denominado de retardo da elevação da linha freática em relação a cota externa do nível d'água no reservatório.

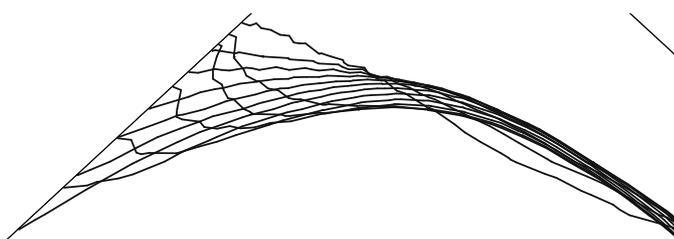
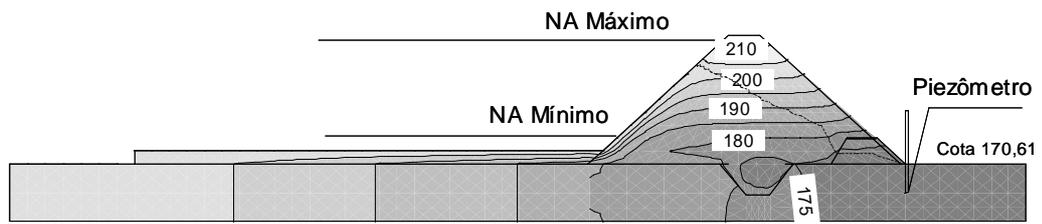


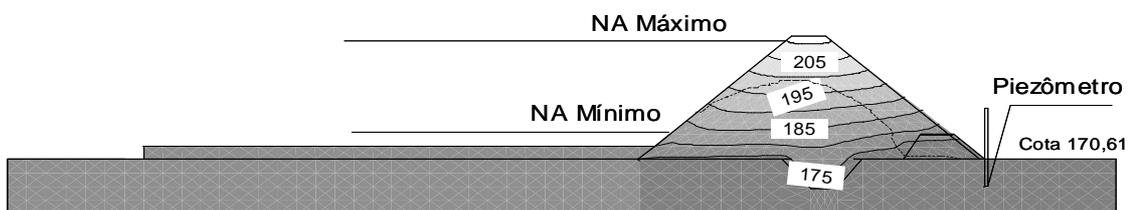
Figura 3.20 – Detalhe do efeito de retardo na posição da linha freática.

Buscando ainda uma melhor visualização deste comportamento, este foi avaliado tomando-se três meses distintos, a saber: Janeiro, Julho e Dezembro.

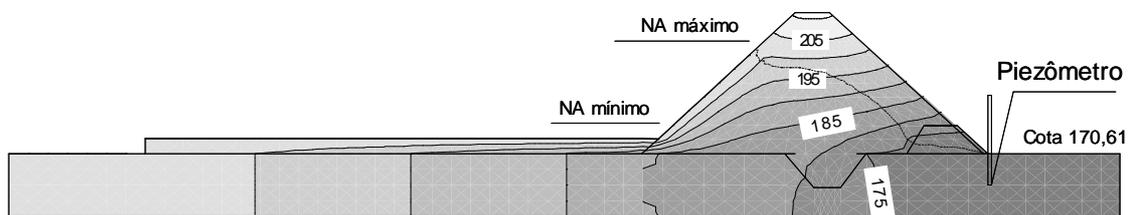
Como pode ser observado na Figura 3.21, no período de tempo analisado, o lençol freático parece não ter sofrido alteração a jusante. No entanto, o mesmo não foi observado para a região de montante. É importante realçar que, apesar do estudo ter sido feito com um protótipo, os dados de análise correspondem a condições normais de campo, ou seja, oscilação sazonal do nível d'água em 25m numa barragem com permeabilidade da ordem de 10^{-8} m/s.



(a) Janeiro.



(b) Julho.



(c) Dezembro.

Figura 3.21 – Comportamento da rede de fluxo com a oscilação sazonal do reservatório.

Pode-se observar que com o rebaixamento no período de seis meses (Julho), o nível d'água dentro do maciço mantém-se praticamente inalterado. Com a perda do empuxo d'água nesta região, a estabilidade do talude de montante torna-se crítica neste momento.

Com o enchimento do reservatório (Dezembro), observa-se que a rede de fluxo, para o caso em questão, tende a retornar a posição original.

Na Tabela 3.9 apresentam-se os valores da vazão pelo sistema (m^3/s), a poropressão (kN/m^2) e carga total (m) na célula do piezômetro em cada mês.

Tabela 3.9 - Vazão no sistema, poropressão e carga total no piezômetro.

Mês	Nível (m)	Vazão (m³/s)	Poropressão (kN/m²)	Carga Total (m)
Janeiro	205,00	2,23E-04	107,27	171,61
Fevereiro	202,00	2,03E-04	106,40	171,52
Março	200,00	1,90E-04	105,81	171,46
Abril	195,00	1,58E-04	104,40	171,32
Mai	190,00	1,26E-04	102,99	171,17
Junho	185,00	9,36E-05	101,58	171,03
Julho	180,00	6,13E-05	100,17	170,88
Agosto	190,00	1,25E-04	102,95	171,17
Setembro	195,00	1,57E-04	104,37	171,31
Outubro	200,00	1,90E-04	105,77	171,46
Novembro	203,00	2,09E-04	106,63	171,54
Dezembro	205,00	2,22E-04	107,20	171,60

A influência da oscilação sazonal do nível do reservatório sobre as pressões na fundação a jusante pode ser avaliada com base no gráfico apresentado na Figura 3.22 A seguir.

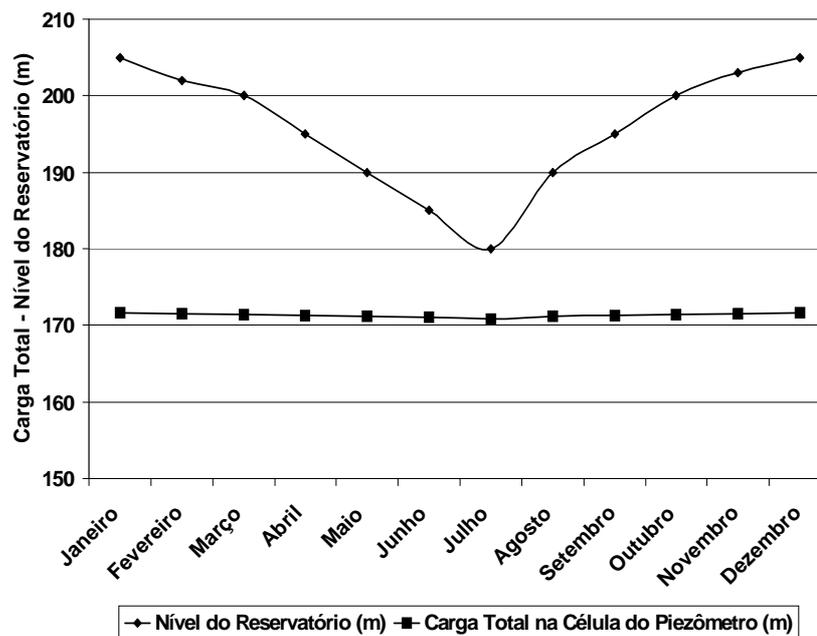


Figura 3.22 – Influência da oscilação do nível do reservatório nas pressões a jusante.

De acordo com o resultado apresentado na Fig. 3.22, a variação da carga total a jusante é insignificante em relação a variação da carga total do reservatório. O estudo mostrou que para uma variação em 25 metros na carga total do reservatório, entre

Janeiro e Julho, há uma variação de apenas 0,73m na carga total na célula do piezômetro.

A Figura 3.23 ilustra o comportamento da vazão devido a variação no nível do reservatório. Pode-se perceber que ocorre uma variação significativa da vazão (cerca de 4 vezes) do sistema devido a esta oscilação sazonal. Um estudo particular permitiu avaliar que para o nível máximo do reservatório, a vazão que passa pela fundação representa 99% do total do sistema. Sendo assim desprezível a perda de água pelo maciço.

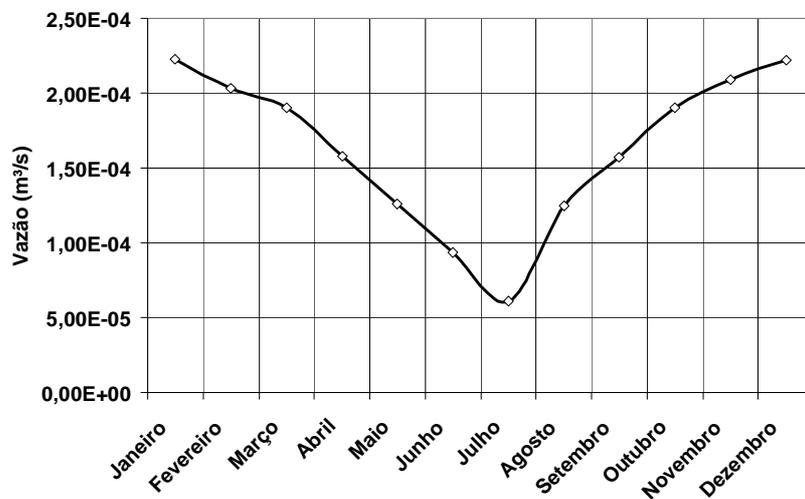


Figura 3.23 - Vazão no sistema em função do nível do reservatório.

Uma vez que 99% do fluxo passa pela fundação este modelo comporta-se similarmente a uma barragem de concreto em relação as condições de fluxo. Um importante estudo seria o de avaliar as condições de subpressão na base da barragem. Para o desenvolvimento desta análise foram consideradas as cargas de pressão em toda extensão da base, passando por baixo da trincheira de vedação.

Uma primeira análise foi desenvolvida, considerando os meses de Janeiro e Dezembro. Esta análise procurou avaliar se haveria alguma variação no diagrama de subpressão em função do processo de oscilação do nível do reservatório, uma vez que o nível desses meses é o mesmo, ou seja, 205m. Os resultados estão apresentados no gráfico da Figura 3.24.

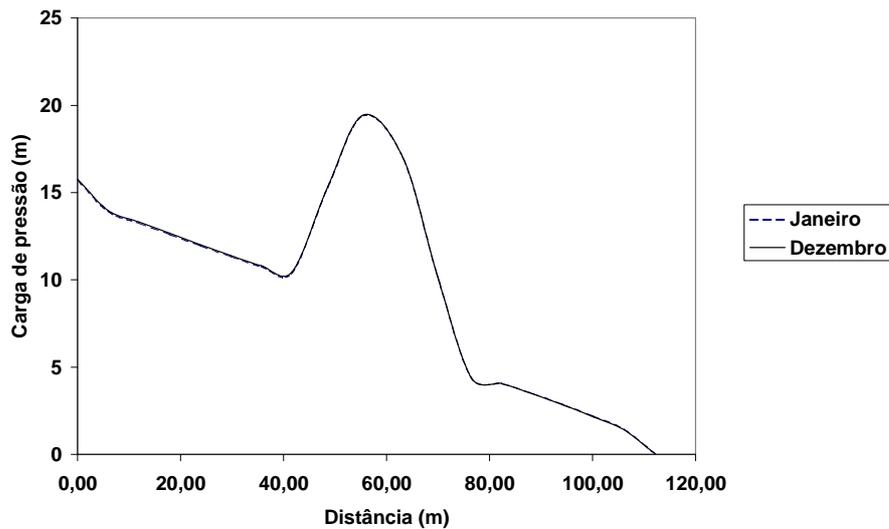


Figura 3.24 – Diagrama de subpressão na base da barragem (Janeiro/Dezembro).

Pelo gráfico pode-se verificar que a oscilação do nível do reservatório não condiciona alterações nas subpressões na base da barragem. No entanto, pequenas alterações podem ser percebidas a montante, mas ainda assim, essas são insignificantes.

É importante observar que na base da trincheira de vedação a carga de pressão eleva-se a magnitudes bem superiores aquelas medidas no pé do talude de montante. A rede de fluxo mostra que a perda de carga entre o pé do talude de montante e a trincheira é semelhante a perda de carga na base da trincheira. Este efeito mostra a grande eficiência da trincheira neste protótipo.

Para verificar o alívio de pressão na base da barragem proporcionado pelo rebaixamento do nível do reservatório, apresentam-se no gráfico da Figura 3.25 as subpressões para os meses de Janeiro (nível máximo) e Julho (nível mínimo).

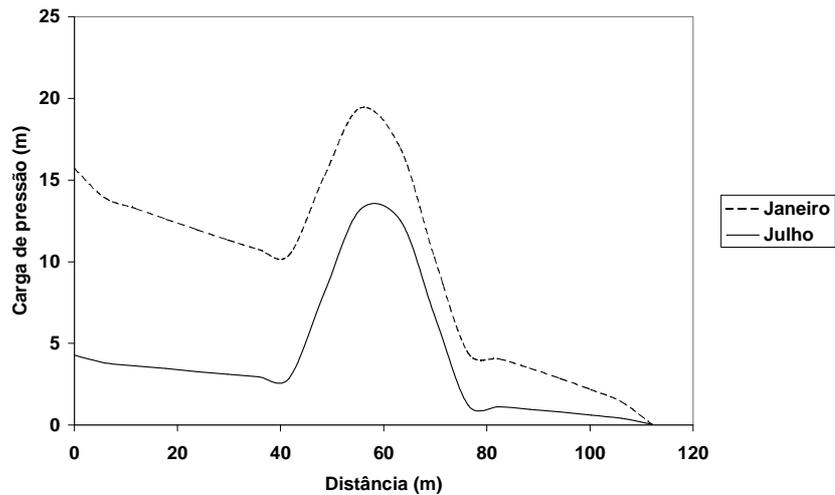


Figura 3.25 – Diagrama de subpressão na base da barragem (Janeiro/Julho).

Os resultados demonstram uma queda relativamente substancial e proporcional das subpressões nas bases de montante e jusante em relação a face da trincheira de vedação. Demonstra-se assim, a grande importância deste sistema de controle de percolação pela fundação. A Figura 3.26 ilustra que com o rebaixamento do nível do reservatório a subpressão diminui em cerca de 73% na região abaixo dos taludes de montante e jusante. No entanto, na trincheira de vedação esta proporção não se fez da mesma forma, ficando em apenas em 26%.

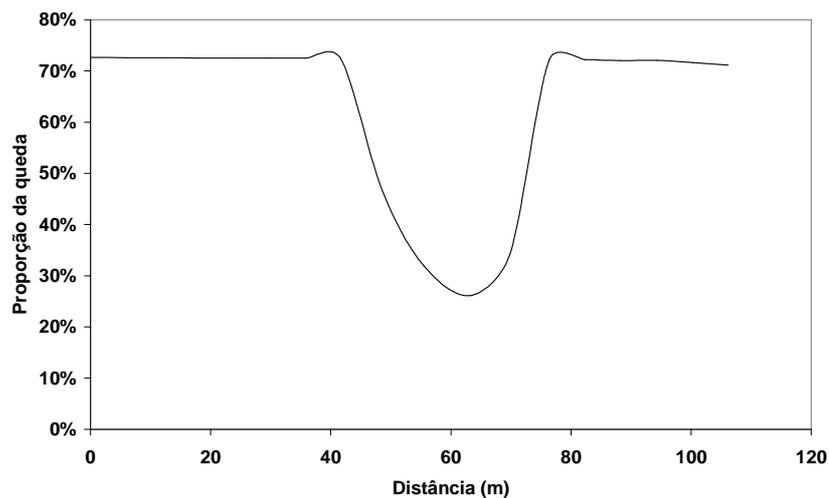


Figura 3.26 – Proporção da queda das subpressões na base em função do rebaixamento

3.4- COMENTÁRIOS

Neste estudo, como era de se esperar, foi verificado uma redução da vazão pela fundação em função do aumento na extensão do tapete. No entanto, o estudo demonstrou haver uma extensão do tapete na qual a redução da vazão passa a ser desprezível. Este comportamento é bastante importante em estudos de custo benefício em projetos ligados a sistemas de controle de fluxo pela fundação, no sentido de poder ser evitado a majoração excessiva do tapete impermeável.

Observa-se também a importância da trincheira de vedação, onde foi verificado que as vazões, em função do aumento da profundidade da trincheira, mesmo com variação pequena, apresentaram comportamento não linear favorável ao aumento de sua profundidade para melhor eficiência do controle da vazão pela fundação.

Nas análises em regime transiente as oscilações na carga total do reservatório em 25m no período de um ano acarretaram uma variação de menos de 1m na carga total, observadas na célula do piezômetro a jusante. Este comportamento é favorável as condições de estabilidade da obra nesta região (talude de jusante).

Com o rebaixamento sazonal de Janeiro a Julho, houve uma redução substancial (73%) das subpressões nas bases de montante e jusante, mas apenas (23%) na base da trincheira.

ESTUDO NUMÉRICO DA PERCOLAÇÃO PELA BARRAGEM DE BICO DA PEDRA

4.1- ANÁLISE EM FLUXO PERMANENTE

Face a ferramenta computacional disponível (SEEP), o estudo do fluxo na barragem de Bico da Pedra foi desenvolvido considerando um estado bidimensional, numa seção vertical típica da barragem. O perfil utilizado, ilustrado na Figura 4.1, está em conformidade com Geotécnica (1978) e representa a seção mais elevada da barragem, com 45m de altura.

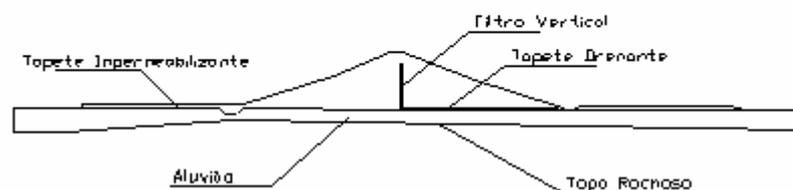


Figura 4.1 – Perfil tipo utilizado no estudo numérico.

De acordo com Geotécnica (1978) a barragem de Bico da Pedra é constituída por um barramento homogêneo, composto por um material areno-argiloso com permeabilidade horizontal de $3,65 \times 10^{-8}$ m/s e vertical de $1,545 \times 10^{-8}$ m/s. Na parte central, onde encontra-se o perfil a ser estudado, a fundação em aluvião, com cerca de 10m de espessura, apresenta permeabilidade da ordem de 10^{-4} m/s.

A barragem de Bico da Pedra encontra-se em operação desde 1978, sendo estabelecidas leituras mensais de piezometria. Logo após a sua implantação foi observado uma elevada vazão pelo sistema, em cerca de 30 litros por segundo.

Com a utilização de um modelo numérico, o perfil descrito anteriormente foi discretizado em elementos finitos, através de uma malha com 893 nós e 779 elementos, apresentada na Figura 4.2.

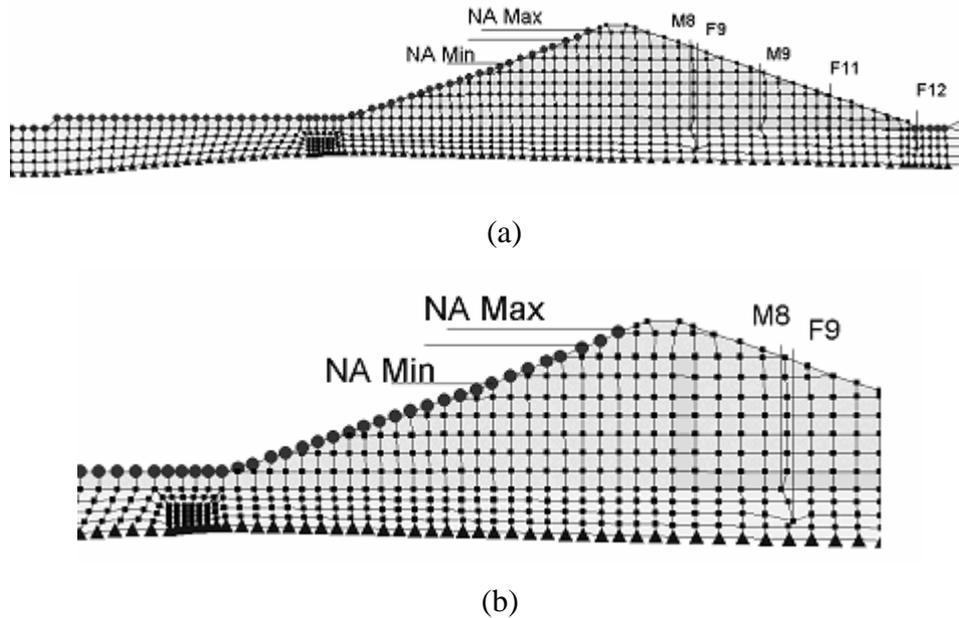


Figura 4.2 – Discretização da barragem em elementos finitos.
(a) visão geral. (b) visão aproximada do talude de montante.

Na malha apresentada na Figura 4.2 as “bolinhas” representam a condição de contorno de carga prescrita e os “triângulos” a condição de fluxo prescrita.

Uma vez que a situação de campo se traduz em fluxo não confinado (há região não saturada), torna-se necessário a utilização das curvas características associadas ao material do barramento, aqui denominadas de função permeabilidade (GeoSlope, 2002).

