



**Conrado Oliveira Carestiato de Carvalho**

**Processos de iniciação de erosão interna  
em barragens de terra homogênea: um  
estudo de caso**

**Dissertação de Mestrado**

Dissertação apresentada como requisito parcial  
para obtenção de grau Mestre pelo Programa de  
Pós-graduação em Engenharia Civil do  
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da  
PUC-Rio.

Orientador: Prof. Tácio Mauro Pereira de Campos

Rio de Janeiro  
Setembro de 2022



**Conrado Oliveira Carestiato de Carvalho**

**Processos de iniciação de erosão  
interna em barragens de terra  
homogênea: um estudo de caso**

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

**Prof. Tácio Mauro Pereira de Campos**

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental - PUC-Rio

**Prof. Alessandro Cirone**

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental - PUC-Rio

**Prof. Gilson de Farias Neves Gitirana Jr**

UFG

Rio de Janeiro, 01 de setembro de 2022.

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

### **Conrado Oliveira Carestiato de Carvalho**

Graduou-se em Engenharia Civil pela PUC-Rio (Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro) em fevereiro de 2019. Ingressou no mestrado em Engenharia Civil na área de Geotécnica na PUC-Rio em março de 2019, desenvolvendo dissertação na linha de pesquisa de Geotecnia Experimental aplicada a barragens.

#### Ficha Catalográfica

Carvalho, Conrado Oliveira Carestiato de

Processos de iniciação de erosão interna em barragens de terra homogênea: um estudo de caso / Conrado Oliveira Carestiato de Carvalho; orientador: Tácio Mauro Pereira de Campos. – 2022.

155 f. ; 30 cm

Dissertação (mestrado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2022.

Inclui bibliografia

1. Engenharia Civil e Ambiental - Teses. 2. Barragem de terra. 3. Fluxo de água 2D e 3D. 4. Erosão interna. I. Campos, Tácio Mauro Pereira de. II. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. III. Título.

CDD: 624

*Aos meus pais, Carlos e Benigna, pelo suporte,  
carinho e companheirismo nesta minha jornada.*

## **Agradecimentos**

Agradeço em primeiro lugar a Deus, por me permitir trilhar meu próprio caminho e superar os desafios encontrados;

Ao meu orientador Tácio Mauro Pereira de Campos por todos os conhecimentos fornecidos, por direcionar o andamento deste trabalho e por me trazer de vez para o campo da geotecnia;

Aos meus pais, Carlos e Benigna, por serem minha base e garantirem todo o amor e o companheirismo necessários sem medir esforços, mesmo à distância;

À Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro por todas as oportunidades oferecidas, desde a minha graduação até a pós-graduação;

À ALTA Geotecnia Ambiental, em especial Álvaro e Manuella, por permitir o uso de dados nesta dissertação e sempre entenderem que conciliar o mestrado com o trabalho pode trazer certos desafios únicos;

Às minhas amigas cariocas Mariah e Paula, e aos meus amigos friburguenses Bernardo e Danilo, por tornarem a minha vida mais leve;

Aos meus tios Marcelo e Rita, por permitirem o início da minha jornada no Rio de Janeiro;

Aos colegas de PUC e de ALTA Lucas e Kadson pelo auxílio neste trabalho.

Aos técnicos do LGMA Edson, Josué e Carlos por darem todo suporte necessário para os ensaios de laboratório realizados.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

## Resumo

De Carvalho, Conrado Oliveira Carestiato; de Campos, Tácio Mauro Pereira (Orientador). **Processos de iniciação de erosão interna em barragens de terra homogênea: um estudo de caso.** Rio de Janeiro, 2022. 155 p. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Em uma barragem de terra homogênea responsável pelo abastecimento de água de um empreendimento privado, observou-se um processo inicial de carreamento de partículas finas próximo ao pé do talude de jusante, situação tida como um dos principais modos de falha de barragens. Embora esta anomalia tenha sido devidamente controlada na estrutura em estudo, este trabalho buscou encontrar as causas para a ocorrência detectada, visando aprofundar o conhecimento sobre o assunto. Para isso, investigou-se o histórico da estrutura, coletou-se amostras indeformadas próximo a região de interesse com a função de realizar ensaios de laboratório para caracterizar o solo no local, determinar os parâmetros físicos, aferir coeficientes de permeabilidade sob diferentes tensões efetivas e encontrar a sua curva característica (SWCC) através de ensaios de papel-filtro. Com os resultados dos ensaios, foram elaborados modelos computacionais sob diferentes cenários para investigar o comportamento dos gradientes hidráulicos. Foi empregado o *software Plaxis LE* para esta função. Avaliou-se se a adoção de parâmetros não saturados ou a consideração de análises tridimensionais promoveria alguma alteração no padrão de fluxo na estrutura em estudo, o que não ocorreu. Também foi considerado se a interação solo-atmosfera poderia gerar gradientes hidráulicos críticos através de ciclos de chuva e evaporação, mas também não houve resultados críticos. Ao variar o coeficiente de permeabilidade no corpo da barragem, observou-se que existe uma relação inversamente proporcional com o gradiente hidráulico. Desta forma, entende-se que a presença de solos orgânicos no pé do talude de jusante pode ter acarretado o processo de carreamento observado.

## Palavras-chave

Barragem de terra, fluxo de água 2D e 3D, erosão interna.

## **Abstract**

De Carvalho, Conrado Oliveira Carestiato; de Campos, Tácio Mauro Pereira (Orientador). **Internal erosion initiation processes in homogeneous earthfill dams: a case study.** Rio de Janeiro, 2022. 155 p. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

In a homogeneous earthfill dam responsible for the water supply of a private company, an initial process of internal erosion was observed near the base of the downstream slope, which is listed as one of the main dam failures causes in the world. Although this problem has been correctly solved at the studied structure, this thesis aimed to find the causes for the detected anomaly in order to increase knowledge about this subject. To do so, the history of the structure was investigated, undisturbed samples were collected near the region of interest to carry out laboratory tests to characterize the soil, determine the physical parameters, measure permeability coefficients under different effective stresses and find its characteristic curve (SWCC) through filter paper tests. With the results of the tests, computational models were elaborated under different scenarios to investigate the behavior of hydraulic gradients. The software Plaxis LE was used in this work. It was evaluated whether the adoption of unsaturated parameters or 3D analysis would promote any change in the flow pattern in the studied structure, which did not occur. It was also considered whether the soil-atmosphere interaction could generate critical hydraulic gradients through rainfall and evaporation cycles, but there were no critical results either. Although, permeability seems to have an inversely proportional relationship with hydraulic gradient. Thus, it is understood that the formation of organic soils at the toe of the downstream slope may have led to the observed internal erosion process.

## **Keywords**

Earth fill dam, 2D and 3D water flow, internal erosion

## Sumário

1	Introdução	18
1.1.	Motivação e Objetivos da Dissertação	19
1.2.	Organização dos capítulos	21
2	Revisão Bibliográfica	22
2.1.	Fluxo Saturado-Não Saturado	22
2.1.1.	Conceito de energia em fluxos	22
2.1.2.	Lei de Darcy	24
2.1.3.	Equação da Continuidade	24
2.1.4.	Equação geral de fluxo em meios porosos	26
2.1.5.	Fluxo permanente 2D	28
2.1.6.	Fluxo em solos não saturados	29
2.1.6.1.	Sucção	30
2.1.6.2.	Curva Característica Solo-Água (SWCC)	35
2.1.6.3.	Permeabilidade Não Saturada	38
2.2.	Erosão interna em barragens de terra	41
2.2.1.	Relevância da Erosão Interna na Engenharia de Barragens	42
2.2.2.	Mecanismos da Erosão Interna	44
2.2.2.1.	Início do Processo Erosivo	44
2.2.2.2.	Continuação do Processo Erosivo e Formação de Tubos	45
2.2.2.3.	Formação de Brechas	46
2.2.3.	Solos Suscetíveis a Erosão Interna	46
2.2.4.	Influência de gradientes hidráulicos em erosões internas	52
2.2.5.	Influência da vegetação em erosões internas	54
3	Objeto de estudo	56
3.1.	Barragem X	56
3.1.1.	Características físicas	56
3.1.2.	Histórico	60
3.2.	Características da área em estudo	63
3.2.1.	Geologia	63
3.2.2.	Hidrogeologia	63
3.2.3.	Condicionantes Climáticas	64
3.3.	Dados Geotécnicos da Barragem X	68



3.3.1.	Caracterização do solo do barramento	68
3.3.2.	Instrumentação	70
3.3.3.	Ensaio de compactação	71
3.3.4.	Ensaio de permeabilidade	72
4	Metodologia adotada	74
4.1.	Amostragem do Solo	74
4.2.	Ensaio de Laboratório	77
4.2.1.	Ensaio de Caracterização	77
4.2.1.1.	Granulometria	78
4.2.1.2.	Densidade relativa dos grãos (Gs)	80
4.2.1.3.	Limites de Atterberg	81
4.2.2.	Ensaio de Permeabilidade	82
4.2.3.	Ensaio de Papel Filtro	84
4.3.	Análises Computacionais	87
4.3.1.	Análises em regime permanente bidimensionais	90
4.3.2.	Análises em regime transiente bidimensionais	91
4.3.3.	Análises em regime transiente tridimensionais	94
5	Resultados dos Ensaio	95
5.1.	Índices Físicos	95
5.2.	Análise Granulométrica	95
5.3.	Limites de Atterberg	96
5.4.	Permeabilidade	97
5.5.	Papel Filtro	101
5.6.	Comparação com ensaios anteriores	104
5.6.1.	Caracterização	104
5.6.2.	Permeabilidade	106
6	Análises Computacionais de Fluxo	108
6.1.	Análises bidimensionais em regime permanente	108
6.1.1.	Fluxo Saturado	108
6.1.1.1.	Cenário Inicial	108
6.1.1.2.	Cenário 1	112
6.1.1.3.	Cenário 2	113
6.1.1.4.	Cenário 3	117
6.1.1.5.	Cenário 4	117
6.1.1.6.	Cenário 5	118

6.1.1.7.	Resumo e Considerações Preliminares	122
6.1.2.	Fluxo Não Saturado	123
6.2.	Análises bidimensionais em regime transiente	125
6.2.1.	Resultados	125
6.3.	Análises tridimensionais em regime permanente	127
6.3.1.	Comparação com as análises bidimensionais	128
6.3.2.	Cenários complementares	129
6.3.2.1.	Cenário 6	130
6.3.2.2.	Cenário 7	133
6.3.2.3.	Cenário 8	137
7	Discussão dos Resultados	142
7.1.	Considerações sobre as análises computacionais	142
7.2.	Influência da malha de elementos finitos nos gradientes hidráulicos	143
7.3.	Possível causa do processo de carreamento de finos da Barragem X145	
8	Considerações Finais	147
	Referências Bibliográficas	149

## Lista de Figuras

Figura 1 – a) Região onde fora detectada fuga de partículas finas no pé da Barragem X; b) Destaque para finos de cor alaranjada aflorantes próximo a canaleta de pé (Viana et al., 2018).	20
Figura 2 - Seção típica do filtro invertido instalado para conter o avanço do carreamento de finos (Viana et al., 2019).	20
Figura 3 - Elemento infinitesimal de solo (Adaptado de Terzaghi et al., 1996).	25
Figura 4 - Rede de fluxo em uma contenção em estacas-prancha (Fonte: Casagrande, 1937).	29
Figura 5 – Tipos de fluxo de água do solo para o papel-filtro (Marinho & Oliveira, 2006).	33
Figura 6 – Curvas de calibração para o papel filtro tipo Whitman nº 42 (Marinho & Oliveira, 2006).	34
Figura 7 - Exemplo de SWCC típica (Freeze & Cherry, 1979).	36
Figura 8 – SWCC típicos para areias, siltes e argilas (Fredlund & Xing, 1994).	37
Figura 9 – Correlação entre a curva característica (a) e a permeabilidade não saturada (b) para uma areia e um silte argiloso (Carvalho et al., 2015).	39
Figura 10 – Tempo após a construção da barragem de ocorrência de erosão interna (Foster et al., 2000).	44
Figura 11 - Tensão crítica versus diâmetro médio dos grãos (Fonte: Briaud et al., 2001).	47
Figura 12 – Influência do índice de plasticidade na resistência contra <i>piping</i> (Fonte: Sherard, 1953).	48
Figura 13 - Solos suscetíveis a carreamentos de finos (Fonte: Foster e Fell, 1999).	49
Figura 14 - Análise da curva granulométrica para verificar a estabilidade interna de solos (De Mello, 1975).	50
Figura 15 – Obtenção de pares (F,H) a partir de uma curva granulométrica (Kenney e Lau, 1985).	51
Figura 16 - Critério de Estabilidade (Adaptado de Kenney e Lau, 1985).	51
Figura 17 – Gradiente hidráulico crítico em função da fração de fibra em diferentes tipos de solos (Fonte: Babu & Vasudevan, 2008).	54
Figura 18 - Planta baixa de levantamento topográfico da Barragem X (adaptado de Viana et al., 2015).	57
Figura 19 - Estruturas presentes no talude de montante da Barragem X (Fonte: Viana et al., 2015).	58
Figura 20 - Vista aérea do talude de jusante do Dique Sul (Fonte: Viana et al., 2020).	59
Figura 21 - Crista da Barragem X (Fonte: Viana et al., 2020).	59

Figura 22 - Talude de jusante do Dique Sul da Barragem X tomada por vegetação, em junho/2015 (Fonte: VIANA et al., 2015).	61
Figura 23 - Presença de árvores na crista da Barragem X, em junho/2015 (Fonte: VIANA et al., 2015).	61
Figura 24 – a) Destaque para a torre de tomada d'água em execução; b) Rebaixamento existente à direita da torre de tomada d'água; c) Execução da trincheira de vedação com <i>dragline</i> ; d) Lançamento de material solto a montante da barragem; e) Canal com água existente a jusante do talude leste; f) Vista de montante da barragem em agosto de 1972 (Adaptado de Viana et al., 2015).	62
Figura 25 – Índices pluviométricos e variação da temperatura média da região da Barragem X (Climate-Data Org., 2021).	64
Figura 26 – Variação horária da temperatura instantânea, em janeiro (a) e setembro (b) de 2018, na estação automática a 4 km de distância da Barragem X (INMET).	65
Figura 27 - Variação horária da umidade do ar instantânea, em janeiro (a) e setembro (b) de 2018, na estação automática a 4 km de distância da Barragem X (INMET).	66
Figura 28 - Variação horária da umidade do ar instantânea, em janeiro (a) e setembro (b) de 2018, na estação automática a 4 km de distância da Barragem X (INMET).	66
Figura 29 - Variação horária da incidência de radiação solar total, em janeiro (a) e setembro (b) de 2018, na estação automática a 4 km de distância da Barragem X (INMET).	67
Figura 30 – Índice pluviométrico horário, em janeiro (a) e setembro (b) de 2018, na estação automática a 4 km de distância da Barragem X (INMET).	67
Figura 31 - Carta de plasticidade dos materiais ensaiados (Viana et al., 2015).	69
Figura 32 - Distribuição granulométrica das amostras ensaiadas (Viana et al., 2015).	69
Figura 33 – Variação da massa específica <i>in situ</i> com a profundidade (Viana et al., 2015)	70
Figura 34 – Variação da umidade com a profundidade (Viana et al., 2015)	70
Figura 35 – Padrão de distribuição de poropressão indicado pela instrumentação da Barragem X, juntamente com a representação gráfica das leituras, próximo ao ponto onde fora observado o processo inicial de carreamento de finos.	71
Figura 36 – Correlação entre a umidade ótima, o grau de saturação e o peso específico seco máximo para $G_s = 2,672$ (Viana et al., 2015).	72
Figura 37 – a) Início da escavação da trincheira; b) Finalização da escavação da trincheira no entorno do bloco a ser coletado; c) Aplicação de plástico filme no bloco; d) Faces do bloco com identificação; e) Destaque para local de extração do bloco após sua remoção; f) Bloco acondicionado em câmara úmida.	76
Figura 38 - Ensaio de peneiramento.	79
Figura 39 – Ensaio de Sedimentação.	79
Figura 40 – Picnômetros deaerados e preenchidos com água.	80
Figura 41 – Material bipartido no aparelho de Casagrande.	81
Figura 42 – Moldagem de um corpo de prova para ensaio de permeabilidade.	83

Figura 43 – Amostra preparada para realização de ensaio de permeabilidade.	83
Figura 44 – Corpo de prova moldado para o ensaio de papel filtro.	85
Figura 45 – Exemplo de amostra identificada e embalada para o tempo de equalização da umidade no ensaio de papel filtro.	86
Figura 46 – Seção típica da Barragem X utilizada nas análises de fluxo bidimensionais, com a porção à esquerda representando a região de montante enquanto a direita indica a região de jusante.	88
Figura 47 – Modelo tridimensional do terreno da Barragem X.	88
Figura 48 – Seção transversal típica do modelo digital da Barragem X.	89
Figura 49 – Malha utilizada nas análises bidimensionais, com refinamento no terço inferior do talude de jusante.	89
Figura 50 - Malha utilizada nas análises tridimensionais, com refinamento no terço inferior do talude de jusante.	90
Figura 51 – Condições de contorno aplicadas no modelo de fluxo permanente 2D.	91
Figura 52 - Condições de contorno aplicadas no modelo de fluxo permanente 2D.	92
Figura 53 – Condições de contorno para fluxo em regime permanente nas análises 3D.	94
Figura 54 - Curva Granulométrica do solo em estudo.	96
Figura 55 – Variação do volume de água no tempo – Ensaio de Permeabilidade.	98
Figura 56 – Variação do coeficiente de permeabilidade com a tensão efetiva.	100
Figura 57 – Variação da condutividade hidráulica com o índice de vazios.	100
Figura 58 – Pares ( $\psi$ , $\theta$ ) obtidos nos ensaios de Papel Filtro.	101
Figura 59 – Variação do Grau de Saturação em função da Umidade Gravimétrica.	102
Figura 60 – Propriedades índices utilizadas como dados de entrada no <i>software</i> (SVSoils, 2021).	103
Figura 61 – Modelo de Fredlund & Xing (1994) ajustado aos dados de laboratório.	103
Figura 62 - Modelo de van Genuchten (1980) ajustado aos dados de laboratório.	104
Figura 63 – Comparação dos resultados de plasticidade.	105
Figura 64 – Comparação das curvas granulométricas.	105
Figura 65 – Comparação de resultados de ensaios de permeabilidade – Índice de vazios.	106
Figura 66 – Comparação de resultados de ensaios de permeabilidade – Tensão efetiva.	107
Figura 67 – Distribuição da poropressão resultante da análise de fluxo com parâmetros de permeabilidade de Viana et al. (2015).	111
Figura 68 - Distribuição dos gradientes hidráulicos resultantes das análises de fluxo com parâmetros de permeabilidade de Viana et al. (2015).	111

Figura 69 – Seção transversal considerada no Cenário 1.	112
Figura 70 – Seção transversal considerada no Cenário 2.	113
Figura 71 – Distribuição da poropressão resultante da análise de fluxo do Cenário 1.	114
Figura 72 - Distribuição dos gradientes hidráulicos do Cenário 1, com destaque para região próxima à base do talude de jusante.	114
Figura 73 – Distribuição da poropressão resultante da análise de fluxo do Cenário 2.	116
Figura 74 - Distribuição dos gradientes hidráulicos do Cenário 2, com destaque para região próxima à base do talude de jusante.	116
Figura 75 – Distribuição da poropressão resultante da análise de fluxo do Cenário 3.	119
Figura 76 - Distribuição dos gradientes hidráulicos do Cenário 3, com destaque para região próxima à base do talude de jusante.	119
Figura 77 – Distribuição da poropressão resultante da análise de fluxo do Cenário 4.	120
Figura 78 - Distribuição dos gradientes hidráulicos do Cenário 4, com destaque para região próxima à base do talude de jusante.	120
Figura 79 – Distribuição da poropressão resultante da análise de fluxo do Cenário 5.	121
Figura 80 - Distribuição dos gradientes hidráulicos do Cenário 5, com destaque para região próxima à base do talude de jusante.	121
Figura 81 – Funções de permeabilidade não saturadas utilizadas nas análises computacionais de fluxo.	124
Figura 82 – Variação do gradiente hidráulico ao longo do mês de janeiro/2018 em um ponto a 15 cm de profundidade do talude de jusante da Barragem X.	126
Figura 83 - Variação do gradiente hidráulico ao longo do mês de setembro/2018 em um ponto a 15 cm de profundidade do talude de jusante da Barragem X.	127
Figura 84 – Modelo 3D do Cenário 6.	131
Figura 85 - Seção Transversal da modelagem 3D indicando a presença de um vazio, simulando a presença da tubulação do descarregador de fundo do Cenário 6.	131
Figura 86 – Distribuição de poropressão considerando a presença do descarregador de fundo.	132
Figura 87 – Distribuição de gradientes hidráulicos em seção transversal que contém a tubulação do descarregador de fundo.	133
Figura 88 - Distribuição de gradientes hidráulicos em uma seção transversal a 30 m da tubulação do descarregador de fundo.	133
Figura 89 – Modelagem da Barragem X utilizada no Cenário 7. Destaca-se, em vermelho, o trecho no qual variou-se o coeficiente de permeabilidade.	134
Figura 90 – Resultado das análises (i) do Cenário 7.	135
Figura 91 - Resultado das análises (ii) do Cenário 7.	136
Figura 92 - Resultado das análises (iii) do Cenário 7.	137

Figura 93 - Modelagem da Barragem X utilizada no Cenário 8. Destaca-se, em vermelho, o trecho no qual variou-se o coeficiente de permeabilidade.	138
Figura 94 - Resultado das análises (i) do Cenário 8.	139
Figura 95 - Resultado das análises (ii) do Cenário 8.	140
Figura 96 - Resultado das análises (iii) do Cenário 8.	141
Figura 97 – Variação do gradiente hidráulico máximo no talude de jusante em função do refinamento da malha de elementos finitos.	144
Figura 98 – Variação do gradiente hidráulico em um ponto fixo no talude de jusante em função do refinamento da malha de elementos finitos.	145

## Lista de Tabelas

Tabela 1 – Métodos convencionais para medição de sucção (Adaptado de Guan, 1996).	31
Tabela 2 – Tempo de Equilíbrio para medição de sucção total (Marinho, 1994).	35
Tabela 3 – Principais ensaios de laboratório para determinação da curva de condutividade hidráulica não saturada (Masrouri et al., 2008).	40
Tabela 4 – Estatística de ruptura de grandes barragens até 1986 (Foster et al., 2000).	43
Tabela 5 – Médias das precipitações e temperaturas médias, mínimas e máximas a cada mês da região da Barragem X (Climate-Data Org., 2021).	65
Tabela 6 – Parâmetros de compactação Proctor Normal (Viana et al., 2015)	71
Tabela 7 – Índices físicos dos corpos de prova e coeficientes de permeabilidade horizontal (Viana et al., 2015).	72
Tabela 8 – Índices físicos dos corpos de prova e coeficientes de permeabilidade vertical (Viana et al., 2015).	73
Tabela 9 - Índices físicos <i>in situ</i> .	95
Tabela 10 - Frações granulométricas do solo em estudo.	95
Tabela 11 - Limites de Atterberg do solo em estudo.	96
Tabela 12 – Resultado dos ensaios de permeabilidade.	97
Tabela 13 - Variação do índice de vazios com a tensão efetiva.	99
Tabela 14 - Valores de condutividade hidráulica considerados na abordagem inicial das análises de fluxo (Viana et al., 2015).	109
Tabela 15 – Valores de condutividade hidráulica considerados no Cenário 1.	112
Tabela 16 - Valores de condutividade hidráulica considerados no Cenário 2.	115
Tabela 17 – Resumo dos resultados das análises de fluxo bidimensionais saturadas.	122
Tabela 18 - Resumo dos resultados das análises de fluxo bidimensionais não saturadas.	124
Tabela 19 – Materiais utilizados nas análises de fluxo tridimensionais.	128
Tabela 20 - Resumo dos resultados das análises de fluxo tridimensionais não-saturadas.	128



*Entre saber e supor existe um mundo de diferença.*  
Roland Huntford

# 1

## Introdução

De maneira geral, barragens são obstáculos construídos pelo homem para o armazenamento de grandes volumes de líquidos, rejeitos ou detritos. Podem variar em tamanho desde pequenos maciços de terra, usados frequentemente em fazendas, a grandes estruturas de concreto ou de aterro, geralmente usadas para fornecimento de água, geração de energia hidrelétrica, para controle de cheias e irrigação, além de diversas outras finalidades (ABMS, 2010).

Sua importância na história da humanidade é inegável. Inicialmente, a finalidade de conter volumes consideráveis de água, permitiu o avanço das práticas de agricultura, contribuindo para a evolução da civilização humana.

No cenário nacional, o fato que impulsionou a construção de barragens no Brasil foi a Grande Seca no Nordeste de 1877. O Império, à época, ordenou a construção de barragens para o abastecimento da população do chamado Polígono das Secas (extensa área que abrange todos os estados do Nordeste, com exceção do Maranhão, e o norte de Minas Gerais). A primeira barragem a ser concluída neste cenário foi Cedro, no interior do Ceará, em 1906, e ainda se encontra em operação (CBDB, 2011).

Embora as barragens sejam elementos importantes para o desenvolvimento da sociedade, os eventos extremos envolvendo ruptura de reservatórios tendem a ser catastróficos. Destaca-se, nos últimos anos, os acidentes com a Barragem do Fundão, em Mariana – MG, e a Barragem I, em Brumadinho – MG.

Segundo Mello et al. (2021), a documentação de casos registrados sobre acidentes com barragens no Brasil é escassa. No contexto internacional, por sua vez, Foster et al. (2000) destacam que a principal causa de ruptura de barragens até 1986 foi o galgamento, em cerca de 48 % dos casos. Outro importante modo de ruptura é a erosão interna, que foi responsável por 46 % dos acidentes listados. Em percentuais menores, cerca de 6 %, os autores destacam a instabilidade dos barramentos como causa.

No entanto, Ladeira (2007) concluiu que, a partir de um universo de 11.192 grandes barragens (ou seja, com mais de 15 m de altura) construídas até 1986, a probabilidade média histórica de ruptura é de aproximadamente 1,2 %. O autor também destaca que barragens construídas antes dos anos 1950 tem maior probabilidade de romper do que estruturas mais recentes.

Um caso bem documentado de uma barragem que rompeu por erosão interna foi Teton, nos Estados Unidos. Durante seu primeiro enchimento, em 1976, um processo de erosão interna por entubamento foi iniciado no contato entre a barragem e a ombreira direita. 5 horas após identificar o caso, a crista da barragem cedeu, levando a barragem ao colapso, liberando aproximadamente 308 milhões de metros cúbicos no vale de jusante (USBR, 2022; Smalley, 1992).

Diferentemente dos desastres naturais, os acidentes envolvendo barragens são casos que podem ser evitados. Para isso, é necessário conhecer a fundo os principais modos de falha e o que leva a sua ocorrência.

## 1.1.

### **Motivação e Objetivos da Dissertação**

Durante uma inspeção regular realizada em setembro de 2018 na Barragem X, estrutura de terra homogênea utilizada para abastecimento de água de um empreendimento privado, foi encontrada uma região saturada no pé do talude de jusante, alcançando cerca de um terço da altura total do barramento.

Foram identificados pontos de fuga de partículas finas, caracterizando um processo de erosão interna (Viana et al., 2018). Esta situação se encontra ilustrada pela Figura 1.

Para conter o avanço dos processos erosivos que poderiam culminar no colapso do barramento, foi executado um filtro invertido para atuar como sistema drenante na base do talude de jusante.

Esta estrutura foi implementada na metade inferior dos taludes de jusante, e apresenta uma graduação de materiais partindo de uma areia média a grossa, em contato com o solo da barragem, até rachão, na face externa. A Figura 2 traz a seção transversal do sistema implementado.

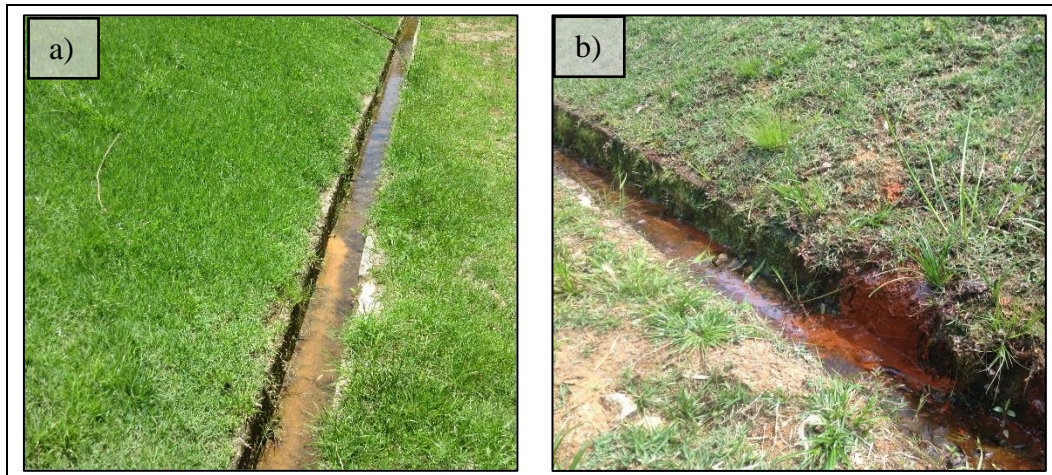


Figura 1 – a) Região onde fora detectada fuga de partículas finas no pé da Barragem X; b) Destaque para finos de cor alaranjada aflorantes próximo a canaleta de pé (Viana et al., 2018).

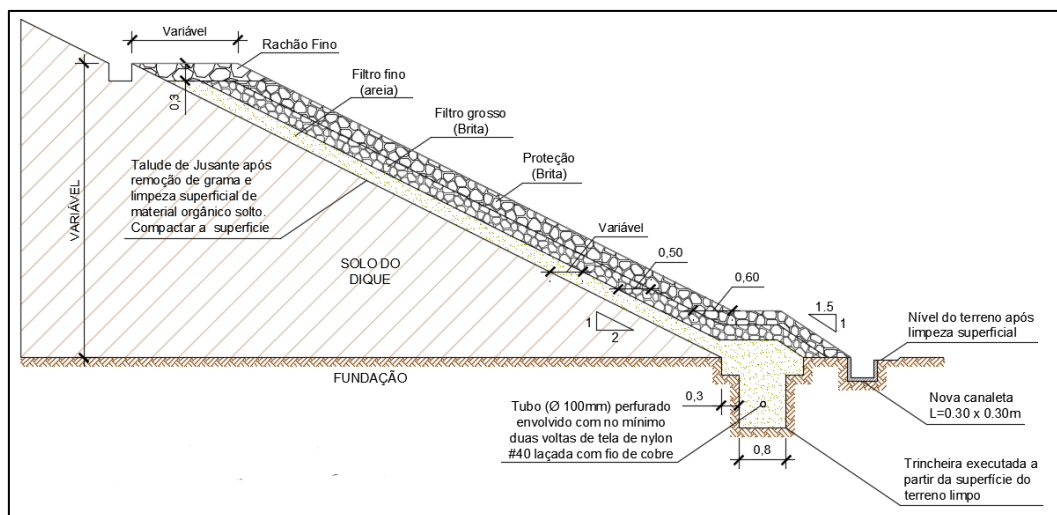


Figura 2 - Seção típica do filtro invertido instalado para conter o avanço do carreamento de finos (Viana et al., 2019).