Devido a complexidade e as dificuldades logísticas para elaboração das funções permeabilidade dos materiais envolvidos neste estudo, estas funções foram estimadas com base em curvas típicas, como apresentado nos arquivos do próprio programa GeoSolpe.

Para o maciço foi utilizada a função permeabilidade do solo denominado “areia-argilo-siltosa”. Para os drenos foi utilizada a função permeabilidade do solo denominado “areia uniforme”. Uma vez que a fundação encontra-se saturada a permeabilidade foi considerada constante.

Nas Figuras 4.3 e 4.4 são apresentadas as funções permeabilidade adotadas no modelo, após ajustadas às permeabilidades saturadas de campo.

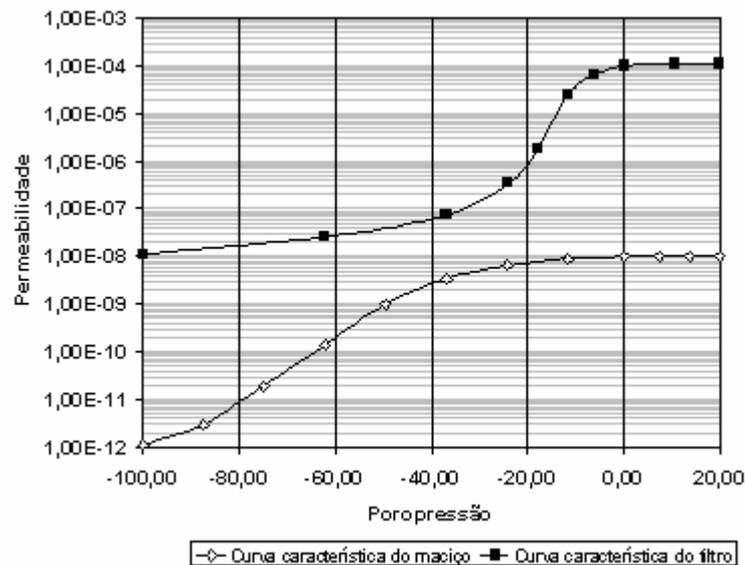


Figura 4.3 – Funções permeabilidade do maciço e dreno (permeabilidade em m/s; poropressão em kN/m²).

As curvas ilustram que a permeabilidade em solos granulares minimizam muito rapidamente com a elevação da sucção. Para sucção igual a -40kN/m^2 a permeabilidade do solo granular reduziu em três ordens de grandeza ao passo que para o solo lamelar a redução foi de menos de uma ordem de grandeza. Como pode-se perceber, a consideração deste comportamento é bastante importante para qualidade dos estudos envolvendo fluxo não confinado.

Outro ponto de destaque estaria associado a estabilidade numérica do modelo formulado. Solos granulares tem normalmente baixas franjas capilares, cerca de 20 cm (Lane e Washburn, 1946, apud Lambe e Whitman, 1979). Uma vez que a permeabilidade varia muito rapidamente em função da sucção, o sistema terá que trabalhar com permeabilidades com diferenças de até 4 ordens de grandeza numa distância relativamente curta. Assim, é recomendado muita cautela e atenção quanto a qualidade da solução numérica nestas regiões.

Por outro lado, uma vez que as franjas capilares em solos siltosos e argilosos alcançam cerca de 3m (Lane e Washburn, 1946, apud Lambe e Whitman, 1979), este tipo de problema é menos propício em fluxos nesses materiais.

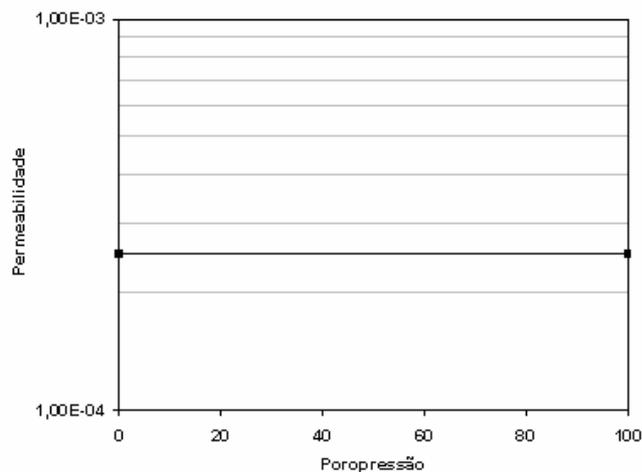


Figura 4.4 – Função permeabilidade da fundação (permeabilidade em m/s; poropressão em kN/m²).

A Tabela 4.1 apresenta a planilha das leituras do nível do reservatório e as respectivas cargas de pressão lidas nos piezômetros mensalmente no ano de 2000.

Para o estudo de fluxo permanente foi escolhido o mês de Abril. Neste mês o nível do reservatório estava em 547,70m. Assim, a carga total prescrita a montante da barragem foi de 547,70m. Para a região de jusante foi considerada a cota do terreno como sendo a carga total prescrita, ou seja, 517,00m.

A jusante apresenta-se uma berm de equilíbrio que foi modelada considerando o mesmo material do maciço comportando-se como uma região submetida a subpressões.

Na seção estudada, o tapete impermeável tem extensão de 122m. A espessura máxima é de 5m e ocorre no pé do talude de montante. A espessura varia a medida que o tapete se estende, alcançando o mínimo de 2m. No modelo numérico, como ilustrado na Figura 4.2, o tapete impermeável foi modelado com uma espessura constante de 4,5m e extensão de 122m.

A trincheira de vedação foi modelada com a mesma dimensão de campo, formando um trapézio invertido com 18m de largura na base maior, 10m na base menor 4m de altura. Seguindo as condições de campo, o material modelado para a trincheira foi considerado com sendo o mesmo do maciço.

Os drenos vertical e horizontal foram modelados utilizando como espessura a dimensão de um elemento finito. Assim o dreno vertical ficou com 6m de espessura e o dreno horizontal com 4m. Este artifício se fez necessário uma vez que a dimensão de campo dos drenos vertical e horizontal é de 2 e 1m, respectivamente. Para fazer esta representação em escala real, a malha deveria ser muito refinada nesta região gerando aumento considerável no número de nós e elementos.

Com este modelo, um estudo interativo possibilitou a determinação da permeabilidade média da fundação em $2,5 \times 10^{-4}$ m/s e do maciço em $1,0 \times 10^{-8}$ m/s, a primeira, superior ao apresentado nos relatórios técnicos. Quanto a permeabilidade dos drenos não houve nenhuma alteração. Este estudo foi desenvolvido com o apoio das leituras piezométricas de abril de 2000, sendo as pressões nas células dos piezômetros M8, F9, M9, F11 e F12, comparadas as pressões nos correspondentes nós da malha de elementos finitos, como apresentado na Tabela 4.1

Assim, denominou-se de Modelo Calibrado a aproximação dos resultados obtidos utilizando o programa SEEP, com os resultados das medições de campo, através da instrumentação piezométrica.

Os parâmetros das análises em fluxo permanente e transiente, a seguir, foram obtidos através da calibragem do modelo estudado. A Figura 4.1 representa a seção tipo do modelo calibrado, onde foi analisada a instrumentação de campo e através da variação da permeabilidade chegou-se aos resultados de poropressão indicados na Tabela 4.2.

O fluxo foi analisado com base nas observações realizadas no período de abril de 2000, onde o reservatório se encontrava na cota 547,70m.

Tabela 4.1 – Poropressões nos piezômetros.

Piezômetros	M8	F9	M9	F11	F12
Poropressões através da leitura piezométrica (kN/m ²)	86	210	53	104	102
Poropressões através do SEEP (kN/m ²) "modelo calibrado"	70	146	50	109	88
Poropressões através do SEEP (kN/m ²) "parâmetros obtidos nos ensaios"	63	139	46	107	88

Pode-se observar, na Tabela 4.1, que nos piezômetros M8, F9 e M9, houve uma aproximação das poropressões, entre as leituras de campo e as obtidas no modelo. Observa-se que, no piezômetros F9, apesar de ocorrer uma aproximação, a diferença continuou expressiva. Este comportamento demonstra que deve-se ter cautela quanto a confiabilidade da informação de campo obtidas neste piezômetro, nesse mês, como pode ser observado na Tabela 4.2. No mês de abril o piezômetro F9 apresentou leituras que diferem muito das observadas nos outros meses.

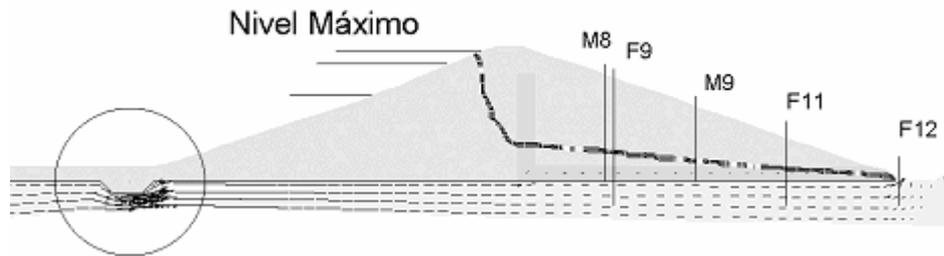
Tabela 4.2 – Cargas de pressão medidas no campo no ano de 2000.

Ano 2000		Carga de pressão (m)				
		Piezômetros				
Mês	Cota lago	M-8	F-9	M-9	F-11	F-12
Jan	545,55	-	-	-	-	-
Fev	547,80	7,2	15,3	5,4	10,7	10,5
Mar	547,80	-				
Abr	547,70	8,8	20,6	5,4	10,6	10,4
Mai	547,00	9,2	13,7	5,5	10,8	10,4
Jun	546,55	8,9	13,6	5,3	10,6	10,4
Jul	546,20	8,6	15,0	5,1	10,4	10,3
Ago	545,65	8,6	13,0	7,0	10,3	10,2
Set	545,65	-				
Out	545,20	8,6	13,0	5,1	11,2	10,2
Nov	544,75	8,6	12,3	5,1	10,4	10,0
Dez	545,30	8,5	12,8	4,8	10,2	10,2

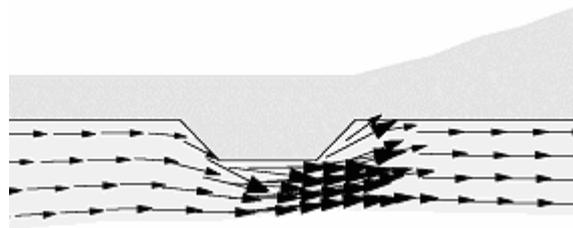
A seguir, com base no nível máximo *maximorum* do reservatório da Barragem de Bico da Pedra, são apresentados os seguintes resultados da análise em fluxo permanente: vetores de velocidade; curvas equipotenciais; vazão pela fundação e maciço; diagrama de subpressões; e avaliação do gradiente máximo de saída. Para esta apresentação foram utilizados os parâmetros calibrados, como descritos a seguir:

- permeabilidade da fundação: $k = 2,5 \times 10^{-4}$ m/s;
- permeabilidade do maciço: $k = 1,0 \times 10^{-8}$ m/s;
- permeabilidade do dreno: $k = 1,0 \times 10^{-4}$ m/s.

A Figura 4.5 mostra os vetores de velocidade. Observa-se que as maiores velocidades se concentram abaixo da trincheira de vedação.



(a)



(b)

Figura 4.5 – Vetores de velocidade do fluxo. (a) visão geral. (b) detalhe.

A Figura 4.6 mostra as equipotenciais (cargas totais) em toda a estrutura estudada.

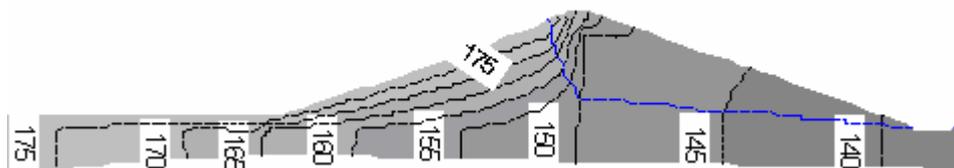


Figura 4.6 – Linhas equipotenciais.

Os resultados apresentados na Figura 4.6 foram calculados com base no *datum* (nível zero) estabelecido na cota de campo 378m. Assim, a cota utilizada no modelo para o nível máximo do reservatório (557,00m) foi de 179,00m.

As vazões específicas calculadas pelo programa indicam que a maior parte do fluxo passa pela fundação, ou seja, 99,9% da vazão total do sistema. Os valores estão apresentados na Tabela 4.3, abaixo.

Tabela 4.3 – Vazões específicas.

Unidades	Vazão pela fundação	Vazão pelo maciço	Vazão total
(m ³ /s)	0,0003153	0,00000042	0,00031572
(l/s)	0,3153	0,00042	0,31572
(l/min)	18,92	0,03	18,94
(%)	99,9	0,1	100

Entende-se como vazão específica a vazão por metro da barragem em sua extensão longitudinal.

Com relação ao diagrama de subpressões, é importante observar que a referência inicial adotada foi a extremidade montante do tapete impermeável. Na Figura 4.7 tem-se que na base da trincheira de vedação as cargas de pressão são bem superiores aquelas medidas no pé do talude de montante, lembrando que este comportamento já foi observado no protótipo descrito no capítulo anterior.

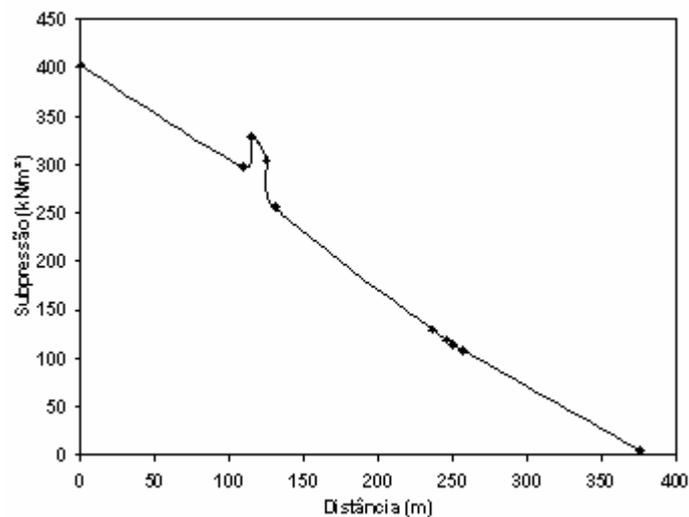


Figura 4.7 – Diagrama de subpressão na extensão do conjunto tapete-barragem.

Em solos não coesivos, o gradiente ascendente crítico é próximo da unidade, ou seja, 100%. A condição de liquefação em solos granulares ocorre quando as poropressões se elevam a ponto de anular as pressões efetivas ou torná-las negativas.

Nas análises aqui realizadas, os gradientes ascendentes (i_y) alcançaram 6% no pé do talude, mostrando uma boa segurança contra a ocorrência deste fenômeno, também conhecido como areia movediça.

De acordo com os resultados apresentados na Figura 4.8, os gradientes descendentes alcançaram uma magnitude da ordem de 311% a montante, na junção tapete-trincheira-macizo.

Terzaghi e Peck (1967; apud Lane, 1935) apresentaram um critério para avaliação do maciço contra a ocorrência de *piping*. Com base neste critério uma análise expedita foi aqui desenvolvida.

Sendo o comprimento de percolação vertical no tapete igual a 5m e a carga hidráulica igual a 45m, tem-se uma relação entre estes parâmetros igual a 0,11 (11%). Do critério apresentado por aqueles autores, para a ocorrência de suscetibilidade ao desenvolvimento de *piping* na base do tapete, este valor deveria situar-se acima de 1,5 (150%).

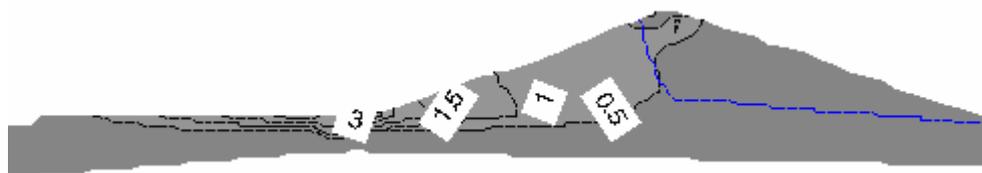


Figura 4.8 – Linhas de gradientes verticais de isovalores.

Na Figura 4.9, tem-se um diagrama que mostra o comportamento dos gradientes verticais sobre o tapete impermeável e a trincheira de vedação. Observa-se um acréscimo linear sobre o tapete, de 17% na extremidade montante a 235% no início da trincheira, local onde ocorre uma queda acentuada, atingindo 176%, elevando-se a 311% no contato da trincheira com a extremidade montante do maciço.

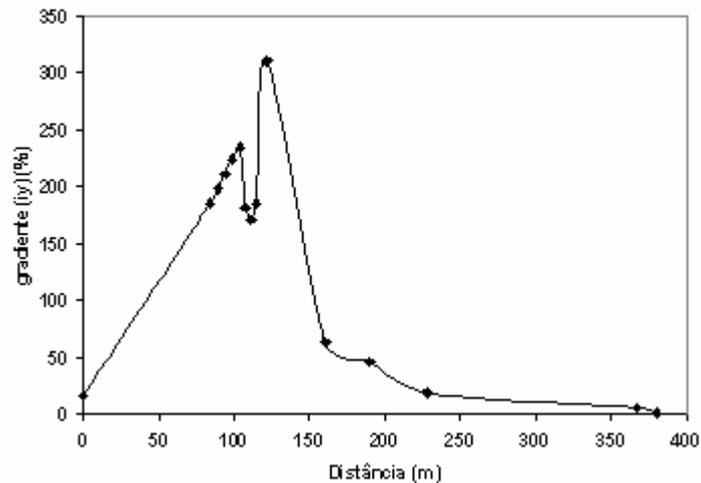


Figura 4.9 – Diagrama de gradientes verticais na base do conjunto tapede-barragem.

A Tabela 4.4 mostra as cargas de pressão nos nós correspondentes aos piezômetros M8, F9, M9, F11 e F12.

Tabela 4.4 – Pressões nos piezômetros – Condição normal.

Piezômetro	Poropressão(kN/m²)	Carga de pressão(m)
M-8	89	9
F-9	164	17
M-9	63	6
F-11	116	12
F-12	89	9

Na Tabela 4.5 é apresentado os resultados das poropressões e das cargas de pressão nos piezômetros considerando a colmatção dos dispositivos internos de drenagem, ou seja, considerando sua permeabilidade igual a do maciço. Comparando estes resultados com os obtidos anteriormente, como mostrado na Tabela 4.4 e ilustrado na Figura 4.10, nota-se que os resultados são bem aproximados. O comportamento da linha freática pouco se altera, propiciando a interpretação de que o material aluvionar da fundação, na seção analisada, atua como um tapete drenante.

Tabela 4.5 - Pressões nos piezômetros – Colmatação do sistema de drenagem.

Piezômetro	Poropressão(kN/m ²)	Carga de pressão(m)
M-8	96	10
F-9	171	17
M-9	68	7
F-11	118	12
F-12	89	9

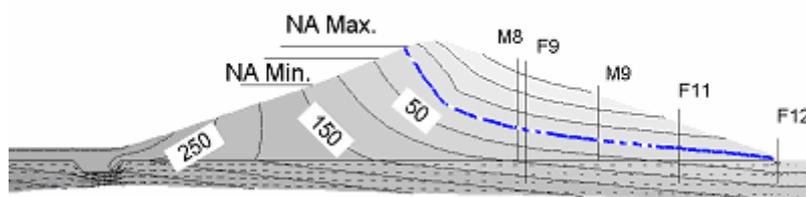


Figura 4.10 – Poropressões e linha freática em condição de colmatação do sistema de drenagem.

Na análise ilustrada nas Figuras 4.11 e 4.12, foi considerada uma situação hipotética no qual o material de fundação teria um coeficiente de permeabilidade semelhante ao do maciço e o sistema de drenagem interna em condição normal de operação. Os resultados indicam que neste caso o dreno horizontal já não trabalharia saturado como nas análises anteriores e todo fluxo estaria sendo conduzido em regime não-confinado nas estruturas drenantes. A Tabela 4.6 indica os valores de poropressão e cargas de pressão obtidos nos nós equivalentes as células dos piezômetros.

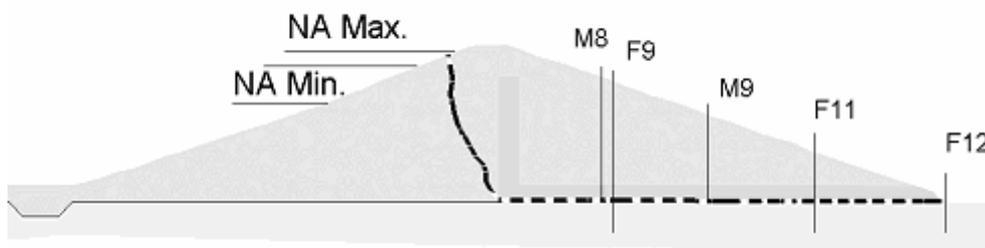


Figura 4.11 –Linha freática em situação hipotética de colmatação da fundação.

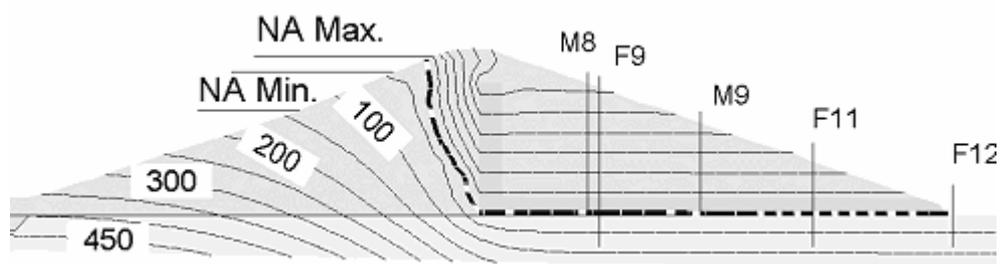


Figura 4.12 – Poropressões em condição hipotética de colmatação da fundação.

Tabela 4.6 – Pressões nos piezômetros – Colmatação da fundação.

Piezômetro	Poropressão(kN/m ²)	Carga de pressão(m)
M-8	6	1
F-9	85	9
M-9	6	1
F-11	83	8
F-12	84	9

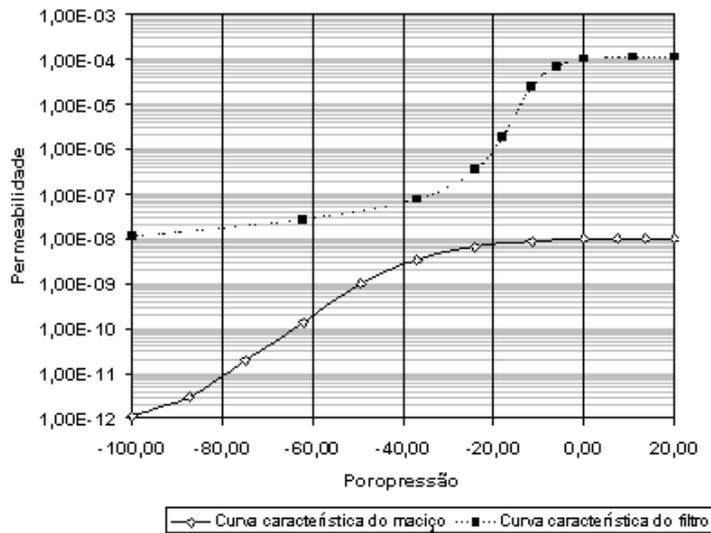
4.2- ANÁLISE EM FLUXO TRANSIENTE

Utilizando o perfil tipo apresentado na Figura 4.1, uma análise transiente foi executada. Nesta nova análise o nível do reservatório sofreu oscilações, possibilitando avaliar a sensibilidade de algumas variáveis, tais como: subpressões na base da barragem, vazão, poropressões e gradientes a jusante.

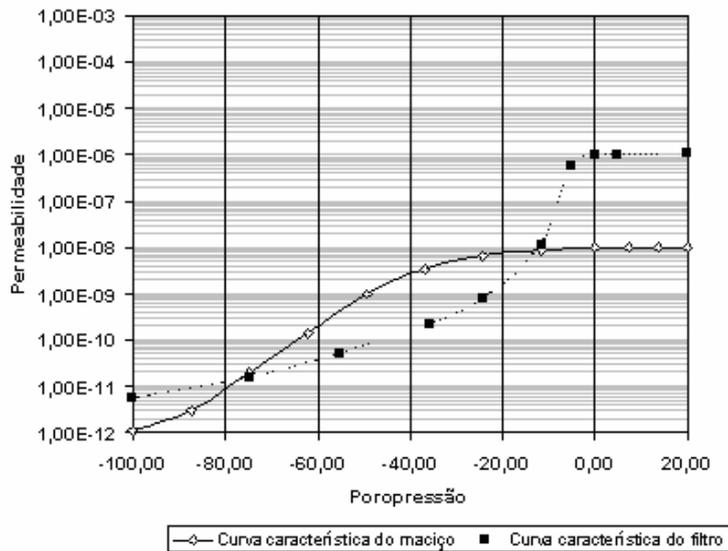
Primeiramente o modelo utilizado foi o mesmo da análise permanente, porém a solução numérica se mostrou desfavorável, indicando problemas de convergência. Conforme (GeoSlope, 2002), materiais adjacentes com diferenças muito grandes na permeabilidade podem apresentar dificuldades de convergência na solução numérica. Na tentativa de melhorar a solução numérica, optou-se neste estudo por realizar um refinamento da malha na região próxima ao contato maciço/dreno e reduzir a diferença da permeabilidade do material do dreno que passou de 10^{-4} m/s para 10^{-6} m/s. Este artifício matemático pouco interfere nos resultados das análises uma vez que, como já mencionado anteriormente, na modelagem o dreno vertical ficou com espessura 3 vezes superior aquela de campo. Tal procedimento reduziu a diferença entre as permeabilidades de 10.000 vezes para apenas 100 vezes. A magnitude da

permeabilidade dos outros materiais mantiveram-se iguais aqueles utilizados nas análises em regime permanente.

As Figuras 4.13 (a) e (b) ilustram o comportamento das curvas características do dreno e do maciço nas duas condições de análise. Pode-se perceber a queda acentuada nas duas curvas características do dreno, porém na segunda análise a maior proximidade nas permeabilidades dos materiais envolvidos fazem com que as curvas se interceptem, condicionando uma melhor convergência na solução numérica.



(a) - Dreno com permeabilidade na ordem de 10^{-4} m/s



(b) – Dreno com permeabilidade na ordem de 10^{-6} m/s

Figura 4.13 – Curvas características de diferentes materiais de dreno e do maciço

Com a utilização deste novo modelo numérico, o perfil descrito anteriormente, passou a ter uma malha com 1478 nós e 883 elementos, como apresentada na Figura 4.14, passando a ter então uma solução numérica com resultados melhores.

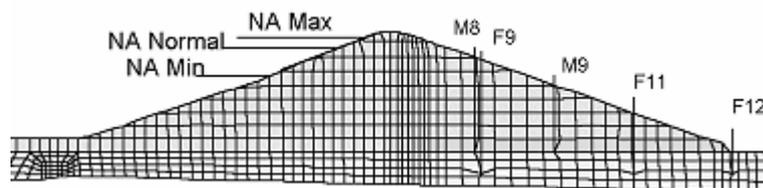


Figura 4.14 - Discretização refinada da barragem em elementos finitos.

Para o desenvolvimento deste estudo transiente, o tempo total considerado foi de um ano e o intervalo de tempo igual a um mês (doze passos de tempo).

A variação do nível d'água do reservatório na barragem está apresentada na Tabela 4.7, sendo melhor visualizada no gráfico apresentado na Figura 4.15, que indica as cotas correspondentes utilizadas no programa. Como descrito anteriormente, ocorre uma correção em 378m, devido o estabelecimento do *datum* nesta cota.

Tabela 4.7 – Níveis do reservatório em 2000.

Ano 2000			
Mês	Leitura	Cota lago	Cota correspondente
Jan		545,55	167,55
Fev		547,80	169,80
Mar		547,80	169,80
Abr		547,70	169,70
Mai		547,00	169,00
Jun		546,55	168,55
Jul		546,20	168,20
Ago		545,65	167,65
Set		545,65	167,65
Out		545,20	167,20
Nov		544,75	166,75
Dez		545,30	167,30

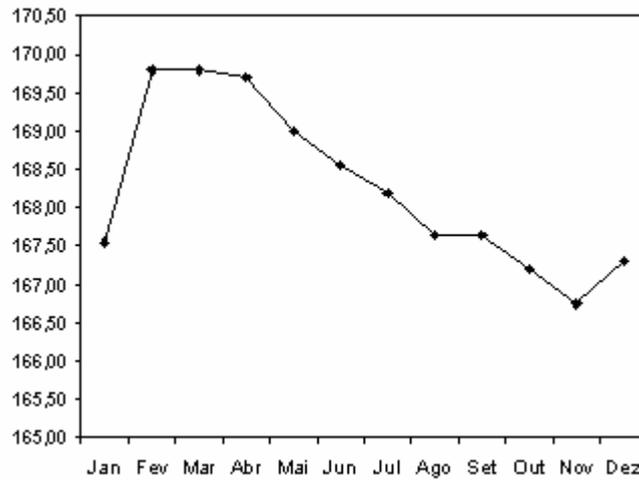


Figura 4.15 – Oscilação do nível do reservatório no ano de 2000.

As funções que representam o teor de umidade volumétrica adotadas, foram obtidas com base no banco de dados do próprio programa. Foram escolhidas as funções daqueles materiais que mais se aproximavam dos caracterizados neste estudo.

Para o solo de fundação foi adotado um teor de umidade igual a 0,39 relativo a poropressão nula. Para o material do maciço foi adotado o valor de 0,35 e para os drenos 0,21. A Figura 4.16, ilustra as funções para valores de poropressão negativos (sucção) nos três casos.

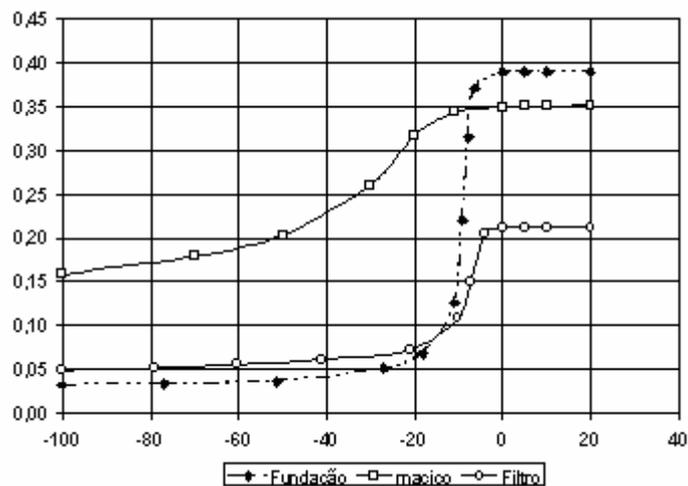


Figura 4.16 – Função teor de umidade volumétrica *versus* poropressão (kN/m²).

Os resultados obtidos em regime transiente, através do programa SEEP, estão ilustrados na Figura 4.17. Em contato com a face do talude de montante tem-se de cima para baixo as linhas freáticas dos meses de fevereiro, junho e novembro de 2000.

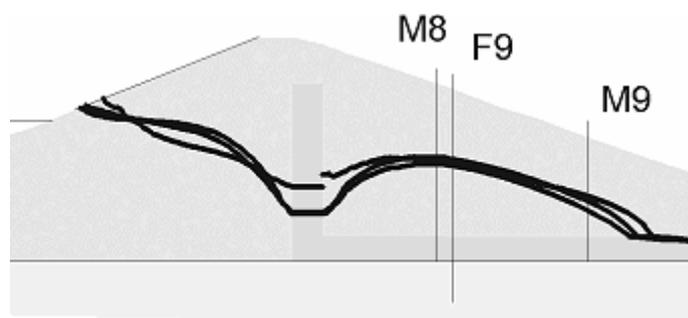


Figura 4.17 – Comportamento das linhas de fluxo com a oscilação do reservatório.

O comportamento do fluxo observado nos piezômetros em função da variação do nível do reservatório obteve resposta praticamente imediata em todos os piezômetros, este comportamento é nítido devido a similaridade dos gráficos de vazões, Figura 4.18, com o gráfico de oscilação do reservatório representado na Figura 4.15.

Para verificação da estabilidade numérica, a exemplo do regime permanente, o fluxo também foi analisado com base nas observações realizadas no período de abril do ano de 2000, onde o reservatório se encontrava na cota 547,70m. Comparando os resultados, transcritos na Tabela 4.8, verifica-se uma aproximação melhor das leituras dos instrumentos com os resultados obtidos no modelo com a malha mais refinada, principalmente para os piezômetros mais próximos da região refinada.

Tabela 4.8 – Poropressões nos piezômetros (abril 2000).

Piezômetros	M8	F9	M9	F11	F12
Poropressões através da leitura piezométrica (kN/m ²)	86	210	53	104	102
Poropressões através do SEEP/W (kN/m ²) "Regime permanente"	70	146	50	109	88
Poropressões através do SEEP/W (kN/m ²) "Regime transiente"	75	151	53	110	88

As vazões específicas do sistema referentes a cada período (mês) em estudo se encontram descritas na Tabela 4.9 a seguir.

Tabela 4.9 – Vazões no sistema por período mensal

Mês	Vazão (m³/s)	Vazão (l/min)
Jan	2,18E-04	13,07
Fev	2,36E-04	14,17
Mar	2,36E-04	14,13
Abr	2,34E-04	14,07
Mai	2,29E-04	13,76
Jun	2,26E-04	13,55
Jul	2,23E-04	13,39
Ago	2,19E-04	13,13
Set	2,19E-04	13,13
Out	2,15E-04	12,92
Nov	2,12E-04	12,74
Dez	2,16E-04	12,97

Para melhor interpretar o comportamento das leituras dos piezômetros em campo, com os valores calculados na análise numérica, gráficos comparativos foram realizados.

A Figura 4.18 ilustra o comportamento das cargas totais no piezômetro M8. Pode-se observar um bom ajuste entre os resultados numéricos e os de campo, exceto para os meses de fevereiro e março.

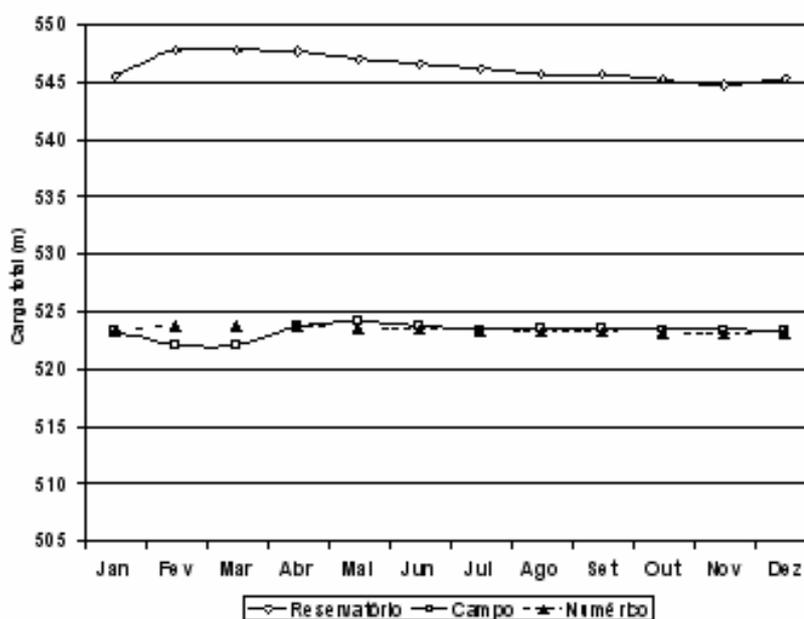


Figura 4.18 – Comparação das cargas totais no piezômetro M8.

A Figura 4.19 ilustra o comportamento das cargas totais no piezômetro M9. Neste caso tem-se um paralelismo entre os resultados, exceto nos meses de agosto e setembro, quando os resultados numéricos se aproximam muito dos de campo.

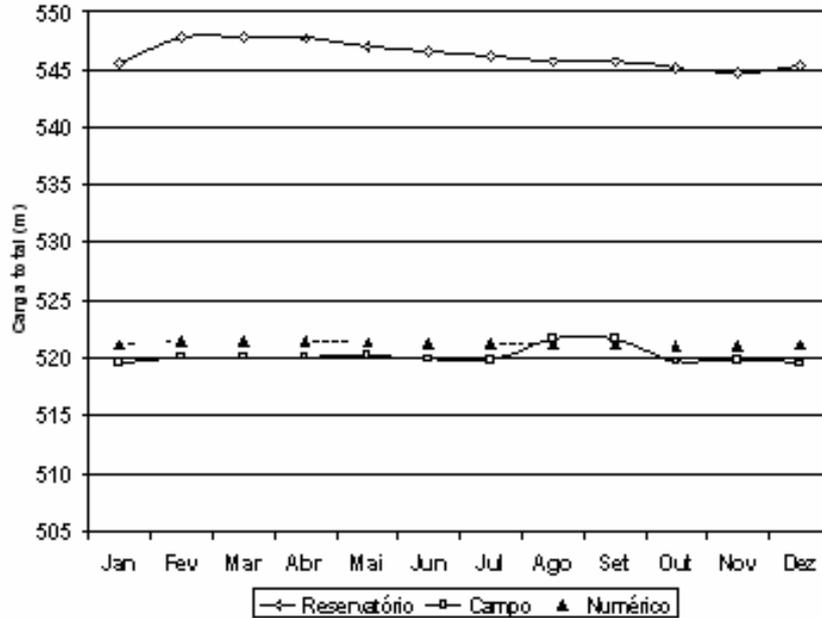


Figura 4.19 – Comparação das cargas totais no piezômetro M9.

Na Figura 4.20 tem-se as leituras do piezômetro F9 sendo comparadas com os resultados numéricos. Dentro as leituras avaliadas, este piezômetro apresentou os resultados mais discrepantes, não demonstrando uma tendência. Como já mencionado anteriormente, a leitura de abril não deve ser considerada. Nos meses de fevereiro, março e abril os resultados numéricos são congruentes com as leituras de campo. Nos demais meses os resultados são inferiores.

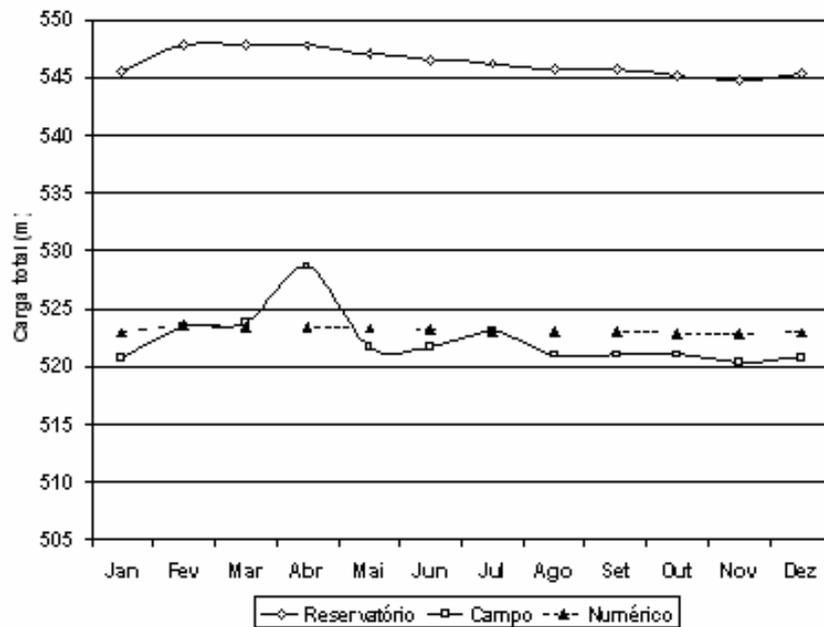


Figura 4.20 – Comparação das cargas totais no piezômetro F9.

Na seqüência, tem-se nas Figuras 4.21 e 4.22, as leituras dos piezômetros F11 e F12, respectivamente. No primeiro caso (F11), os resultados numéricos estão muito próximos dos de campo, quase coincidente. Para o segundo caso (F12), os resultados estão paralelos, demonstrando haver um problema de ajuste numérico nesta região.

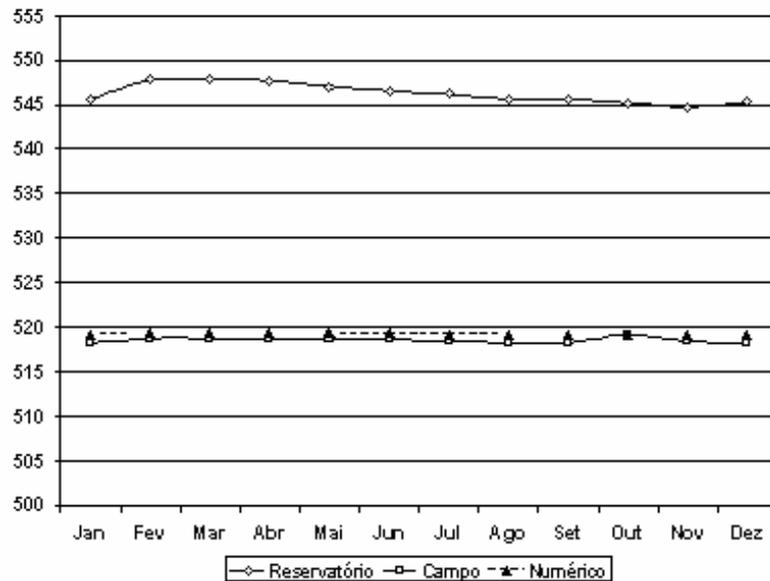


Figura 4.21 – Comparação das cargas totais no piezômetro F11.