Com a implantação do filtro invertido, a anomalia foi controlada. No entanto, não foram identificadas as causas deste processo de carreamento de finos durante dos estudos realizados por Viana et al. (2019) para solucioná-lo.

Desta forma, o objetivo principal desta dissertação é identificar a causa do processo inicial de carreamento de finos observado na Barragem X. Decorrente disso, tem-se como objetivos secundários a observação do padrão de percolação em barragens de terra frente a alteração das condições de contorno do ambiente na qual esta se encontra inserida.

Em tempo, destaca-se que embora a empreendedora da Barragem X tenha autorizado a divulgação de dados a respeito da estrutura, a empresa privada optou

por manter sua identidade em sigilo. Desta forma, quaisquer informações que possam levar a identificação do empreendedor, tais como nomes verídicos, localização e coordenadas geográficas, serão omitidas ao longo do trabalho.

## 1.2.

### **Organização dos capítulos**

Ao todo, esta dissertação dispõe de 8 capítulos, além das referências bibliográficas. O Capítulo 1 (atual), apresenta uma introdução sobre os assuntos abordados ao longo do trabalho, as motivações e os objetivos da dissertação.

O Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica levantada para embasar teoricamente a dissertação. Nele são abordadas questões pertinentes sobre fluxo saturado e não saturado e erosão interna em barragens de terra.

No Capítulo 3 é apresentado o objeto de estudo desta dissertação, apresentando um breve histórico e as características geotécnicas levantadas em estudos pretéritos.

Já o Capítulo 4 expõe a metodologia utilizada como base para o trabalho, detalhando as etapas de amostragem de solo, ensaios de laboratório e análises computacionais de fluxo.

Por sua vez, o Capítulo 5 exhibe os resultados dos ensaios de laboratórios realizados para cumprir o objetivo desta dissertação.

Na sequência, o Capítulo 6 relata os cenários avaliados nas análises computacionais de percolação pelos diques da Barragem X.

O Capítulo 7 contém as discussões sobre os resultados encontrados ao longo do trabalho, expondo as considerações sobre o motivo do processo inicial de carreamento de finos observado na Barragem X.

Por fim, o Capítulo 8 apresenta as conclusões da pesquisa, sugerindo temas para pesquisas futuras sobre o caso.

## 2

### Revisão Bibliográfica

Neste capítulo serão discutidos os fundamentos teóricos que embasaram o presente trabalho. Inicialmente, apresenta-se a teoria que rege os problemas de fluxo em meios porosos. Em seguida, são abordados temas pertinentes ao fluxo em solos não saturados. Na sequência, alguns pontos sobre erosão interna em barragens de terra são expostos.

#### 2.1.

##### Fluxo Saturado-Não Saturado

Os conceitos que norteiam os estudos de fluxo em meios porosos, incluindo as equações que permitem uma modelagem matemática desta ciência são abordados a seguir.

##### 2.1.1.

##### Conceito de energia em fluxos

A equação de Bernoulli, expressa a conservação de energia em um fluxo para um fluido não viscoso e incompressível, é dada pela Eq. (1). Knappett & Craig (2012) afirmam que esta equação se aplica aos estudos de fluxo em meios porosos.

$$zg + \frac{P}{\rho} + \frac{v^2}{2} = \text{constante} \quad \text{Eq. (1)}$$

Onde:

$z$  = elevação em relação ao referencial [m];

$g$  = aceleração da gravidade [ $\text{m/s}^2$ ];

$P$  = pressão do fluido [ $\text{N/m}^2$ ];

$\rho$  = densidade do fluido [ $\text{kg/m}^3$ ];

$v$  = velocidade do fluido [ $\text{m/s}$ ].

A primeira parcela do lado esquerdo da Eq. (1) representa a energia potencial gravitacional do fluxo, a segunda, a energia relativa à pressão do fluido, e a terceira, a energia de velocidade.

Ao dividir a Eq. (1) pela aceleração da gravidade, encontra-se as cargas relativas a cada parcela da equação de Bernoulli, expressas em unidade de comprimento, conforme Eq. (2).

$$z + \frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = \text{constante} \quad \text{Eq. (2)}$$

Onde:

$z$  = elevação em relação ao referencial [m];

$P$  = pressão do fluido [N/m<sup>2</sup>];

$\gamma$  = peso específico do fluido [N/m<sup>3</sup>];

$v$  = velocidade do fluido [m/s].

$g$  = aceleração da gravidade [m/s<sup>2</sup>];

Sendo assim, a carga de elevação ( $h_e$ ) é igual a cota de elevação do ponto em análise, com base em um dado referencial, a carga de pressão ( $h_p$ ) é representada pela razão entre a pressão e o peso específico do fluido, enquanto a carga de velocidade ( $h_v$ ) é dada pela razão entre segunda potência da velocidade do escoamento e o dobro da aceleração da gravidade.

Desta forma, simplificando a Eq. (2), a carga hidráulica total ( $h$ ) pode ser expressa pela Eq. (3).

$$h_e + h_p + h_v = h \quad \text{Eq. (3)}$$

Segundo Romanel (2018), devido as baixas velocidades evidenciadas nos fluxos em meios porosos, as cargas de velocidade podem ser desprezadas. Portanto, a carga total em um determinado ponto exposto a um fluxo em um solo é dada pela Eq. (4).

$$h_e + h_p = h \quad \text{Eq. (4)}$$

### 2.1.2.

#### Lei de Darcy

A vazão que percola no interior do solo é governada pela lei de Darcy, explicitada pela Eq. (5). De maneira geral, a vazão (Q) é proporcional à diferença de carga total ( $h_i$ ) entre dois pontos e a área transversal ao movimento (A), e inversamente proporcional ao comprimento analisado (L).

Define-se o gradiente hidráulico (i) como a razão entre a diferença de carga total e o comprimento, portanto adimensional. Sendo assim, a vazão é diretamente proporcional a esta grandeza (Casagrande, 1937).

Para garantir a correlação de sua equação, Darcy introduziu uma constante de proporcionalidade (k), expressa em unidade de velocidade. Este parâmetro é conhecido como coeficiente de permeabilidade.

$$Q = k \left( \frac{h_1 - h_2}{L} \right) A \quad \text{Eq. (5)}$$

De modo análogo, visto que a velocidade de percolação é a razão entre a vazão e a área transversal, pode-se definir que a velocidade de Darcy (v) para o fluxo em meios porosos é dada pela Eq. (6).

$$v = k \left( \frac{h_1 - h_2}{L} \right) \quad \text{Eq. (6)}$$

Explicitando o gradiente hidráulico ( $i = \Delta h / L$ ) nas Equações Eq. (5) e Eq. (6), determina-se as Eqs. Eq. (7) e Eq. (8).

$$Q = kiA \quad \text{Eq. (7)}$$

$$v = ki \quad \text{Eq. (8)}$$

### 2.1.3.

#### Equação da Continuidade

Seja um elemento infinitesimal de solo homogêneo e saturado com dimensões dx, dy e dz, apresentado na Figura 3, onde existe um fluxo de água não turbulento. Considera-se as variáveis  $v_x$ ,  $v_y$  e  $v_z$  como as componentes da velocidade do fluxo



que entram perpendiculares às faces do elemento cuja normal se encontra nas direções x, y e z, respectivamente (Lambe & Whitman, 1979; Terzaghi et al., 1996; Knappett & Craig, 2012).

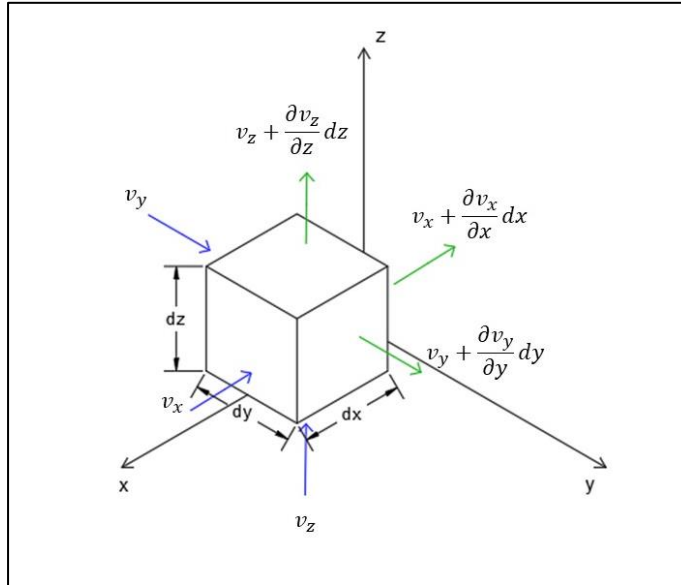


Figura 3 - Elemento infinitesimal de solo (Adaptado de Terzaghi et al., 1996).

Nas faces de saída, a velocidade do fluido pode ser expressa pelas Eq. (9).

$$v_x^{saída} = v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} \cdot dx \quad \text{Eq. (9.1)}$$

$$v_y^{saída} = v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} \cdot dy \quad \text{Eq. (9.2)}$$

$$v_z^{saída} = v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} \cdot dz \quad \text{Eq. (9.3)}$$

A taxa de fluxo (q) que passa por cada face do elemento infinitesimal pode ser obtida através da multiplicação entre a velocidade perpendicular à face e sua área, conforme apresentado pelas Eq. (10).

$$q_x = v_x \cdot dy \cdot dz \quad \text{Eq. (10.1)}$$

$$q_y = v_y \cdot dx \cdot dz \quad \text{Eq. (10.2)}$$

$$q_z = v_z \cdot dx \cdot dy \quad \text{Eq. (10.3)}$$

$$q_x^{saída} = \left( v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} \cdot dx \right) dy \cdot dz \quad \text{Eq. (10.4)}$$

$$q_y^{saída} = \left( v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} \cdot dy \right) dx \cdot dz \quad \text{Eq. (10.5)}$$

$$q_z^{saída} = \left( v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} \cdot dz \right) dx \cdot dy \quad \text{Eq. (10.6)}$$

Pode-se concluir que a variação no tempo do volume de água ( $V_w$ ) presente no elemento de solo é dada pela diferença entre as vazões de entrada e saída (Eq. (11)).

$$q_x + q_y + q_z - (q_x^{saída} + q_y^{saída} + q_z^{saída}) = \frac{\partial V_w}{\partial t} \quad \text{Eq. (11)}$$

Desenvolvendo algebricamente a Eq. (11), encontramos a Equação da Continuidade, expressa pela Eq. (12).

$$\left( \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) dx \cdot dy \cdot dz = - \frac{\partial V_w}{\partial t} \quad \text{Eq. (12)}$$

#### 2.1.4.

#### **Equação geral de fluxo em meios porosos**

A partir da Lei de Darcy (Eq. (7)) e da Equação da Continuidade (Eq. (12)), pode-se determinar a equação geral de fluxo em meios porosos (Freeze & Cherry, 1979).

Antes, é preciso expressar o gradiente hidráulico em termos diferenciais (Eq. (13)). Neste sentido, esta grandeza pode ser expressa como a variação de cargas totais ( $h$ ) em cada direção ( $s$ ).

$$i = \frac{\partial h}{\partial s} \quad \text{Eq. (13)}$$

Substituindo as componentes de velocidade da Eq. (12) pela Lei de Darcy, juntamente com a Eq. (13), obtém-se a Eq. (14).

$$\left( \frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \left( -\frac{\partial h}{\partial x} \right) \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y \left( -\frac{\partial h}{\partial y} \right) \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( k_z \left( -\frac{\partial h}{\partial z} \right) \right) \right) dx \cdot dy \cdot dz = - \frac{\partial V_w}{\partial t} \quad \text{Eq. (14)}$$

A partir das definições de grau de saturação ( $S$ ) e índice de vazios ( $e$ ), pode-se concluir que o volume de água presente no elemento pode ser expresso pela Eq. (15).

$$V_w = \frac{S \cdot e}{1 + e} \cdot dx \cdot dy \cdot dz \quad \text{Eq. (15)}$$

Como  $\frac{dx \cdot dy \cdot dz}{1 + e}$  corresponde ao volume de sólidos do solo ( $V_s$ ), considerado constante, e que os coeficientes de permeabilidade não variam em uma mesma direção, encontra-se a Eq. (16).

$$k_x \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1 + e} \cdot \frac{\partial}{\partial t} (S \cdot e) \quad \text{Eq. (16)}$$

Aplicando a regra da cadeia no termo da direita da Eq. (16), obtém-se a equação geral de fluxo tridimensional em um meio poroso (Eq. (17)).

$$k_x \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1 + e} \left( S \cdot \frac{\partial e}{\partial t} + e \cdot \frac{\partial S}{\partial t} \right) \quad \text{Eq. (17)}$$

A partir da Eq. (17), podem ocorrer quatro situações distintas: (i) índice de vazios e grau de saturação constantes, (ii) índice de vazios variável e grau de saturação constante, (iii) índice de vazios constante e grau de saturação variável, (iv) índice de vazios e grau de saturação variáveis.

A situação descrita pela situação (i) caracteriza uma condição de fluxo permanente ou estacionário, ou seja, o volume de água presente no solo não varia no tempo. Desta forma, o lado direito da Eq. (17) zera, dando origem a Eq. (18).

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad \text{Eq. (18)}$$

Os casos (ii), (iii) e (iv) se caracterizam como fluxo transiente, ou seja, a quantidade de água presente no solo varia com o tempo.

Quando a situação (ii) ocorre, diz-se que o solo se encontra em adensamento  $\left(\frac{\partial e}{\partial t} < 0\right)$  ou expansão  $\left(\frac{\partial e}{\partial t} > 0\right)$ .

O caso (iii) indica uma drenagem a volume constante para  $\frac{\partial s}{\partial t} < 0$  ou embebedimento a volume constante para  $\frac{\partial s}{\partial t} > 0$ .

Por fim, o caso (iv) indica problemas de compressão/expansão em conjunto com drenagem/embebedimento.

### 2.1.5.

#### Fluxo permanente 2D

Assumindo um solo isotrópico hidráulicamente, além das demais hipóteses adotadas, numa condição bidimensional, a Eq. (18) se transforma na Eq. (19).

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad \text{Eq. (19)}$$

A Eq. (19) pode ser resolvida pela solução de Laplace. No entanto, Forchheimer (1930) desenvolveu uma solução que permite analisar graficamente problemas de fluxo bidimensionais.

Esse tipo de solução utiliza linhas de fluxo e equipotenciais, que se interceptam ortogonalmente e formam as chamadas redes de fluxo (Casagrande, 1937), como exemplificado pela Figura 4.

Um correto traçado da rede de fluxo deve considerar as condições de contorno do problema analisado, como cargas hidráulicas conhecidas (*e.g.* níveis de água e piezometria determinados) e velocidades conhecidas (*e.g.* velocidades nulas indicam superfícies impermeáveis).

A partir de uma rede de fluxo, a vazão pode ser determinada considerando uma modificação na Lei de Darcy, expressa pela Eq. (20).

$$Q = k \cdot \frac{n_f}{n_d} \cdot \Delta h \cdot \frac{b}{a} \quad \text{Eq. (20)}$$

Onde:

$n_f$  – Número total de canais de fluxo (determinado pelo espaço entre duas linhas de fluxo);

$n_d$  – Número total de quedas de equipotenciais (determinado pelo espaço entre duas linhas equipotenciais);

$\frac{b}{a}$  – Razão entre os lados dos “quadrados” da rede de fluxo.

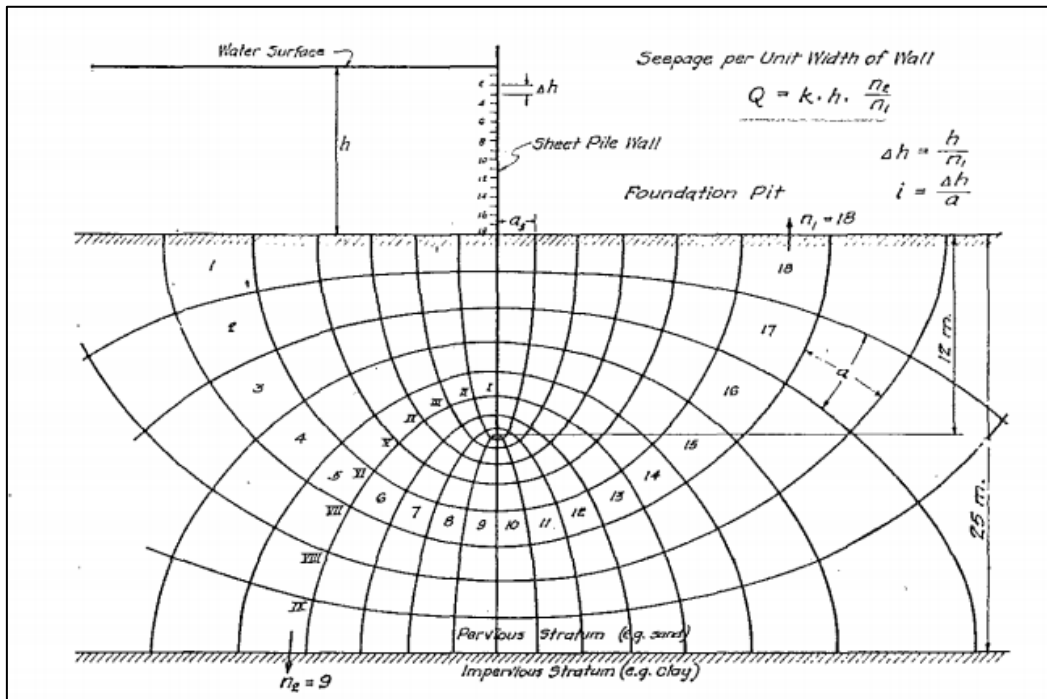


Figura 4 - Rede de fluxo em uma contenção em estacas-prancha (Fonte: Casagrande, 1937).

## 2.1.6.

### Fluxo em solos não saturados

Freeze & Cherry (1979) afirmam que fluxos não-saturados ocorrem em regiões porosas acima do nível freático, nos pontos em que o volume de água é inferior ao volume de vazios do solo. Desta forma, uma nova fase é inserida no sistema, o ar, modificando diretamente a percolação de um fluido pelo meio poroso.

Fredlund (1979, 2006) defende, ainda, que ao considerar um sistema que contenha ar e água, uma nova fase deve ser considerada: a interface ar-água. Tal fato se deve, principalmente, a sua capacidade de exercer cargas de tração.

Richards (1931) e Heath (1983) definem que a principal diferença entre os fluxos saturado e não saturado é que, neste último caso, as cargas totais são influenciadas por forças de capilaridade além das cargas gravitacionais.

Buckingham (1907) foi um dos primeiros autores da literatura técnica a indicar a íntima relação entre a carga de pressão (cuja simbologia adotada fora a letra grega  $\psi$ ) e a quantidade de água presente no solo acima da frente de saturação.

Na prática da geotecnia, a quantidade de água pode ser expressa através do teor de umidade ( $w$ ), definido como a razão entre a massa de água e a massa de sólidos, e a umidade volumétrica ( $\theta$ ), razão entre o volume de água e o volume total do solo. Estas duas propriedades índice se relacionam através da razão entre a massa específica seca do solo ( $\rho_d$ ) e a massa específica da água ( $\rho_w$ ), conforme apresentado pela Eq. (21).

$$\theta = w \cdot \frac{\rho_d}{\rho_w} \quad \text{Eq. (21)}$$

Inicialmente, Richards (1931) definiu a quantidade de água no solo através da razão entre o volume de água e a massa de solo seco. No entanto, autores mais recentes utilizam a razão definida anteriormente pela umidade volumétrica quando se referem à quantidade de água no solo (Freeze & Cherry, 1979; Fredlund et al., 2012).

Em relação à permeabilidade em um fluxo não saturado, Richards (1931) propôs que a quantidade de água presente no solo interferia diretamente em sua permeabilidade. Ainda, o autor norte-americano propôs uma adaptação à Lei de Darcy, visando considerar sua validade em fluxos não saturados, quando avaliou a relação entre a condutividade hidráulica e a umidade do solo.

#### 2.1.6.1.

##### **Sucção**

Freeze & Cherry (1979) ressaltam que a carga de pressão apresenta valores positivos abaixo da linha freática, portanto na zona saturada, e se anula quando se encontra sobre o nível de água. Devido a forças de capilaridade, as cargas de pressão são tidas como negativas acima da linha freática e, nestes casos, são chamadas de sucção.

Fredlund et al. (1994) destacam que existem duas parcelas de sucção em solos não saturados: matricial e osmótica. Inicialmente, a sucção matricial pode ser caracterizada como a diferença entre a pressão de ar e a pressão de água no poro. Por sua vez, Ferrari et al. (2014) argumentam que a sucção osmótica está relacionada com a concentração de solutos no líquido presente nos poros.

A sucção total é considerada a soma aritmética entre as parcelas matricial e osmótica (Marinho & Oliveira, 2006). Este parâmetro está intimamente relacionado à quantidade de água presente no solo, sendo inversamente proporcional a saturação, e, portanto, à umidade do solo.

Embora a sucção total e a osmótica sejam de interesse para a mecânica dos solos não saturados, a sucção matricial está mais relacionada a cargas de pressão negativas encontradas acima dos níveis freáticos (Fredlund, 2006), e, portanto, é capaz de descrever corretamente o comportamento dos solos não saturados (Fredlund, 1979).

### • Determinação da Sucção

A medição dos valores de sucção se mostrou um dos principais desafios da Mecânica dos Solos Não Saturados (Fredlund et al., 2012). Diversas técnicas de aferição foram propostas, envolvendo tanto procedimentos em laboratório quanto *in situ*.

Até o final dos anos 1990, mais de 20 diferentes técnicas foram propostas para medir a sucção dos solos. No entanto, cada metodologia apresenta suas limitações (Guan, 1996).

A Tabela 1 apresenta um resumo das principais técnicas utilizadas para a determinação da sucção, além das suas principais vantagens e limitações.

Em detalhe, será abordado a técnica de Papel Filtro, ensaio compreendido na metodologia utilizada para a realização deste trabalho.

Tabela 1 – Métodos convencionais para medição de sucção (Adaptado de Guan, 1996).

Método	Medida de Sucção	Faixa de Aceitação	Vantagens	Desvantagens
<b>Tensiômetros Convencionais</b>	Matricial	0-100 kPa	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Respostas relativamente rápidas;</li> <li>• Baixo custo;</li> <li>• Fácil manuseio;</li> <li>• Medições em campo e laboratório</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Limite de cavitação inferior a 100 kPa;</li> <li>• Dificuldade com bolhas de ar.</li> </ul>

<b>Placas de Pressão</b>	Matricial	0-1500 kPa	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sem cavitação;</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Longo tempo necessário para equilíbrio;</li> <li>• Dificuldades com fenômenos de difusão;</li> <li>• Somente para ensaios em laboratório.</li> </ul>
<b>Papel Filtro</b>	Total ou Matricial	Todas as faixas de ensaio	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ampla faixa de aferição;</li> <li>• Baixo custo.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Dependência do usuário;</li> <li>• Usado geralmente em laboratório</li> </ul>
<b>Psicrômetro</b>	Total	100-8000 kPa	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ampla faixa de aferição;</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Baixa acurácia;</li> <li>• Necessidade de temperatura constante;</li> </ul>
<b>Sensores de condutividade elétrica</b>	Matricial	Normalmente entre 0-500 kPa, podendo atingir 1500 kPa	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Útil para areias e siltes;</li> <li>• Possibilidade de monitoramento automatizado;</li> <li>• Medições em laboratório e em campo.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sensível a solutos;</li> <li>• Necessidade de temperatura constante;</li> <li>• Longo tempo necessário para equilíbrio.</li> </ul>
<b>Sensores de condutividade térmica.</b>	Matricial	0-400 kPa	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Independe de solutos;</li> <li>• Possibilidade de monitoramento automatizado;</li> <li>• Medições em laboratório e em campo.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Longo tempo necessário para equilíbrio.</li> <li>• Baixa acurácia para sucções superiores a 170 kPa.</li> </ul>

### • Ensaio de Papel Filtro

O Ensaio de Papel Filtro é utilizado desde 1937, quando foi proposto por Gardner (1937). Em termos gerais, o ensaio consiste em relacionar a sucção de uma amostra de solo com o valor conhecido de um outro material, ao colocar ambos em um sistema isolado (Chandler & Gutierrez, 1986).

Ao manter uma amostra de solo úmido em contato com um material capaz de absorver umidade, haverá um intercâmbio de umidade até que seja atingido um equilíbrio. Se o material absorvente possuir uma curva característica conhecida, então, a sucção do solo é determinada em função da relação  $\psi \times \theta$  do segundo material. Gardner (1937) avaliou que o papel filtro se mostrou mais adequado para realizar esta correlação.



Marinho & Oliveira (2006) ressaltam que, ao atingir o equilíbrio, ambos os materiais apresentam o mesmo valor de sucção, porém valores de umidade distintos. Desta forma, o tempo para que seja atingido o estado de equilíbrio é de suma importância.

Ao executar este ensaio, é usual promover um fluxo de água do solo para o papel filtro, iniciando com o solo úmido e o papel seco. Segundo Marinho & Oliveira (2006), este movimento se dá de duas formas distintas: pelo movimento do líquido e pelo fluxo de vapor de água (Figura 5).

O vapor se movimenta quando existe um espaço entre os dois materiais, sendo necessário que as moléculas de água superem as sucções matricial e osmótica. Quando o ensaio é realizado desta forma, mede-se a sucção total do solo.

No caso do fluxo de água líquida, a movimentação ocorre através do contato direto entre o solo e o papel filtro, envolvendo também capilaridade. Desta forma, a sucção osmótica não age como um empecilho ao fluxo. Portanto, a água deve vencer apenas a sucção matricial, sendo esta a grandeza aferida ao utilizar esta metodologia.

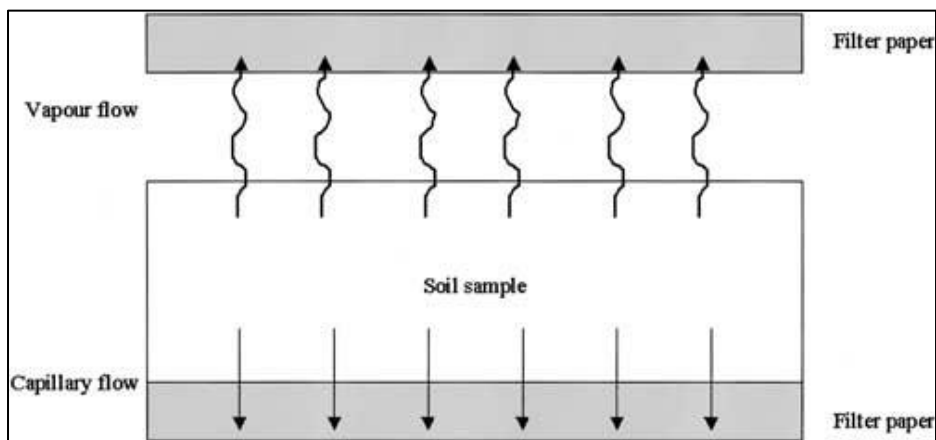


Figura 5 – Tipos de fluxo de água do solo para o papel-filtro (Marinho & Oliveira, 2006).

Para que haja correlação entre a sucção do solo e do papel filtro, é necessário encontrar a curva de calibração do papel. Diversos autores da literatura propuseram curvas características para os papeis mais utilizados para este ensaio (a saber: Whatman nº 42 ou Schleicher and Schuell nº 589). Marinho & Oliveira (2006) resumiram o resultado de alguns estudos para o papel Whatman nº 42 (Figura 6).

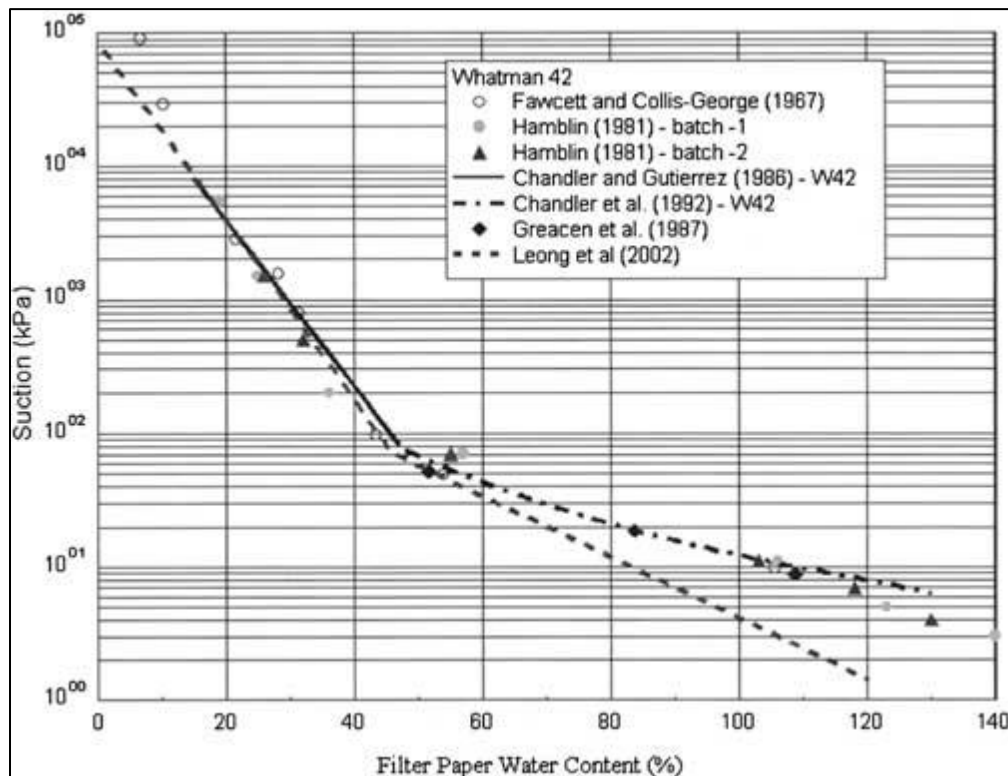


Figura 6 – Curvas de calibração para o papel filtro tipo Whitman nº 42 (Marinho & Oliveira, 2006).

Na prática, utiliza-se as expressões propostas por Chandler et al. (1992) para o papel Whitman nº 42, indicadas pela Eq. (22).

$$\begin{aligned}\psi &= 10^{6,05-2,48 \cdot \log w}, \text{ se } w > 47\% \\ \psi &= 10^{4,84-0,0622 \cdot w}, \text{ se } w \leq 47\%\end{aligned}\quad \text{Eq. (22)}$$

Por sua vez, para o papel Schleicher and Schuell nº 589 são utilizadas as equações apresentadas por ASTM (1994), vide Eq. (23).

$$\begin{aligned}\psi &= 10^{1,882-0,01202 \cdot w}, \text{ se } w > 54\% \\ \psi &= 10^{5,0656-0,0688 \cdot w}, \text{ se } w \leq 54\%\end{aligned}\quad \text{Eq. (23)}$$

Segundo a norma norte-americana para este ensaio (ASTM, 1994), a faixa de sucção capaz de ser aferida varia de 10 a 100.000 kPa.