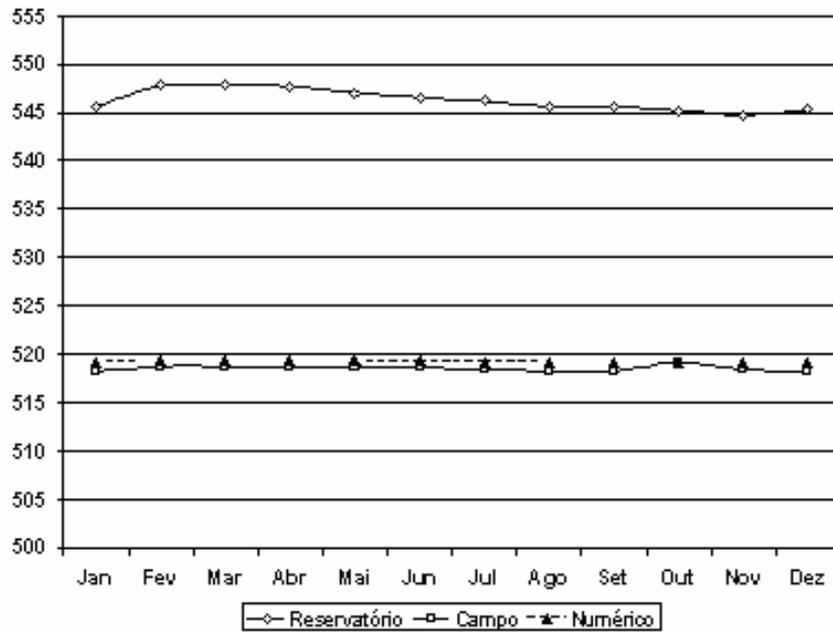


Figura 4.22 – Comparação das cargas totais no piezômetro F12.

Um dos parâmetros mais importantes para estudos de *piping* e liquefação em barragens é o gradiente hidráulico. Na Figura 4.23 tem-se o resultado numérico da variação do gradiente hidráulico na célula do piezômetro F11, localizado a jusante, próximo a descarga do fluxo pela fundação. Os resultados indicam que o gradiente máximo oscilou aproximadamente entre 6,3% (novembro) a 6,9% (março).

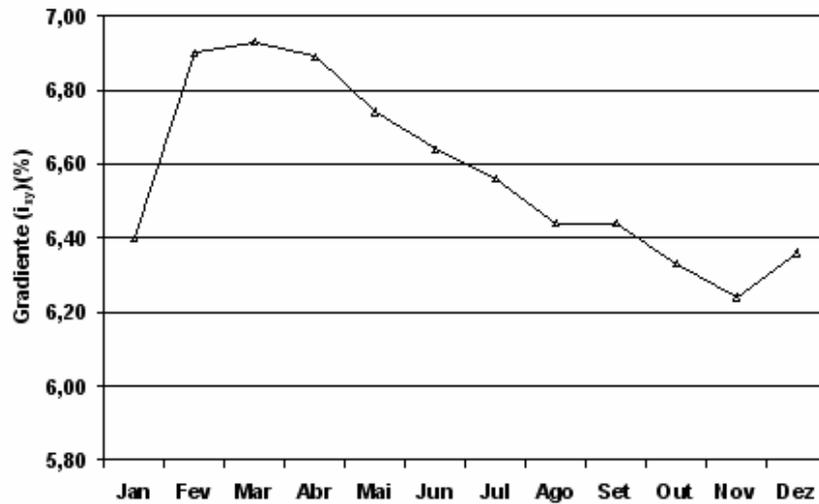


Figura 4.23 – Gradientes de saída (F11) versus oscilação do reservatório.

Em barragens com fluxo pela fundação é fundamental o conhecimento das subpressões na fundação para os estudos de estabilidade e dimensionamento. Na Figura 4.24 tem-se os diagramas de subpressão na fundação para os meses de fevereiro (cheia) e novembro (seca). Como era de se esperar, este estudo numérico confirma que as subpressões são sensíveis a oscilação do nível do reservatório. No entanto, esta sensibilidade é mais pronunciada no base do talude de montante, tendendo a ser desprezível próximo a saída do fluxo pela fundação.

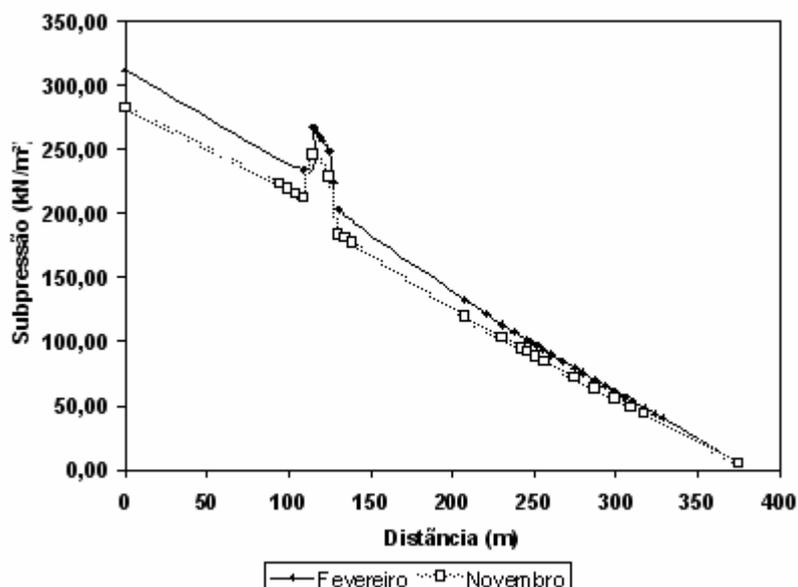


Figura 4.24 – Diagrama de subpressão na base da barragem.

4.3- COMENTÁRIOS

O modelo numérico calibrado pode ser entendido como um protótipo numérico das condições de campo, uma vez que converge de forma aproximada, para uma situação onde as propensões assemelham-se àquelas obtidas pela instrumentação.

O perfil da linha freática parece inconsistente com aqueles observados na literatura. Na região de montante observa-se uma queda acentuada da linha freática que vai alcançar o dreno vertical somente acerca de 25% da altura do nível d'água do reservatório. Intuitivamente, era de se esperar que este encontro fosse em cota mais

elevada. Esta incongruência ou aparente incongruência não pôde ser checada numericamente, uma vez que a instrumentação de piezometria de montante da barragem está danificada. No entanto, caso este seja o perfil real de campo, este comportamento pode ser devido ao regime de fluxo estabelecido na zona não saturada, quando a permeabilidade é muito minimizada.

Na região de jusante, observa-se que o tapete drenante horizontal está plenamente afogado. Apesar de ser intuitivamente esperado que o tapete drenante trabalhe não afogado, neste caso, a piezometria local comprova este fato, registrado também pela análise numérica. De acordo como modelo numérico, 99% da vazão do sistema passa pela fundação. Este fato faz com que o sistema trabalhe com elevadas subpressões, similarmente às barragens de concreto. Na região de jusante, ao alcançar o tapete drenante, o fluxo tende a penetrar no tapete drenante, condicionando o afogamento do tapete e induzindo a elevação do nível freático no talude de jusante.

O estudo numérico apresentou gradientes elevados na região do contato tapete impermeável e trincheira de vedação. O valor máximo alcançou 311%, ou seja, 3,1. Naturalmente, se este valores tivessem sido encontrados na saída de jusante, problemas de liquefação eram esperados. No entanto, nesta região, os gradientes máximos (i_{xy}) situaram-se próximos de 7%, medido na análise transiente para o mês de Março de 2000.

Comparando as cargas totais obtidas no protótipo numérico com as leituras de campo, foi possível verificar uma boa concordância entre os valores obtidos durante o período estudado. Os melhores resultados, e praticamente coincidentes, ficaram por conta dos piezômetros, M8, F11 e F12. Os piezômetros M9 e F9 apresentaram um bom paralelismo e uma oscilação nos dados, respectivamente.

ESTUDO DA ESTABILIDADE DA BARRAGEM DE BICO DA PEDRA

5.1- INTRODUÇÃO

Segundo Cruz (1996), as análises de estabilidade se aplicam nas diversas fases de um projeto de obras de terra, desde os estudos de viabilidade até o acompanhamento do comportamento da obra pronta, ao longo da sua vida útil e além. A seguir são relacionadas algumas de suas aplicações:

- nos estudos de viabilidade para implantação de barragens, para determinar a seção economicamente mais adequada conforme os materiais disponíveis na região;
- nas fases de projeto de uma barragem para otimizar os taludes e a utilização dos materiais disponíveis;
- no acompanhamento da construção, através de medições de poropressões e reavaliação da estabilidade e ritmo construtivo;
- estabelecimento de níveis de alerta, principalmente no caso de taludes naturais e barragens homogêneas, onde pode-se determinar os níveis d'água críticos a serem acompanhados por piezômetros instalados nos taludes em questão;
- retro-análises para determinação dos mecanismos de ruptura, parâmetros de resistência residuais, condições remanescentes de segurança;
- definição da largura de bermas de estabilização;
- no dimensionamento dos sistemas de escoramento, contenção, drenagem ou retaludamento.

Cruz (1996) ainda lista algumas dificuldades comuns no desenvolvimento dos estudos de estabilidade de taludes, a saber:

- parâmetros de cálculo;
- condições de fluxo d'água;
- pressões piezométricas;
- forma da superfície de ruptura;
- mecanismos de ruptura envolvidos;
- condições particulares dos materiais;
- ponderação quanto à sofisticação.

Os métodos de cálculo de estabilidade de taludes normalmente baseiam-se em Equilíbrio Limite. Neste processo convencional de análise, a avaliação da estabilidade de uma determinada superfície baseia-se na determinação de um fator de segurança que relaciona a resistência disponível com a resistência mobilizada. Estas resistências são avaliadas através do desenvolvimento de equações de equilíbrio de forças e/ou momentos. O equilíbrio é modelado através da partição da massa estudada em um número razoável de fatias, entre 12 e 30. É comum a utilização do critério linear de Mohr-Coulomb na quantificação da resistência disponível em cada fatia.

A Figura 5.1 ilustra as forças atuantes numa fatia numa superfície potencial de ruptura circular. Este tipo de superfície é comum em solos homogêneos como os encontrado em maciços de barragens de terra.

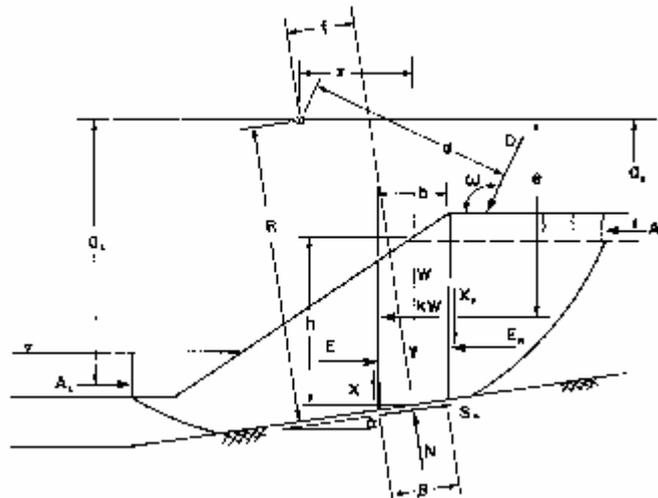


Figura 5.1 – Forças atuantes numa fatia – Superfície composta (GeoSlope, 2002).

A resistência mobilizada, com base no critério linear de Mohr-Coulomb, pode ser expressa na forma

$$S_m = \frac{s \beta}{FS} = \frac{\beta (c' + (\sigma_n - u) \tan \phi')}{FS} \quad (5.1)$$

onde:

- S_m é a resistência mobilizada;
- s é a resistência unitária; β beta é a espessura da fatia;
- c' é a coesão de intercepto efetiva;
- σ_n é a tensão total média na base da fatia; u a poropressão média na base da fatia;
- ϕ' é o ângulo de atrito efetivo;
- FS é o fator de segurança.

O equilíbrio de momento é dado pela expressão:

$$\sum Wx - \sum S_m R - \sum Nf + \sum kW e \pm [Dd] \pm Aa = 0 \quad (5.2)$$

onde:

- W é o peso da fatia e x o respectivo braço de alavanca;
- S_m é a resistência mobilizada e R o respectivo braço de alavanca;
- N é a força resistente normal na base da fatia e f o respectivo braço de alavanca;
- kW é a força horizontal(sismo) e e o respectivo braço de alavanca;
- D é a força externa aplicada e d o respectivo braço de alavanca;
- A é a força induzida pela água e a o respectivo braço de alavanca;

Explicitando FS (em S_m) na expressão (5.2) tem-se o fator de segurança obtido por equilíbrio de momentos, como apresentado na expressão 5.3.

$$FS_m = \frac{\sum (c' \beta R + (N - u\beta) R \tan \phi')}{\sum W_x - \sum N_f + \sum kW_e \pm [Dd] \pm Aa} \quad (5.3)$$

O equilíbrio de forças é dado pela expressão

$$\sum (E_L - E_R) - \sum (N \sin \alpha) + \sum (S_m \cos \alpha) - \sum (kW) + [D \cos \omega] \pm Aa = 0 \quad (5.4)$$

Similarmente, explicitando FS (em S_m) na expressão (5.4) tem-se o fator de segurança obtido por equilíbrio de forças horizontais, que pode ser calculado com base na expressão 5.5.

$$FS_f = \frac{\sum (c' \beta \cos \alpha + (N - u\beta) \tan \phi' \cos \alpha)}{\sum (E_L - E_R) + \sum N \sin \alpha + \sum kW - [D \cos \omega] \pm A} \quad (5.5)$$

O Método Geral de Equilíbrio Limite - GLE apresentado em GeoSlope (2002) tem suas equações desenvolvidas com base nos seguintes procedimentos:

- faz-se o somatório de forças verticais em cada fatia, obtém-se uma expressão para determinação da força normal na base da fatia, N;
- faz-se o somatório das forças horizontais em cada fatia, obtém uma expressão para cálculo da força normal na seção, E;
- faz-se o somatório dos momentos de todas as fatias, obtém-se o fator de segurança com base no equilíbrio de momento, F_m ;
- faz-se o somatório das forças horizontais para todas as fatias, obtém-se fator de segurança com base no equilíbrio de forças, F_f .

A determinação do fator de segurança pelo Método Geral de Equilíbrio Limite é baseada na congruência dos fatores de segurança por equilíbrio de momentos e forças horizontais. Esta congruência é obtida variando-se o parâmetro λ representado pela expressão

$$\lambda = \frac{X}{f(x).E} \quad (5.6)$$

5.2 – PROGRAMA SLOPE

Geometria e Estratigrafia do Talude

Com relação a geometria e estratigrafia, tem-se:

- consideração de diferentes materiais, com diferentes características e/ou condições de poro-pressões (permitindo a representação de artesianismo).
- submersão parcial do talude, permitindo considerar o efeito estabilizante da água.
- permite a modelagem de materiais descontínuos, ou seja, que não aparecem em todo talude.
- permite a definição de limites impenetráveis à superfície potencialmente instável (modelando assim topos rochosos não horizontais ou camada de grande resistência).
- permite a modelagem de fendas superficiais de tração, preenchidas ou não com água.

Geometria das Superfícies Potencialmente Instáveis

Com relação a geometria das superfícies potencialmente estáveis, tem-se:

- definição de malha de centros e raios para análise de superfícies circulares, pesquisa automática e generalizada muito útil para determinar a zona onde aparecerá o $FS_{\text{mínimo}}$, devendo nesta região ser refinada a malha de centro.

- superfície composta, círculo+reta, acontece automaticamente dentro do programa quando uma superfície circular atinge uma fronteira impenetrável definida.
- superfícies cuja geometria é completamente definida pelo usuário – muito útil para superfícies de forma qualquer que acompanham planos ou regiões de fraqueza existentes.
- análise de blocos, onde são especificados as inclinações e dos trechos ativos e passivos e a faixa onde pode se situar o trecho neutro.

Condições de Poro-Pressão

Com relação as condições de poro-pressão, tem-se:

- coeficientes de geração de poro-pressão com a execução de aterro sobrejacente (r_u), independente para cada tipo de solo, muito útil quando se está acompanhando a execução de um aterro para determinar com base em medições de poro-pressão em piezômetros instalados no maciço, a velocidade de execução adequada e a umidade ótima de compactação compatível.
 - linhas piezométricas independentes para cada tipo de material, o que permite simular condições de artesianismo, assim como a não saturação do núcleo de barragens de enrocamento com núcleo argiloso nas análises correspondente ao final da construção.
 - curvas de igual poropressão – ao usuário é permitido definir curvas de igual poro-pressão através da entrada ponto por ponto da curva, sendo o valor entre curvas interpolado.
 - malha de pontos com coordenada e poropressões definidas ponto a ponto pelo usuário, sendo o valor entre pontos interpolado.
 - dados de poropressões importadas do software SEEP que efetua análises de percolação por elementos finitos.
- **Propriedades dos Materiais**

Quanto a propriedade dos materiais, tem-se:

- parâmetros totais ou efetivos dos materiais (Mohr-Coulomb) c e ϕ ou c' e ϕ' .
- resistência não drenada (S_u e $\phi = 0$)
- materiais sem resistência, permitindo a representação da água e sobrecargas uniformemente distribuídas como materiais (nesta ordem).
- definição de uma fronteira impenetrável (material de resistência infinita).
- envoltória de resistência bilinear, permitindo melhor representar o comportamento de materiais que apresentam envoltórias não lineares.
- permite representar a resistência como função da profundidade tanto em relação ao topo da própria camada como em relação à superfície do talude ou outra acama qualquer.
- admite a anisotropia de resistência, muito útil para o caso de solos que apresentam uma “direção de fraqueza” em função das suas características de formação.
- definição, conforme a necessidade do usuário e características dos materiais envolvidos, de funções de resistência, muito útil para representar o comportamento de materiais tais como enrocamentos e areias compactadas que apresentam comportamentos não lineares de resistência.

Carregamentos Externos

Quanto a carregamentos externos, tem-se:

- permite a simulação de cargas distribuídas tais como sobrecargas estruturais, tráfego de veículos, aterros de preenchimento s/resistência etc...
- simulação de cargas concentradas lineares.
- simulação de tirantes e solo grampeado.
- simulação da presença de geo-sintéticos.
- Simulação de abalos sísmicos, através da aplicação de uma aceleração instabilizante horizontal, em uma análise pseudo-estática.

Ainda no Anexo II, tem-se mais alguns aspectos que merecem especial atenção ao usuário dos programas GeoSlope (2002).

5.3 – PARÂMETROS DOS SOLOS

Conforme consta no relatório de ensaios especiais (Geotécnica,1976), uma série de ensaios foram executados para determinação da resistência do material do maciço. Foram desenvolvidos ensaios triaxial convencionais consolidado não-drenado (CU-R) e não-consolidado não-drenado (UU-Q). Dos resultados obtidos foi possível desenvolver estudos mais realísticos, considerando condições de carregamento em termos de tensões totais e/ou efetivas.

Como pode ser observado no diagrama p versus q , ilustrado na Figura 5.2, para o ensaio CU, ambas envoltórias de resistência (total e efetiva) mostram-se razoavelmente lineares.

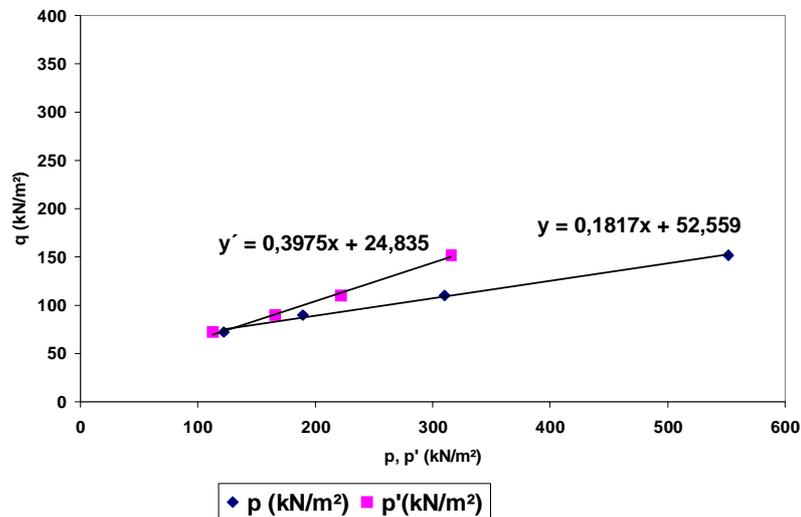


Fig.5.2 – Envoltórias lineares obtidas através de ensaio triaxial CU.

Os parâmetros de resistência da mecânica dos solos tradicional, c e ϕ , são determinados através das expressões

$$\text{sen } \phi = \tan \alpha \quad (5.7)$$

$$c = \frac{a}{\cos \phi} \quad (5.8)$$

onde, α é o ângulo correspondente a inclinação da envoltória linear e a o intercepto com o eixo q . De acordo com os resultados apresentados na Figura 5.2, utilizando as expressões 5.7 e 5.8, tem-se

- $c'=27,07 \text{ kN/m}^2$ e $\phi'=23,42^\circ$
- $c=53,45 \text{ kN/m}^2$ e $\phi=10,47^\circ$

Segundo informações contidas em Geotécnica (1976), o peso específico para o material do maciço é 21 kN/m^3 .

Como pode ser observado na Figura 5.3, para o ensaio UU, a envoltória de resistência total mostra-se suavemente não linear, apresentando uma pequena inclinação. Este comportamento pode estar associado ao fato da amostra não estar plenamente saturada. Como registrado em Geotécnica (1976), o grau de saturação médio dessas amostras situava-se em torno de 96%. Estando não saturadas, as amostras tendem a ter um comportamento consolidado (a baixos níveis de tensão), condicionando o aparecimento de um ângulo de atrito relativamente maior, associado a um ganho de resistência.

De acordo com os resultados apresentados na Figura 5.3, utilizando as expressões 5.7 e 5.8, tem-se:

- $c=50,13 \text{ kN/m}^2$ e $\phi=3,46^\circ$

Segundo Geotécnica (1976), o peso específico para o material do maciço é $21,6 \text{ kN/m}^3$.

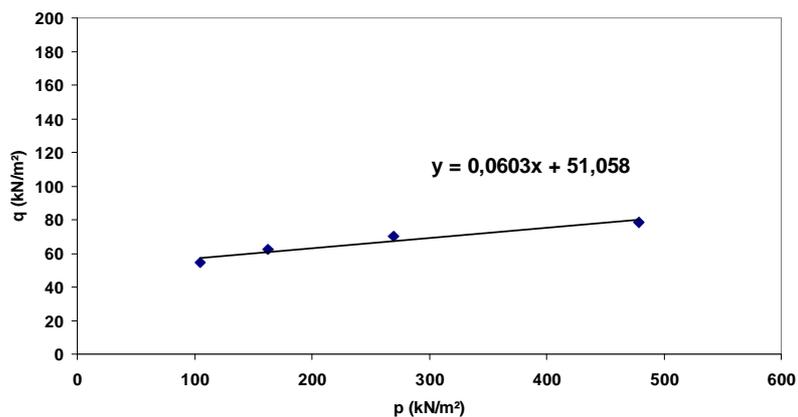


Figura 5.3 - Envoltória linear obtida através de ensaio triaxial UU.

Para o material arenoso da fundação (aluvião) não foram encontrados dados que caracterizassem este material. Assim, os parâmetros de resistência deste material foram aqui adotados, com base em valores conservadores para este tipo de material, a saber:

- $c' = 0 \text{ kN/m}^2$ e $\phi' = 30^\circ$

Ensaio realizados nas areias do leito do rio Gorutuba para utilização na obra, apresentaram uma variação de densidade de $16,6 \text{ kN/m}^3$ a $18,0 \text{ kN/m}^3$. Assim, foi considerado para o aluvião a menor densidade, ou seja, $16,6 \text{ kN/m}^3$.

Nas análises de estabilidade com ocorrência de poropressão, foram utilizados os resultados das análises de fluxo, respectivamente desenvolvidas com o programa SEEP.

5.4 – ANÁLISES DE ESTABILIDADE

Como tradicionalmente realizado, os estudos de estabilidade da barragem foram desenvolvidos como apresentado a seguir.

- Final de Construção
- Operação – Regime Permanente
- Rebaixamento Rápido

A escolha dos parâmetros de projeto depende da condição de carregamento da análise em questão. A Tabela 5.1 mostra resumidamente as análises usadas para cada tipo de carregamento e respectivos parâmetros de resistência adotados.

Tabela 5.1 – Parâmetros de análise.

Fase	Análise	Ensaio	Parâmetro	Poropressão
Final de construção	Tensões totais	Ensaio UU	c e ϕ ; S_u	-
	Tensões efetivas	Ensaio CU	c' e ϕ'	r_u
Rebaixamento rápido	Tensões totais	Ensaio CU	c e ϕ	u_s^*
	Tensões efetivas	Ensaio CU	c' e ϕ'	u_s^*
Regime permanente	Tensões totais	Ensaio CU	c e ϕ	u_s^{**}
	Tensões efetivas	Ensaio CU/CD	c' e ϕ'	u_s^{**}

* rede de rebaixamento rápido; ** rede de percolação em regime permanente.

Como apresentado por Parra (1986), está reproduzido na Tabela 5.2 os fatores de segurança recomendados para estudos de estabilidade em barragens de terra e enrocamento.

Tabela 5.2 – Coeficientes de segurança mínimos.

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

O programa Slope dispõe de vários métodos para análise da estabilidade por equilíbrio limite. Mesmo não sendo escopo deste estudo, foi desenvolvido um estudo expedito para determinação do número adequado de fatias. No desenvolvimento deste estudo foram utilizados os métodos de Bishop, Fellenius, Janbu e Spencer. Para modelagem foi adotado o talude de jusante da barragem Bico de Pedra, considerando um regime de fluxo permanente em termos de tensões efetivas.

Os resultados desta análise estão apresentados na Tabela 5.3 e no gráfico ilustrado na Figura 5.4. Pode-se nitidamente observar que para uma precisão centesimal, cerca de 15 fatias seriam necessárias para Bishop e Spencer, 25 para Fellenius e 30 para Janbu.

Desta análise, considerando o método rigoroso de Spencer, o fator de segurança em termos de tensão efetiva, do talude de jusante da barragem de Bico da Pedra, para um estado de operação, ou seja, fluxo permanente, está em 1,59.

Tabela 5.3 – Influência do Número de Fatias.

Nº de fatias	Fator de Segurança			
	Bishop	Fellenius	Janbu	Spencer
3	1,485	1,357	1,317	1,508
4	1,544	1,329	1,297	1,566
5	1,594	1,329	1,313	1,607
10	1,586	1,37	1,394	1,601
15	1,589	1,385	1,435	1,603
20	1,589	1,393	1,436	1,603
25	1,589	1,396	1,439	1,603
30	1,589	1,396	1,441	1,603

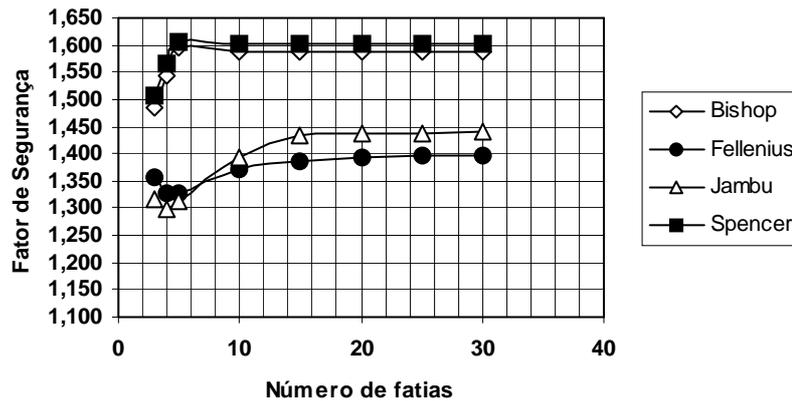


Figura 5.4 – Variação de FS em função do método e número de fatias.

Por se tratar de um método rigoroso de estabilidade e de fácil operacionalidade no programa Slope, as análises que se seguem neste trabalho, foram desenvolvidas com base no método por equilíbrio limite de Spencer.

5.4.1- Regime Permanente – Análise em Termos de Tensões Efetivas

A análise em regime permanente avalia a segurança contra ruptura da barragem numa condição de normalidade operacional. Uma vez que na fase de operação o talude

de montante encontra-se confinado pelo lago, com força de percolação favorável a sua estabilidade, este estudo foi desenvolvido apenas para o talude de jusante.

Face os resultados das análises de fluxo apresentadas no Capítulo 4, tem-se que o talude de jusante está submetido a subpressões e força de percolação na direção desfavorável a estabilidade. Nesta análise, as poropressões estáticas foram obtidas da análise de fluxo em regime permanente para o nível do reservatório na cota de nível máximo operacional.

Nesta análise foram utilizados os parâmetros de resistência efetivos do ensaio CU, como apresentado na Figura 5.2. A Figura 5.5 ilustra a superfície potencial de ruptura que abrange grande parte do talude de jusante atravessando parte da fundação em aluvião. Este comportamento demonstra que apesar do aluvião ter uma resistência friccional maior que o aterro, a ocorrência de subpressão a jusante pode ter condicionado a descida da superfície potencial de ruptura para dentro do aluvião.

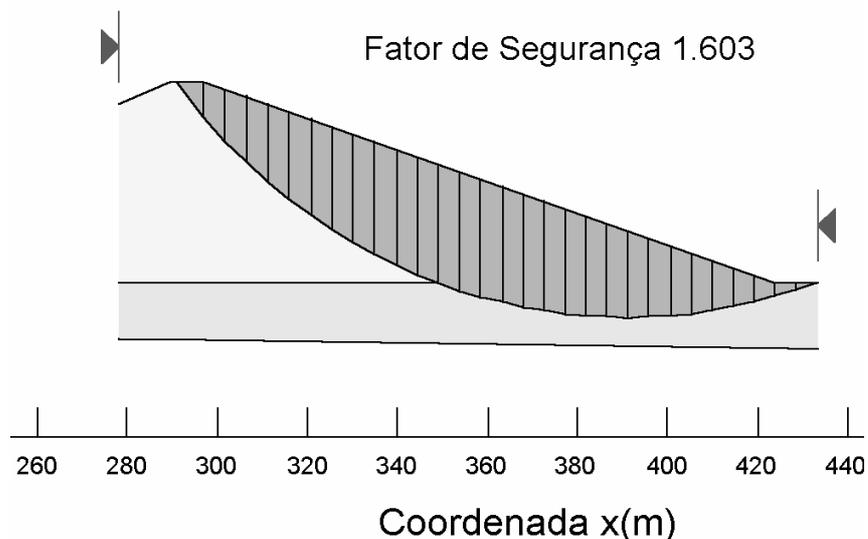


Figura 5.5 – Fator de Segurança em condições drenadas de mobilização.

O fator de segurança obtido nesta análise foi de 1,6, demonstrando que a barragem encontra-se num estado satisfatório de segurança quando em normalidade operacional.

O gráfico ilustrado na Figura 5.6 mostra a magnitude da resistência ao cisalhamento disponível (com base no critério linear de Mohr Coulomb) em comparação com a tensão cisalhante atuante (resistência mobilizada) ao longo da superfície potencial de ruptura. Em função do método de cálculo, o gráfico mostra que a taxa de mobilização da resistência é uniforme ao longo da superfície de ruptura, ou seja, a relação entre resistência ao cisalhamento e tensão cisalhante atuante é a mesma em todas as fatias. Neste caso, igual a 1,603.

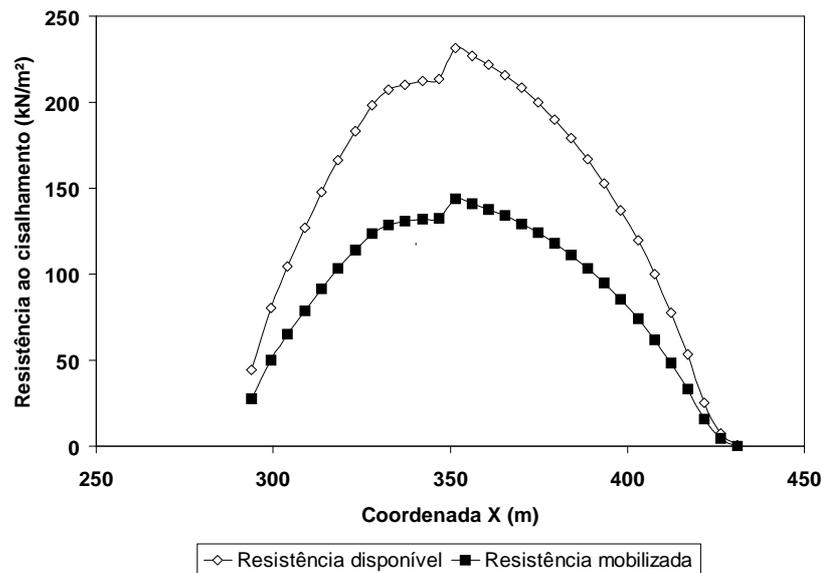


Figura 5.6 – Mobilização na superfície potencial de ruptura – Análise em termos de tensões efetivas.

O gráfico apresentado na Figura 5.7 mostra de forma separada, a magnitude da resistência por coesão e por fricção. Os resultados ilustram como a estabilidade estaria condicionada basicamente a resistência friccional do talude, sendo altamente dependente do nível de tensão.

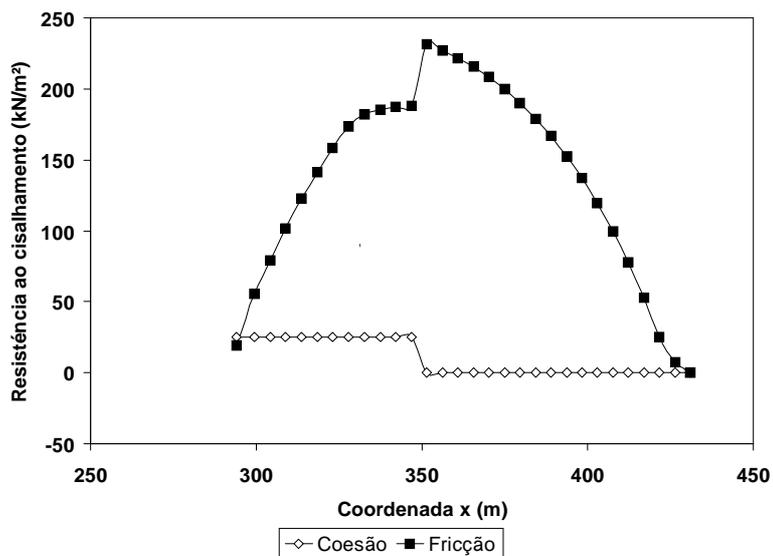


Figura 5.7 – Resistência efetiva coesiva e friccional disponíveis.

Na figura 5.8 tem-se as condições de poropressão na base das fatias da superfície potencial de ruptura. Face a própria forma da superfície de ruptura imposta pelo método de análise, o diagrama de poropressão apresenta-se na forma de uma parábola invertida, na região submersa.

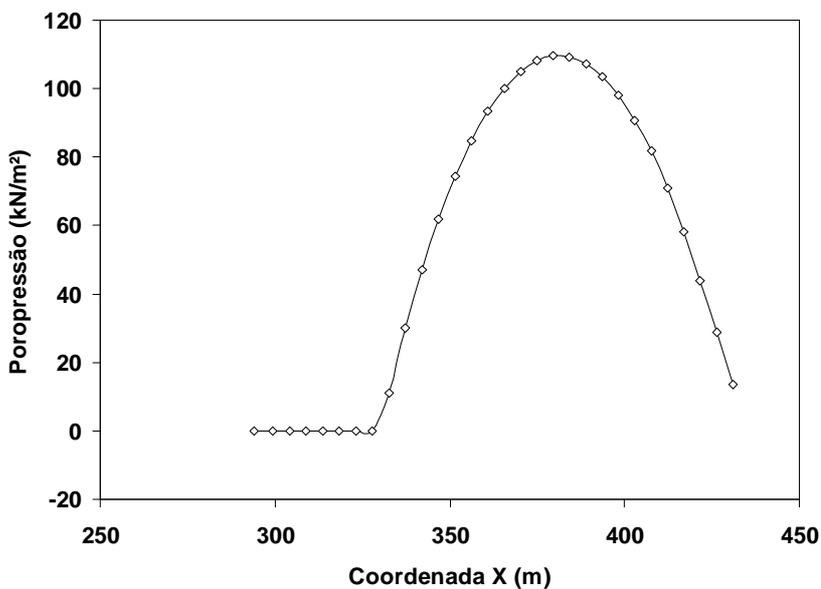


Figura 5.8 – Poropressão na superfície de ruptura.

5.4.2- Regime Permanente – Análise em Termos de Tensões Totais

Considerando uma situação de mobilização de resistência não drenada do talude de jusante, a segurança da barragem em condição de operação foi calculada em 1,31 contra 1,6 da condição drenada. Este resultado está apresentado na Figura 5.9.

Fazendo uma comparação com a característica da superfície potencial de ruptura em ambos os casos (mobilização drenada e não drenada do talude de jusante), no caso de mobilização não drenada, a superfície potencial tende a tangenciar a fundação e apresentar uma ruptura típica pelo pé. Demonstrando que a condição não drenada no aterro modifica o sistema de tal forma a proporcionar uma ruptura típica de situações onde a resistência da fundação é relativamente superior a do aterro.

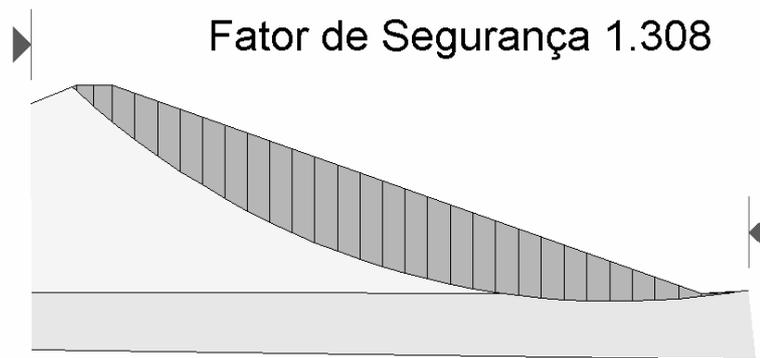


Figura 5.9 – Fator de Segurança em condições não drenadas de mobilização.

O gráfico apresentado na Figura 5.10 destaca o salto que ocorre na resistência ao cisalhamento, quando da transição da superfície potencial de ruptura entre o aterro e a fundação.

O gráfico da Figura 5.11 ilustra a relevância da coesão de intercepto não drenada, sendo bastante importante na estabilidade do talude de jusante, comparativamente ao processo resistivo friccional. Destaca-se novamente, o salto na resistência ao cisalhamento na transição entre o aterro e a fundação, sendo forte condicionante na tendência de ruptura passando pelo pé do talude.

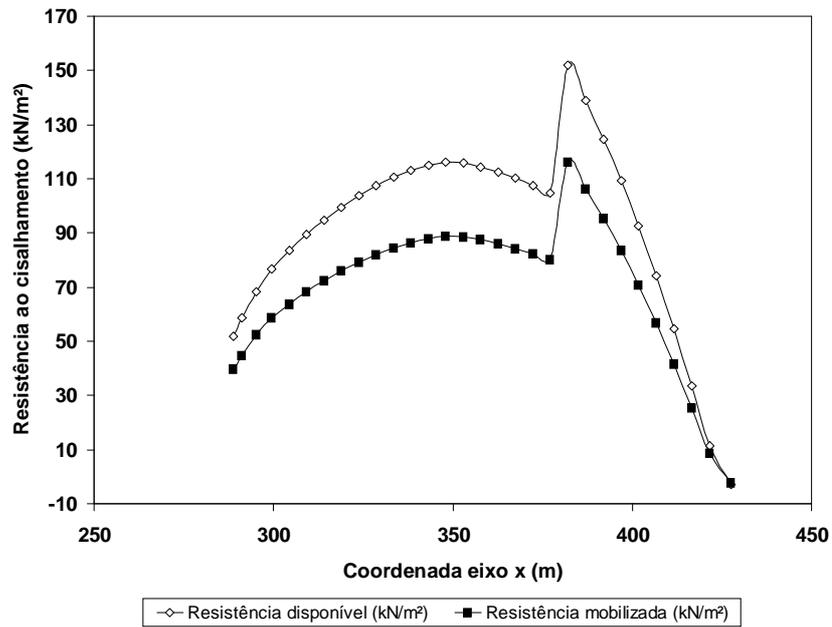


Figura 5.10 – Mobilização na superfície potencial de ruptura – Análise em termos de tensões totais.

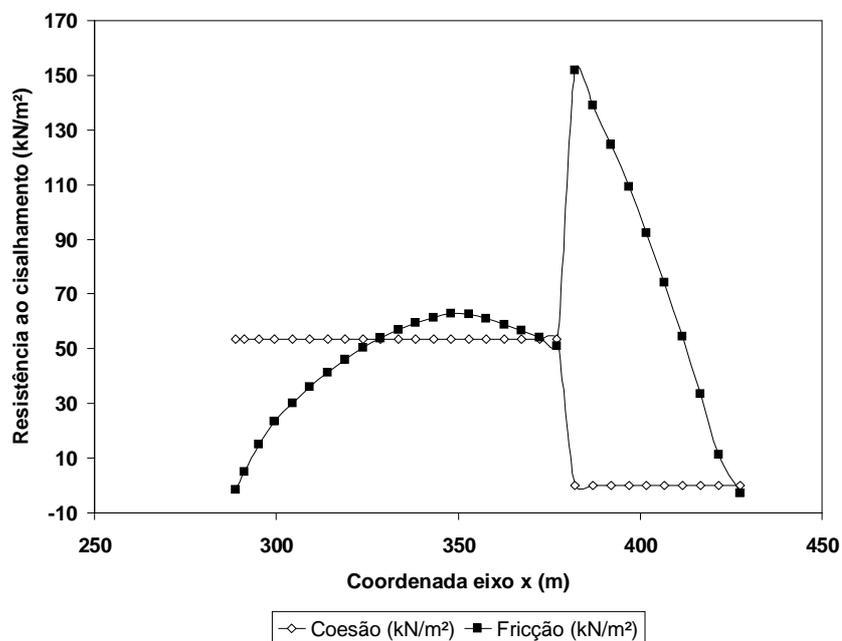


Figura 5.11 – Resistência coesiva e friccional disponíveis.