Em relação ao tempo mínimo necessário para atingir o equilíbrio de sucção entre o solo e o papel filtro, ASTM (1994) recomenda que o ensaio dure, no mínimo, 7 dias para obtenção de sucções matriciais. Para aferição da sucção total, Marinho

(1994) apresenta uma metodologia que define o tempo mínimo de ensaio em função da faixa de valores de sucção desejadas (Tabela 2).

Tabela 2 – Tempo de Equilíbrio para medição de sucção total (Marinho, 1994).

Nível de Sucção Total (kPa)	Tempo de Equilíbrio sugerido
0 – 100	Não determinado, mas certamente maior que 30 dias
100 – 250	30 dias
250 – 1000	15 dias
1000 - 30000	7 dias

#### 2.1.6.2.

##### Curva Característica Solo-Água (SWCC)

A relação entre a sucção e a umidade do solo é dada, graficamente, pela Curva Característica Solo-Água (SWCC, sigla em inglês para *Soil Water Characteristic Curve*). Sua obtenção pode ser feita através dos métodos apresentados pela Tabela 1.

Dentre as importâncias da curva característica de um solo, podem ser listadas a governabilidade da capacidade de armazenamento e a previsão de propriedades do solo, como permeabilidade, ângulo de atrito e coeficientes de difusão e adsorção (Gens, 2010; Fredlund, 2006; Barbour, 1998).

Em termos gerais, a relação  $\psi \times \theta$  apresenta comportamento não linear e inversamente proporcional. Para valores muito baixo de sucção,  $\theta$  equivale ao valor da porosidade ( $n$ ) do solo, indicando que o solo segue saturado. O valor da sucção para o qual a umidade volumétrica começa a ser inferior à  $n$  recebe o nome de pressão de entrada de ar ( $\psi_a$ ).

Carvalho et al. (2015) apontam que  $\psi_a$  é a máxima sucção que os maiores poros do material são capazes de suportar sem que haja drenagem.

Para valores muito altos de sucção, a remoção de água dos poros se torna mais difícil. Associado a estes valores de carga de pressão, está a umidade residual do solo.

De forma sucinta, a forma da SWCC é expressa pela Eq. (24) e ilustrada pela Figura 7.

$$\begin{aligned}\theta &= n, \text{ se } \psi > \psi_a \\ \theta &= \theta(\psi), \text{ se } \psi \leq \psi_a\end{aligned}\quad \text{Eq. (24)}$$

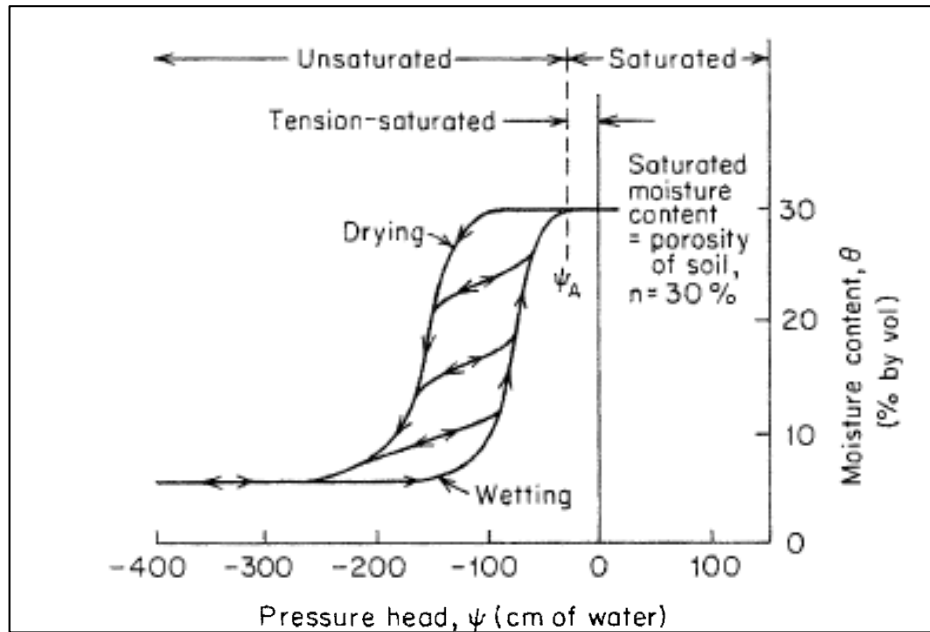


Figura 7 - Exemplo de SWCC típica (Freeze & Cherry, 1979).

Algumas propriedades intrínsecas do solo podem afetar o traçado da SWCC. A trajetória de secagem e umedecimento, a composição granulométrica e a estrutura do solo podem ser listadas como fatores influenciadores (Soares, 2005).

Freeze & Cherry (1979) ressaltam que a relação  $\psi \times \theta$  apresenta histerese, ou seja, a curva SWCC sofre modificações caso a análise seja feita por umedecimento ou secagem do solo. Conforme ilustrado pela Figura 7, em geral, a quantidade de água na curva de secagem se apresenta superior ao valor da curva de umedecimento para uma mesma sucção. Uma das causas da histerese da SWCC é o efeito *Ink Bottle* (Zhai et al., 2017).

Em relação à composição granulométrica, quanto mais granular e menos graduado for o solo, menor tende a ser o valor da pressão de entrada de ar. Ainda, a quantidade de água retida na saturação e  $\psi_a$  varia, tipicamente, proporcional à plasticidade do solo (Barbour, 1998; Fredlund & Xing, 1994).

A Figura 8 ilustra a influência da granulometria na curva de retenção de um solo.

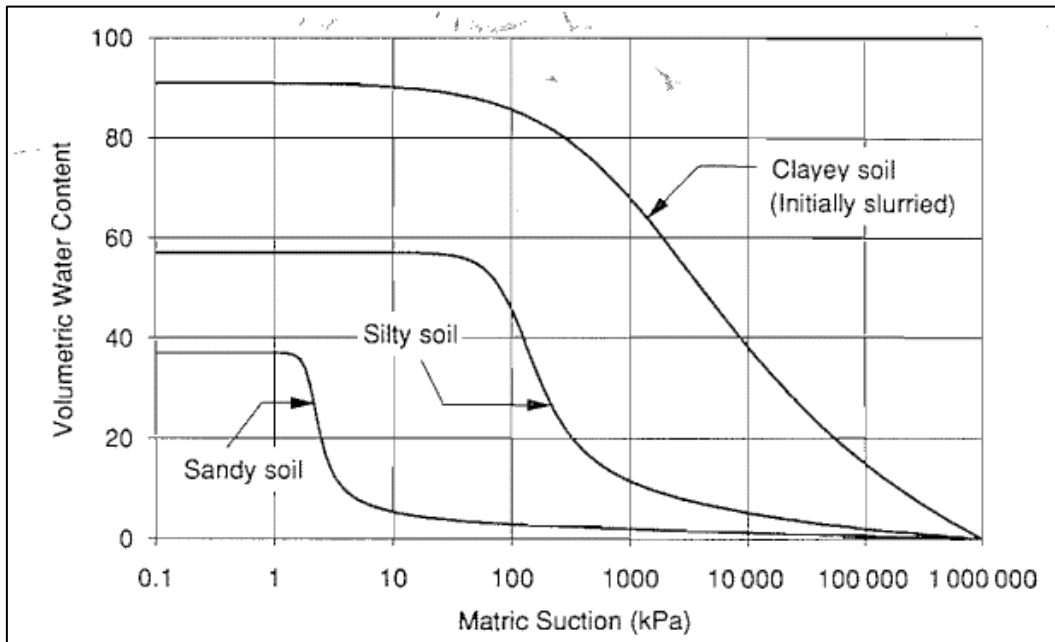


Figura 8 – SWCC típicos para areias, siltes e argilas (Fredlund & Xing, 1994).

Diversos autores propuseram equações que modelassem o comportamento das curvas de retenção dos solos (Fredlund & Xing, 1994; van Genuchten, 1980; Gardner, 1958; Brooks and Corey, 1964).

Destaca-se a relação  $\theta \times \psi$  proposta por Fredlund & Xing (1994), apresentada pela Eq. (25). Esta expressão, embora empírica, se baseia em uma distribuição estatística do tamanho dos poros.

Os autores propuseram uma faixa de sucção válida para utilizar a Eq. (25), sendo esta entre 0 e 1.000.000 kPa. No limite superior, o valor da umidade é levado a zero.

$$\theta(\psi) = \theta_s \left[ 1 - \frac{\ln \left( 1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left( 1 + \frac{10^6}{\psi_r} \right)} \right] \cdot \left[ \frac{1}{\ln \left( e + \left( \frac{\psi}{a} \right)^n \right)} \right]^m \quad \text{Eq. (25)}$$

Onde:

$\theta(\psi)$  = umidade volumétrica em um dado valor de sucção;

$\theta_s$  = umidade volumétrica saturada;

$\psi_r$  = valor de sucção correspondente à umidade residual [kPa];

$a$  = parâmetro de ajuste relacionado ao ponto de entrada de pressão de ar do solo [kPa];

$n$  = parâmetro de ajuste relacionado a taxa de extração de água após ultrapassar o ponto de entrada de ar;

$m$  = parâmetro de ajuste relacionado a umidade residual.

### 2.1.6.3.

#### Permeabilidade Não Saturada

Buckingham (1907) e Richards (1937) generalizaram a lei de Darcy para fluxo não saturado, modificando as cargas hidráulicas totais envolvidas, introduzindo efeitos de capilaridade, e alterando o coeficiente de proporcionalidade  $k$  para englobar os efeitos causados pela presença de ar nos poros.

Masrouri et al. (2008) destacam que a condutividade hidráulica em um meio poroso não saturado depende da estrutura e distribuição dos poros, além da quantidade de água presente no ponto e do histórico de saturação.

Desta forma, o maior valor que o coeficiente de permeabilidade pode assumir, para um dado solo, está vinculado à saturação completa do meio. À medida que a quantidade de água do solo diminui, a condutividade hidráulica também diminui. Sendo assim, a permeabilidade não saturada é uma função tanto da umidade quanto da sucção.

Visto que a permeabilidade não saturada é função das variáveis que compõem a curva de retenção, é de se esperar que a relação  $k_{ns} \times \psi$  também apresente histerese. Fredlund & Rahardjo (1993) ressaltam que embora a relação permeabilidade *versus* sucção seja modificada pelo histórico de drenagem e umedecimento do solo, a curva  $k_{ns} \times \theta$  apresenta redução acentuada na histerese.

A Figura 9 apresenta curvas típicas (SWCC e  $k_{ns} \times \psi$ ) para solos arenosos e silto-argilosos. Observa-se que  $k_{ns}$  apresenta valor igual à condutividade hidráulica saturada até próximo da pressão de entrada de ar. Após este ponto, nota-se uma queda acentuada no valor da permeabilidade (Carvalho et al., 2015).

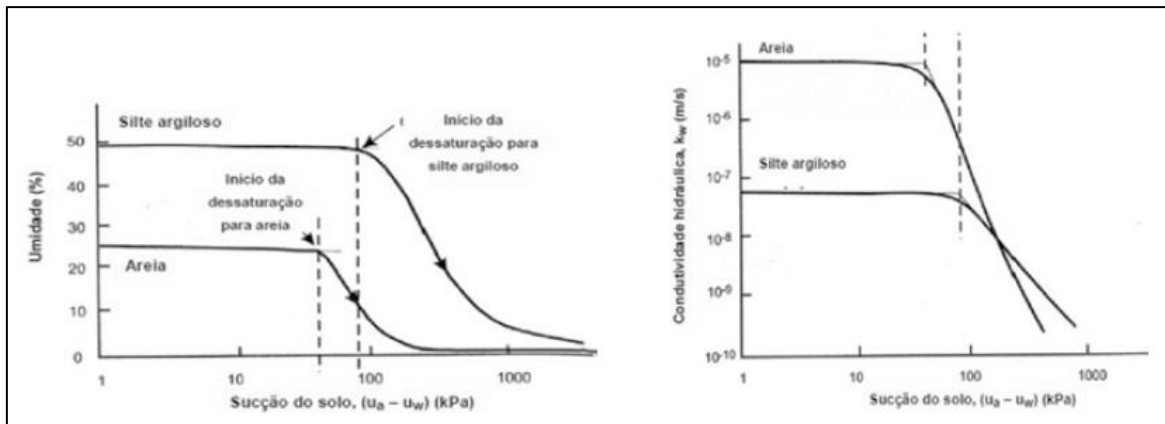


Figura 9 – Correlação entre a curva característica (a) e a permeabilidade não saturada (b) para uma areia e um silte argiloso (Carvalho et al., 2015).

A partir da Figura 9, é possível notar que, em condições de saturação parcial, é verossímil que um solo arenoso apresente permeabilidade inferior a um solo fino. Tipicamente, solos granulares possuem poros com diâmetros maiores quando comparados a solos finos. Este fato proporciona uma maior condutividade hidráulica para solos granulares saturados.

No entanto, poros com diâmetros maiores tendem a drenar mais facilmente sob sucções reduzidas, o que causa uma redução drástica na permeabilidade não saturada dos solos arenosos.

Por sua vez, solos argilosos e siltosos apresentam poros com menores diâmetros, o que dificulta a drenagem e permite que um volume de vazios maior permaneça preenchido com água quando submetido a cargas de pressões negativas, reduzindo paulatinamente a permeabilidade não saturada (Carvalho et al., 2015; Jury & Horton, 2004; Fredlund & Rahardjo, 1993).

A condutividade hidráulica não saturada pode ser determinada através de meios experimentais ou de correlações empíricas e estatísticas. Os ensaios utilizados para encontrar a permeabilidade não saturada podem adotar condições de fluxo permanente ou transiente.

Masrouri et al. (2008) resumiram os principais ensaios utilizados para determinar curvas que relacionam  $k_{ns}$  e o grau de saturação (Tabela 3). Uma característica dos ensaios listados pelos autores é a necessidade de realizar testes em amostras de solo com diferentes graus de saturação, formando, assim, uma curva ao final do ensaio.

Tabela 3 – Principais ensaios de laboratório para determinação da curva de condutividade hidráulica não saturada (Masrouri et al., 2008).

	Método	Vantagens	Desvantagens
<b>Fluxo Permanente</b>	Carga constante convencional	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Simples;</li> <li>• Permite o controle do estado de tensões.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Tempos de ensaios longos para solos de baixa permeabilidade.</li> </ul>
	Fluxo constante	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Simples;</li> <li>• Permite o controle do estado de tensões;</li> <li>• Mais rápido e mais preciso que o método de carga constante.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Necessita de bombas para manter o fluxo constante.</li> </ul>
	Centrífuga	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Tempo reduzido para medir valores baixos de <math>k_{ns}</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Necessidade de uma centrífuga;</li> <li>• Somente para solos densos e rígidos.</li> </ul>
<b>Fluxo Transiente</b>	<i>Outflow-Inflow</i>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mais rápido que técnicas de fluxo permanente;</li> <li>• Bom controle da massa de água que sai do corpo de prova;</li> <li>• Simples.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pouca comparação confiável com demais métodos;</li> </ul>
	Perfil instantâneo	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Simples;</li> <li>• Produz SWCC;</li> <li>• Bom para argilas (<math>30\% &lt; S &lt; 90\%</math>) e areias (<math>S &lt; 50\%</math>).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Baixo controle da massa de água;</li> <li>• Não há controle do estado de tensões;</li> </ul>
	Método térmico	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Simples;</li> <li>• Bom para valores baixos de saturação.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Tempo de ensaio longo;</li> <li>• Não há controle do estado de tensões;</li> <li>• Necessita de SWCC;</li> </ul>

Frente aos métodos apresentados pela Tabela 3, Fredlund et al. (1994) apontam que um modelo estatístico pode ser utilizado para estimar a função de condutividade hidráulica na porção não saturada do solo. Como informações de entrada para os modelos, faz-se necessário o conhecimento prévio da permeabilidade saturada e da curva de retenção do solo.



Diversos autores propuseram diferentes modelos para prever o comportamento das funções  $k(\psi)$  e  $k(\theta)$  (Fredlund et al., 1994; van Genuchten, 1980; Gardner, 1958; Brooks and Corey, 1964). Visto que  $\psi$  e  $\theta$  se relacionam através da SWCC, uma transformação entre as funções exige poucos passos algébricos.

Vale ressaltar a relação proposta por Fredlund et al. (1994), vide (Eq. (26)), que integra o domínio da curva de retenção do solo, que, por sua vez, deve ser baseada na equação proposta por Fredlund & Xing (1994) (Eq. (25)).

$$k(\psi) = \frac{\int_{\ln \psi}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^y} \cdot \theta'(e^y) dy}{\int_{\ln \psi_a}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi_a)}{e^y} \cdot \theta'(e^y) dy} \quad \text{Eq. (26)}$$

Onde:

$b = \ln(1000000)$ ;

$y$  = variável temporária para integração;

$\theta'$  = derivada da Eq. (25).

## 2.2.

### Erosão interna em barragens de terra

O fenômeno de erosão interna, juntamente com galgamento, se apresenta como uma das principais causas de colapso de barragens de terra (Sandroni, 2012), como será detalhado neste tópico.

Diversos fatores, tais como velocidades de fluxo excessivas, gradientes hidráulicos elevados e características intrínsecas ao solo podem causar o carreamento de partículas finas do interior do maciço, desencadeando, gradativamente, consequências para a estabilidade global da estrutura.

A seguir será abordado a importância do entendimento dos processos de erosão interna, apresentando-se suas principais características e mecanismos de ocorrência.

### 2.2.1.

#### Relevância da Erosão Interna na Engenharia de Barragens

A disciplina de engenharia de barragens cobre não só o período de construção de um barramento, envolvendo as etapas de projeto e execução, mas também a operação e manutenção das estruturas, tendo como um de seus objetivos a segurança em todas as etapas da vida de uma barragem.

Até as primeiras décadas do século XX, o conhecimento sobre a segurança de barragens era disperso. A partir de então, com o aumento dos estudos em mecânica dos solos e com a criação de comitês especializados, os números absolutos de acidentes catastróficos envolvendo barramentos reduziu consideravelmente (ICOLD, 2019).

De acordo com USBR (1987), os principais causadores de danos a uma barragem são os seguintes casos:

- Percolação excessiva e possível erosão interna na barragem ou em sua fundação;
- Fraturas longitudinais causadas por recalques diferenciais na interface entre diferentes materiais;
- Deterioração ou colmatação do sistema de drenagem;
- Perda de integridade do núcleo devido a trincas associadas a recalques;
- Galgamento;
- Fraturas perpendiculares causadas por recalques diferenciais entre a barragem e suas ombreiras ou fraturamento hidráulico.

Visando avaliar estatisticamente as principais causas de acidentes e rupturas em barragens, Foster et al. (2000) coletaram informações de grandes barragens localizadas na América do Norte, Europa e Oceania.

Dentre seu espaço amostral, considerando dados até 1986, 48,4 % das rupturas se deram por galgamento, 46,1 % por erosão interna e 1,6 % por deslizamentos, conforme apresentado pela Tabela 4.

Tabela 4 – Estatística de ruptura de grandes barragens até 1986 (Foster et al., 2000).

Modo de ruptura	Nº de Casos		% Ruptura		Frequência média de ruptura (x10-3)	
	Rupturas	Rupturas em operação	Rupturas	Rupturas em operação	Rupturas	Rupturas em operação
<b>Galgamento</b>	62	55	48,4	47,0	5,5	4,9
<b>Erosão interna</b>	59	57	46,1	48,7	5,3	5,1
<b>Deslizamentos</b>	7	5	5,5	4,3	6,3	4,5
<b>Desconhecido</b>	8	7				
<b>Total</b>	136	124			12,2 (1,2%)	11,1 (1,1%)

Desta forma, os desdobramentos de processos erosivos internos são a segunda principal causa de acidentes catastróficos envolvendo barragens, sendo superado por pouco por casos de galgamento.

Dentre os casos de ruptura por erosão interna, Foster et al. (2000) ainda destacam que cerca de 60 % das rupturas ocorrem no primeiro ano após a construção da barragem, enquanto 50 % dos acidentes menos graves ocorrem nos primeiros 9 anos de operação, conforme ilustrado pela Figura 10.

Vale ressaltar algumas características recorrentes nos casos de rupturas devido a erosão interna. Foster et al. (2000) apontam que barragens de terra homogênea são mais suscetíveis a acidentes, apresentando frequência de acidentes cinco vezes superior à média de todas as barragens em conjunto.

No caso de seções de terra homogênea, os autores apontam como reincidentes os casos de erosão interna em pontos próximos a tubulações no interior dos maciços, regiões de má compactação e presença de materiais dispersivos.

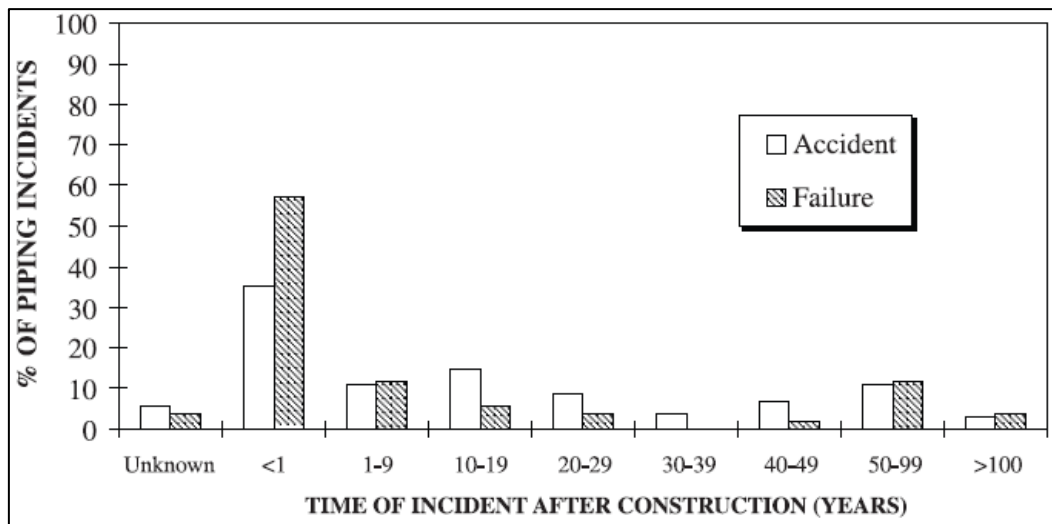


Figura 10 – Tempo após a construção da barragem de ocorrência de erosão interna (Foster et al., 2000).

### 2.2.2.

#### Mecanismos da Erosão Interna

Fell et al. (2003) propõem uma divisão do processo de erosão interna em quatro fases: início, continuação, formação de tubos e abertura de brechas. Cada etapa, conforme detalhada em Foster e Fell (1999), encontra-se descrita a seguir.

#### 2.2.2.1.

##### Início do Processo Erosivo

A instauração de um processo erosivo no interior do maciço de uma barragem de terra está intimamente correlacionada à concentração de linhas de fluxo ou vazamentos.

A concentração do fluxo em um determinado ponto pode ocorrer devido aos seguintes fatores:

- Presença de trincas, horizontais ou verticais, no núcleo do barramento, geradas por fraturamento hidráulico, recalques diferenciais ou solos compressíveis;
- Zonas de maior permeabilidade, ocasionadas por falhas na compactação do material durante a construção ou uma lente de solo mais permeável;

- Contato solo-estruturas contendo zonas de permeabilidade mais elevada.

Os autores destacam também a influência da presença de um descarregador de fundo no desencadeamento de processos erosivos. Neste caso, *pipings* podem ocorrer devido a fuga de água da tubulação subsuperficial, erosão nas paredes do descarregador de fundo ou erosão no contato entre o solo do aterro e a tubulação.

Ainda, problemas envolvendo descarregadores de fundo são mais suscetíveis a ocorrer em barragens de terra homogênea, durante o primeiro ano de operação ou após 50 anos de uso.

Além disso, forças de percolação podem promover uma desagregação de partículas finas da matriz sólida, que, por sua vez, são carregadas pela percolação. Tal fenômeno é tido como uma instabilidade interna do solo.

#### **2.2.2.2.**

#### **Continuação do Processo Erosivo e Formação de Tubos**

A continuação do processo erosivo está relacionada à formação e ampliação do “tubo”. A continuação do processo é afetada pela capacidade de suporte da geratriz superior do “tubo”, ou seja, se o caminho preferencial permanecerá aberto ou não, e pelo seu potencial de alargamento.

Foster e Fell (1999) indicam que a principal característica de um solo que dita a sustentação de “tubos” no interior do solo é a porcentagem de finos do material. Quanto maior a fração fina do solo, maior o potencial de suporte do topo dos “tubos”.

Por outro lado, o potencial de aumento da seção do “tubo” é ditado por características físicas da barragem, como a presença de zoneamentos e elementos filtrantes e impermeabilização na face de montante, além de características intrínsecas ao próprio solo do aterro, como capacidade de autopreencher os “tubos” com partículas finas e sua erodibilidade.

### **2.2.2.3.**

#### **Formação de Brechas**

Foster e Fell (1999) elencam quatro mecanismos potenciais de formação de brechas: (i) aumento da seção dos “tubos”, (ii) galgamento devido a abatimento da crista, (iii) erosão superficial no talude de jusante e (iv) instabilidade do talude de jusante.

### **2.2.3.**

#### **Solos Suscetíveis a Erosão Interna**

Os processos erosivos têm início quando tensões de cisalhamento induzidas pelo fluxo de um fluido sobre uma superfície alcançam valores suficientemente elevados para carrear partículas (Passwell, 1973).

Partindo desta definição, o comportamento de solos granulares frente a processos erosivos pode ser determinado em função da resistência ao cisalhamento dos grãos. Neste tipo de solo, a erosão se dá quando os esforços de cisalhamento superam as resistências de deslizamento e de rolagem de cada partícula (Lim, 2006).

Briaud et al. (2001) compilaram dados de estudos pretéritos sobre erosão superficial que relacionam a tensão crítica ( $\tau_c$ ) com o diâmetro médio das partículas ( $D_{50}$ ), conforme apresentado pela Figura 11.

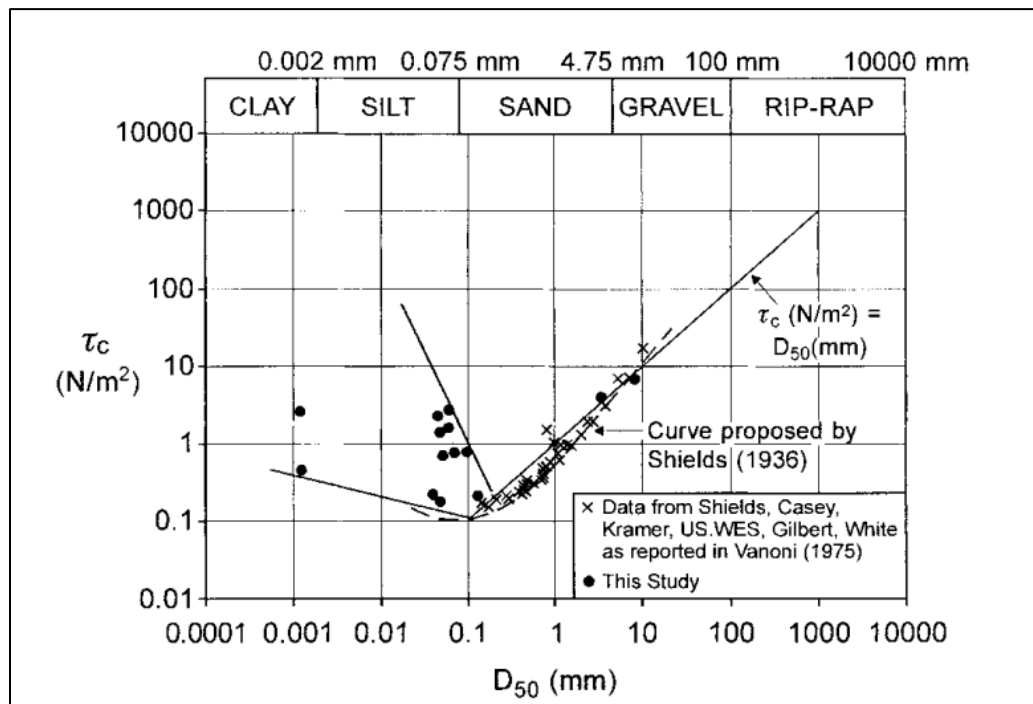


Figura 11 - Tensão crítica versus diâmetro médio dos grãos (Fonte: Briaud et al., 2001).

Em contrapartida, em solos com granulometria mais fina, os processos erosivos se tornam mais complexos, uma vez que entram em cena forças coloidais entre as partículas, influenciadas pela distribuição granulométrica e composição mineralógica do solo, além das propriedades químicas da água nos poros (Passwell, 1973).

Quanto a processos erosivos internos em barragens, segundo Perry (1975), autores de meados do século XX assumiam que as principais características relacionadas à resistência à erosão estavam relacionadas a parâmetros intrínsecos do solo e aos métodos construtivos adotados.

Sherard (1953) propõe três categorias de resistência a erosões regressivas:

- **Categoria 1:** Grande resistência contra *piping*, permite que ações corretivas sejam tomadas para evitar a abertura de brechas;
- **Categoria 2:** Resistência intermediária contra *piping*, pequenas concentrações de fluxo podem levar à ruptura da barragem após longo período de tempo;
- **Categoria 3:** Pouca resistência contra *piping*, rompe em poucos anos após o primeiro enchimento, caso haja caminhos preferenciais de fluxo no talude de jusante.

Segundo o autor, espera-se que propriedades físicas do solo (como coesão, a permeabilidade da fração fina, o grau de uniformidade) e o grau de compactação do aterro sejam determinantes na resistência à erosão interna em uma barragem.

A Figura 12 apresenta a influência do índice de plasticidade na resistência contra erosões regressivas.

Destaca-se que solos com  $IP < 6$  estão inseridos na Categoria 3. Já a Categoria 1 apresentam  $IP > 15$ . Por sua vez, a Categoria 2 contém os valores intermediários. Ainda, é possível inferir a partir da Figura 12 que, dado um índice de plasticidade, a resistência varia diretamente proporcional ao limite de liquidez.