De forma similar ao apresentado na análise drenada, na Figura 5.12 tem-se ilustrado a magnitude da subpressão sobre a superfície potencial de ruptura.

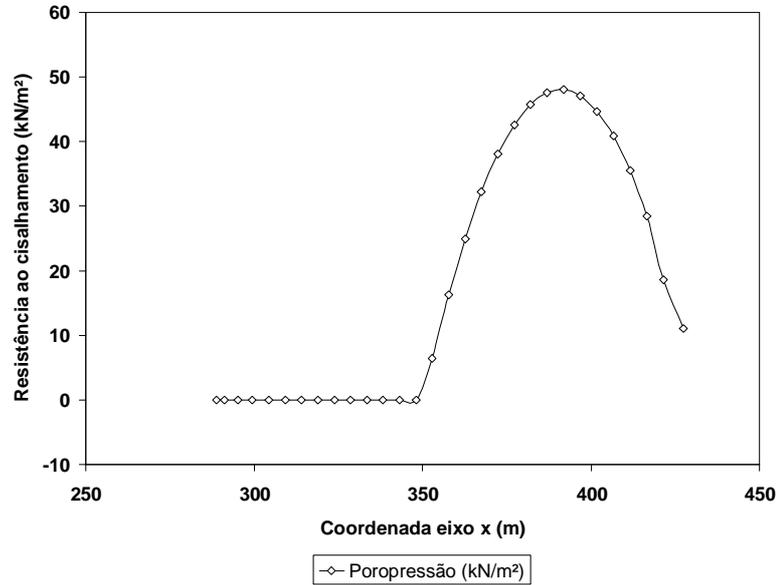


Figura 5.12 – Poropressão na superfície potencial de ruptura.

5.4.3- –Regime Permanente – Análise Não Linear em Termos de Tensões Totais

Com base nos resultados dos ensaios CU foi possível determinar a magnitude do parâmetro de poropressão na fase de cisalhamento, parâmetro A . O parâmetro A representa o quanto um solo é capaz de gerar poropressão durante o processo de deformação por cisalhamento, sendo quantificado pela expressão

$$A = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} \quad (5.9)$$

De uma maneira geral, solos argilosos normalmente adensados apresentam parâmetro A na ruptura entre 0,7 e 1,3, ou seja, em torno da unidade. No entanto, solos com características de comportamento pré adensado no cisalhamento, apresentam parâmetro A abaixo de 0,7, podendo vir a ser negativos.

Como pode ser observado na Tabela 5.4, com base na magnitude do parâmetro A , o material ensaiado para construção do aterro da barragem Bico da Pedra, apresentou para os níveis de tensão 200, 100 e 50kPa um comportamento pré adensado. Uma vez que este material foi compactado, era de se esperar este tipo de comportamento. Observa-se, no entanto, que para o nível de tensão 400kPa, o parâmetro A mostra-se com magnitude típica de um solo normalmente adensado. Esta mudança de comportamento entre os níveis de tensão 200 e 400kPa, sugere que a tensão de pré-adensamento deste solo está situada entre esta faixa de tensão, ou seja, a energia do ensaio de compactação proporcionou um pré adensamento, incorporando à amostra uma tensão de pré adensamento entre 200 e 400kPa. Sendo a amostra submetida a uma tensão inicial de 400kPa, sua história de tensão foi superada, apresentando um comportamento típico normalmente adensado.

O parâmetro r_u representa a razão entre a poropressão estática em um determinado ponto da massa de solo e a tensão total vertical neste ponto, como apresentado pela Expressão (5.10).

$$r_u = \frac{u_s}{\sigma_v} \quad (5.10)$$

Num ensaio triaxial o parâmetro A é determinado através da expressão

$$A = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} = \frac{\sigma_3 - \sigma_3'}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (5.11)$$

Uma análise de estabilidade por equilíbrio limite não precisa diferenciar o que seria pressão estática ou pressão de geração. Tem-se, para uma determinada análise, uma poropressão, representativa de um respectivo comportamento esperado. Assim, o parâmetro r_u pode ser utilizado nos modelos para simular o processo de geração de poropressão em toda massa de solo, numa condição especificada de taxa de mobilização. Fazendo este artifício matemático, tem-se

$$\Delta u = u_s \quad (5.12)$$

Considerando um estado geostático de tensões, tem-se ainda que

$$\sigma_1 = \sigma_v \quad (5.13)$$

Assim, mesclando as Expressões (5.9) a (5.13), r_u pode ser correlacionado com o parâmetro A através da expressão

$$r_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1} A \quad (5.14)$$

Muitos autores optam por formular a resistência ao cisalhamento com base neste parâmetro, sendo para a superfície de ruptura em estudo, representativo de uma linha freática imaginária. Reescrevendo a equação clássica de resistência ao cisalhamento da Mecânica dos Solos, tem-se

$$\tau_r = c' + (\sigma - u) \tan(\phi') \quad (5.15)$$

Com base nas Expressões (5.10), (5.13) e (5.15), tem-se

$$\tau_r = c' + \sigma(1 - r_u) \tan(\phi') \quad (5.16)$$

Apesar de simplista, esta análise mostra-se interessante, pois possibilita considerar o efeito da geração de poropressão no processo de mobilização e determinação das condições de estabilidade da obra, sendo contemplado a influência do nível de tensão, ou seja, a envoltória não linear do comportamento não drenado de solos compactados.

Para o caso em questão, uma vez que o parâmetro A apresentado na Tabela 5.4, foi obtido na ruptura do ensaio de cisalhamento, o parâmetro r_u estaria representando uma condição limite de mobilização.

Tabela 5.4 – Ensaio CU; parâmetros de poropressão.

σ_3	σ_1	Δu	$\Delta\sigma_1$	A	r_u
50	194	9	144	0,06	0,05
100	279	24	179	0,13	0,09
200	420	88	220	0,40	0,21
400	704	237	304	0,78	0,34

Com base nos valores apresentados na Tabela 5.4 foi possível obter uma função por ajuste de pontos, como ilustrado na Figura 5.13.

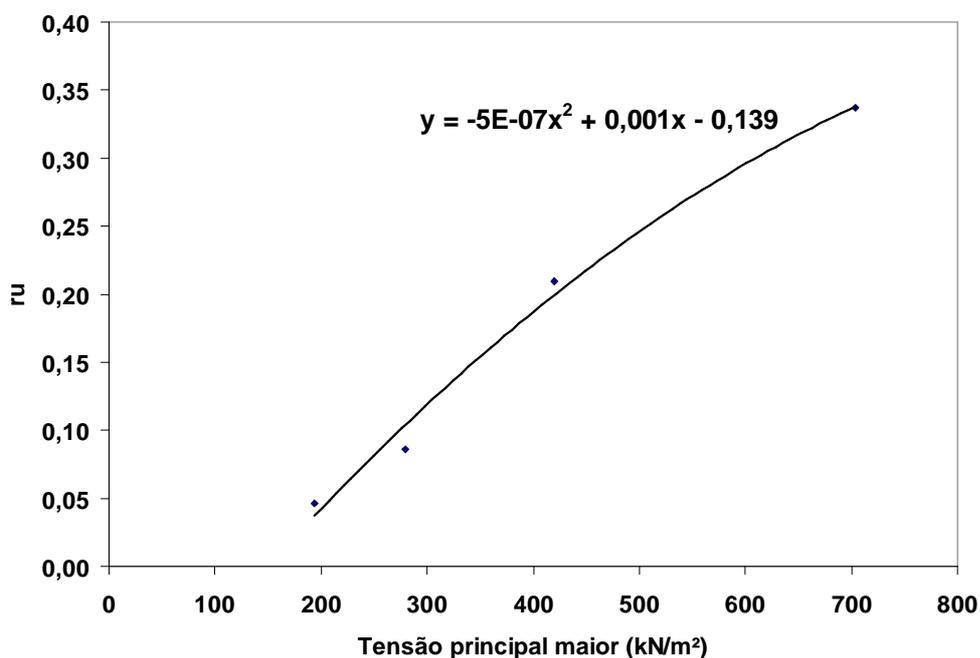


Figura 5.13 – Função r_u .

Assim, o parâmetro r_u pode ser determinado com base na expressão

$$r_u = -0,0000005\sigma_v^2 + 0,001\sigma_v - 0,139 \quad (5.17)$$

Substituindo a Expressão (5.17) em (5.16) e substituindo os parâmetros de resistência efetivos do aterro ($c'=27,07\text{kPa}$; $\phi'=23,42^\circ$), foi possível elaborar uma envoltória de resistência deste material, que contempla o processo de geração de poropressão no cisalhamento. Este comportamento está ilustrado na Figura 5.14.

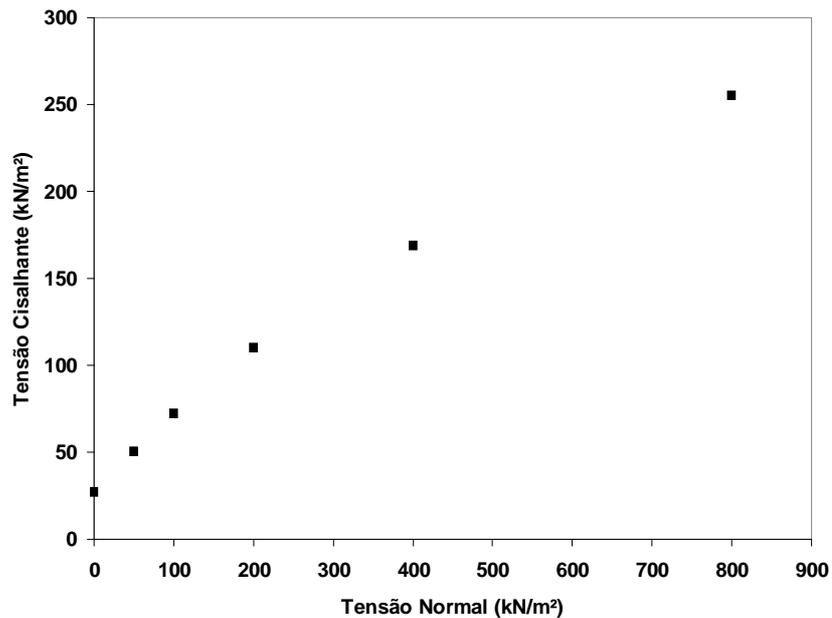


Figura 5.14 – Envoltória de resistência em tensões totais.

Com base nesta envoltória, a função correspondente foi utilizada numa nova análise de estabilidade do talude de jusante da barragem Bico da Pedra. Esta análise contemplou a geração de poropressão, no caso de ruptura do maciço, além das pressões estáticas advindas do fluxo permanente estabelecido para o nível máximo do reservatório. A análise em termos de tensões totais apresentada no item 5.4.2 foi desenvolvida com base na envoltória total linear de resistência. Esta tem sido uma prática da engenharia geotécnica de simular, mesmo que de forma aproximada, o efeito do cisalhamento não drenado. Neste estudo, esta análise foi realizada levando em consideração o efeito do nível de tensão no comportamento tensão deformação não drenado, ou parcialmente drenado, do material compactado e não totalmente saturado.

Como ilustrado na Figura 5.15, a superfície potencial de ruptura apresentou um fator de segurança de 1,546, passando pela fundação da barragem. Apesar de ser uma análise não drenada, a superfície potencial é similar a encontrada para a análise drenada.

Analisando as magnitudes encontradas, tem-se que a análise linear não drenada, com base em parâmetros totais, apresentou valor conservador para o fator de segurança (FS=1,308). Comparando a segurança em condições plenas de drenagem (FS=1,603) com a segurança encontrada nesta análise (FS=1,546) tem-se uma minimização de

apenas 3,7% na segurança da barragem, contra 22,6% quando a análise drenada e comparada com a análise linear em termos de tensões totais.

Este fato mostra que estudos de estabilidade em solos compactados devem contemplar o efeito do nível de tensão na trajetória de tensão efetiva.

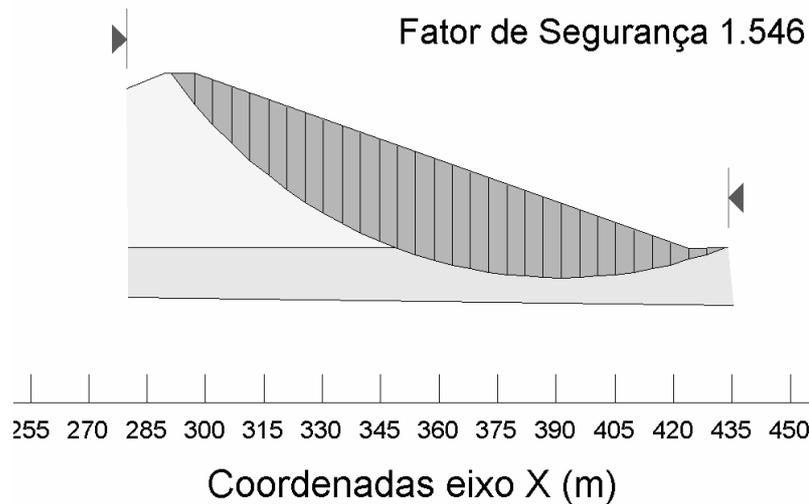


Figura 5.15 – Superfície potencial de ruptura considerando envoltória não linear.

Diferentemente das análises anteriores, quando a parcela coesiva é constante, o gráfico ilustrado na Figura 5.16 mostra que no aterro argiloso tem-se uma variação da coesão de intercepto para os diversos níveis de tensão. Com o aumento do nível de tensão, o intercepto coesivo tende a aumentar. Observa-se ainda uma queda na resistência friccional para x igual a 330m que pode estar associada ao efeito conjunto de minimização do ângulo de atrito não sendo relativamente compensado pelo aumento de tensão.

Para interface entre os solos de aterro e fundação tem-se que a parcela coesiva alcançou magnitude de cerca de 90kPa, contra 53,45kPa correspondente a análise linear não drenada.

O gráfico ilustrado na Figura 5.17 mostra a harmonia estabelecida entre as resistências mobilizada e disponível, correlacionadas pelo fator 1,546.

A subpressão na base da superfície potencial de ruptura está ilustrada no gráfico apresentado na Figura 5.18. Observa-se que o surgimento de subpressão e seu progressivo aumento ocorre próximo a x igual a 330m. Este ponto coincide com a queda

da resistência friccional, como já mencionado, sendo mais um fator condicionador de tal comportamento.

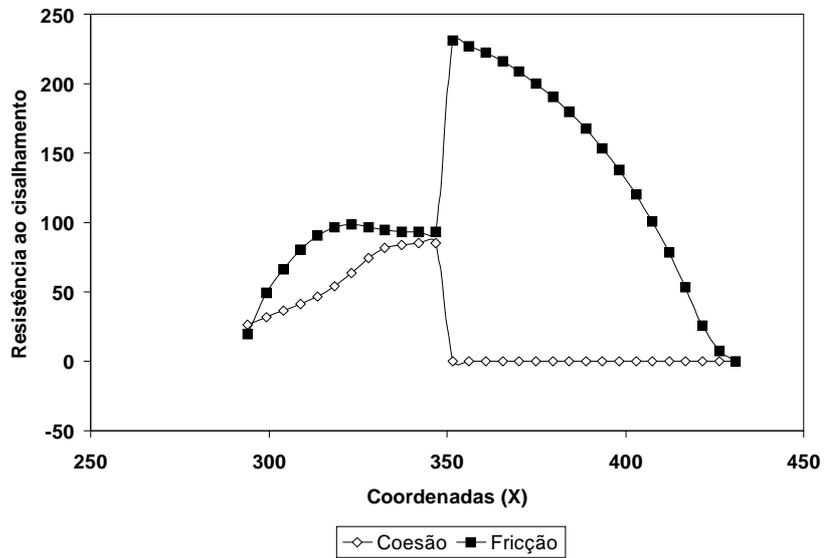


Figura 5.16 – Parcelas de resistência por coesão e fricção.

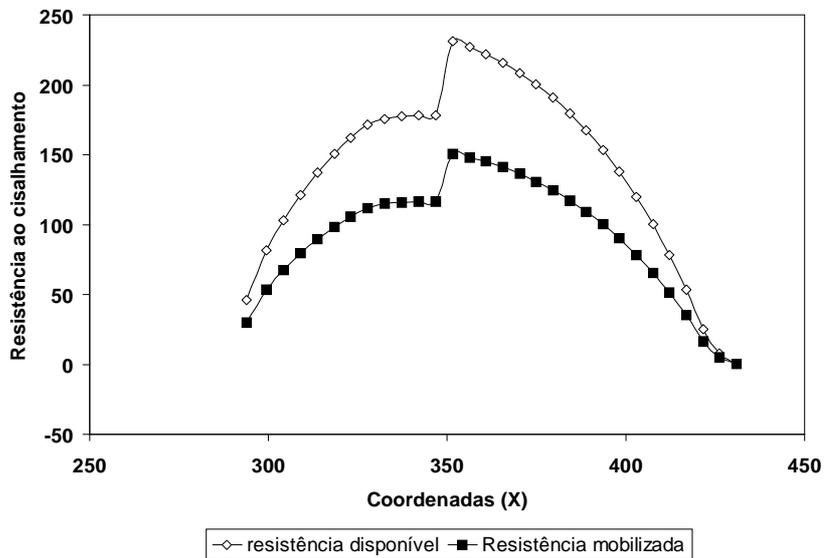


Figura 5.17 – Resistência ao cisalhamento disponível e mobilizada

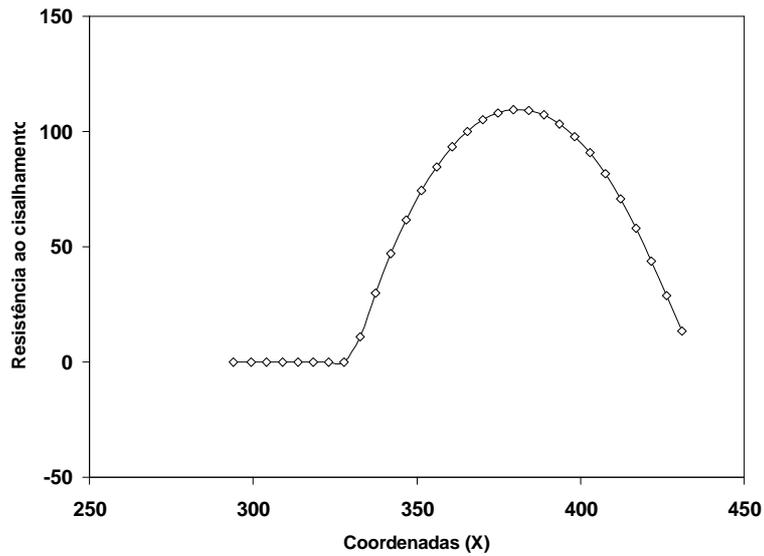


Figura 5.18 – Poropressão na superfície potencial de ruptura.

5.5 – ANÁLISE DE ESTABILIDADE - REBAIXAMENTO RÁPIDO

Na barragem de Bico da Pedra a vazão máxima para escoamento do reservatório é de 12m³/s. Considerando a capacidade máxima do reservatório, que é de 928.800.000m³, o tempo para o rebaixamento seria de quase 30 meses. Nesta análise, o rebaixamento foi simulado para o tempo hipotético de um mês, sendo considerado um estado de mobilização não drenado da resistência. Nesta análise foram utilizados os parâmetros totais da envoltória linear.

Os dados de poropressão foram importados do programa de percolação SEEP, rodado para regime transiente de rebaixamento dentro do período citado. A Figura 5.19 mostra a superfície potencial de ruptura que apresentou um fator de segurança igual a 1,438.

Com base nos dados apresentados anteriormente, esta simulação mostra que a barragem encontra-se dentro da faixa de segurança para o caso de rebaixamento rápido (maior que 1,4).

Na Figura 5.20 observa-se um pulso significativo na resistência friccional e coesiva mobilizadas, na transição entre os materiais.