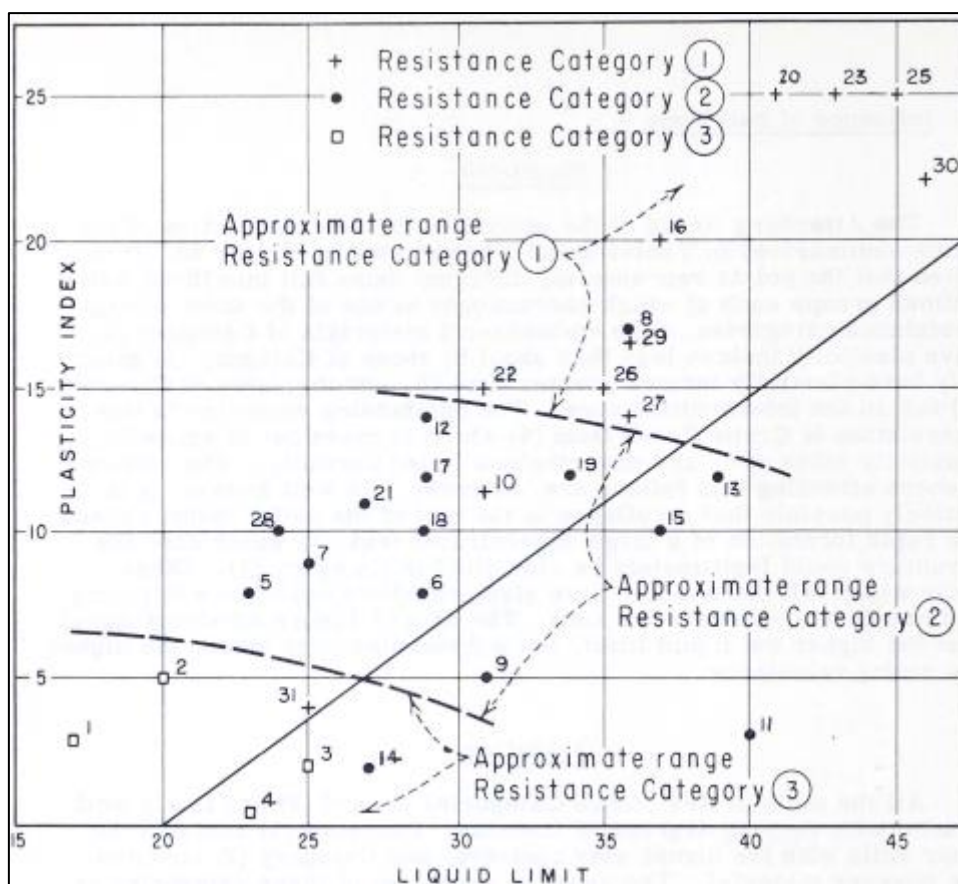


Figura 12 – Influência do índice de plasticidade na resistência contra *piping* (Fonte: Sherard, 1953).

Em relação à granulometria, Sherard (1953) observa que as Categorias 1 e 2 apresentam solos bem graduados com percentual de finos variados, sendo a primeira com maior porcentagem de argila e a segunda com maior fração grossa.

No tocante ao método executivo dos aterros, Sherard (1953) aponta que a compactação em camadas pouco espessas e umidade próxima à umidade ótima



promovem um ganho de resistência contra *piping* em solos de Categoria 3. Nas 31 barragens analisadas pelo autor, não foi possível verificar um ganho significativo de resistência a partir do grau de compactação das Categorias 1 e 2.

Em uma outra abordagem, a avaliação da estabilidade interna de um determinado solo pode prever a ocorrência de carreamento de finos frente a forças de percolação.

Foster e Fell (1999) destacam que a instabilidade interna é mais provável de ocorrer em solos com curvas granulométricas descontínuas, ou más distribuídas (*gap-graded*), ou bem graduadas com caudas suaves na fração fina, conforme ilustrado pela Figura 13.

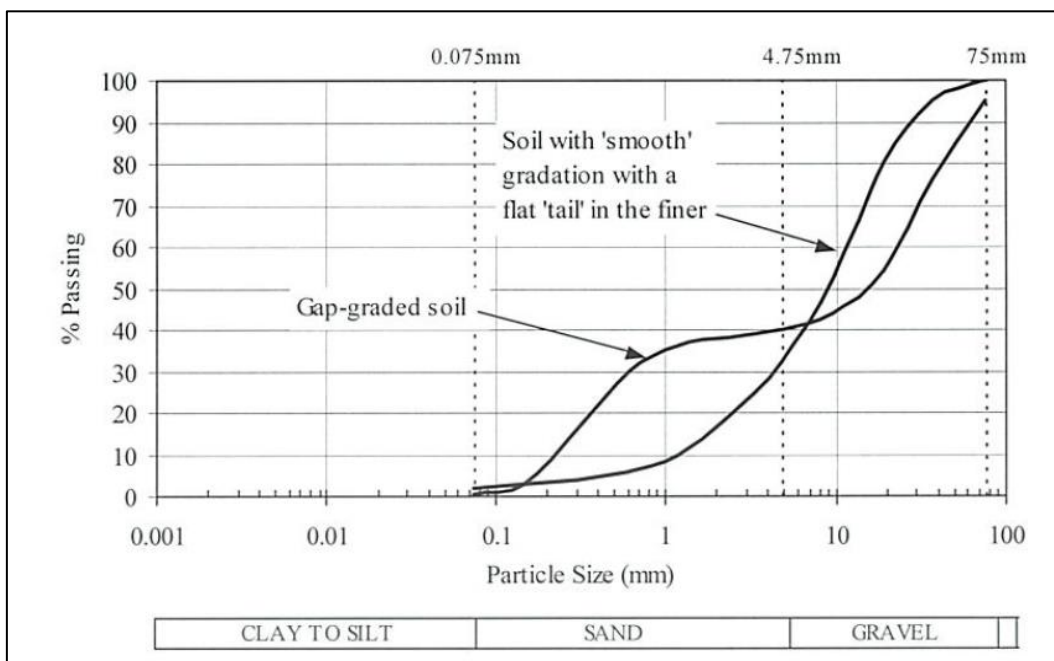


Figura 13 - Solos suscetíveis a carreamentos de finos (Fonte: Foster e Fell, 1999).

Na literatura técnica, existem diversos critérios aplicados a avaliação de estabilidade interna de solos (De Mello, 1975; Kenney e Lau, 1985; Kezdi, 1979; Sherard, 1979; Li e Fannin, 2008). Destaca-se, a seguir, os métodos propostos por De Mello (1975) e por Kenney e Lau (1985).

De Mello (1975), com base nos critérios de filtro estabelecidos por Terzaghi, concluiu que para solos com granulometrias descontínuas, é possível decompor suas curvas granulométricas em duas, separando as frações mais grossas e mais finas a partir de um ponto do arbitrário do gráfico

Para que um solo seja internamente estável, o diâmetro equivalente a 15 % ( $D_{15}$ ) da curva com o material mais grosso, deve ser, no máximo, entre 4 e 5 vezes maior que o diâmetro equivalente a 85 % ( $d_{85}$ ) da curva que considera a fração mais fina do mesmo solo.

A Figura 14 ilustra a metodologia proposta por De Mello (1975).

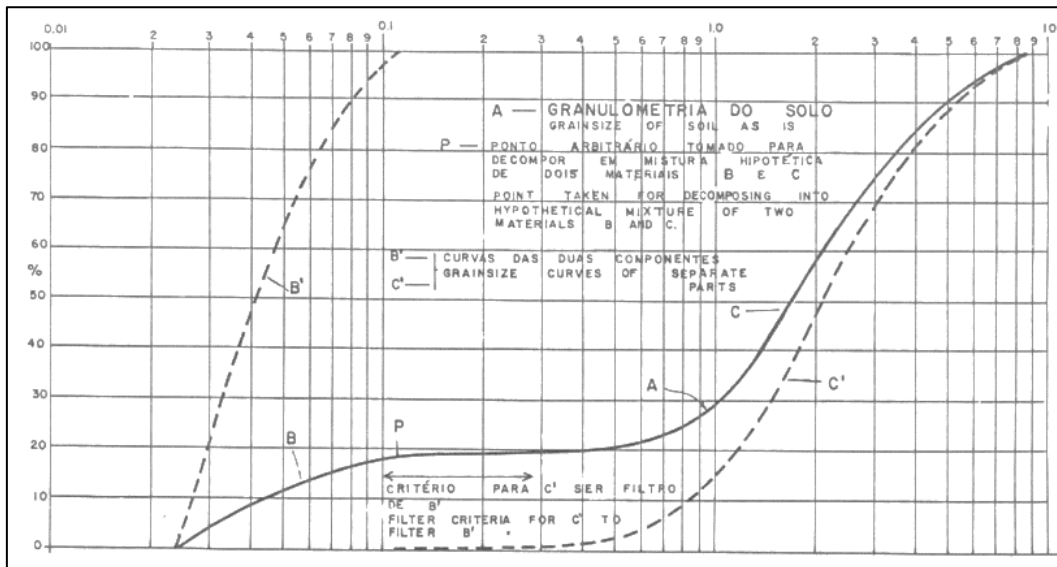


Figura 14 - Análise da curva granulométrica para verificar a estabilidade interna de solos (De Mello, 1975).

Ainda avaliando a estabilidade interna dos solos, Kenney e Lau (1985) estabeleceram uma metodologia, também em função da curva granulométrica do solo, para avaliar o seu potencial de instabilidade.

Os autores propuseram duas variáveis: F e H. A primeira corresponde a uma determinada porcentagem passante (eixo vertical) da curva granulométrica, associado a um diâmetro de partícula D. A segunda, equivale à fração passante entre o diâmetro correspondente a H e um diâmetro quatro vezes maior ( $4D$ ).

Plota-se um gráfico com os pares (F,H) obtidos ao longo da curva granulométrica do material, conforme explicitado pela Figura 15.

A partir da curva H x F, Kenney e Lau indicam que solos bem graduados (com coeficientes de não uniformidades  $C_u$  superiores a 3) apresentam instabilidade interna caso a razão  $H/F$  seja inferior a 0,75 para  $F < 20$  %. No caso de solos mal graduados ( $C_u < 3$ ), são esperadas instabilidades internas caso  $H/F < 0,75$  para  $F < 30$  %.

De forma gráfica, o critério de estabilidade interna de Kenney e Lau (1985) está apresentado na Figura 16.

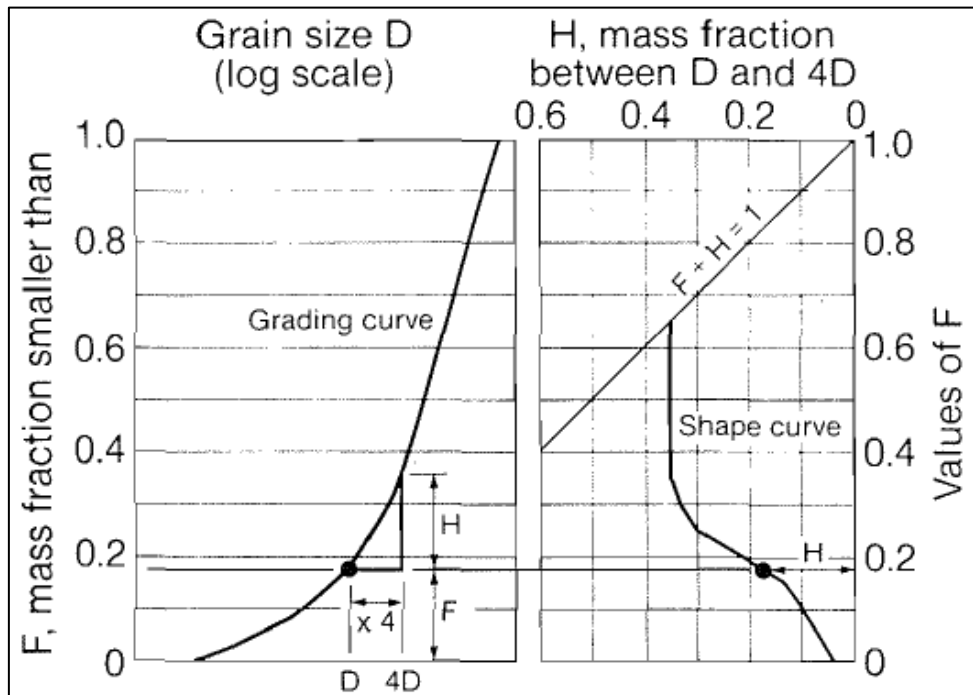


Figura 15 – Obtenção de pares (F,H) a partir de uma curva granulométrica (Kenney e Lau, 1985).

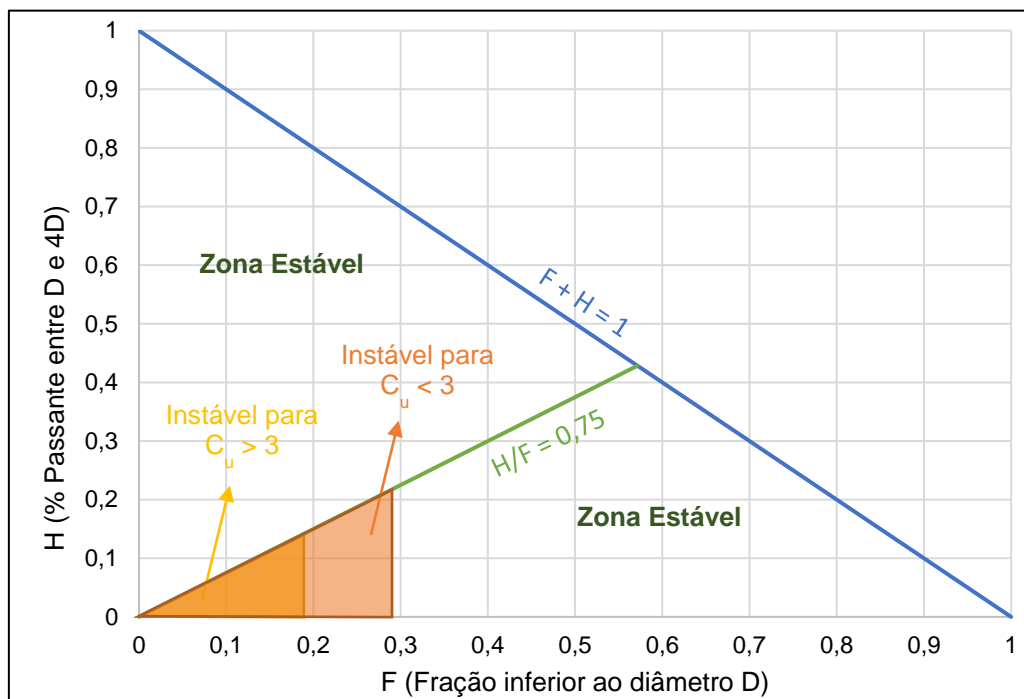


Figura 16 - Critério de Estabilidade (Adaptado de Kenney e Lau, 1985).

#### 2.2.4.

#### Influência de gradientes hidráulicos em erosões internas

Conforme descrito no tópico 2.1.2, o gradiente hidráulico se apresenta como a principal variável de problemas que envolvem fluxo subterrâneo, uma vez que, a depender do sentido de atuação do gradiente, este pode aumentar ou diminuir as tensões efetivas do solo (Pinto, 2006).

Quando forças de percolação anulam as tensões efetivas, atua, neste instante, o gradiente hidráulico crítico ( $i_{cr}$ ). Em uma abordagem macroscópica,  $i_{cr}$  pode ser calculado a partir da Eq. (27).

$$i_{cr} = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_w} \quad \text{Eq. (27)}$$

Onde:

$\gamma_{sub}$  = peso específico submerso do solo;

$\gamma_w$  = peso específico da água.

A ocorrência de gradientes críticos em solos arenosos causa os fenômenos de areia movediça. Entretanto, esta condição só ocorre caso o sentido do gradiente seja oposto ao sentido das forças gravitacionais, ou seja, apenas em fluxos verticais ascendentes. Nestes casos, espera-se que o valor de  $i_{cr}$  se aproxime da unidade, uma vez que o peso submerso das areias é, tipicamente, semelhante ao peso específico da água (Pinto, 2006).

Perzmaier et al. (2007) ressaltam que erosões internas, em solos não coesivos, podem ocorrer em valores de gradientes hidráulicos inferiores aos necessários para anular as tensões efetivas. Para estudar este cenário, faz-se necessário avaliar o processo em escalas menores, onde cargas hidráulicas atuando em uma única partícula podem superar a resistência ao arraste.

Ao longo da segunda metade do século passado, ensaios de laboratório foram implementados para avaliar o gradiente hidráulico crítico responsável por originar os processos de erosão interna.

Van Beek et al. (2015) ressaltam que a maior parte dos experimentos realizados apresentam configuração bidimensional, sendo que erosões tendem a ocorrer em concentrações de fluxo em direção ao ponto de saída em uma geometria

tridimensional. Desta forma, ao considerar a terceira dimensão, os gradientes críticos diminuem em comparação com análises 2D.

Richards & Reddy (2012) destacam que o carreamento de finos acarreta uma diminuição do valor do gradiente hidráulico crítico.

Os testes realizados em areias por Van Beek et al. (2015) apontam que a continuação dos processos erosivos cessa após um determinado tempo quando o solo não sofre aumento no gradiente hidráulico, sendo necessário um incremento na diferença de carga para permitir a formação de tubos internos.

Van Beek et al. (2015) destacam que o gradiente crítico aumenta com o coeficiente de não uniformidade ( $C_u$ ) e a densidade relativa, apesar de ser difícil avaliar cada parâmetro independentemente.

Os autores também observaram a formação de tubo em direções aleatórias, com poucas estruturas se encaminhado para montante, somente após o incremento no gradiente aplicado nas amostras.

Ainda, Van Beek et al. (2015) sugerem que o ponto de início da formação do tubo (consequentemente do início do *piping*) é uma singularidade, e, teoricamente, o gradiente hidráulico local tende ao infinito.

Em experimentos feitos em laboratório por Bonelli et al. (2007), foi observado que o valor do gradiente hidráulico necessário para gerar erosão interna varia com os seguintes parâmetros: porosidade, tensão de confinamento e porcentagem de argila.

Diversas tentativas de correlação entre parâmetros de erosão e propriedades geotécnicas e químicas dos solos foram realizadas. Nestes estudos, foi observado que a resistência a erosão é diretamente proporcional ao peso específico seco e a porcentagem de argila do solo Bonelli et al. (2007).

No entanto, a influência de parâmetros como índice de plasticidade, limite de liquidez, resistência ao cisalhamento e a salinidade do solo não se apresentam nitidamente. Dada a interdependência destes parâmetros, Bonelli et al. (2007) destacam que a resistência à erosão dificilmente é representada de forma precisa por expressões algébricas que envolvam estes parâmetros.

### 2.2.5.

#### Influência da vegetação em erosões internas

Inicialmente, vale destacar o trabalho de Babu & Vasudevan (2008). Os autores avaliaram a influência da porcentagem de fibras de coco em amostras de solos na velocidade de percolação. Os solos considerados foram uma areia de granulometria entre 0,075 e 2 mm, um solo vermelho com diâmetro máximo de 1,18 mm e uma mistura destes dois solos em proporção 1:1.

Em todos os casos, a velocidade do fluxo para um mesmo gradiente hidráulico reduziu com o aumento da porcentagem de fibras. Além disso, o gradiente hidráulico crítico varia diretamente proporcional à fração de fibras existente nas amostras, como pode ser observado na Figura 17.

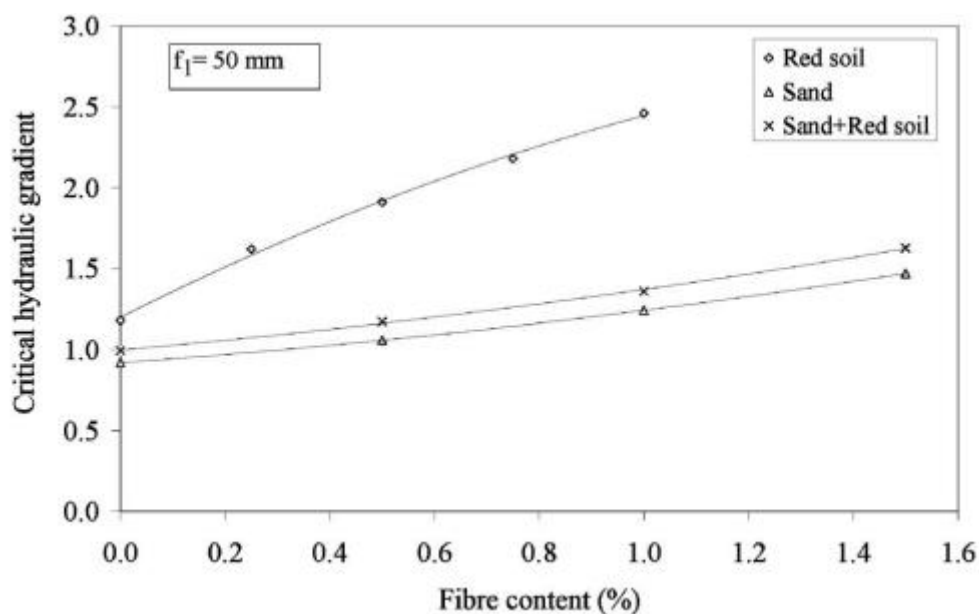


Figura 17 – Gradiente hidráulico crítico em função da fração de fibra em diferentes tipos de solos (Fonte: Babu & Vasudevan, 2008).

As fibras consideradas por Babu & Vasudevan (2008) podem ser interpretadas como raízes fibrosas de plantas. A partir desta consideração, Bernatek-Jakiel et al. (2017) avaliaram a influência das raízes de diferentes tipos de vegetação na formação de processos de erosão interna.

Estes autores realizaram ensaios tipo *pinhole* para determinar a influência das raízes de gramas em solos arenosos no desenvolvimento de processos de erosão interna. Os autores encontraram uma relação inversamente proporcional entre a

densidade de raízes e a taxa de erodibilidade em uma determinada amostra. Ainda, para solos com baixa concentração de finos, os ensaios indicaram que uma densidade de raízes superior a  $0,5 \text{ kg/m}^3$  é suficiente para reduzir as taxas de erosão interna em 50 %.

No entanto, não são todos os tipos de planta que geram esse tipo de raiz e, conseqüentemente, este aumento na resistência ao *piping*.

Aubertin (1971) e Sidle et al. (2001) destacam que raízes maiores podem atuar como caminhos preferenciais de escoamento, permitindo maiores velocidades de escoamento.

Ainda, plantas que geram raízes mais profundas podem levar a uma oscilação da cota do nível d'água, criando ciclos de umedecimento e ressecamento em função do balanço de evapotranspiração e precipitação. Dependendo do comportamento do solo em função da variação de umidade, trincas de ressecamento podem ser formadas, criando caminhos preferenciais de fluxo que podem levar à formação de *piping* (García-Ruiz et al., 1997; Higgins & Schoner, 1997).

Por fim, Aubertin (1971) destaca que o crescimento de raízes espessas no interior do solo atua de forma similar à uma compactação, diminuindo o índice de vazios na região imediatamente em contato com o elemento, conseqüentemente reduzindo a permeabilidade no local. Caso a raiz entre em processo de decomposição, a mistura entre o solo e a matéria orgânica originada é capaz de sustentar a presença de pequenos condutos que permitem o aumento local da velocidade de percolação.

### **3**

## **Objeto de estudo**

A partir dos conceitos apresentados nos capítulos anteriores e com base na metodologia proposta no capítulo 4, este trabalho irá avaliar as possíveis causas do surgimento de um processo de carreamento de finos iniciado em uma barragem de terra homogênea, a Barragem X.

### **3.1.**

#### **Barragem X**

O objeto de estudo deste trabalho, a Barragem X, é constituída por um barramento de terra homogênea em formato de “L” visto em planta, com dois diques (nomeados Sul e Leste), utilizada para abastecimento de água de um empreendimento privado.

A Barragem X possui altura máxima de aproximadamente 10 m. Seu reservatório possui capacidade operacional de cerca de 160.000 m<sup>3</sup>.

A Figura 18 apresenta um levantamento topográfico realizado na estrutura, enquanto dos tópicos a seguir detalham as estruturas da Barragem X.

#### **3.1.1.**

##### **Características físicas**

- **Talude de Montante**

O talude de montante apresenta inclinação de 1(V):3(H). Os taludes não apresentam impermeabilização. Como proteção de face de montante, existe, nas porções mais elevadas do talude, um revestimento de concreto com aproximadamente 4,2 m de extensão.

Em alturas intermediárias, existem linhas de blocos embricados em uma camada de concreto. Tais estruturas atuam como quebra-onas durante o enchimento do reservatório



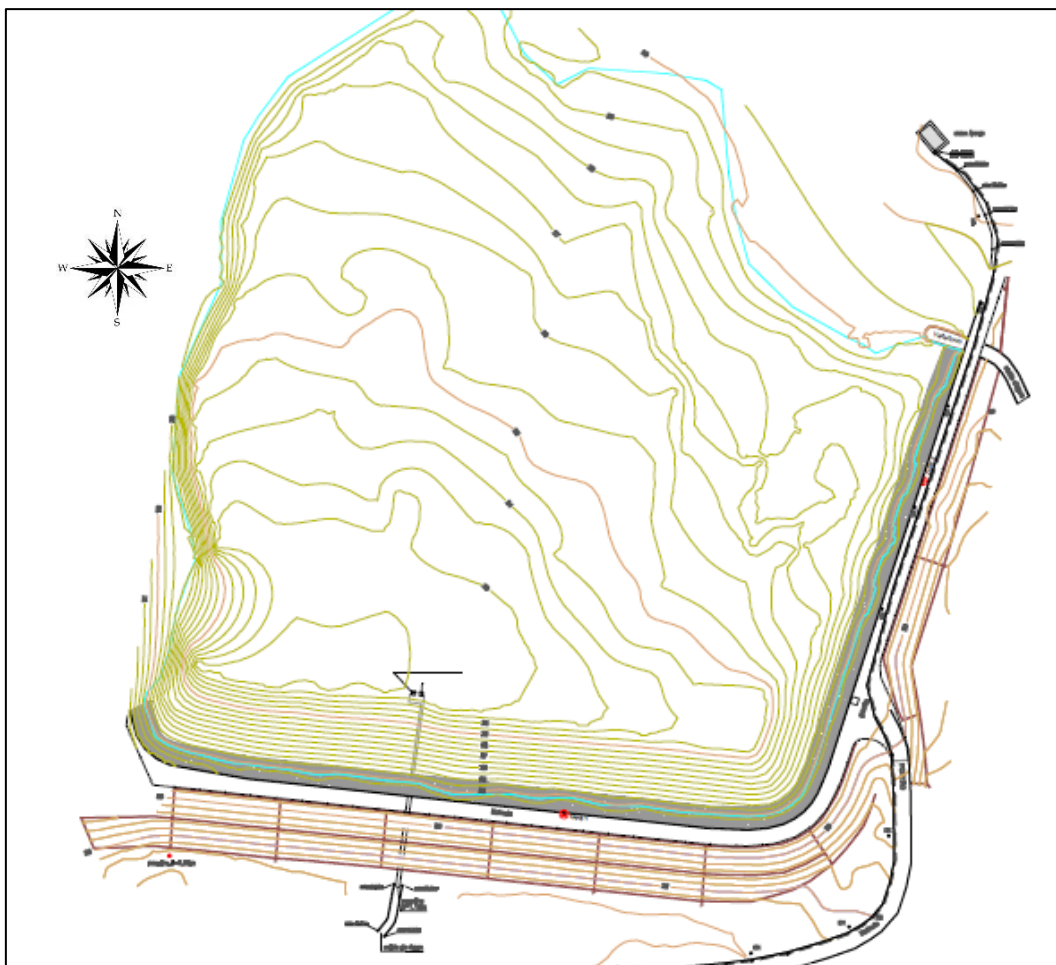


Figura 18 - Planta baixa de levantamento topográfico da Barragem X (adaptado de Viana et al., 2015).

Vale ressaltar, ainda, que os pilares de sustentação do acesso ao controle da comporta do descarregador de fundo se encontram apoiados no talude de montante do Dique Sul.

A Figura 19 ilustra as estruturas presentes no talude de montante da Barragem X.



Figura 19 - Estruturas presentes no talude de montante da Barragem X (Fonte: Viana et al., 2015).

- **Talude de Jusante**

O talude de jusante apresenta inclinação 1(V):2(H). Atualmente, encontra-se revestido por gramíneas na porção superior. Na metade inferior do talude, existe um filtro invertido, implementado ao longo de 2020 para conter o processo de carreamento de finos detectados.

Ainda, os taludes do Dique Sul contam com canaletas em concreto de drenagem pluvial na crista, no pé e em meia altura, enquanto no Dique Leste, devido a sua menor altura, há somente dispositivos hidráulicos na crista e no pé. Além disso, existem descidas hidráulicas a cada 30 m.

A Figura 20 apresenta o talude de jusante da Barragem X.



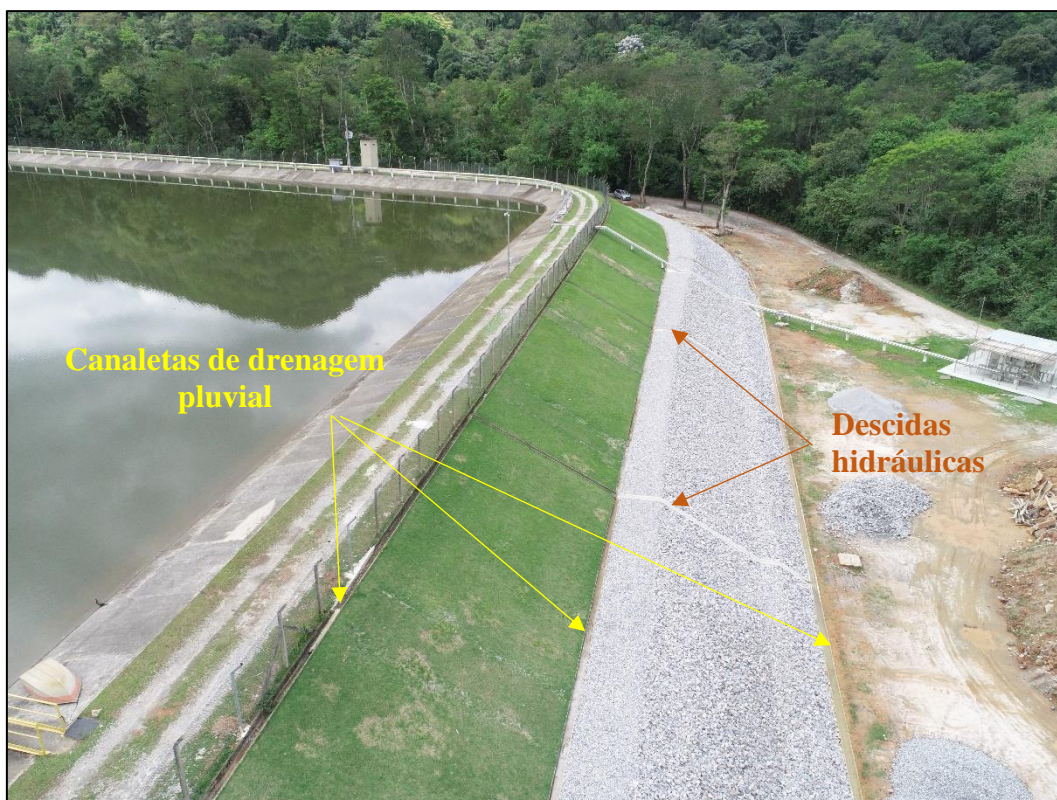


Figura 20 - Vista aérea do talude de jusante do Dique Sul (Fonte: Viana et al., 2020).

- **Crista da barragem**

A crista da Barragem X apresenta largura média de 5 m. Majoritariamente, apresenta revestimento de gramíneas e de brita nas trilhas de rodas, tal como ilustrado pela Figura 21.

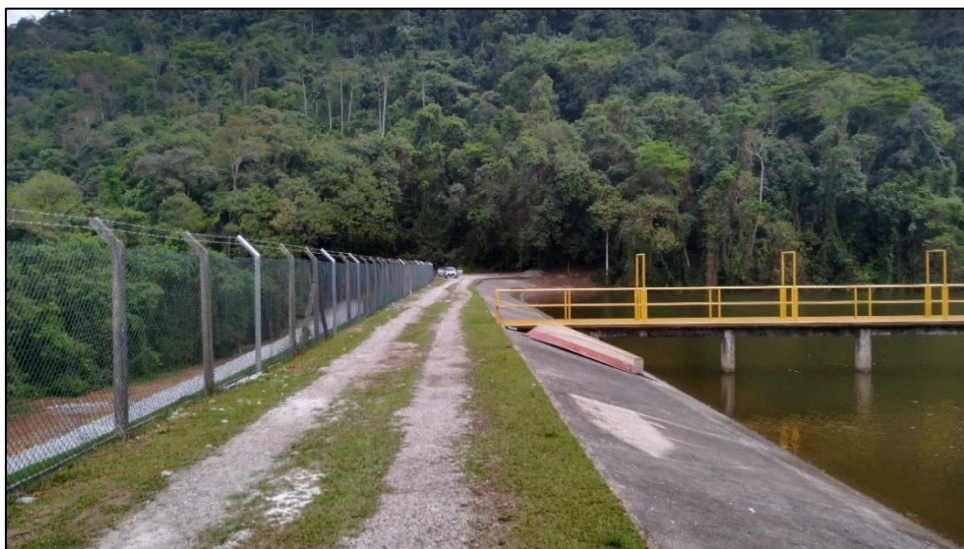


Figura 21 - Crista da Barragem X (Fonte: Viana et al., 2020).

- **Reservatório**

O reservatório da Barragem X apresenta capacidade operacional de cerca de 165.803 m<sup>3</sup> de armazenamento em uma área inundada de 40.915,47 m<sup>2</sup>. Suas estruturas limítrofes são os diques do barramento, a leste e a sul, e encostas vegetadas a oeste e norte.

A adução do reservatório é feita por meio de uma estrutura de concreto no curso natural do rio responsável por desviar parte do fluxo de água para o canal de adução, dotado de uma comporta de abertura manual. O excedente segue por um canal de segurança situado à leste da barragem.

Em relação aos seus dispositivos de saída, a barragem conta com um vertedouro de soleira livre, localizado no Dique Leste, em formato de “bico de pato”, e um descarregador de fundo, situado no Dique Sul. Junto com este, existem as tomadas de água responsáveis pela captação que será conduzida ao empreendimento, localizado a jusante.

### 3.1.2.

#### **Histórico**

Atualmente, não existem registros técnicos sobre a construção do barramento, tais como projeto básico ou executivo. No entanto, através de fotografias feitas entre dezembro de 1970 e junho de 1972 é possível avaliar alguns métodos construtivos adotados para a execução da barragem.

Foram registradas a execução do *cutoff* no Dique Sul, que se estima ter aproximadamente 10 m de largura e 3 m de profundidade. É possível notar que a escavação da trincheira de vedação fora realizada em solo residual. Também, nota-se a ausência de um núcleo argiloso ou espaldares filtro-drenantes durante a construção dos diques, indicando a sua composição de terra homogênea.

A Figura 24 sintetiza as imagens tomadas durante a construção da Barragem X. Infere-se, a partir desta figura, que a construção da Barragem X tenha durado cerca de um ano e meio e que a estrutura está próxima aos 50 anos de idade.

Nota-se que não existem registros de acompanhamentos geotécnicos na Barragem X anteriores à 2015, quando o atual empreendedor do barramento assumiu a responsabilidade jurídica pelo local.



Em vistorias de campo realizadas em junho/2015 por Viana et al. (2015), os taludes de jusante de ambos os diques da Barragem X se apresentaram tomados por vegetação, variando de gramíneas a árvores de grande porte (Figura 22). Também foram avistados alguns exemplares de árvores na crista do barramento, vide Figura 23.

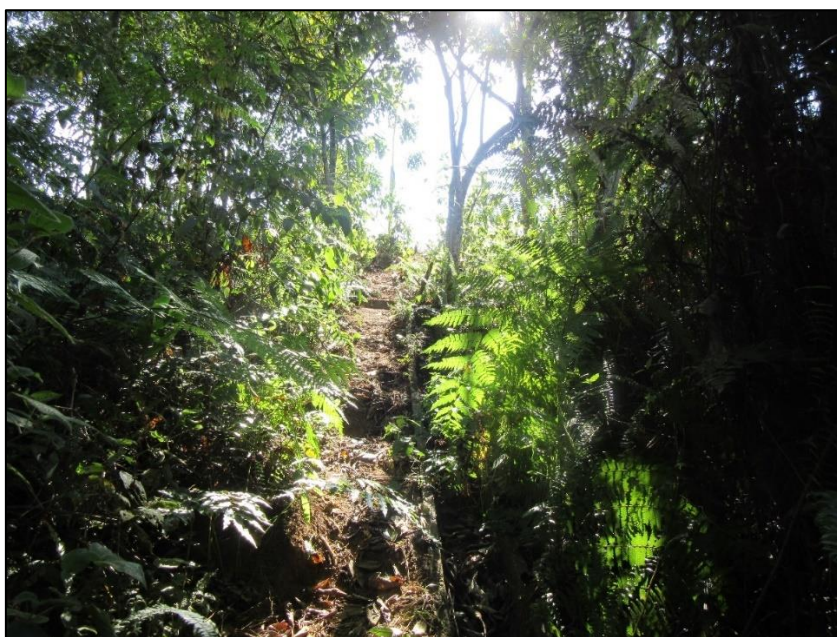


Figura 22 - Talude de jusante do Dique Sul da Barragem X tomada por vegetação, em junho/2015 (Fonte: Viana et al., 2015).



Figura 23 - Presença de árvores na crista da Barragem X, em junho/2015 (Fonte: Viana et al., 2015).

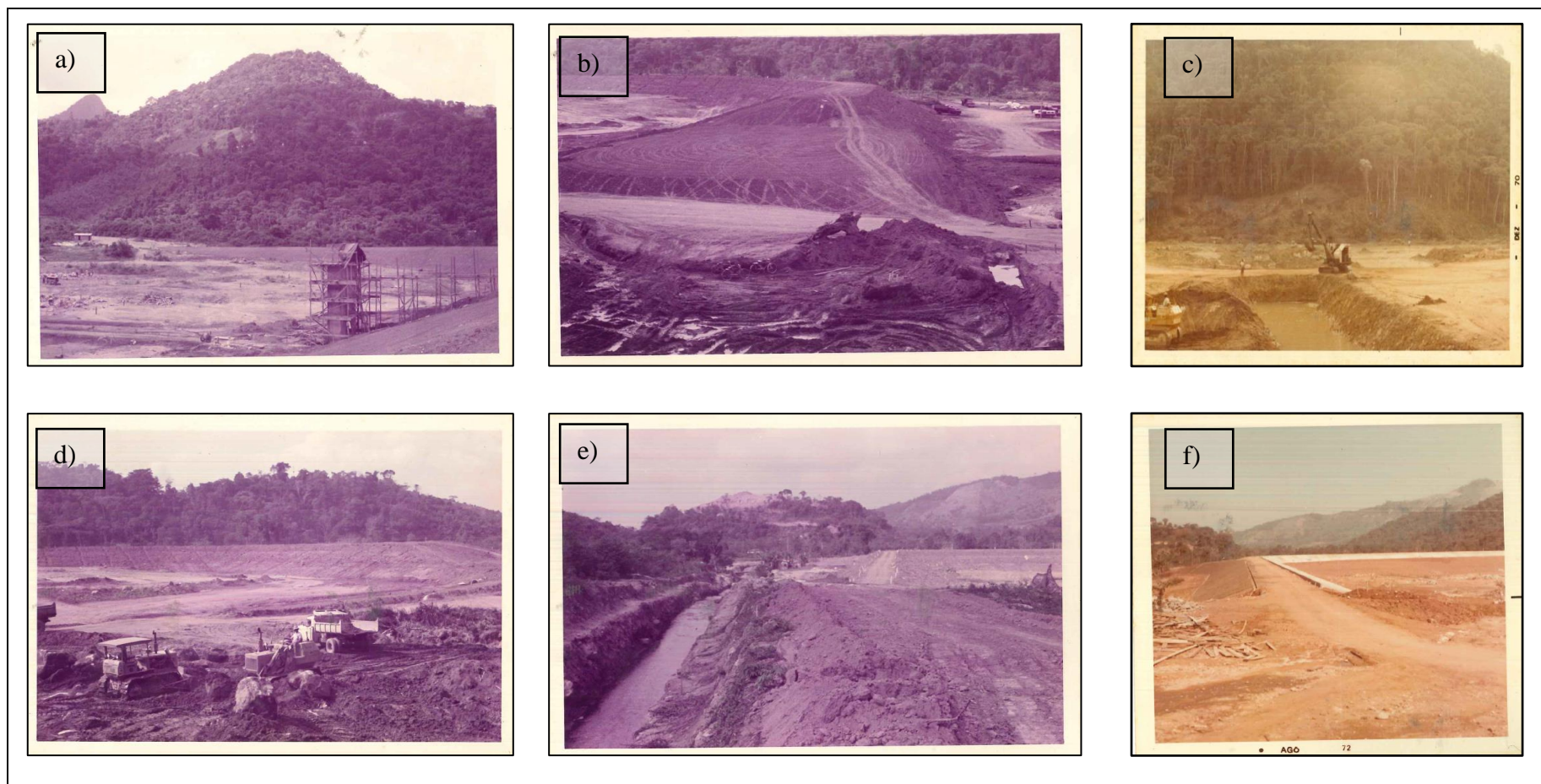


Figura 24 – a) Destaque para a torre de tomada d'água em execução; b) Rebaixamento existente à direita da torre de tomada d'água; c) Execução da trincheira de vedação com *dragline*; d) Lançamento de material solto a montante da barragem; e) Canal com água existente a jusante do talude leste; f) Vista de montante da barragem em agosto de 1972 (Adaptado de Viana et al., 2015).

### **3.2.**

#### **Características da área em estudo**

A sub-bacia do rio onde se localiza a Barragem X apresenta como limitantes cadeias de montanha com altitudes da ordem de 1000 m a norte, leste e oeste, enquanto na parte mais meridional existem zonas de várzea.

A seguir, encontram-se descritas as propriedades geológicas, hidrogeológicas e climáticas da região em estudo, mantendo-se oculto dados que possam indicar a localização da estrutura.

#### **3.2.1.**

##### **Geologia**

De acordo com o Serviço Geólogo do Brasil (CPRM), a cabeceira do rio se encontra sobre rochas dioríticas, gabros e gneisses.

Nos trechos mais a jusante do rio, existem depósitos colúvio-aluvionares condizentes com as elevações mais suaves da região, que caracterizam bacias de sedimentação de partículas transportadas.

No que se refere à região onde está a Barragem X, segundo Viana et al. (2015), predomina um vale com escarpas serranas, o que facilitam o acúmulo de água. Visto que a estrutura se encontra próxima ao leito original do rio, o barramento está localizado sobre um depósito colúvio-aluvionar.

Tal formação é composta principalmente por partículas de solo variando entre granulometrias de areia e cascalho, com a mineralogia típica sendo quartzo-feldspática.

No entanto, Viana et al. (2020) destacam que esta abordagem é feita em uma escala macro e regional, e é mais representativa ao material depositado no reservatório e ao longo da calha do rio, não caracterizando o material de fundação do barramento.

#### **3.2.2.**

##### **Hidrogeologia**

Segundo Viana et al. (2020), a sub-bacia em estudo se localiza sobre uma área com predomínio de aquíferos fissurais de favorabilidade variando de alto a muito



alto. Regiões com esta classificação tendem a apresentar vazões estimadas maiores que 5 m<sup>3</sup>/h para poços de aproveitamento de águas subterrâneas, podendo atingir valores na ordem de 60 m<sup>3</sup>/h em alguns locais.

Ademais, estas áreas são caracterizadas por apresentarem relevos suaves com solos espessos e muito permeáveis.

### 3.2.3.

#### Condicionantes Climáticas

A Barragem X está inserida em uma área que se enquadra num clima tropical, com chuvas mais intensas no verão, apresentando temperaturas médias variando entre 20,2 °C, em julho, e 26,3 °C, em janeiro, com pluviosidade média anual de 1.299 mm. Julho é o mês mais seco e janeiro o mais chuvoso, com 43 e 171 mm de pluviosidade média, respectivamente. Esta situação climática se enquadra na faixa Aw, segundo a classificação de Köppen e Geiger (Climate-Data Org., 2021).

A Figura 25 ilustra os índices pluviométricos e a variação da temperatura média anual na região da barragem. Por sua vez, a Tabela 5 apresenta valores de temperaturas mínima, média e máxima, além da precipitação média observada para cada mês na área em estudo.

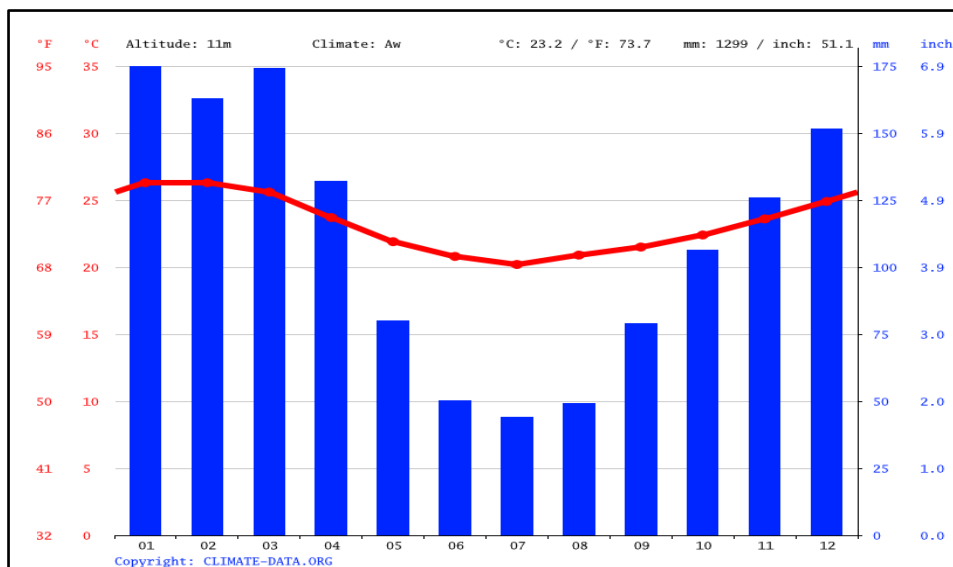


Figura 25 – Índices pluviométricos e variação da temperatura média da região da Barragem X (Climate-Data Org., 2021).



Tabela 5 – Médias das precipitações e temperaturas médias, mínimas e máximas a cada mês da região da Barragem X (Climate-Data Org., 2021).

Mês	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
Precipitação (mm)	171	159	170	129	78	49	43	48	77	104	123	148
Temperatura Média (°C)	26,3	26,3	25,6	23,7	21,9	20,8	20,2	20,9	21,5	22,4	23,6	24,9
Temperatura Mínima (°C)	21,9	21,9	21,3	19,6	17,6	16,2	15,5	16,1	17,3	18,3	19,6	20,8
Temperatura Máxima (°C)	30,7	30,8	29,9	27,9	26,2	25,4	24,9	25,7	25,8	26,6	27,7	29,0

Próximo à barragem, a cerca de 4 km de distância, existe uma estação meteorológica automática cadastrada no Instituto Nacional de Meteorologia (INMET). Dentre as grandezas aferidas neste local, com frequência horária, podem ser citadas: temperatura, umidade relativa do ar, velocidade do vento, radiação solar e pluviometria.

Em destaque, as Figuras 26 a 30 ilustram a variação destes parâmetros nos meses de janeiro e setembro de 2018. Estes dados serão utilizados nas análises de fluxo que consideram a interação solo-atmosfera (item 6.2).

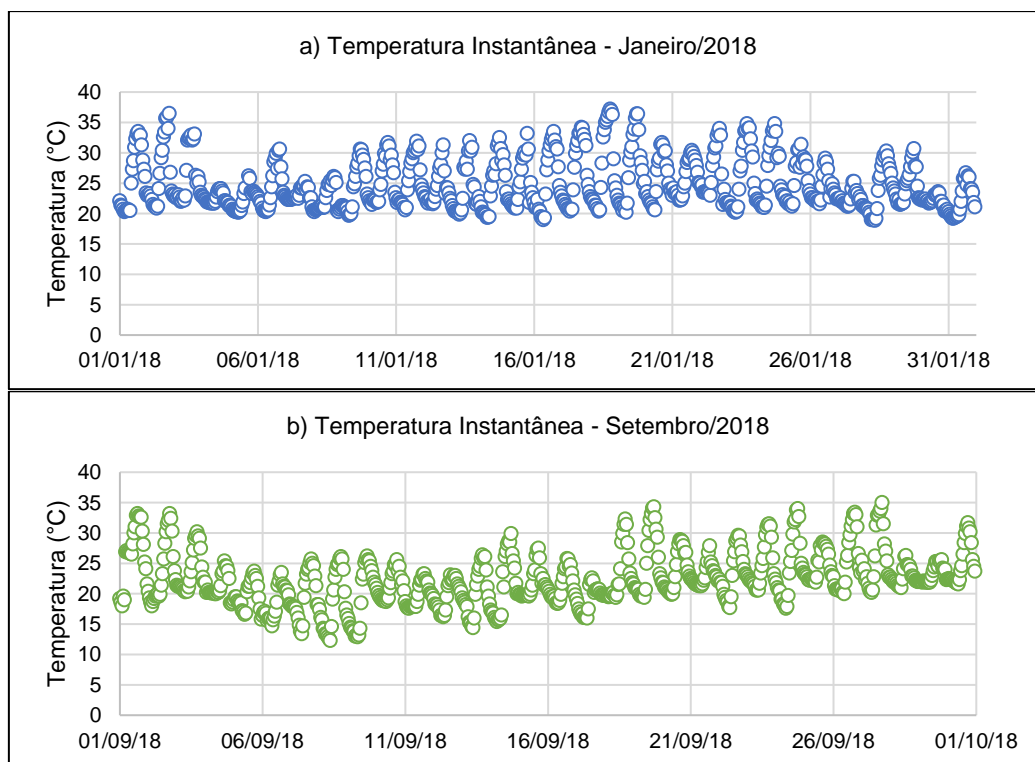


Figura 26 – Variação horária da temperatura instantânea, em janeiro (a) e setembro (b) de 2018, na estação automática a 4 km de distância da Barragem X (INMET).

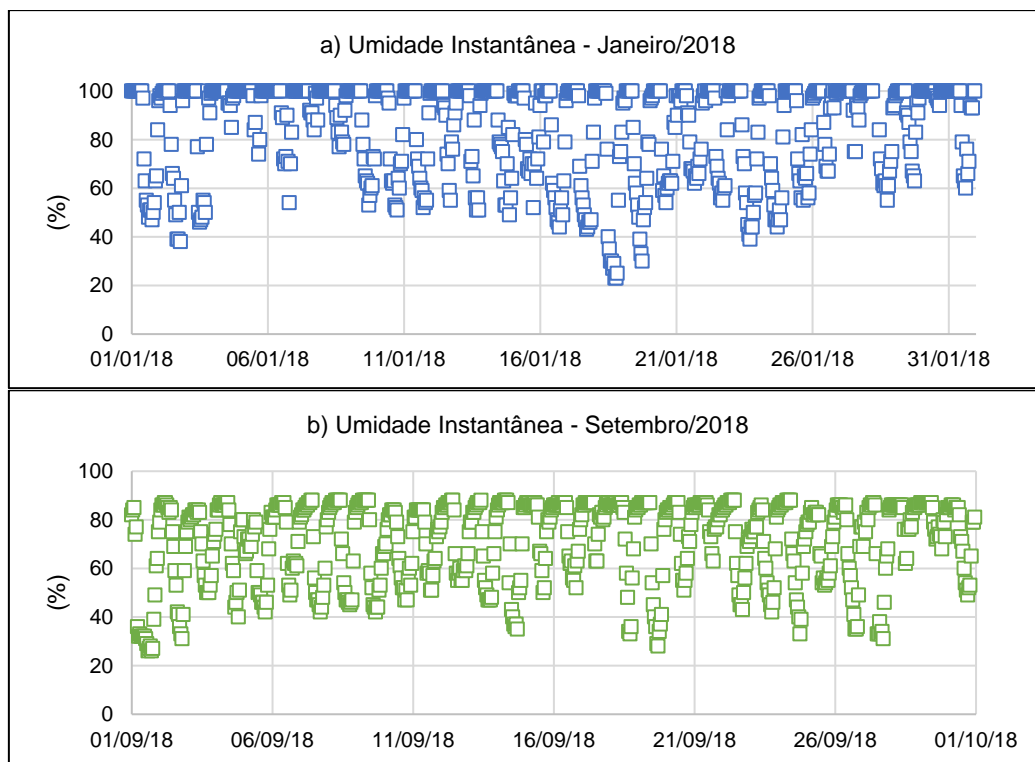


Figura 27 - Variação horária da umidade do ar instantânea, em janeiro (a) e setembro (b) de 2018, na estação automática a 4 km de distância da Barragem X (INMET).

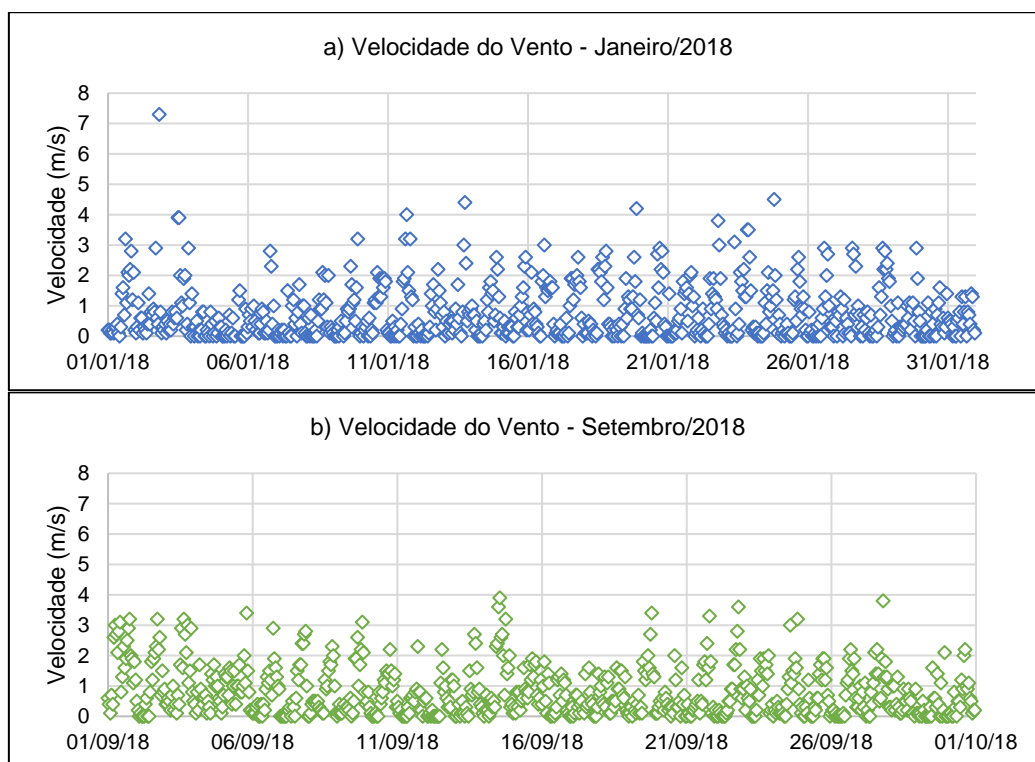


Figura 28 - Variação horária da umidade do ar instantânea, em janeiro (a) e setembro (b) de 2018, na estação automática a 4 km de distância da Barragem X (INMET).

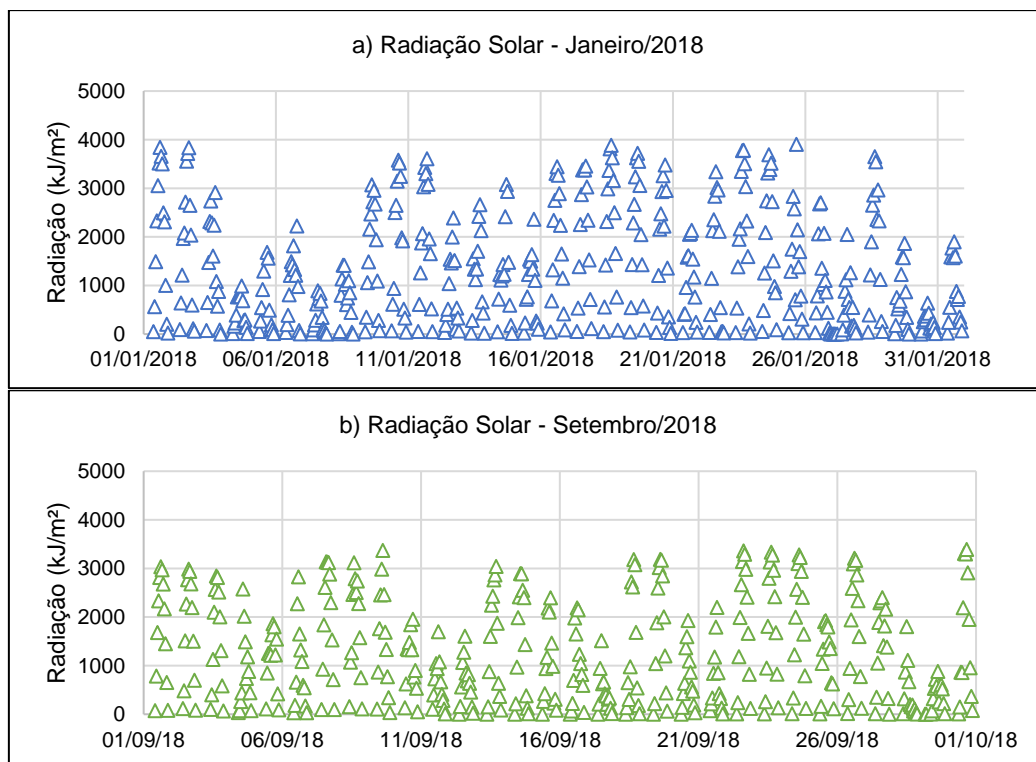


Figura 29 - Variação horária da incidência de radiação solar total, em janeiro (a) e setembro (b) de 2018, na estação automática a 4 km de distância da Barragem X (INMET).

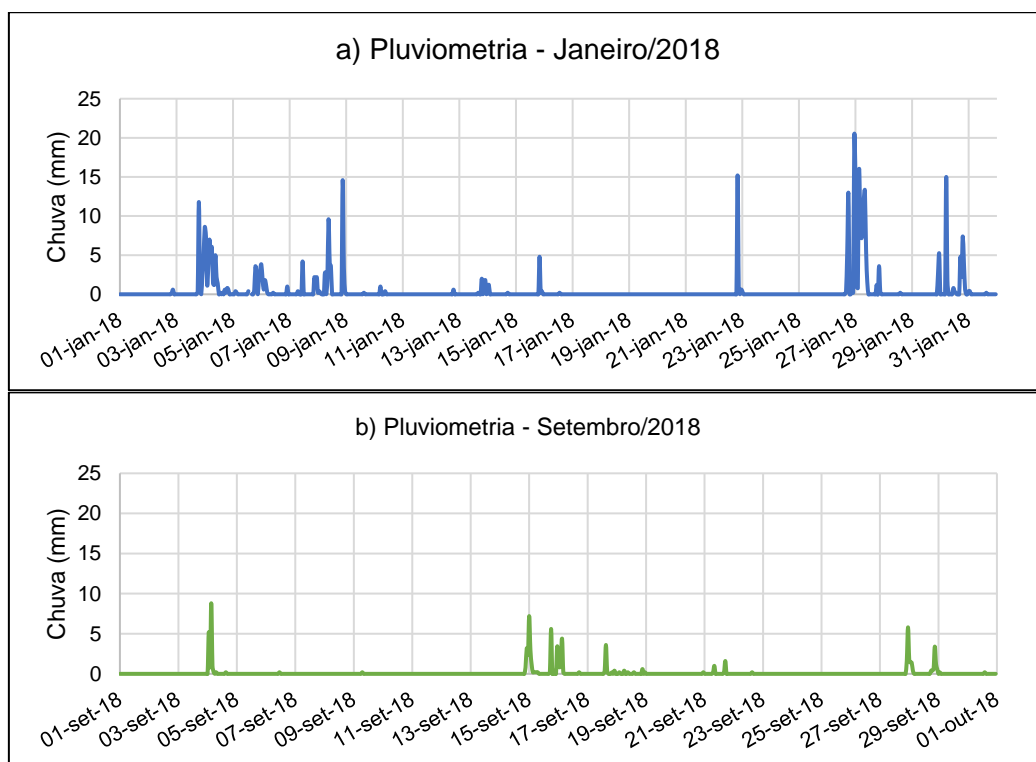


Figura 30 – Índice pluviométrico horário, em janeiro (a) e setembro (b) de 2018, na estação automática a 4 km de distância da Barragem X (INMET).

### 3.3.

#### **Dados Geotécnicos da Barragem X**

Conforme citado anteriormente, Viana et al. (2015) realizaram diversos ensaios geotécnicos no solo da Barragem X. Os materiais testados foram obtidos por meio de sondagens à percussão e a trado, trincheiras de inspeção e amostragens de blocos indeformados.

Além das investigações geotécnicas de campo, Viana et al. (2015) também apresentam ensaios de laboratório para detalhar seus parâmetros e propriedades físicas. Destaca-se aqui os ensaios de caracterização física, compactação do tipo Proctor Normal e permeabilidade de carga hidráulica variável.

A seguir, encontram-se os dados geotécnicos da Barragem X.

#### 3.3.1.

##### **Caracterização do solo do barramento**

A Figura 31 apresenta a carta de plasticidade das amostras de solo da Barragem X, enquanto a Figura 32 ilustra suas curvas granulométricas.

Nota-se que o solo da Barragem X apresenta limite de liquidez (LL) variando entre 35 e 55 %, enquanto o índice de plasticidade (IP) se situa entre 12 e 25 %, de forma que os resultados se aproximam da linha A, que separa a classificação de solo entre silte e argila. No entanto, Knappett & Craig (2012) ressaltam que esta linha não deve ser tomada como um limite inflexível. Desta forma, é possível afirmar que o solo do barramento é constituído principalmente por partículas finas.

Em relação às curvas granulométricas, o solo apresenta percentual passante na peneira #200 variando entre 15 e 50 % o que representa a parcela de granulometria fina. Nota-se uma concordância entre os ensaios de limites de Atterberg e granulometria.