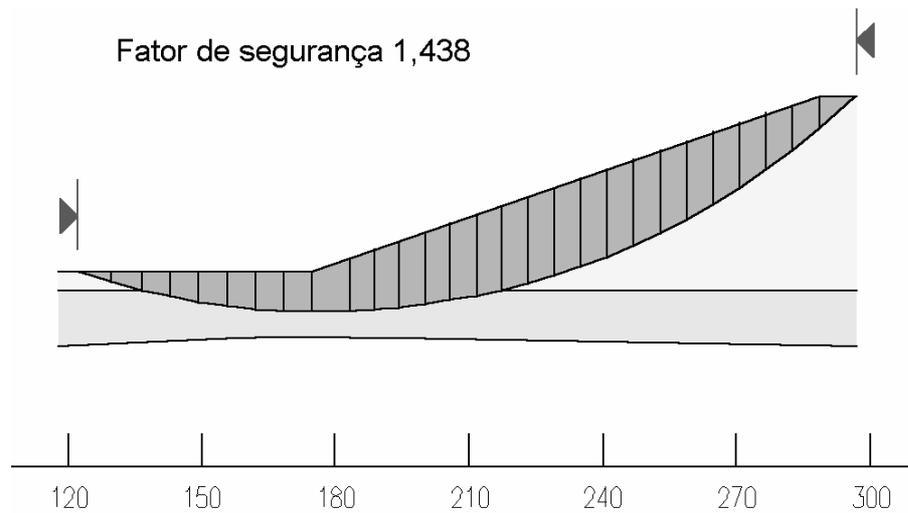


Figura 5.19 – Superfície potencial de ruptura para rebaixamento rápido

Na gráfico ilustrado na Figura 5.20 observa-se que na faixa de x igual 220 a 240m tem-se uma redução na resistência friccional. Neste caso, a queda da resistência friccional estaria condicionada ao aumento da poropressão neste região, como pode ser observado na Figura 5.22.

A Figura 5.21 mostra a mobilização da resistência em comparação com a resistência disponível. Pode-se observar que mais de 50% da superfície potencial de ruptura encontra-se na região composta pela fundação e tapete impermeável.

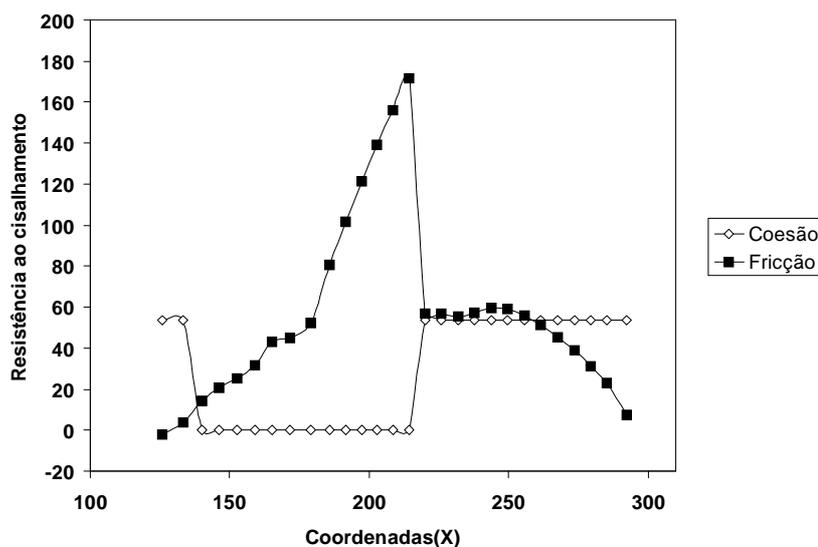


Figura 5.20 – Parcelas coesiva e friccional de resistência.

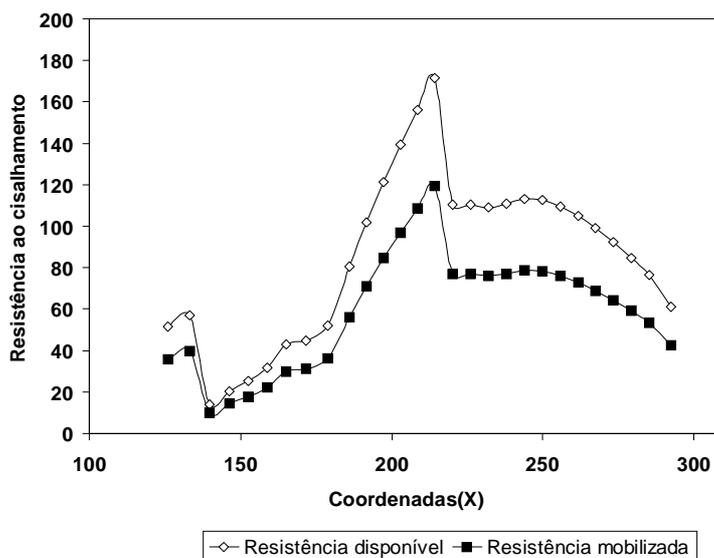


Figura 5.21 – Resistência ao cisalhamento disponível e mobilizada

Uma vez que a fundação da barragem tem alta permeabilidade, o rebaixamento é rapidamente transmitido as poropressões nesta região. No entanto, o mesmo não ocorre dentro do maciço. O gráfico de subpressão ilustrado na Figura 5.22 mostra este retardo na dissipação próximo a transição destes materiais em x igual a 220m. Ocorre um abaixamento da meia senoide no trecho da fundação que não é acompanhado pelas pressões dentro do aterro argiloso.

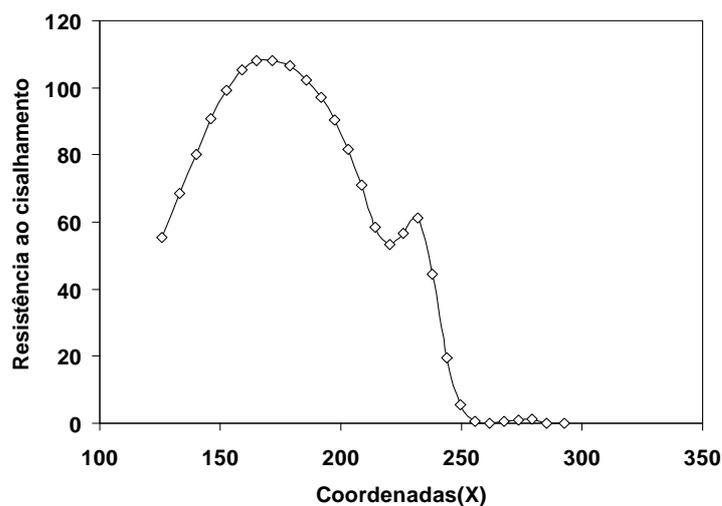


Figura 5.22 – Efeito do rebaixamento nas poropressões.

Apenas para compor este estudo, uma análise em termos de tensões efetivas, considerando os parâmetros da envoltória linear, indicou uma segurança por equilíbrio limite de 1,612. Face ao tempo normal para o rebaixamento deste reservatório, esta análise seria representativa da segurança da barragem no caso do rebaixamento ocorrer na escala real de tempo, ou seja, 30 meses (rebaixamento lento).

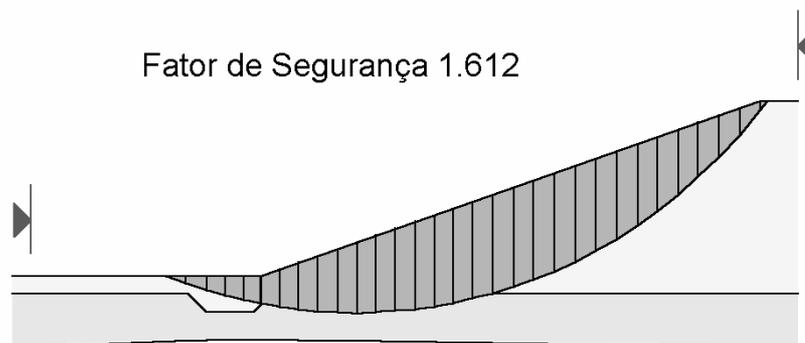


Figura 5.23 – Estabilidade por rebaixamento lento.

5.6 – ANÁLISE DE ESTABILIDADE - FINAL DE CONSTRUÇÃO

5.6.1 – Análise Não Consolidada e Não Drenada

Para a análise da estabilidade dos talude de montante e de jusante no final de final de construção, é recomendado considerar uma condição de não consolidação do aterro compactado sendo a análise em termos de tensões totais.

Assim, neste estudo foram utilizados os parâmetros de resistência do ensaio UU, como apresentado anteriormente ($c=50,13\text{kPa}$; $\phi=3,46^\circ$). Como mencionado anteriormente, a resistência não consolidada não drenada apresentou uma ligeira dependência do nível de tensão em função das amostras não estarem plenamente saturadas, como é de se esperar das condições de campo.

Neste estudo, as análises indicaram fator de segurança de 1,288 para o talude de jusante e 1,057 para o talude de montante, como ilustrado nas Figuras 5.24 e 5.25, respectivamente. Este valor, além de estar abaixo do recomendado para esta fase

construtiva ($FS > 1,25$) indica o provável estado de ruptura da obra a jusante, caso estas condições de drenagem venham a ocorrer no campo.

É importante realçar que uma obra de barragem é construída ao longo de meses, sendo a consideração de não consolidação muito conservadora. O processo construtivo por compactação controlada, também seria outro fator que deveria ser considerado como acelerador do processo de consolidação. Cabe ainda lembrar, que para este material, sendo a energia de compactação de campo a mesma de laboratório, a tensão de pré adensamento situou-se entre 200 e 400kPa. Considerando a tensão de 300kPa como sendo a tensão confinante de pré adensamento do material do aterro argiloso, sendo o coeficiente de empuxo no repouso igual a 0,5, este valor equivaleria a uma altura de terra de cerca de 30 metros.

Nesta análise simplista pode-se perceber que grande parte do aterro estaria já consolidado após a construção, sendo provável que toda a região composta pela superfície potencial de ruptura estivesse dentro desta faixa de pré consolidação, não sendo razoável adotar esta condição para análise da estabilidade em final de construção.

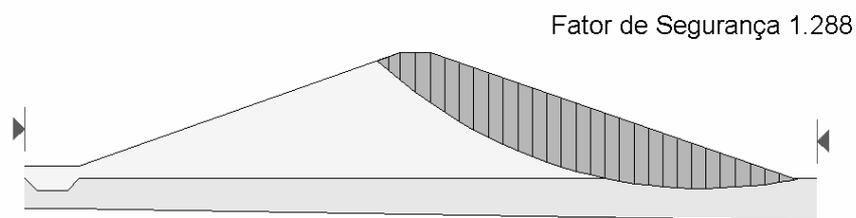


Figura 5.24 – Estabilidade do talude de jusante para o final de construção em condição não consolidada e não drenada do aterro.

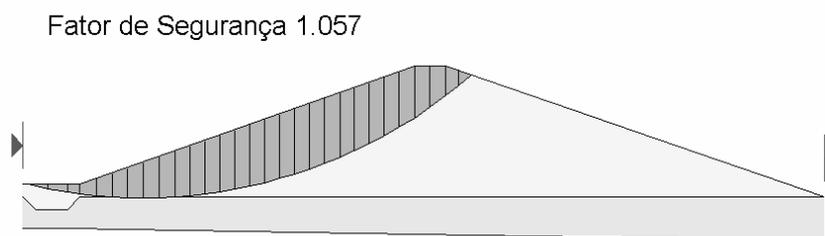


Figura 5.25 – Estabilidade do talude de montante para o final de construção em condição não consolidada e não drenada do aterro.

5.6.2 – Análise Consolidada e Não Drenada

Uma vez que a condição de campo de final de construção da barragem de Bico da Pedra estaria melhor representada por uma situação de consolidação, neste item será desenvolvido um estudo da estabilidade na fase de final de construção considerando esta condição inicial, submetida ao cisalhamento não drenado.

Para o desenvolvimento deste estudo foram utilizados os parâmetros totais obtidos dos ensaios CU como apresentado anteriormente.

Os resultados estão indicados nas Figuras 5.26 e 5.27 a seguir. Para o talude de jusante tem-se um fator de segurança de 1,575 e para o talude de montante um fator de segurança de 1,472. Conforme dados sugeridos na Tabela 5.2, estes resultados aprovam a barragem de Bico da Pedra para condição de estabilidade de final de construção ($FS > 1,4$).

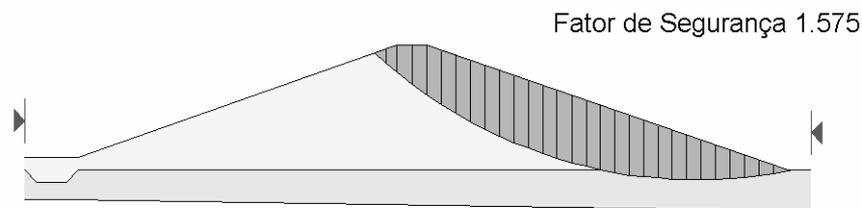


Figura 5.26 – Estabilidade do talude de montante para o final de construção em condição consolidada e não drenada do aterro.

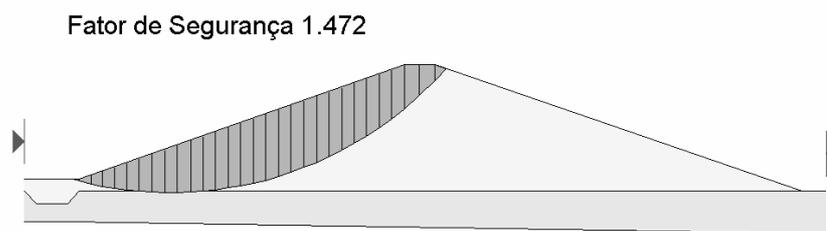


Figura 5.27 – Estabilidade do talude de jusante para o final de construção em condição consolidada e não drenada do aterro.

Apenas para compor este estudo, uma análise em termos de tensões efetivas, ou seja, considerando que um processo de ruptura não induziria aumento de poropressão na

superfície potencial de ruptura, foi realizada. Assim, considerando os parâmetros da envoltória linear do ensaio CU no estudo, os resultados indicaram fatores de segurança de 1,896 para o talude de jusante e 1,886 para o talude de montante.

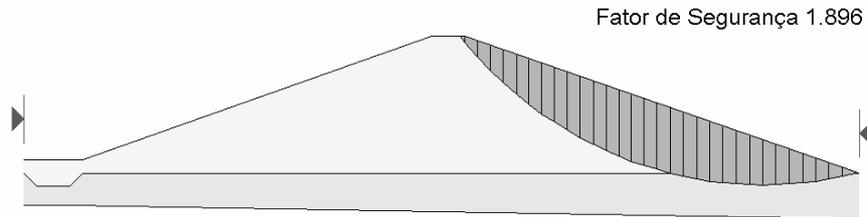


Figura 5.28 – Estabilidade do talude de montante para o final de construção em condição consolidada e drenada do aterro.

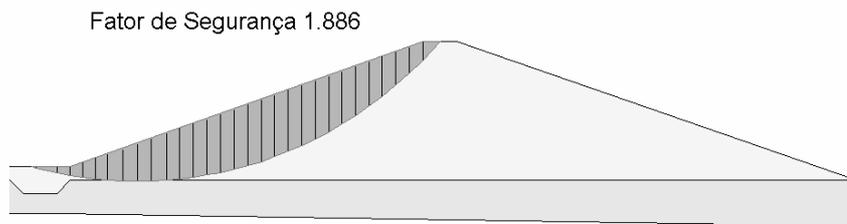


Figura 5.29 – Estabilidade do talude de montante para o final de construção em condição consolidada e drenada do aterro.

5.7 – ELABORAÇÃO DE CARTA DE RISCO

5.7.1 – Estudo de Sensibilidade no Sistema de Drenagem

Visando a elaboração de uma carta de risco para barragem Bico da Pedro, desenvolveu-se inicialmente um estudo de sensibilidade do sistema de drenagem interno e pela fundação.

Os estudos foram conduzidos considerando mobilizações consolidadas com cisalhamento drenados, sendo utilizados os parâmetros efetivos dos ensaios CU. O nível do reservatório foi considerado na cota máxima.

Na primeira análise foi considerada a colmatção dos dispositivos internos de drenagem sendo a permeabilidade adotada igual a do maciço argiloso ($k=1,0 \times 10^{-8} \text{ m/s}$). O fator de segurança encontrado foi de 1,564, como ilustrado na Figura 5.30.

Uma vez que a estabilidade, para o pleno funcionamento dos sistemas de drenagem interna, apresentava um fator de segurança de 1,603, o valor encontrado representa uma minimização na estabilidade em apenas 2,4%, ou seja, o fato do sistema de drenagem interno colmatar não representaria risco à ruptura da barragem. Poder-se-ia inclusive ser mencionado que, com base neste estudo, para esta barragem, não seria necessário a implantação dos sistemas internos de drenagem, pois a própria fundação já estaria operando como dreno.

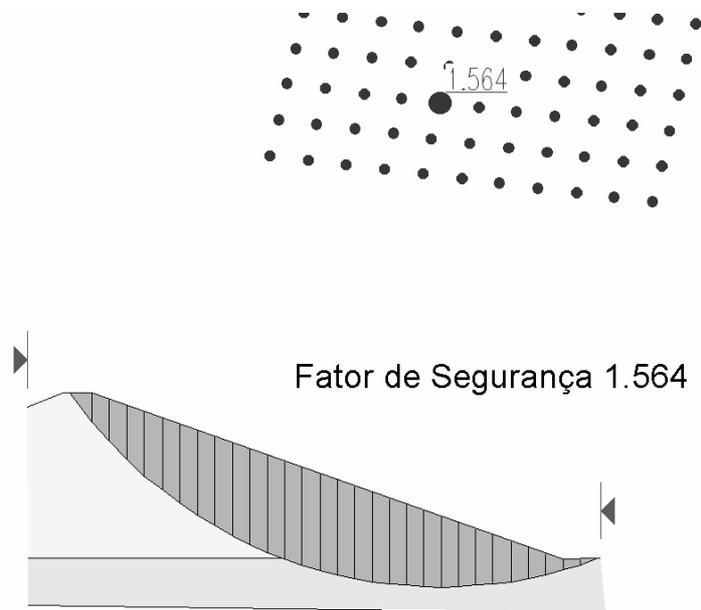


Figura 5.30 – Condição de estabilidade para uma situação de colmatagem do sistema de drenagem interna.

Uma segunda simulação foi desenvolvida considerando a colmatagem não apenas dos dispositivos de drenagem interna mas também do material aluvionar da fundação. Novamente este processo foi simulado por considerar as permeabilidades de ambos materiais (drenos internos e fundação) iguais a do aterro, ou seja $k=1,0 \times 10^{-8} \text{ m/s}$.

Como era de se esperar, para esta condição imposta, a estabilidade da barragem estaria comprometida. O fator de segurança mínimo encontrado foi de 0,834, representativo de um colapso inicial, com característica superficial, no meio da face jusante, como ilustrado na Figuras 5.24. Naturalmente, a ocorrência desta ruptura superficial inicial induziria um processo progressivo de ruptura envolvendo todo o talude de jusante do maciço.

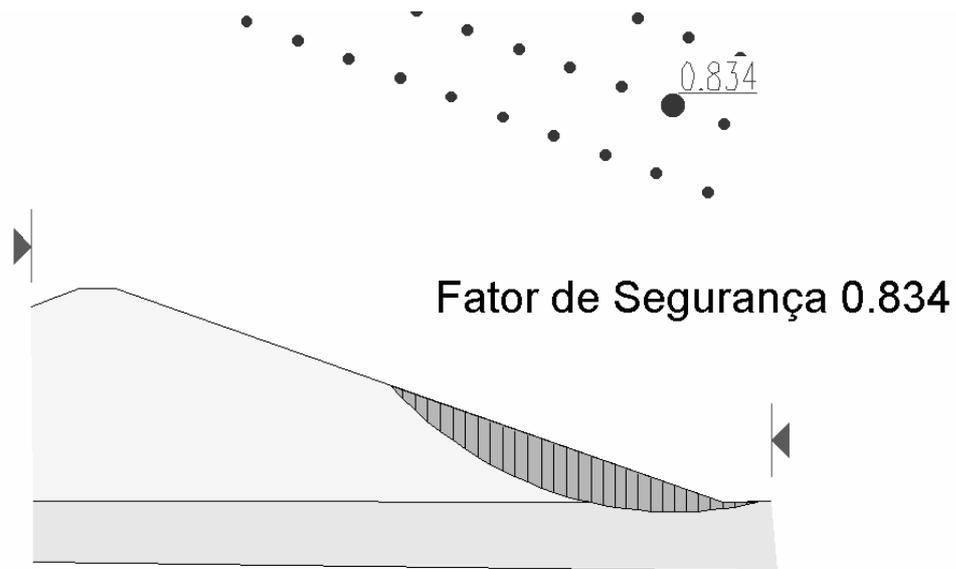


Figura 5.31 – Ruptura progressiva condicionada pela colmatação do sistema de drenagem interna e fundação.

5.7.2 – Carta de Risco

Da análise de sensibilidade anterior, pode-se perceber que um processo progressivo de colmatação tende a levar a barragem ao colapso. Assim, para elaboração de uma Carta de Risco, este artifício simulativo foi utilizado.