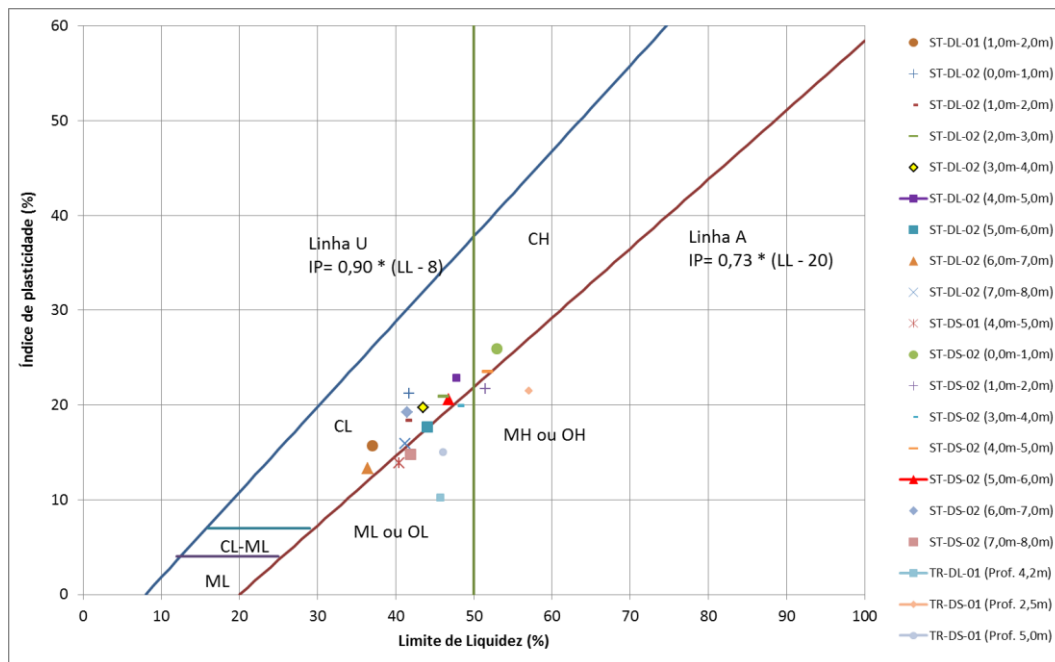


Figura 31 - Carta de plasticidade dos materiais ensaiados (Viana et al., 2015).

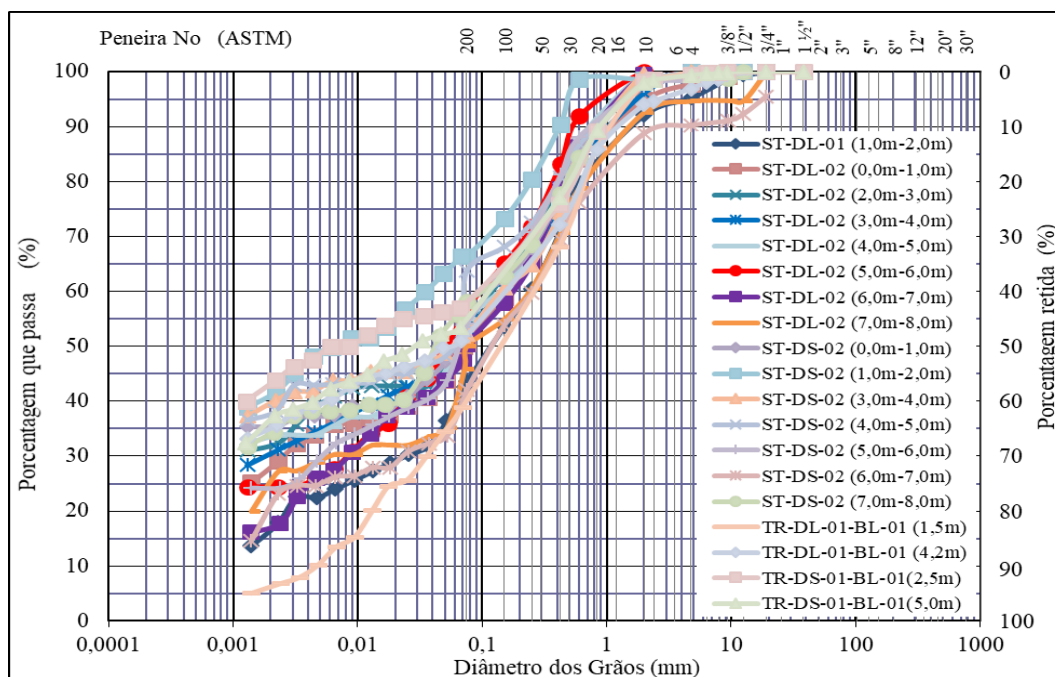


Figura 32 - Distribuição granulométrica das amostras ensaiadas (Viana et al., 2015).

Além da carta de plasticidade e da granulometria, foram obtidos valores de massa específica *in situ* juntamente com o teor de umidade em amostras obtidas em diferentes profundidades nos diques Sul e Leste.

É possível observar na Figura 33 que a massa específica *in situ* ‘natural’, referente à ocasião dos estudos, varia entre 2,00 e 1,80 g/cm<sup>3</sup> para o dique leste, sendo mais homogênea para o dique sul, com valores variando entre 2,05 e 1,95

g/cm<sup>3</sup>. No que concerne ao grau de umidade, cujos resultados estão apresentados na Figura 34, são observadas variações entre 15 e 27 %.

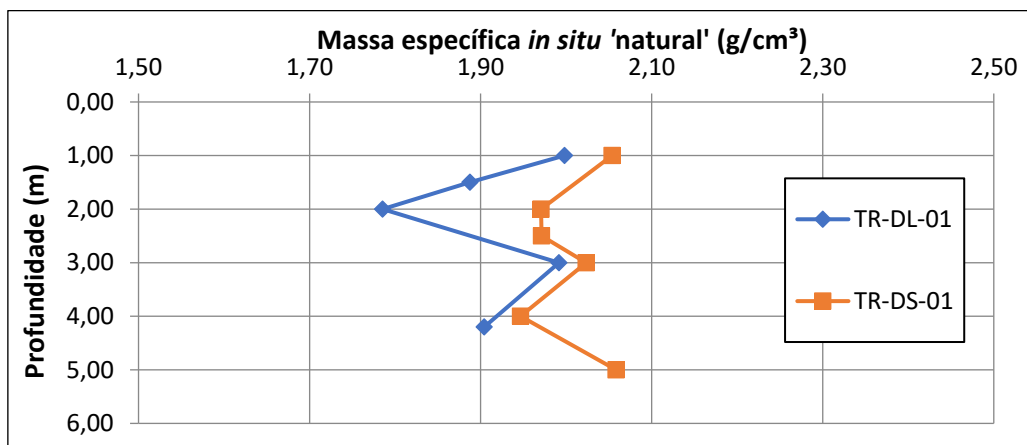


Figura 33 – Variação da massa específica *in situ* com a profundidade (Viana et al., 2015)

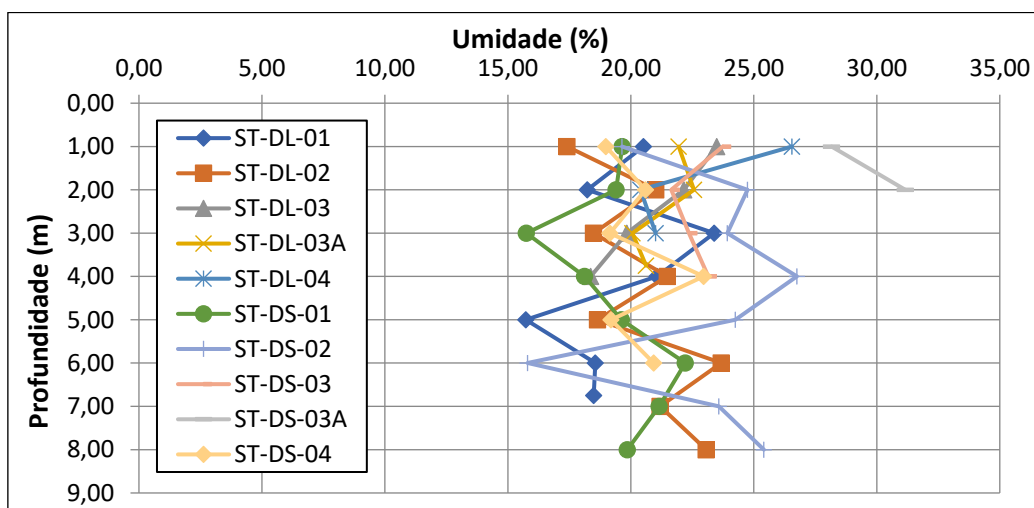


Figura 34 – Variação da umidade com a profundidade (Viana et al., 2015)

### 3.3.2. Instrumentação

A Barragem X conta com 9 piezômetros Casagrande (PZC) de câmara simples e 4 medidores de nível d'água (MNA), que monitoram as poropressões no interior do corpo do barramento e em sua fundação, e 7 marcos superficiais, utilizados para verificar o deslocamento horizontal e vertical da superfície dos diques.

Os piezômetros encontram-se instalados em seções pré-determinadas que permitem acompanhar o nível piezométrico na crista, no talude de jusante, e na região a jusante da barragem.

Em uma seção próxima ao ponto onde fora observado o processo inicial de carreamento de finos, os piezômetros e MNA's indicavam que a linha freática cruzava o talude de jusante em uma altura equivalente a 3,17 m, conforme indicado pela Figura 35.

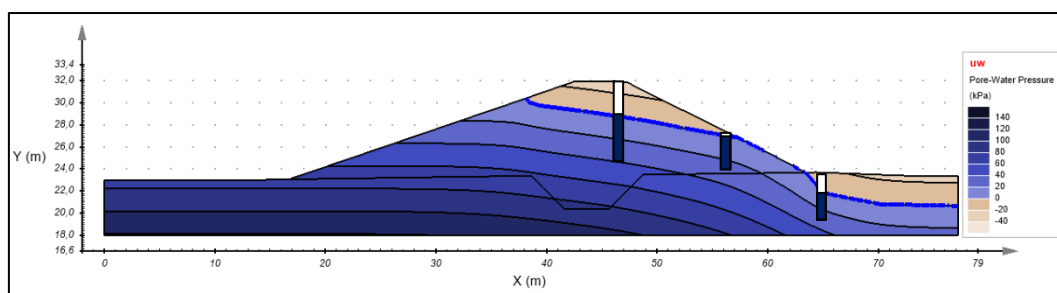


Figura 35 – Padrão de distribuição de poropressão indicado pela instrumentação da Barragem X, juntamente com a representação gráfica das leituras, próximo ao ponto onde fora observado o processo inicial de carreamento de finos.

### 3.3.3.

#### Ensaio de compactação

Os resultados dos ensaios de compactação do tipo Proctor Normal realizados por Viana et al. (2015) são apresentados pela Tabela 6. Em decorrência, foi determinado uma massa específica seca da ordem de 1,6 g/cm<sup>3</sup>.

Ainda, obteve-se a correlação, apresentada pela Figura 36, mostrando que o material natural, amostrado com o reservatório vazio, apresenta um grau de saturação entre 85 e 70 %.

Tabela 6 – Parâmetros de compactação Proctor Normal (Viana et al., 2015)

Amostra	Prof. (m)	W <sub>ot</sub> (%)	$\gamma_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_{dmax}$ (kN/m <sup>3</sup> )
TR-DL-01 (Prof. 1,50m)	1,50 m	17,62	1,63	15,97
TR-DL-01 (Prof. 4,20m)	4,20 m	17,55	1,69	16,57
TR-DS-01 (Prof. 2,50m)	2,50 m	21,90	1,59	15,60
TR-DS-01 (Prof. 5,00m)	5,00 m	20,58	1,66	16,22
W <sub>ot</sub> = teor de umidade ótimo; $\gamma_{dmax}$ = massa específica aparente seca máxima				
$\gamma_{dmax}$ = peso específico aparente seco máximo				

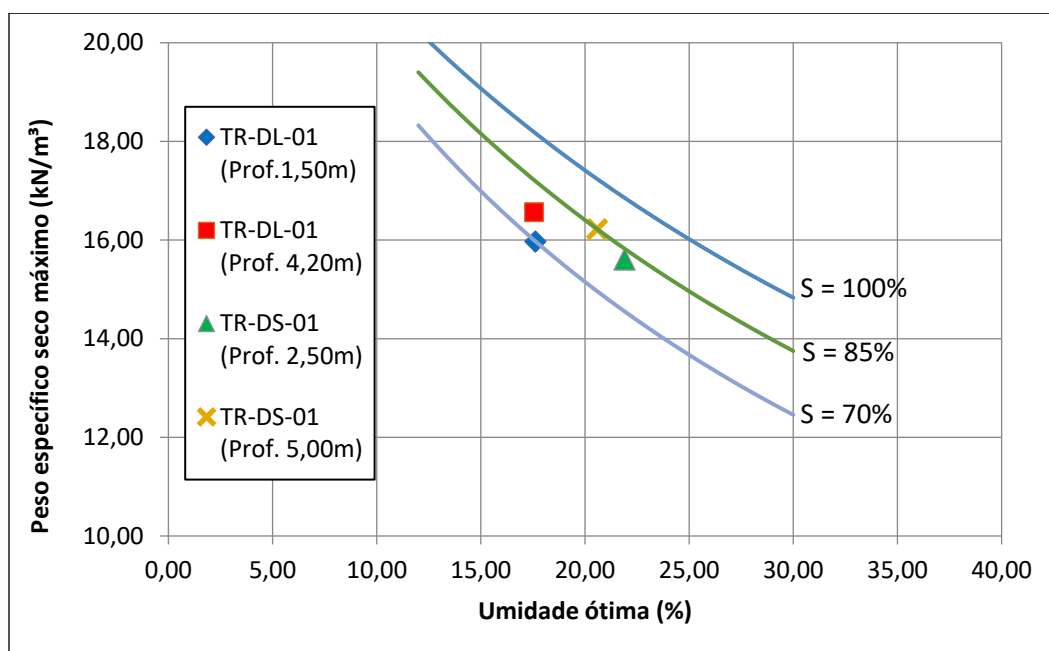


Figura 36 – Correlação entre a umidade ótima, o grau de saturação e o peso específico seco máximo para  $G_s = 2,672$  (Viana et al., 2015).

### 3.3.4.

#### Ensaio de permeabilidade

Os resultados apresentados pelas Tabelas 7 e 8 são de ensaios de permeabilidade do tipo carga constante e parede flexível feitos em amostras indeformadas cilíndricas com 38,1 mm de diâmetro e altura variável. Foram determinados os coeficientes de permeabilidade ( $k$ ) das amostras, tanto na horizontal quanto na vertical.

Tabela 7 – Índices físicos dos corpos de prova e coeficientes de permeabilidade horizontal (Viana et al., 2015).

Amostra	Iniciais					k	
	Prof. (m)	$w_i$ (%)	$\gamma_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	S (%)	e	(cm/s)
TR-DL-01-BL01	1,50	19,97	1,78	1,49	67,24	0,79	$2,03 \times 10^{-5}$
TR-DL-01-BL01	4,20	20,86	2,01	1,66	93,76	0,59	$3,96 \times 10^{-6}$
TR-DS-01-BL01	2,50	15,07	1,93	1,68	65,85	0,63	$1,91 \times 10^{-6}$
TR-DS-01-BL01	5,00	20,25	2,03	1,69	89,02	0,62	$1,24 \times 10^{-6}$



Tabela 8 – Índices físicos dos corpos de prova e coeficientes de permeabilidade vertical (Viana et al., 2015).

Amostra	Iniciais					k	
	Prof.	w <sub>i</sub>	γ <sub>t</sub>	γ <sub>d</sub>	S	e	(cm/s)
	(m)	(%)	(g/cm <sup>3</sup> )	(g/cm <sup>3</sup> )	(%)		
TR-DL-01-BL01	<b>1,50</b>	<b>19,04</b>	<b>1,82</b>	<b>1,53</b>	<b>68,86</b>	<b>0,74</b>	<b>2,57E-05</b>
TR-DL-01-BL01	<b>4,20</b>	<b>19,77</b>	<b>1,95</b>	<b>1,63</b>	<b>84,04</b>	<b>0,62</b>	<b>8,29E-06</b>
TR-DS-01-BL01	<b>2,50</b>	<b>21,45</b>	<b>1,90</b>	<b>1,56</b>	<b>81,77</b>	<b>0,69</b>	<b>1,46E-05</b>
TR-DS-01-BL01	<b>5,00</b>	<b>21,20</b>	<b>1,91</b>	<b>1,57</b>	<b>78,59</b>	<b>0,74</b>	<b>2,79E-05</b>

## **4**

### **Metodologia adotada**

Com base na bibliografia levantada sobre os temas que permeiam o caso observado na Barragem X, assim como nas informações pretéritas disponibilizadas por Viana et al. (2015), foi proposta uma metodologia de pesquisa que visou identificar as causas do processo inicial de carreamento de finos.

Inicialmente, foi coletado um bloco indeformado do solo da barragem junto ao local onde fora observado o processo de carreamento de finos para a realização posterior de ensaios de laboratório.

Com base nos resultados dos ensaios, foram realizados estudos dos padrões de fluxo na Barragem X, bi e tridimensionais, por meio de programas computacionais que utilizam o método de elementos finitos para resolver numericamente as análises.

Nos tópicos a seguir, serão detalhadas as etapas de amostragem do solo, as diretrizes dos ensaios de laboratório e as premissas das análises de fluxo computacionais.

#### **4.1.**

##### **Amostragem do Solo**

Para possibilitar a realização dos ensaios, foi coletado um bloco de solo indeformado na barragem em estudo. Optou-se por realizar a amostragem onde era notável a presença de uma frente de saturação, no pé do talude de jusante, próximo ao ponto de carreamento de finos supracitado.

A coleta do bloco seguiu as orientações propostas pela norma brasileira NBR 9604 (ABNT, 2016), visando preservar a estrutura e a umidade do solo.

De maneira sucinta, foi aberta uma trincheira retangular no entorno do ponto de coleta, deixando-se um cubo de solo com aresta de aproximadamente 0,40 m no centro da escavação. Nesta etapa, atingiu-se uma profundidade de cerca de 0,50 m a partir da face do talude.

Na sequência, o bloco foi devidamente revestido com camadas de plástico filme, folhas de papel alumínio, talagarça e, posteriormente, parafinado. As faces do bloco foram identificadas, visando garantir a orientação do solo *in situ*.

A amostra foi transportada para uma câmara úmida, com temperatura e umidade controlada, no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio, onde aguardou o início dos ensaios.

De forma a ilustrar a amostragem e o armazenamento do bloco, segue a Figura 37.

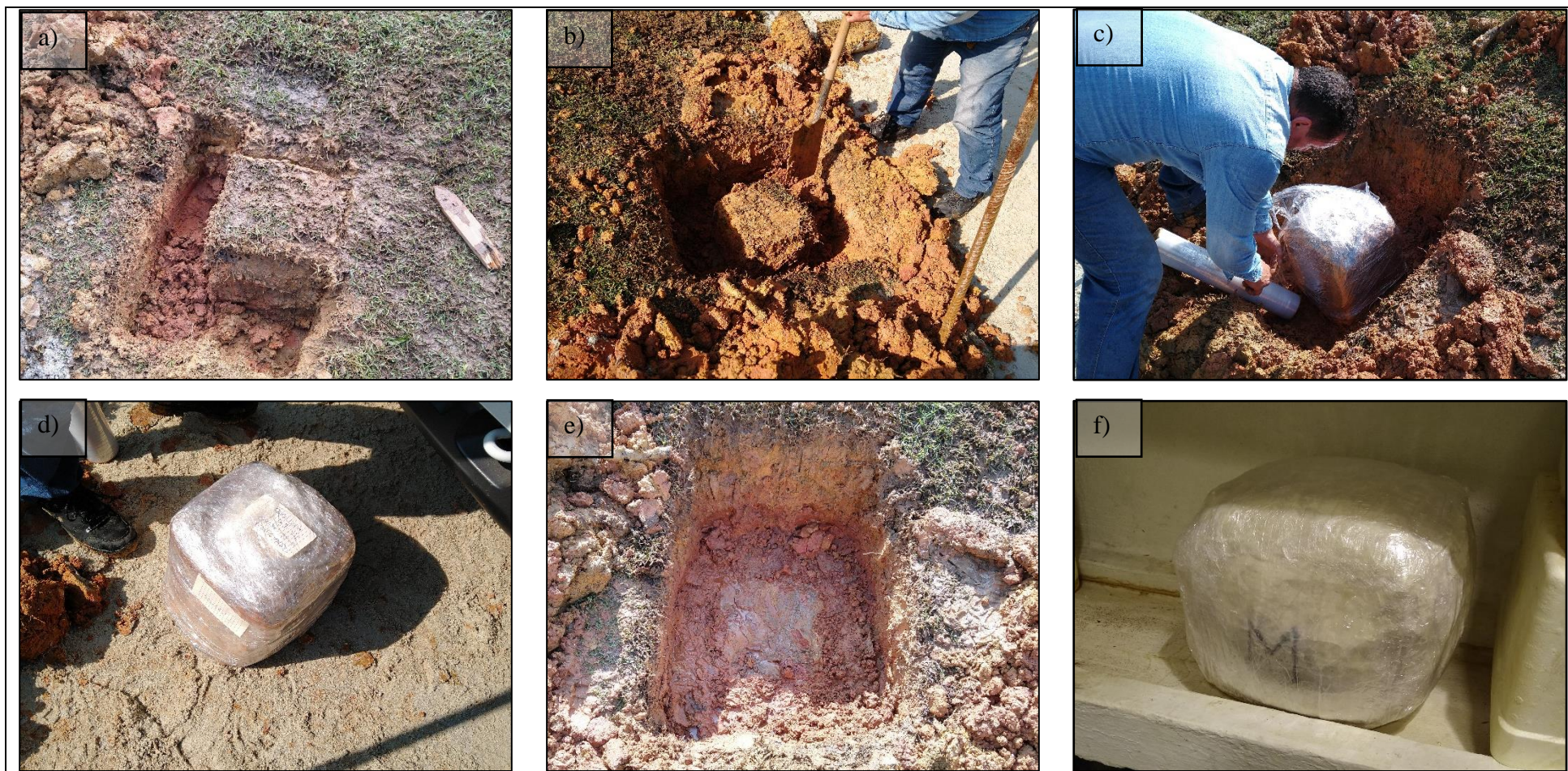


Figura 37 – a) Início da escavação da trincheira; b) Finalização da escavação da trincheira no entorno do bloco a ser coletado; c) Aplicação de plástico filme no bloco; d) Faces do bloco com identificação; e) Destaque para local de extração do bloco após sua remoção; f) Bloco acondicionado em câmara úmida.



## **4.2.**

### **Ensaio de Laboratório**

Segundo a metodologia proposta, foram realizados ensaios de laboratório para a obtenção de parâmetros e propriedades importantes para o desenvolvimento desta dissertação.

Para estes ensaios foi utilizado material do bloco coletado, vide item 4.1. Vale ressaltar que, devido ao decorrer de pandemia de SARS-CoV-2 decretada pela Organização Mundial de Saúde em março de 2020, houve um intervalo entre a coleta e o início dos ensaios de aproximadamente 6 meses.

A seguir, encontram-se em detalhes as etapas dos ensaios realizados, a saber: Caracterização, Permeabilidade e Papel Filtro.

#### **4.2.1.**

### **Ensaio de Caracterização**

A caracterização do material coletado visa determinar a curva granulométrica, a umidade higroscópica, a densidade dos grãos e os limites de Atterberg do solo em estudo.

Os ensaios foram realizados seguindo as normativas nacionais listadas a seguir:

- NBR 6457/2016 – Amostra de Solos – Preparação de compactação e Caracterização;
- NBR 6459/2017 – Solo – Determinação do Limite de Liquidez;
- NBR 6458/2017 – Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm — Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água;
- NBR 7180/2016 – Solo – Determinação do Limite de Plasticidade;
- NBR 7181/2018 – Solo – Análise Granulométrica.

#### 4.2.1.1.

##### Granulometria

Para determinar a curva granulométrica do material em estudo, foram empregados ensaios de peneiramento e sedimentação.

Para isso, parte do material extraído do bloco foi seco ao ar até próximo à umidade higroscópica, e, em seguida, devidamente destorroado com auxílio de um almofariz e uma mão de gral.

Para realizar o peneiramento grosso, o solo foi passado pela peneira de 2,0 mm e o material retido foi lavado para eliminar eventuais partículas finas aderidas. Após esta etapa, o solo foi seco em estufa a 105 °C por pelo menos 24 h.

Na sequência, o solo seco foi passado, utilizando-se um agitador mecânico, nas peneiras #3/8 (9,25 mm), #5/16 (7,93 mm), #1/4 (6,35 mm), #4 (4,76 mm), #8 (2,38 mm), #10 (2,00 mm), #20 (0,84 mm) e #40 (0,42 mm). As massas retidas em cada peneira foram aferidas e registradas.

Para o peneiramento fino, parte do material foi passado pela peneira 0,075 mm, lavando-se em água corrente os grãos retidos. Após secagem em estufa, o solo foi passado pelas peneiras #60 (0,25 mm), #100 (0,15 mm) e #200 (0,075 mm). Assim como no peneiramento grosso, as massas retidas foram aferidas e registradas.

Em relação ao ensaio de sedimentação, tomou-se 70 g o material passante da peneira 2,0 mm. O solo foi transferido para um béquer contendo uma solução de defloculante (hexametáfosfato de sódio). O recipiente foi agitado e mantido em repouso na sequência por 24 h.

Após esta etapa, a solução é adicionada em um aparelho dispersor e novamente agitado por 15 minutos. Em seguida, a mistura é vertida em uma proveta graduada, diluindo-se a solução em água destilada até completar um volume total de 1.000 cm<sup>3</sup>.

São realizados movimentos semicirculares com a proveta por 1 minuto. Imediatamente após esta agitação, insere-se um densímetro na solução. São realizadas leituras nos seguintes minutos após o início do ensaio: 0,5, 1, 2, 4, 8, 15, 30, 120, 480, 1440. Destaca-se que o ensaio de sedimentação foi realizado em ambiente com temperatura controlada.

Para obter a curva granulométrica, devem ser realizados os cálculos presentes na norma NBR 7181.

As Figuras 38 e 39 ilustram os processos de peneiramento e sedimentação para determinação da curva granulométrica do solo analisado.



Figura 38 - Ensaio de peneiramento.



Figura 39 – Ensaio de Sedimentação.

#### 4.2.1.2.

##### Densidade relativa dos grãos (Gs)

Para a determinação da densidade dos grãos, são tomados 75 g do material próximo a umidade higroscópica e distribuídos igualmente em três picnômetros previamente calibrados. Estes, por sua vez, são preenchidos parcialmente com água destilada.

Na sequência, o ar presente na solução é removido com auxílio de uma bomba de vácuo. Este procedimento dura em torno de 15 minutos, por picnômetro, ou até que não haja bolhas saindo do recipiente.

A Figura 40 ilustra o método dos picnômetros utilizados na determinação da densidade relativa dos grãos.

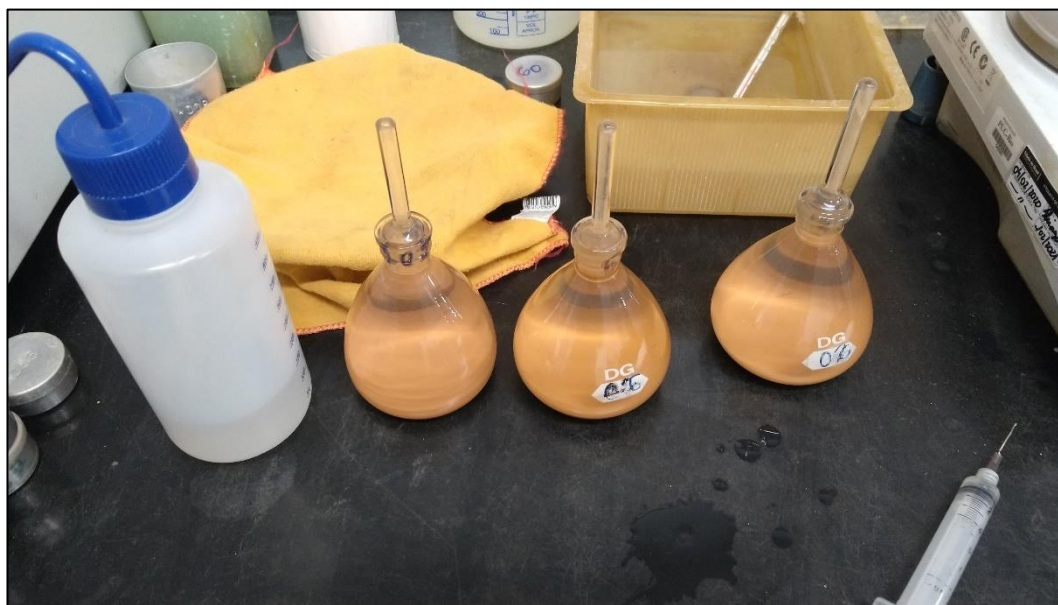


Figura 40 – Picnômetros deaerados e preenchidos com água.

Em seguida, completa-se os picnômetros com água destilada e pesa-se o conjunto. Para determinar o Gs, os cálculos devem seguir ao roteiro proposto pela NBR 6458.



#### 4.2.1.3.

##### Limites de Atterberg

A determinação do limite de liquidez (LL) é feita com o aparelho de Casagrande. Toma-se uma porção do solo destorroado e seco em estufa. Adiciona-se água destilada revolvendo o material até obter uma pasta homogênea.

Uma parte deste material é transferido para a concha do aparelho de Casagrande, moldando-a ao dispositivo. Com o auxílio de um cinzel, abre-se uma ranhura no solo, bipartindo-o. A Figura 41 exemplifica este procedimento.

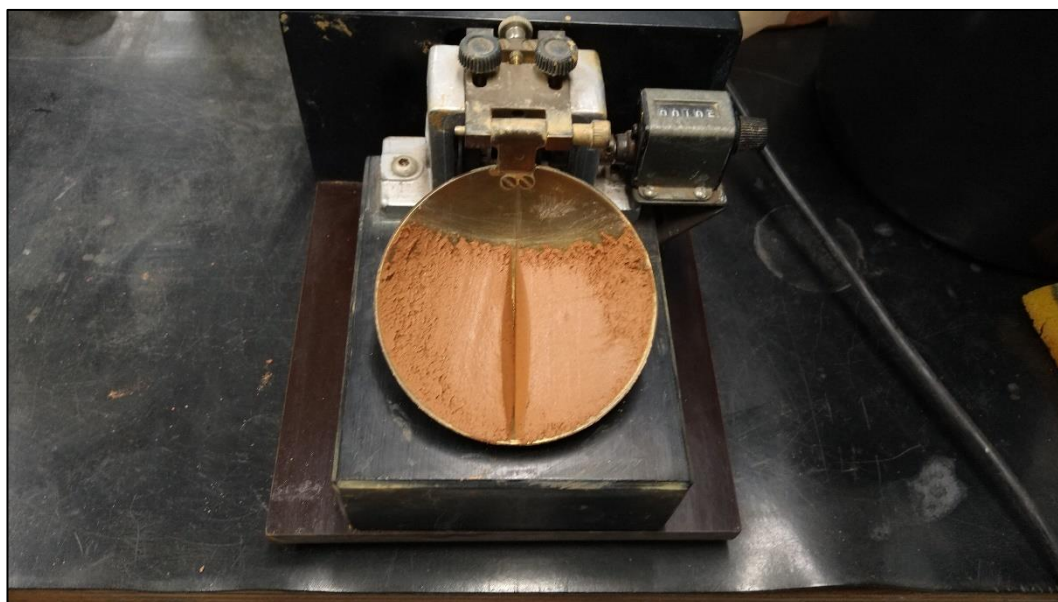


Figura 41 – Material bipartido no aparelho de Casagrande.