A Carta de Risco tem por finalidade estabelecer os níveis de alerta com base nas leituras dos piezômetros de uma determinada barragem. A Carta de Risco deve ter formatação clara e objetiva, transformando-se numa ferramenta de controle de segurança que pode ser utilizada pelos próprios funcionários responsáveis por fazer as

leituras da instrumentação. Normalmente estes profissionais têm pouco conhecimento técnico associado a segurança da barragem, mas com base numa Carta de Risco de fácil preenchimento, esta ferramenta tornar-se-ia de grande utilidade prática para o empreendimento, uma vez que o próprio leitor da instrumentação poderia emitir relatório sobre as condições de estabilidade da barragem.

Os dados de poropressão para cada nível estudado foram importados do programa SEEP, no qual usou-se o artifício de simular a variação gradual nas permeabilidades das estruturas drenantes, fazendo que, com isso, também ocorresse um acréscimo sucessivo nas poropressões, através da elevação da linha freática e consequentemente levando a redução dos fatores de segurança, até se achar o nível que levaria a estrutura ao colapso.

Para elaboração da Carta de Risco foram estudados a estabilidade do maciço em níveis sucessivos da linha freática, sendo adotado alguns níveis, como ilustrado na Figura 5.32 e descritos na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Descrição dos Níveis de Alerta.

0-1	1-2	2-3	3-4	4-5
Estável	Alerta Inicial	Alerta	Evacuação	Colapso Iminente

Assim, para uma condição de campo entre os níveis 2 e 3, tem-se o estado de alerta para estabilidade da barragem Bico da Pedra.

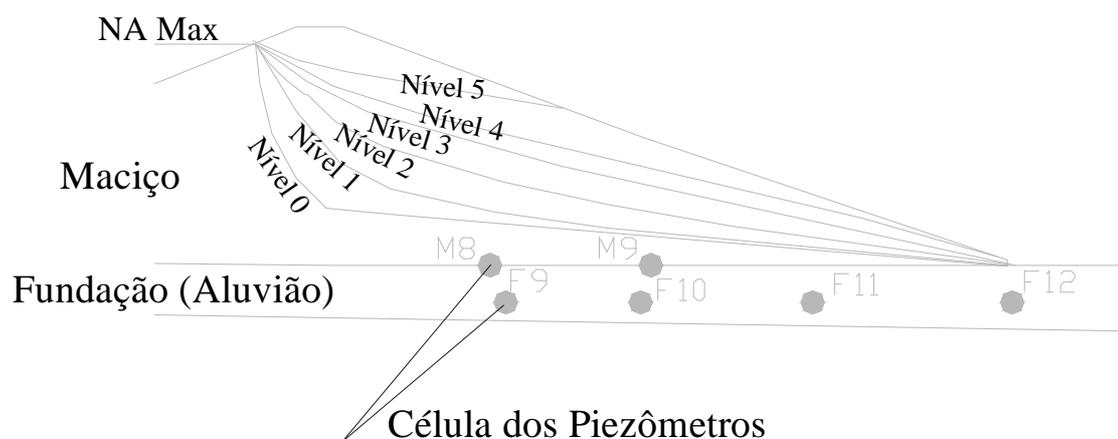


Figura 5.32 – Linhas de fluxo estudadas na elaboração da Carta de Risco

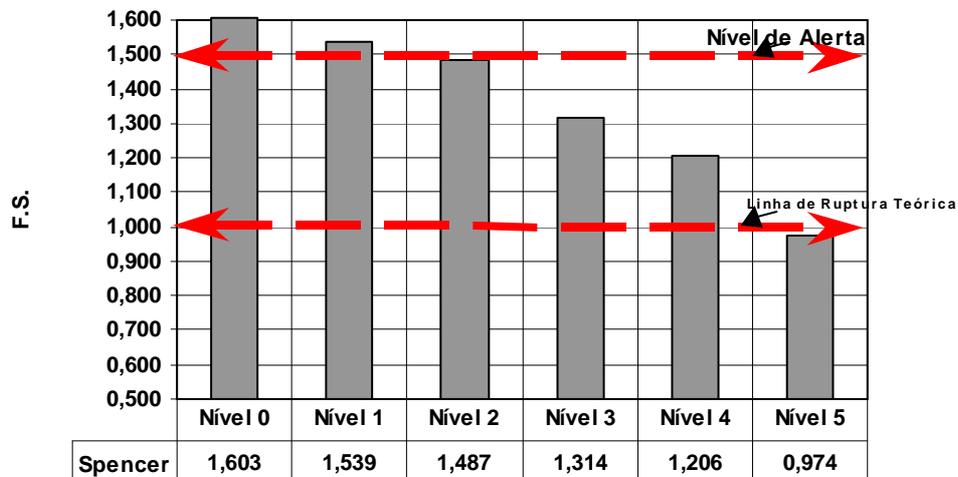


Figura 5.33 – Fatores de segurança obtidos na análise de cada nível.

Na Tabela 5.6 abaixo são apresentadas os valores das cargas de pressão de cada piezômetro para cada nível da linha freática, lembrando que a carga de pressão é a altura da coluna de água dentro do piezômetro como ilustra a Figura 5.34.

Tabela 5.6 – Carga de pressão nos piezômetros para cada nível analisado

Níveis	0	1	2	3	4	5
Piezômetros	Carga de pressão (m)					
M-8	8,92	12,26	14,55	20,40	22,77	26,29
F-9	16,62	19,85	22,06	27,75	30,08	33,59
M-9	6,35	8,63	10,26	14,75	16,80	20,22
F-11	11,81	13,06	14,01	16,81	18,24	20,88
F-12	9,09	9,27	9,41	9,86	10,10	10,60

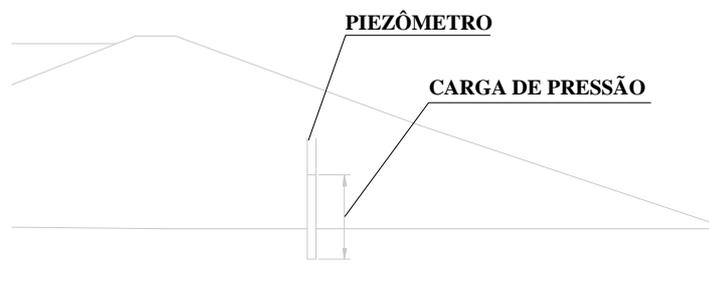


Figura 5.34 – Representação da carga de pressão lida no piezômetro.

Com base nas pressões apresentadas na Tabela 5.6, foi então elaborada a Carta de Risco para barragem de Bico da Pedra, apresentada na Figura 5.35.

De posse das leituras nos piezômetros M8, F9, M9, F11 e F12, o profissional responsável pela leitura marca na Carta de Risco, os valores das cargas correspondentes a cada piezômetro. O funcionário então interliga os pontos, como ilustrado na Figura 5.35, e verifica em qual faixa de níveis estas se encontram. Caso a linha fique entre os níveis 3 e 4 tem-se um estado de evacuação, como sugerido na Tabela 5.5.

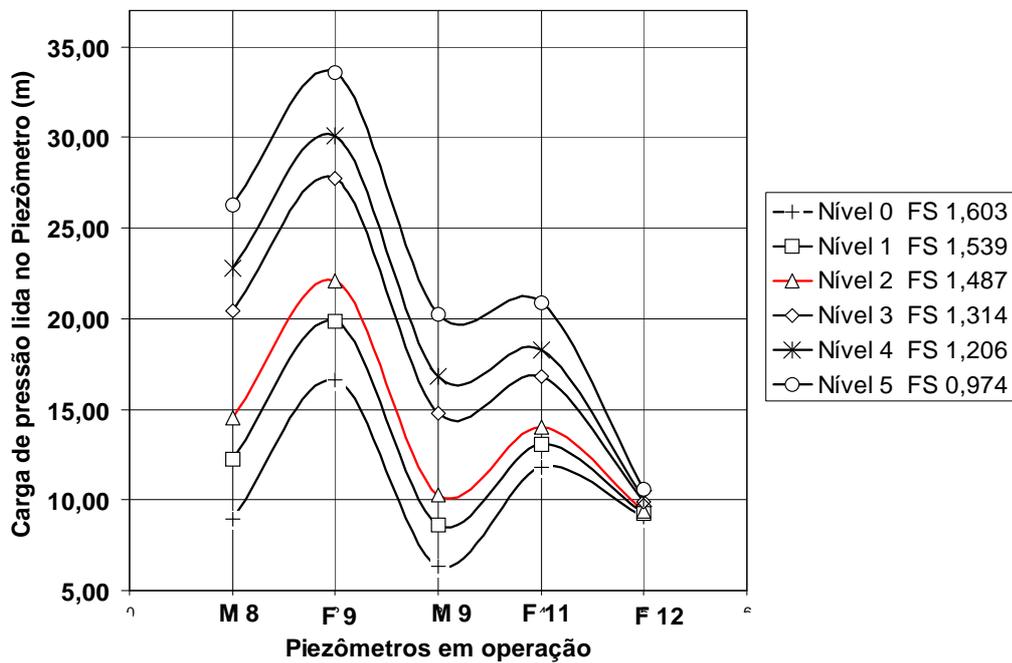


Figura 5.35 – Carta de Risco em todos os piezômetros.

As Figuras 5.36 e 5.37 ilustram outra forma para apresentação da Carta de Risco, separando as leituras dos piezômetros do maciço com os da fundação.

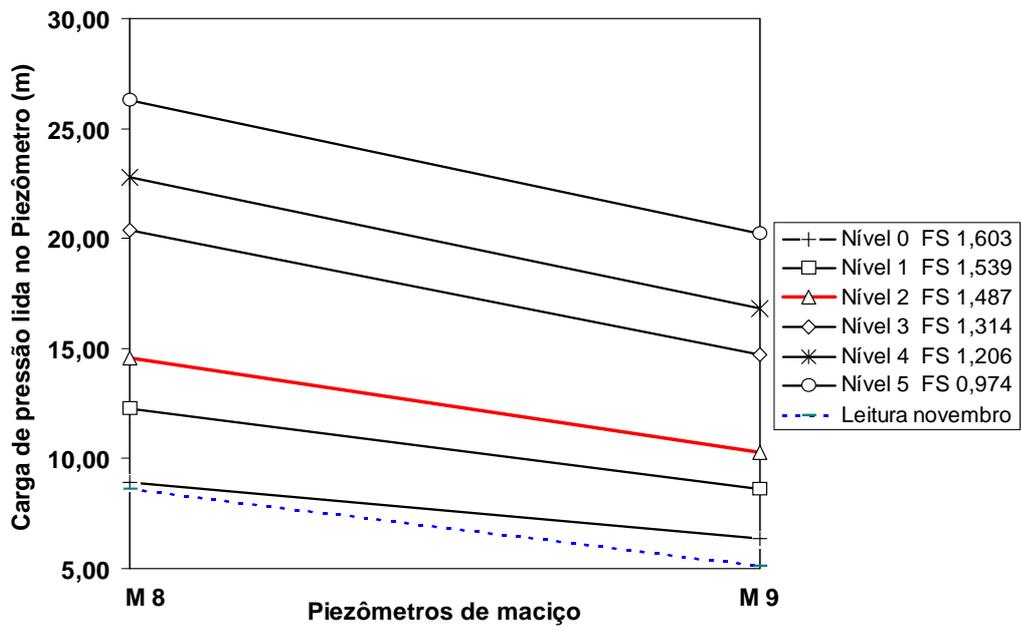


Figura 5.36 – Carta de Risco para os piezômetros de maciço.

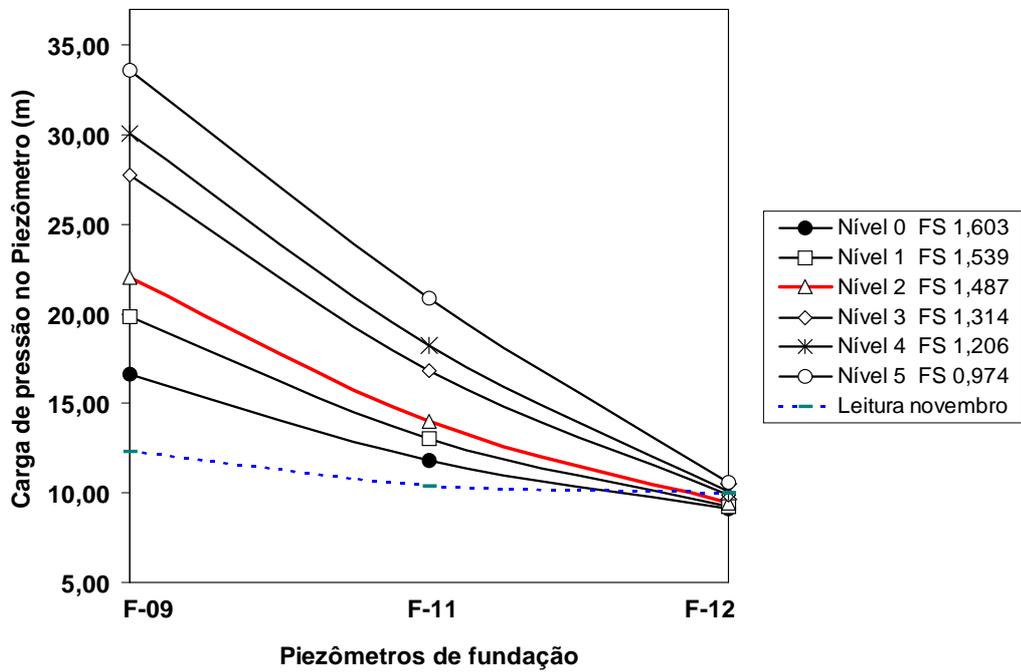


Figura 5.37 – Carta de Risco para os piezômetros de fundação.

5.8 – COMENTÁRIOS

Como era de se esperar, para o regime permanente, a análise para cisalhamento não drenado apresentou baixo fator de segurança, sendo sua magnitude igual a 1,308. Em comparação com uma condição de mobilização drenada, a segurança foi satisfatória, situando-se em 1,603. Uma análise intermediária foi desenvolvida considerando concomitantemente os efeitos do pré-adensamento (proporcionados pela compactação), o nível de tensão e a não saturação do solo, na geração de poropressão no cisalhamento. Esta análise apresentou um fator de segurança igual a 1,546.

A simulação hipotética de rebaixamento rápido demonstrou que a barragem encontra-se razoavelmente segura quanto a possibilidade remota de um rebaixamento em 30 dias de todo o reservatório, apresentando um fator de segurança igual a 1,438, em condições de mobilização crítica não drenada.

A análise da fase de final de construção mostrou fatores de segurança variando de 1,057 a 1,896 para condição não consolidada não drenada (montante) e consolidada drenada (jusante), respectivamente. Estes valores evidenciam que é fundamental ter bem caracterizado o comportamento esperado do aterro na fase de construção. Normalmente os aterros são compactados através de rígido controle de compactação. Este procedimento é fundamental na estabilidade da obra, uma vez que havendo um bom controle de compactação tem-se minimizada ou, preferencialmente, eliminada a geração de poro-pressão durante a fase construtiva. O tempo de construção também é fator condicionador de geração de poropressão e deve ser estabelecido com base na garantia da condição de drenagem nesta fase, garantido segurança e economia ao empreendimento.

Apesar da Barragem de Bico da Pedra ter apresentado coeficientes de segurança razoáveis, é de extrema importância que sejam ainda feitos os ensaios que caracterizem a resistência ao cisalhamento do material de fundação e que se proceda a recuperação ou substituição dos piezômetros abertos que se encontram inoperantes.

As leituras de campo devem ser plotadas no gráfico indicado pelas Figuras 5.36 e 5.37, com intuito de se saber o nível de segurança que se encontra a barragem, sendo que após o nível 2 tem-se o nível de alerta da barragem de Bico da Pedra.

Como pode ser observado na Figura 5.32, as linhas freáticas tendem ao paralelismo, se aproximando do pé do talude jusante. As leituras de carga pressão nos piezômetros próximos ao pé do talude de jusante da barragem não devem ser elevadas, pois em simulação feita, pequenos acréscimos de poropressão nesta região causam uma queda brusca no fator de segurança da barragem, justificando a importância da execução do dreno de pé.

A Carta de Risco é uma forte ferramenta de controle de segurança par empresa que pode, através de um simples funcionários, obter informações precisas sobre o estado momentâneo de estabilidade e nível de risco de ruptura da obra.

CONCLUSÕES

O trabalho aqui desenvolvido, mostrou uma grande ferramenta computacional disponível atualmente para análise de fluxo e de estabilidade de barragens, através deste recurso foi avaliado numericamente a importância dos dispositivos de controle de fluxo em uma barragem de terra.

Nos estudos de sensibilidade do tapete impermeável, pode-se concluir que há uma extensão na qual a vazão pela fundação seria insensível, podendo-se determinar o comprimento ideal em função de um estudo custo benefício. Quanto a trincheira de vedação, os gráficos mostraram claramente a tendência de redução na vazão a medida que este dispositivo fica mais profundo.

Nas análises do fluxo em regime permanente, foi constatado que os gradientes na região mais crítica, ou seja, no pé do talude de jusante, mostraram boa segurança contra o fenômeno conhecido como liquefação. Os gradientes observados na junção do talude de montante com o tapete impermeável foram muito elevados, o que indica uma região susceptível a ocorrência de *piping*. Contudo, a espessura do tapete impermeável nesta região mostrou ser suficiente, sendo muito pouco provável a ocorrência de *piping* nesta região.

As análises de fluxo em regime transiente mostraram que as informações obtidas nos piezômetros instalados a jusante da barragem de Bico da Pedra, foram muito próximas das respostas numéricas, com algumas exceções isoladas que podem indicar equívocos nas leituras.

Durante as análises numéricas foi possível detectar como o refinamento da malha de elementos finitos deve ser adequado ao caso em estudo e a regiões do problema especificamente.

As análises de estabilidade da barragem de Bico da Pedra mostraram boas condições de segurança, os resultados foram satisfatórios apresentando para o regime permanente um fator de segurança para o talude de jusante de 1,603.

Na condição de final de construção, as análises realizadas, utilizando os parâmetros do ensaio UU, mostraram resultados inferiores ao fator de segurança mínimo exigido. No entanto, esta condição é pouco provável em obras deste porte, considerando a altura, a energia de compactação utilizada e o tempo de execução. Assim, para o caso de final de construção, a análise mais indicada na simulação das condições de campo foi aquela que considerou uma condição de carregamento consolidado e cisalhamento não drenado. A condição de cisalhamento não drenada é condicionada pelo elevado teor de umidade do aterro argiloso. Para esta análise, o fator de segurança se mostrou satisfatório, em 1,472 (montante) e 1,575 (jusante).

É interessante comentar a importância da instrumentação nas barragens, sem as informações de campo estas análises não teriam nenhum respaldo, o modelo numérico utilizado foi calibrado através das informações nos piezômetros de campo, portanto é de extrema importância sua manutenção, bem como a qualidade e frequência das leituras.

As cartas de riscos, elaboradas neste trabalho, servem como uma ferramenta fácil de trabalho e de forte controle da segurança da barragem de Bico da Pedra.

Bibliografia

Cruz, P. T. (1996), 100 Barragens Brasileiras, Casos Históricos, Materiais de Construção, Projeto, Oficina De Textos, São Paulo, Brasil.

Lane, E.W. (1935). “Security from under-seepage, Masanry Dams on Earth Foundations”, transactions ASCE, 1935, Vol.100, apud Terzaghi (1967)

GeoSlope International, 2002, Slope – User Guide, Versão 5.11, Calgary, Alberta, Canada.

GeoSlope International, 2002, Seep – User Guide, Versão 5.11, Calgary, Alberta, Canada.

Geotécnica (1975), Relatório Técnico A2-PR-63/75, Relatório de Estudos Geológicos.

Geotécnica (1976), Relatório Técnico A5-PR-63/75, Relatório de Investigações de Empréstimos.

Geotécnica (1976), Relatório Técnico A7-PR-63/75, Relatório de Ensaios Especiais de Laboratório.

Geotécnica (1976), Relatório Técnico A8-PR-63/75, Relatório de Investigações na fundação da Barragem.

Geotécnica (1976), Relatório Técnico A8-PR-63/75, Projeto do Maciço da Barragem.

Geotécnica (1978), Relatório Final de Obras. RF-AT-114/77, “*As Built.*”

Silva Filho, J. F. (2001), Notas de aula da disciplina Mecânica dos Solos, Mestrado Profissional em Geotecnia de Barragens, Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais.

Gomes, R. C. (2001), Notas de aula da disciplina Mecânica dos Solos, Mestrado Profissional em Geotecnia de Barragens, Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais.

Lambe, T.W. e Whitman, R.V. (1979), Soil Mechanics, SI Version, John Wiley & Sons, New York, pp.553.

Lane, K. S. e D. E. Washburn (1946), “Capillarity Tests by Capillarimeter and by Soil Filled Tubes”, Proc. Highway Reserch Board.

Terzaghi, K. (1925), Erdbaumechanik, Franz Deuticke, Viena, pp.50-52.

Parra, P.C. (1985), Deformabilidade de Maciços de Terra e/ou Enrocamento, Relatório da IV Sessão Técnica do XVI Seminário Nacional de Grandes Barragens.