Em seguida, o aparelho aplica golpes na concha. Anota-se o número de batidas necessárias para unir novamente as duas partes do solo.

Este procedimento é repetido para pelo menos quatro umidades distintas. Após o ensaio, plota-se os pares umidade e número de golpes e uma reta é interpolada a partir dos pontos. O limite de liquidez corresponde à umidade referente a 25 golpes na reta traçada.

Por sua vez, a determinação do limite de plasticidade (LP) inicia similar ao roteiro do de obtenção do limite de liquidez. No entanto, ao atingir uma pasta homogênea com consistência plástica, forma-se uma pequena bola que, na sequência, é rolada sobre uma placa de vidro.

A amostra deve iniciar um processo de fragmentação ao atingir um diâmetro de 3 mm e um comprimento de 100 mm. A umidade do cilindro de solo formado é determinada na sequência. Caso isso as trincas apareçam em diâmetros diferentes de 3 mm, as etapas devem ser reiniciadas.

O ensaio deve ser repetido para pelo menos 3 umidades distintas. O limite de plasticidade corresponde à média das umidades obtidas.

Para determinar o índice de plasticidade (IP), basta subtrair o valor de LL do LP, conforme a Eq. (28).

$$IP = LL - LP \quad \text{Eq. (28)}$$

#### **4.2.2.**

#### **Ensaio de Permeabilidade**

Para esta dissertação, foram realizados ensaios de permeabilidade de carga constante em um permeâmetro de parede flexível em amostras indeformadas. Foi utilizado como base a metodologia proposta por Head (1994).

Foram realizados ensaios para aferir o coeficiente de permeabilidade em três direções ortogonais: horizontal e longitudinal ao eixo da barragem, horizontal e transversal ao eixo da barragem) e vertical.

Foram moldados corpos de prova indeformados cilíndricos com diâmetro de 3,83 cm e 7,77 cm de altura (vide Figura 42), respeitando a orientação desejada. A montagem do ensaio conta com pedras porosas e papéis filtro nas extremidades das amostras, revestindo-se o conjunto com uma membrana de látex, conforme apresentado pela Figura 43.



Figura 42 – Moldagem de um corpo de prova para ensaio de permeabilidade.



Figura 43 – Amostra preparada para realização de ensaio de permeabilidade.

Anteriormente aos ensaios, os corpos de prova foram saturados por contrapressão, de forma a obter um parâmetro  $B$  de Skempton superior a 0,95.

Para cada eixo, foram realizados ensaios em três diferentes tensões efetivas em um único corpo de prova: 10, 50 e 100 kPa. A cada incremento de tensão, o solo fora adensado com drenagem única a partir do topo.

Para conferir as tensões aplicadas, foi utilizado um transdutor de pressão modelo P723-0001, com capacidade de medir até 1030 kPa. Por sua vez, para

controlar a entrada e saída de água do corpo de prova, foi utilizado um sistema de aquisição de dados modelo ALMEMO 2890-9, que realizou leituras a cada minuto.

A condutividade hidráulica foi calculada, em cm/s, com base na Eq. (5), isolando a variável de interesse, conforme indicado pela Eq. (29).

$$k = \frac{V \cdot L}{t \cdot A \cdot (h_{base} - h_{topo})} \quad \text{Eq. (29)}$$

Onde:

V = Volume de água que percola pelo corpo de prova (cm<sup>3</sup>);

L = altura do corpo de prova (cm);

t = tempo de percolação (s);

A = área transversal ao fluxo (cm<sup>2</sup>);

$h_{base}$  = carga total na base da amostra;

$h_{topo}$  = carga total no topo da amostra;

Os ensaios de permeabilidade foram dados por encerrados ao obter uma taxa de vazão igual por três leituras consecutivas.

#### 4.2.3.

##### Ensaio de Papel Filtro

Com base nas diretrizes descritas no item 2.1.6.1, foram realizados ensaios de Papel Filtro para obter a curva de retenção do material em estudo, relacionando a umidade volumétrica com a sucção matricial.

O Papel filtro adotado para o ensaio foi o modelo Whatman n°42. Os papeis foram cortados em formato circular com diâmetro equivalente aos moldes de solo. Adotou-se os papéis em sua umidade higroscópica, utilizando-os sem secagem prévia.

A partir do bloco indeformado, foram cravados anéis metálicos de 47,0 mm de diâmetro e 21,0 mm de altura visando obter amostras com a mesma estrutura do solo. Ao todo, foram realizados 27 corpos de prova com diferentes umidades.

A Figura 44 exemplifica um corpo de prova moldado para o ensaio de papel filtro.





Figura 44 – Corpo de prova moldado para o ensaio de papel filtro.

Como referencial de umidade, adotou-se o valor natural do solo *in situ*. A partir dele, 20 amostras foram secas ao ar em ambiente com temperatura controlada até atingir diferentes teores de umidades gravimétricas. Em contrapartida, em 4 amostras foram adicionadas massas distintas de água destilada para obter valores superiores de umidade observados no campo. Ainda, 2 amostras foram saturadas por capilaridade.

O controle da umidade das amostras secas ao ar foi realizado em função do peso. Assumiu-se que, inicialmente, ao moldar, os corpos de prova se encontravam na umidade natural do solo. Para cada amostra, foi adotado um percentual da umidade inicial, variando de 5 em 5 pontos percentuais.

Durante o processo de secagem, as umidades eram conferidas através da Eq. (30), assumindo-se que a perda de massa no processo de secagem era igual a perda de água do corpo de prova.

$$w_f = w_0 - \frac{P(1 + w_0)}{M_0} \quad \text{Eq. (30)}$$

Onde:

$w_f$  = teor de umidade desejada;

$w_0$  = teor de umidade inicial;

$P$  = massa perdida no processo de secagem [g];

$M_0$  = massa de solo úmido inicial [g].

As amostras nas quais foram adicionadas uma certa quantidade de água, foram isoladas termicamente durante 3 dias para homogeneizar a distribuição de umidade no corpo de prova.

Ao atingir a umidade desejada, os anéis de solo eram postos em contato com duas folhas de papel filtro, uma na base e outra no topo. Em seguida, o conjunto era envolto em camadas de plástico filme e papel alumínio, identificados e acondicionados em caixas de isopor, mantidas em ambiente com temperatura e umidade controladas. A Figura 45 ilustra um corpo de prova embalado e preparado para o tempo de equalização da umidade.

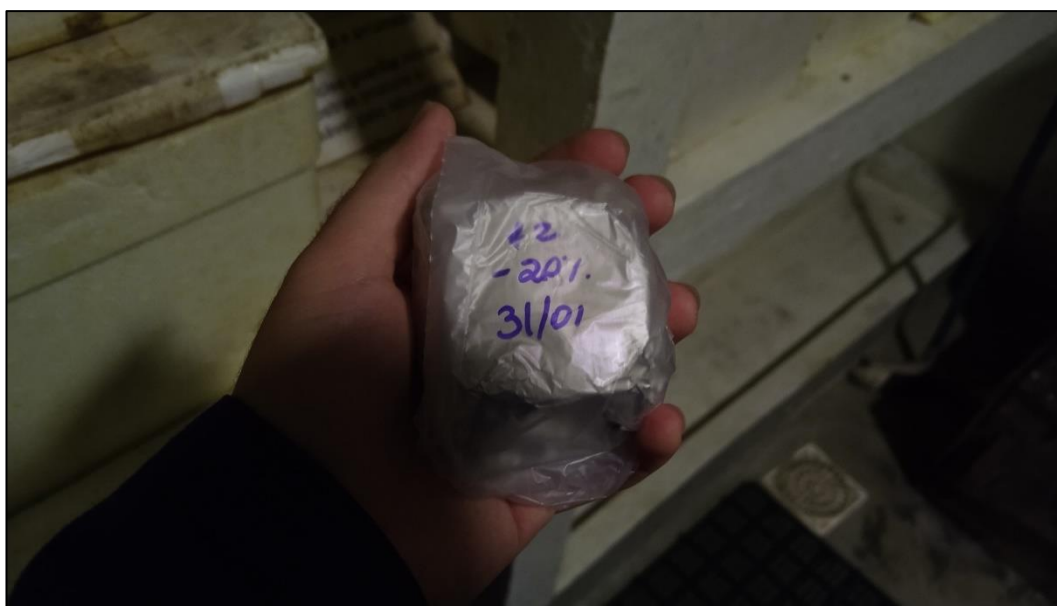


Figura 45 – Exemplo de amostra identificada e embalada para o tempo de equalização da umidade no ensaio de papel filtro.

O tempo de equilíbrio adotado para o ensaio foi, no mínimo, 7 dias. Após este intervalo, os papéis foram pesados em balança com precisão de 0,0001 g imediatamente após cessar o contato entre a amostra de solo e o papel filtro. Foram tomadas medições da massa do papel ao longo de um minuto, a cada 10 segundos.

Com os valores de massa variando no tempo, projetou-se através de uma regressão linear o valor no tempo  $t_0$ , correspondente ao instante em que o material absorvente é removido do sistema isolado.

Para determinar seus teores de umidade gravimétrica, na sequência, os papéis foram secos em estufa, a 104 °C, por 24 h, e novamente pesados, repetindo-se o

procedimento de medições ao longo do primeiro minuto imediatamente após deixar a estufa.

Para determinar a sucção do papel, e consequentemente da amostra de solo, tomou-se a umidade média dos papéis filtro de topo e base. Foi utilizada a Eq. (22) para calcular o valor da carga de pressão de cada corpo de prova.

Com base nas propriedades índices dos corpos de prova aferidas ao longo do ensaio, foi possível determinar a umidade volumétrica das amostras. Com isso, para cada anél de solo, obteve-se um par ordenado ( $\psi$ ,  $\theta$ ), que foi plotado em escala semi-log.

### 4.3.

#### **Análises Computacionais**

Visando avaliar as condições de percolação no interior dos diques de solo da barragem em estudo, e principalmente os gradientes hidráulicos envolvidos, foram realizadas análises de fluxo bi e tridimensionais. Estas foram feitas em regime permanente, considerando abordagens saturadas e não saturadas, assim como em regime transiente, incluindo parâmetros de interação solo-atmosfera. Vale destacar que não serão consideradas variações ou alternativas para o solo de fundação, avaliando-se somente o corpo da barragem em si.

Para analisar as condições de fluxo do objeto de estudo foi utilizado o *software Groundwater* incluso no pacote *Plaxis LE*, desenvolvido pela empresa *Bentley Systems*, que utiliza, como análise numérica, o método de elementos finitos (MEF)

A seção transversal utilizada para as análises 2D encontra-se indicada pela Figura 46. O talude de montante apresenta inclinação de 1(V):3(H), enquanto o talude de jusante possui inclinação de 1(V):2(H). A altura do dique de terra em relação à sua fundação é de aproximadamente 8 m. Sua crista possui 5 m de largura. Em relação à trincheira de vedação, foi considerada uma largura máxima de 10 m, com taludes internos angulados a 45 ° e profundidade de 3 m abaixo do encontro do aterro com o solo de fundação. Além disso, foi considerada uma espessura do solo de fundação de 4 m.

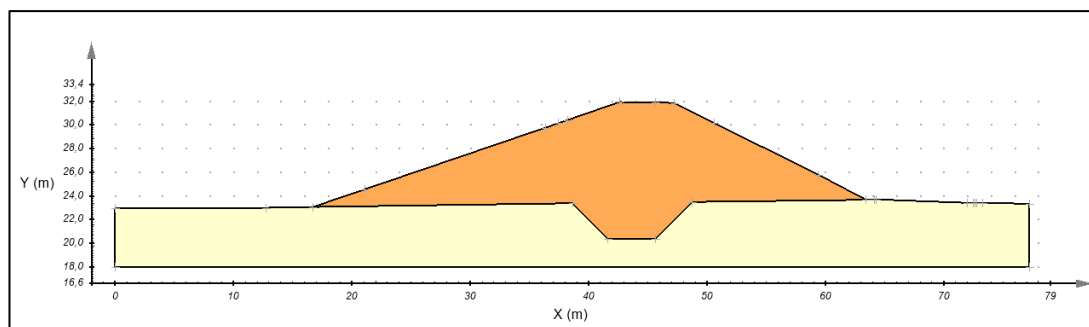


Figura 46 – Seção típica da Barragem X utilizada nas análises de fluxo bidimensionais, com a porção à esquerda representando a região de montante enquanto a direita indica a região de jusante.

Para as análises 3D, foi adotado um modelo digital do terreno, elaborado dentro da interface *Plaxis Design* a partir de levantamentos topográficos pré-existent do local, para determinar a superfície da barragem, do reservatório e da região a jusante. Por sua vez, em profundidade, foram criadas superfícies correspondentes ao *cutoff*, ao solo de fundação e a base impenetrável com base na seção 2D apresentada pela Figura 46.

A Figura 47 ilustra o modelo digital do terreno em superfície, enquanto a Figura 48 exemplifica uma seção transversal típica da modelagem 3D da Barragem X.

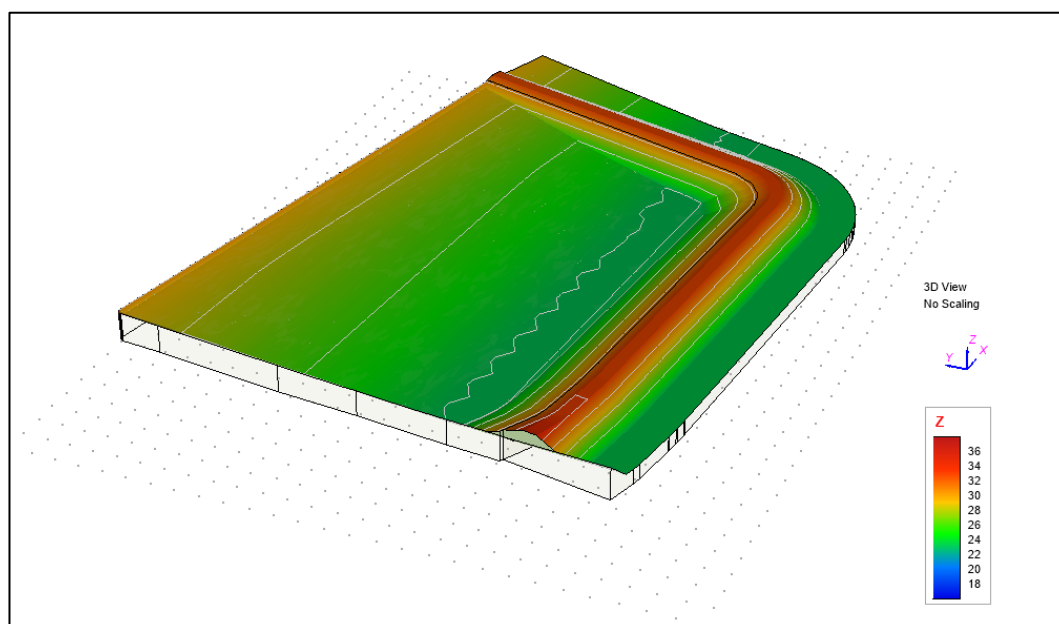


Figura 47 – Modelo tridimensional do terreno da Barragem X.



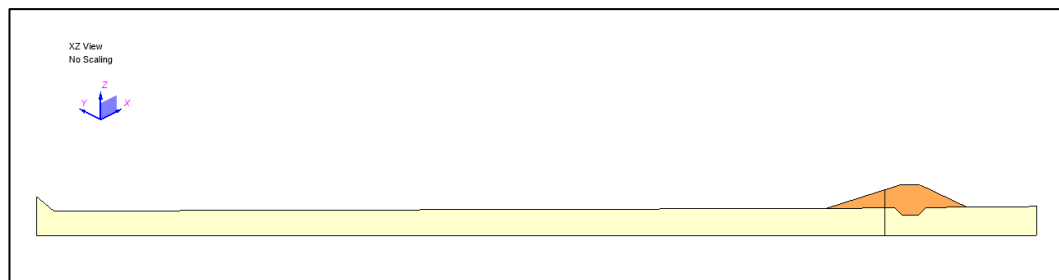


Figura 48 – Seção transversal típica do modelo digital da Barragem X.

Em relação aos elementos finitos utilizados pelo *software* para realizar as análises de fluxo, nas análises bidimensionais foi empregada uma configuração triangular, com uma área máxima de  $0,001 \text{ m}^2$  na região de interesse, três nós por elemento totalizando 14.354 nós por análise, vide Figura 49.

Por sua vez, nos estudos 3D, foram considerados elementos tetraédricos com volume máximo de  $0,001 \text{ m}^3$  na região de interesse, 4 nós por tetraedro, gerando 198.210 nós por análise, conforme ilustrado pela Figura 50.

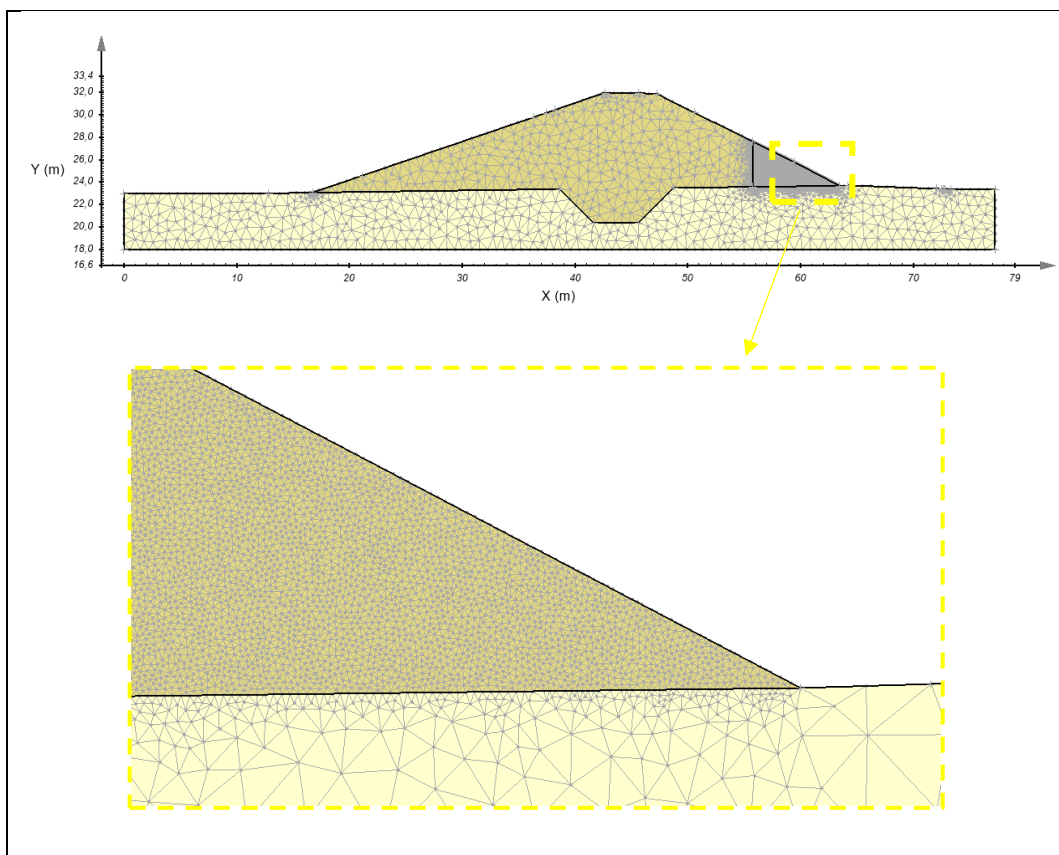


Figura 49 – Malha utilizada nas análises bidimensionais, com refinamento no terço inferior do talude de jusante.

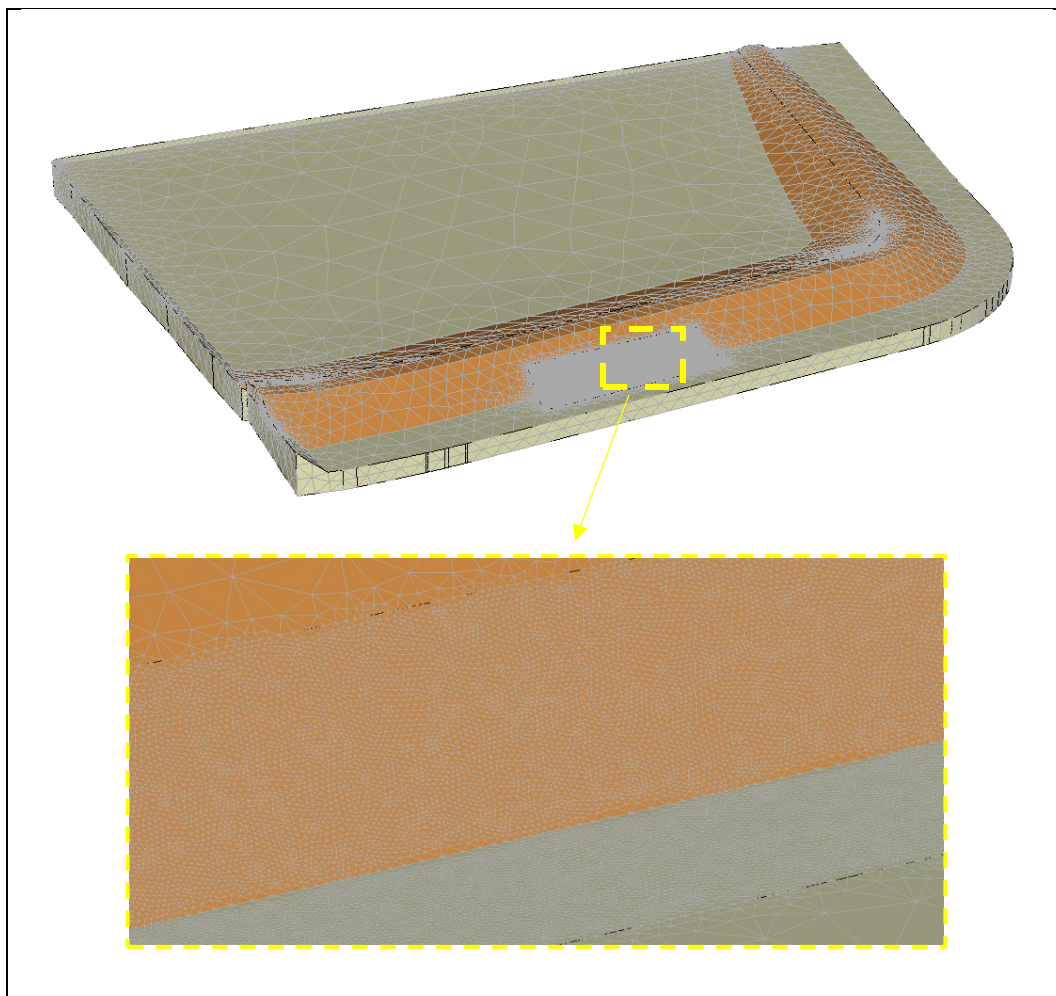


Figura 50 - Malha utilizada nas análises tridimensionais, com refinamento no terço inferior do talude de jusante.

#### 4.3.1.

##### **Análises em regime permanente bidimensionais**

Duas abordagens foram propostas: uma considerando parâmetros de permeabilidade saturados para os solos da barragem e da fundação, enquanto outra considera condutividades hidráulicas não saturadas para o aterro e permeabilidade saturada para a fundação.

Como condições de contorno, foram implementados três tipos:

1. Carga total de 30,4 m, equivalente ao nível operacional do reservatório;
2. Livre drenagem (*Review Boundary*), que representa os possíveis pontos de saída da linha freática;

3. Impermeável, contornos que não permitem que haja fluxo perpendicularmente ao local onde aplicado.

A primeira condição se aplica ao talude de montante da barragem, no trecho em contato direto com a água no reservatório, assim como no solo de fundação.

A segunda condição representa o talude de jusante da barragem, por onde espera-se que seja o ponto de saída da linha freática do modelo.

Por sua vez, a condição impermeável é aplicada aos limites do modelo, o que é feito de forma padrão pelo *software*.

De forma ilustrativa, a Figura 51 indica as condições de contorno aplicadas na seção bidimensional analisada.

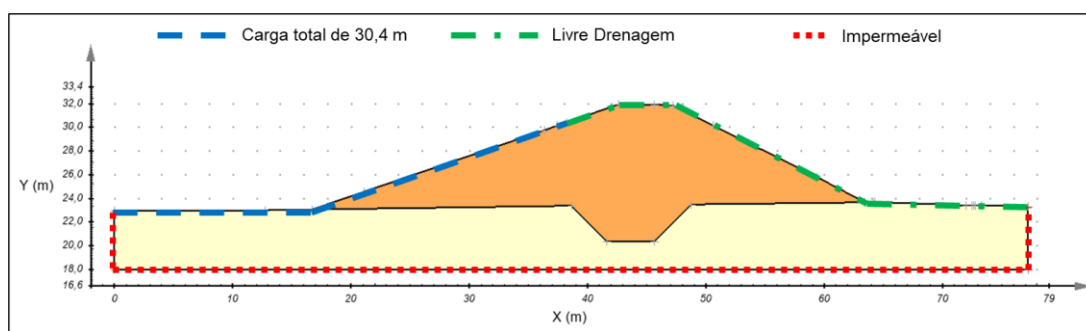


Figura 51 – Condições de contorno aplicadas no modelo de fluxo permanente 2D.

#### 4.3.2.

#### Análises em regime transiente bidimensionais

Além das análises em regime permanente, buscou-se avaliar se a interação solo-atmosfera poderia causar alguma alteração no padrão de fluxo da Barragem X que originasse gradientes hidráulicos críticos. Para esta consideração, foram empregadas análises de fluxo transiente.

Nestes estudos, também foi empregado o *software Plaxis LE*. Como condições de contorno do problema, no geral, serão consideradas as mesmas circunstâncias utilizadas nas análises de regime permanente, vide Figura 51, com uma única alteração: ao invés de considerar a superfície da barragem (crista e talude de jusante) como superfície de livre drenagem, serão impostas as condições meteorológicas em períodos de tempo anteriores à detecção do processo de carreamento de finos.

A Figura 52 ilustra as condições de contorno para os problemas de fluxo transiente.

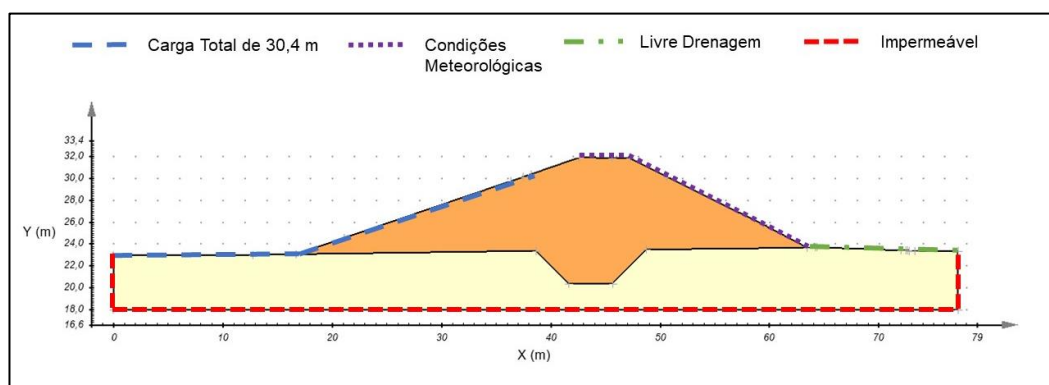


Figura 52 - Condições de contorno aplicadas no modelo de fluxo permanente 2D.

Serão analisadas duas janelas temporais distintas, englobando dois meses diferentes do ano de 2018: janeiro e setembro. O mês de janeiro foi selecionado por se tratar, historicamente, do mês de maior pluviometria na região em estudo. Por sua vez, o processo inicial de erosão interna foi identificado no mês de setembro/2018, justificando, assim, a escolha deste mês para as análises transientes.

Ainda, como a estação meteorológica usada como referência colhe dados de hora em hora, esta frequência será adotada na entrada dos dados no *software*. Tais dados encontram-se apresentados no item 3.2.3.

Para melhor avaliar a interação solo-atmosfera, serão empregados parâmetros não saturados para o material da Barragem X.

Ao considerar a interação solo-atmosfera, além de se empregar coeficientes de permeabilidade não saturados, faz-se necessário incluir dois parâmetros no programa: a variação da precipitação e da evaporação no tempo. Nos tópicos a seguir, serão detalhados os dados necessários para definir as funções no *software*.

- **Variação da precipitação no tempo**

A função de precipitação no tempo é definida de maneira mais simples no *Plaxis LE*. Para isto, basta inserir os dados pluviométricos registrados pela estação meteorológica, apresentados pela Figura 30.

No entanto, os dados de chuva obtidos pelo INMET são fornecidos em milímetros por metro quadrado ( $\text{mm/m}^2$ ), enquanto a unidade utilizada pelo programa é metro cúbico por hora por metro quadrado ( $\text{m}^3/\text{hora/m}^2$ ).

Como os dados são horários, basta dividir o valor fornecido pela estação meteorológica por 1000 para obter os valores na unidade utilizada pelo programa.

### • **Variação da evaporação no tempo**

A função da evaporação do tempo, por sua vez, demanda mais dados para ser obtida. Visto que a estação meteorológica presente na região da Barragem X não mede diretamente o valor da evaporação, faz-se necessário o uso de modelos matemáticos para determinar esta função.

O programa *Plaxis LE* permite o uso de dois métodos para determinar a evaporação potencial: Penman (1948) e Thornthwaite (1948).

Penman (1948) define que a evaporação potencial é uma função das seguintes grandezas: umidade relativa do ar, temperatura do ar, velocidade do vento e radiação solar. Já Thornthwaite (1948) utiliza a duração das horas de luz do dia e a temperatura média mensal.

Com base nos dados fornecidos pela estação listada no INMET, apresentados no item 3.2.3, o modelo adotado para determinar a função de evaporação potencial é o método de Penman (1948). Como simplificação, adotou-se que a evaporação potencial é equivalente à evaporação real.

Em relação à radiação solar, o método de Penman (1948) utiliza o valor líquido, sendo necessário, portanto, descontar a parcela refletida pelo solo. Para isso, é necessário incluir um coeficiente de reflexão (albedo) e uma razão de luz solar, que indica a fração de horas com incidência de luz solar frente às horas do dia.

O albedo adotado para o talude de jusante da Barragem X foi de 25 %, com base nos estudos apresentados por Tubelis e Nascimento (1980)

Já a relação de incidência solar variou conforme o mês analisado, em função das estações do ano correspondentes a cada mês. Os dados foram obtidos com base nos registros horários de radiação solar da estação meteorológica. Uma média mensal foi obtida dividindo-se o número total de horas existentes no mês pelo número de registros horários de radiação solar.

Com base nesta metodologia, obteve-se uma razão de luz solar equivalente à 0,59 para o mês de janeiro, e 0,53 para setembro.

#### 4.3.3.

#### Análises em regime transiente tridimensionais

De maneira análoga, as mesmas condições de contorno foram aplicadas nas análises 3D. Desta forma, a Figura 53 ilustra a determinação destas condições na modelagem tridimensional.

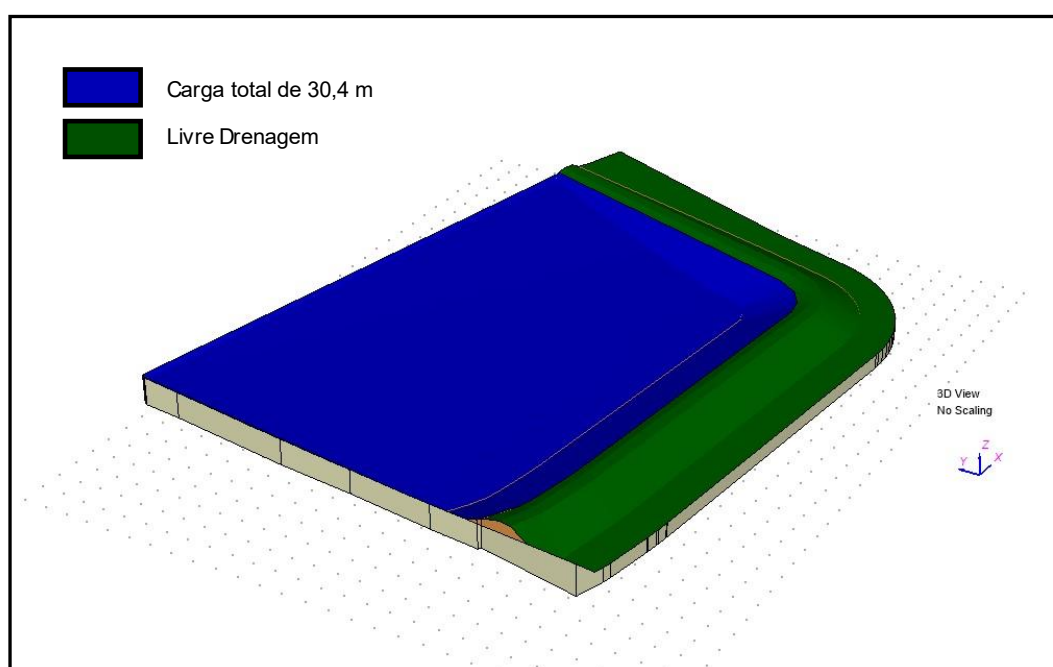


Figura 53 – Condições de contorno para fluxo em regime permanente nas análises 3D.

## 5

### Resultados dos Ensaio

Ao implementar os roteiros de ensaios descrito no t3pico 4.2, foram determinadas propriedades importantes para o desenvolvimento deste trabalho. Estas, por sua vez, encontram-se destacadas a seguir.

#### 5.1.

##### 3ndices F3sicos

A partir dos dados coletados nos ensaios de Papel Filtro, Permeabilidade e determina33o da densidade dos gr3os, foi poss3vel determinar os 3ndices f3sicos do solo em sua condi33o indeformada apresentados pela Tabela 9.

Tabela 9 - 3ndices f3sicos *in situ*.

3ndices F3sicos					
G <sub>s</sub>	e	S (%)	w (%)	γ <sub>t</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )
2,66	0,74	93,4	26,1	18,91	15,00

#### 5.2.

##### An3lise Granulom3trica

A Tabela 10 apresenta as porcentagens das fra33es de granulometria do solo em estudo, utilizando a classifica33o ABNT. Por sua vez, a Figura 54 traz a curva granulom3trica determinada em laborat3rio.

Tabela 10 - Fra33es granulom3tricas do solo em estudo.

Granulometria (%)					
Pedregulho	Areia			Silte	Argila
	Areia Grossa	Areia M3dia	Areia Fina		
2,6	1,1	37,2	15,5	25,3	18,3

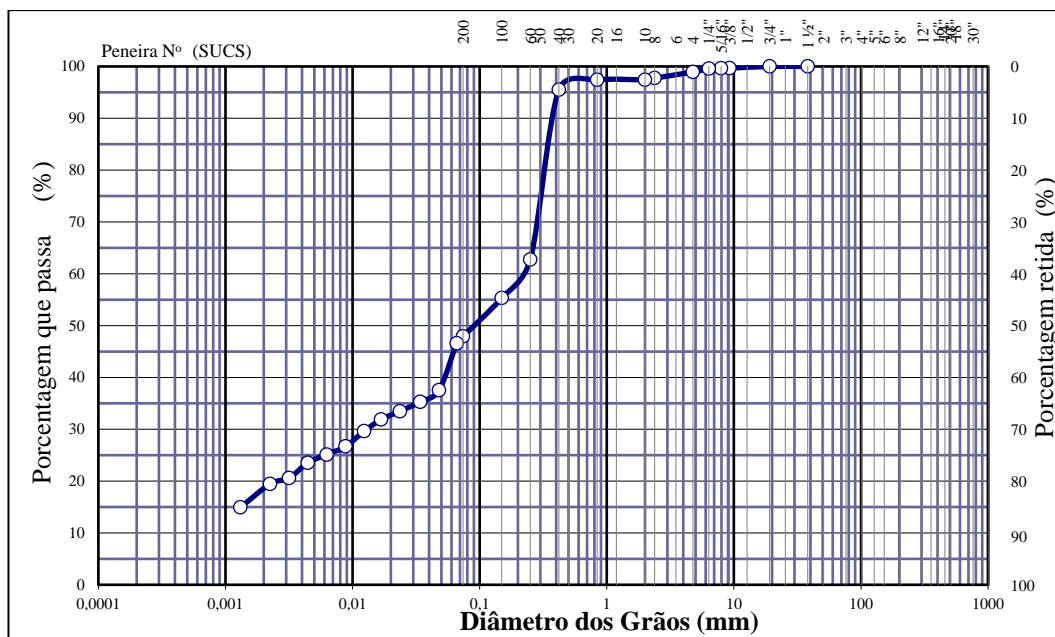


Figura 54 - Curva Granulométrica do solo em estudo.

Nota-se que, a partir das frações granulométricas, o solo coletado pode ser classificado como areia silto-argiloso.

Vale destacar que ao moldar os corpos de prova para os demais ensaios, notou-se uma variabilidade das características do solo no bloco coletado. Foram encontrados fragmentos de rocha com diâmetros da ordem de até 10 cm, além da presença de raízes secas e lentes de matéria orgânica.

### 5.3.

#### Limites de Atterberg

A Tabela 11 indica os limites de liquidez e plasticidade, o índice de plasticidade e a atividade do solo da Barragem X.

Destaca-se que pela carta de plasticidade de Casagrande, o solo pode ser classificado como ML ou OL, ou seja, um silte ou um solo orgânico de baixa plasticidade.

Tabela 11 - Limites de Atterberg do solo em estudo.

Limites de Atterberg			
LL (%)	LP (%)	IP (%)	Atividade
44,6	28,2	16,5	0,90



#### 5.4.

#### Permeabilidade

Para cada eixo, foram realizados três ensaios de permeabilidade em um corpo de prova único, variando-se a tensão efetiva. A Figura 55 apresentam a variação do volume de água que percola pelo corpo de prova em função do tempo.

Por sua vez, a Tabela 12 indica os valores de condutividade hidráulica determinados em cada situação de análise.

Tabela 12 – Resultado dos ensaios de permeabilidade.

Coeficiente de Permeabilidade - $k$ ( $10^{-6}$ cm/s)		Tensão Efetiva Nominal (kPa)		
		10,0	50,0	100,0
Horiz.	Transversal	9,72	2,17	1,17
	Longitudinal	4,03	0,42	0,18
Vertical		1,20	0,45	0,29

De forma intuitiva, espera-se que o valor do coeficiente de permeabilidade no eixo vertical seja inferior aos demais devido ao plano de compactação utilizado no método construtivo da barragem. Tal situação foi observada apenas nos ensaios realizados a 10 kPa de tensão efetiva.

No entanto, para os outros dois valores de tensão efetiva utilizado, o menor valor de condutividade hidráulica foi observado na direção longitudinal ao eixo do barramento.

Lambe & Whitman (1969) enumeram como fatores de influência ao valor do coeficiente de permeabilidade, dentre outras, as seguintes características do solo: (i) tamanho das partículas, (ii) índice de vazios e (iii) estrutura do solo.

Embora tenha sido amostrado uma pequena porção do solo da barragem em estudo, notou-se grande variabilidade na composição do solo ao moldar os corpos de prova dos ensaios realizados, conforme evidenciado no item 5.2.

Ainda, a Tabela 13 traz os índices de vazios em cada etapa dos ensaios de permeabilidade. Estes valores foram calculados a partir desta propriedade inicial de cada corpo de prova, diminuindo-se o valor do volume de água excedente em cada etapa de adensamento.

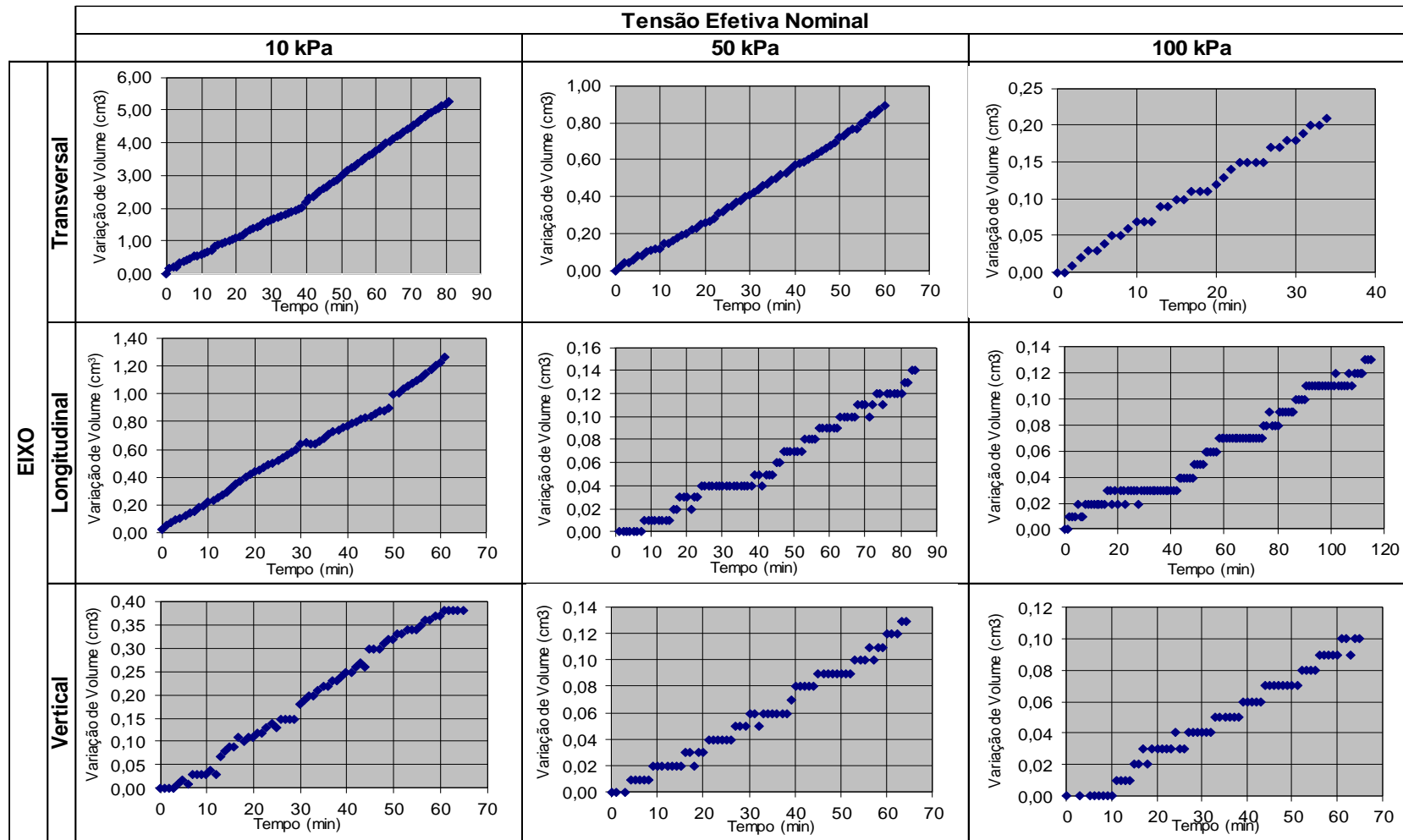


Figura 55 – Variação do volume de água no tempo – Ensaio de Permeabilidade.

Tabela 13 - Variação do índice de vazios com a tensão efetiva.

Índice de Vazios (e)		Tensão Efetiva Nominal (kPa)		
		10,0	50,0	100,0
Horiz.	Transversal	0,80	0,76	0,74
	Longitudinal	0,90	0,86	0,83
Vertical		0,89	0,85	0,83

Nota-se que os índices de vazios dos corpos de prova dos eixos longitudinal e vertical são similares, o que não justifica a diferença encontrada nos coeficientes de permeabilidade.

Desta forma, entende-se que o principal fator para a variação da condutividade hidráulica, neste caso, é a granulometria e a composição do solo das amostras. Destaca-se que ambas as amostras utilizadas para realizar os ensaios de permeabilidade nos eixos longitudinal e vertical apresentaram presença de matéria orgânica, detectada em função da coloração acinzentada e odor característico. A variação da concentração de matéria orgânica nas amostras pode justificar o resultado encontrado.

Avaliando-se isoladamente cada corpo de prova, nota-se uma variação da condutividade hidráulica inversamente proporcional à tensão efetiva atuante. Ajmera et al. (2018) e Defalla et al. (2015) indicaram, através de ensaios de laboratório, que o aumento da tensão efetiva implica em uma redução do coeficiente de permeabilidade.

De forma gráfica, a Figura 56 ilustra o comportamento do coeficiente de permeabilidade em função da tensão efetiva em cada corpo de prova ensaiado.

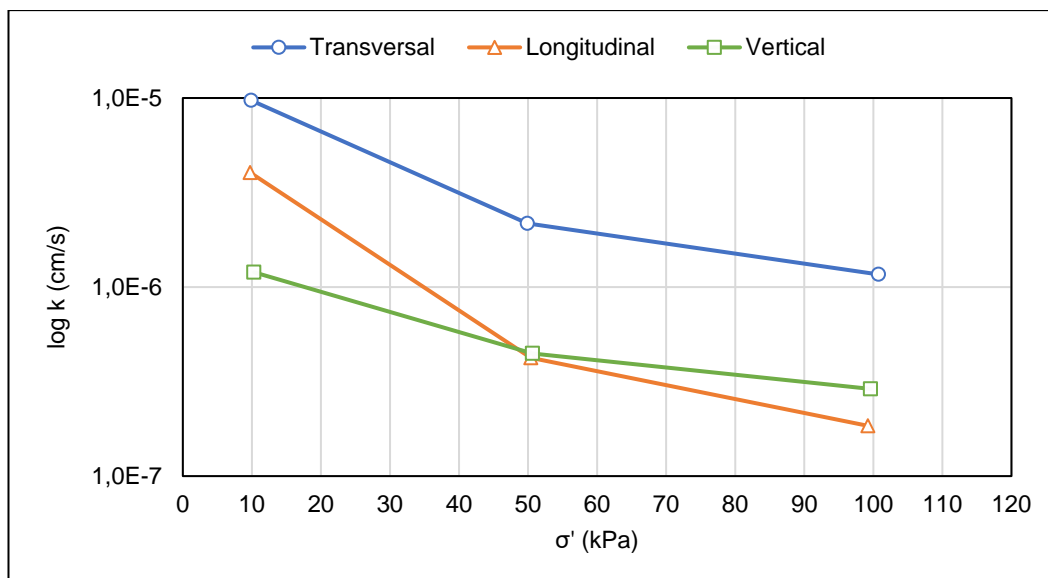


Figura 56 – Variação do coeficiente de permeabilidade com a tensão efetiva.

Nishida e Nakagawa (1969) avaliam que existe uma relação linear entre o coeficiente de permeabilidade e o índice de vazios em um espaço semi-log para diversos tipos de solo. Desta forma, foram plotados pares ( $\log k$ ,  $e$ ) para verificar tal correlação, vide Figura 57.

Nota-se uma tendência de correlação linear entre  $\log k$  e índice de vazios, conforme esperado.

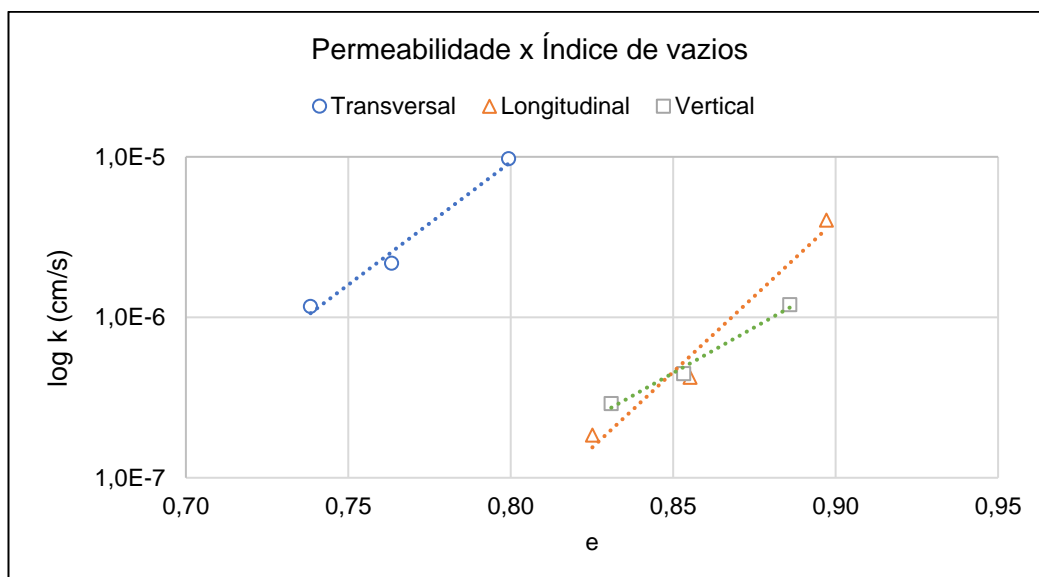


Figura 57 – Variação da condutividade hidráulica com o índice de vazios.

## 5.5.

### Papel Filtro

Cada corpo de prova moldado para realizar o ensaio de Papel Filtro gerou um par ordenado ( $\psi$ ,  $\theta$ ). A Figura 58 apresenta, graficamente, os resultados brutos do ensaio.

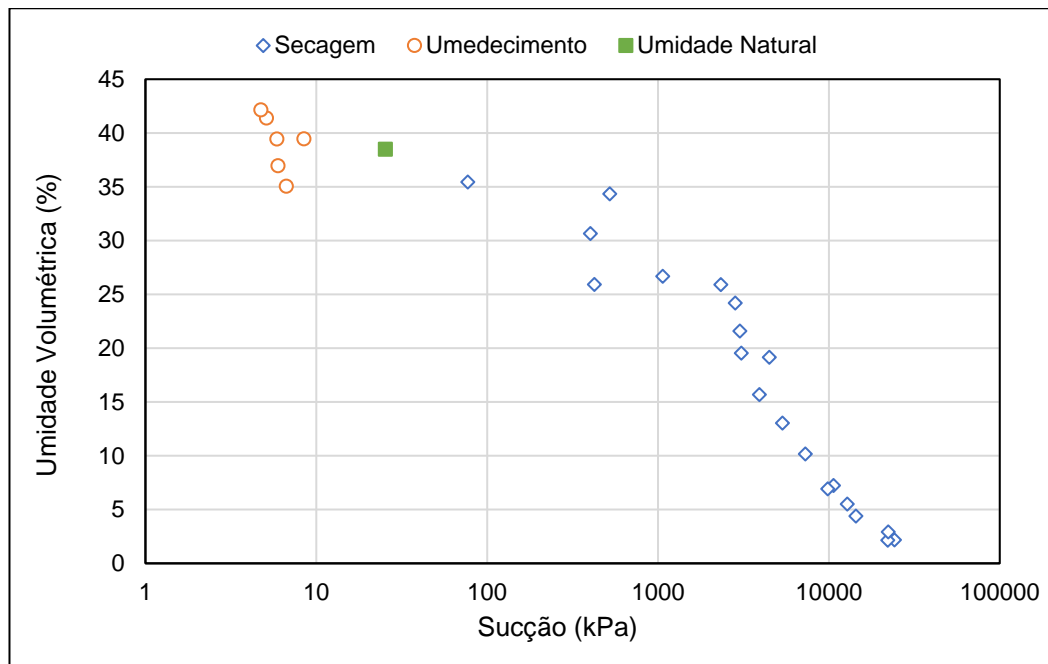


Figura 58 – Pares ( $\psi$ ,  $\theta$ ) obtidos nos ensaios de Papel Filtro.

De forma a refinar os resultados apresentados pela Figura 58, avaliou-se a variação da umidade gravimétrica em função da saturação dos corpos de prova.

Para determinar o grau de saturação, foram calculadas as seguintes propriedades, a partir da medição das dimensões das amostras e do teor de umidade: massa específica total ( $\rho$ ), massa específica seca ( $\rho_d$ ) e índice de vazios.

Na sequência, o grau de saturação foi calculado a partir da Eq. (31).

$$S = \frac{G_s}{e} w \quad \text{Eq. (31)}$$

Assumindo a densidade dos grãos e o índice de vazios como constantes para o mesmo solo, a relação teor de umidade x grau de saturação se aproxima de uma reta.

A Figura 59 ilustra essa relação para os corpos de prova do ensaio de papel filtro. De fato, observa-se um comportamento linear e diretamente proporcional entre as características em análise.

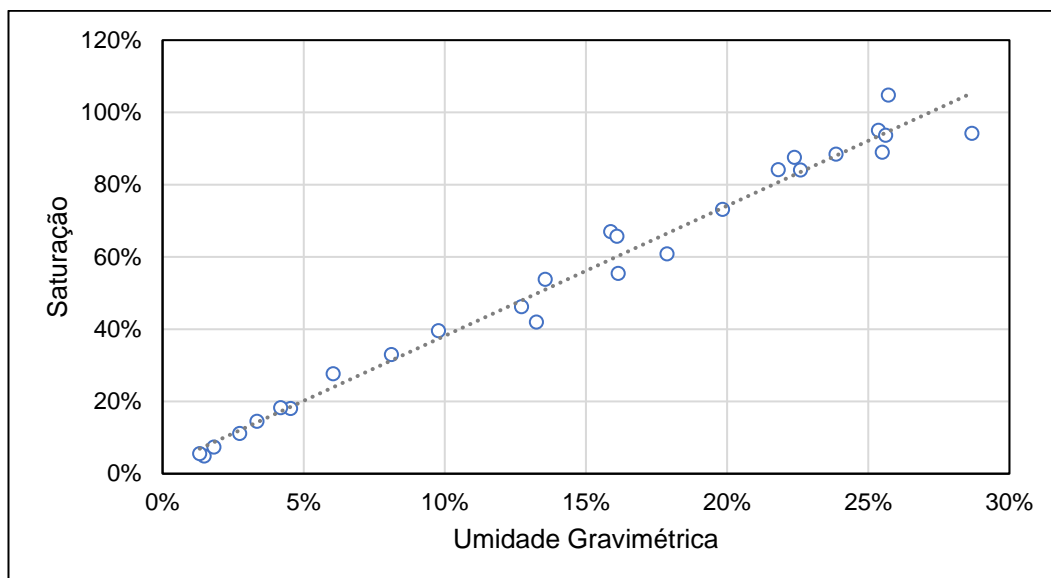


Figura 59 – Variação do Grau de Saturação em função da Umidade Gravimétrica.

Para gerar a curva de retenção, foi utilizado o *software* SVSoils do pacote SV Office 5. O programa interpola, com base nas informações fornecidas, curvas com base nos modelos de ajuste elencados no item 2.1.6.2, dentre outros.

Como dados de entrada do programa, são inseridos pares ( $\psi$ ,  $w$ ) validados, conforme descrito anteriormente, e pelo menos três propriedades índices.

A Figura 60 apresenta a janela do *software* com as propriedades inseridas como dados de entrada.

**Volume Mass**

Category   Export   Graph

Measured	Variable	Value	Unit	Range
<input checked="" type="checkbox"/>	Specific Gravity, Gs	2,66		Gs > 0
<input checked="" type="checkbox"/>	Gravimetric Water Content, gwc:	26,1	%	w > 0
<input type="checkbox"/>	Porosity, n:	42,5	%	0 < n < 100
<input checked="" type="checkbox"/>	Void Ratio, e:	0,740		e > 0
<input type="checkbox"/>	Dry Density, pd:	1528,7	kg/m <sup>3</sup>	> 0
<input type="checkbox"/>	Total Density, pt:	1927,7	kg/m <sup>3</sup>	> 0
<input type="checkbox"/>	Total Unit Weight, rt	18,9	kN/m <sup>3</sup>	> 0
<input type="checkbox"/>	Degree of Saturation	93,8	%	0 < S ≤ 100
<input type="checkbox"/>	Volumetric Water Content, VWC	0,399		0 < VWC ≤ 1
	Solids Content, SC	78,24	%	

Successful!

Calculate   Graph   Reset   OK

Figura 60 – Propriedades índices utilizadas como dados de entrada no *software* (SVSoils, 2021).

Dois modelos de ajuste geraram curvas características razoáveis aos dados dos ensaios de Papel Filtro, são estes Fredlund & Xing (1994) e van Genuchten (1980). As Figuras 61 e 62 ilustram, respectivamente, as curvas interpoladas pelo *software* para cada modelo.

O valor da pressão de entrada de ar para o primeiro modelo foi de 105,56 kPa, enquanto para o segundo foi de 142,75 kPa.

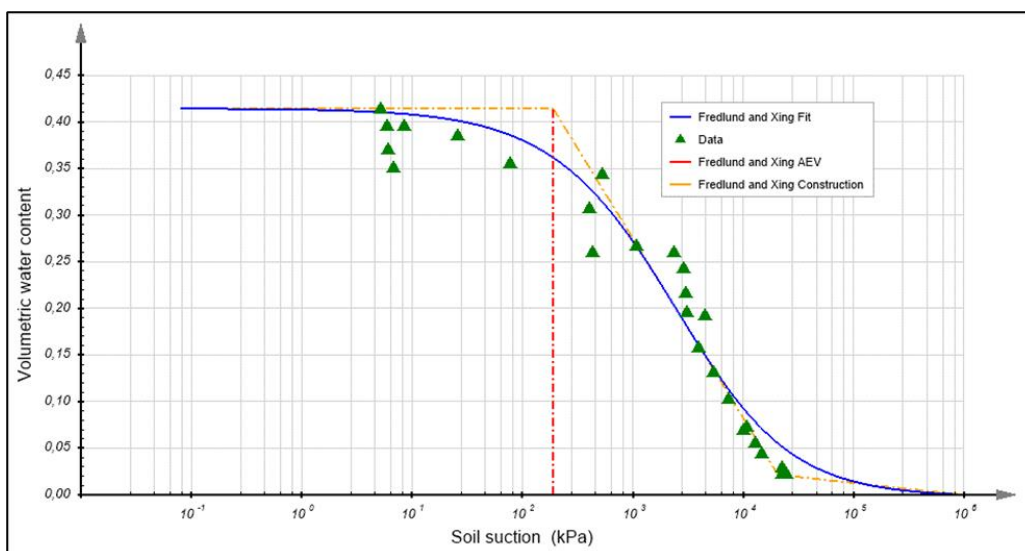


Figura 61 – Modelo de Fredlund & Xing (1994) ajustado aos dados de laboratório.

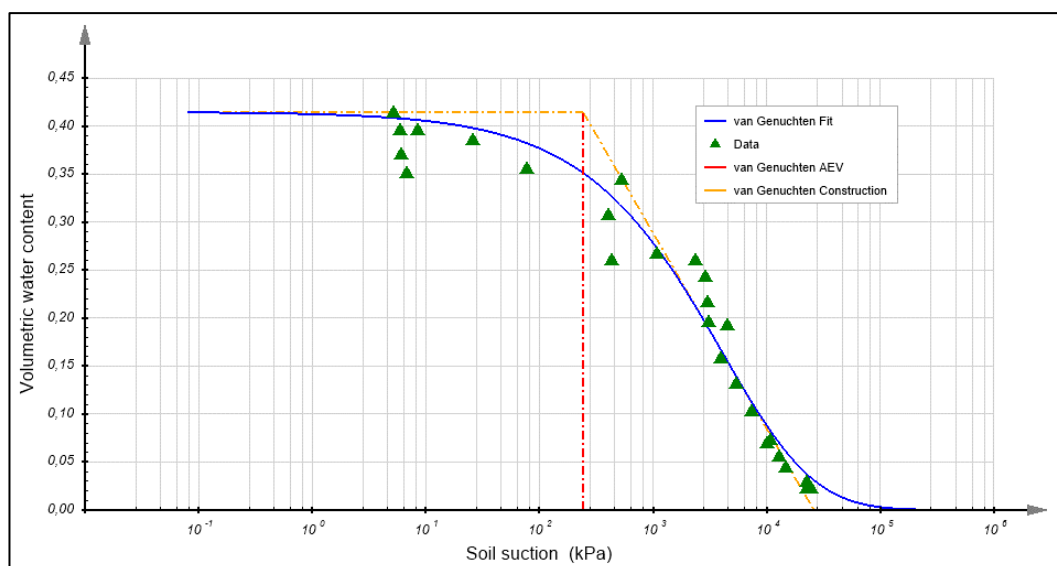


Figura 62 - Modelo de van Genuchten (1980) ajustado aos dados de laboratório.

A partir das curvas de retenção de umidade interpoladas pelo programa, este permite gerar curvas de variação de permeabilidade não saturada, com base nos modelos descritos no item 2.1.6.3.

Destaca-se que o único modelo que gerou uma função de permeabilidade não saturada representativa foi Fredlund et al. (1994). Desta forma, esta função foi adotada para descrever a SWCC do solo em estudo neste trabalho.

## 5.6.

### Comparação com ensaios anteriores

Dado a existência pretérita de dados geotécnicos sobre a barragem em estudo, obtidos por Viana (2015), avaliou-se os resultados obtidos na presente companhia de investigação em conjunto com as demais informações.

#### 5.6.1.

#### Caracterização

A carta de plasticidade apresentada pela Figura 63 reúne os resultados existentes de ensaios de limites de Atterberg no solo da Barragem X com as informações obtidos nos ensaios desenvolvidos neste trabalho.



Nota-se que o resultado obtido nos ensaios de laboratório se aproxima dos dados pré-existentes, uma vez que ponto obtido se encontra próximo a Linha A.

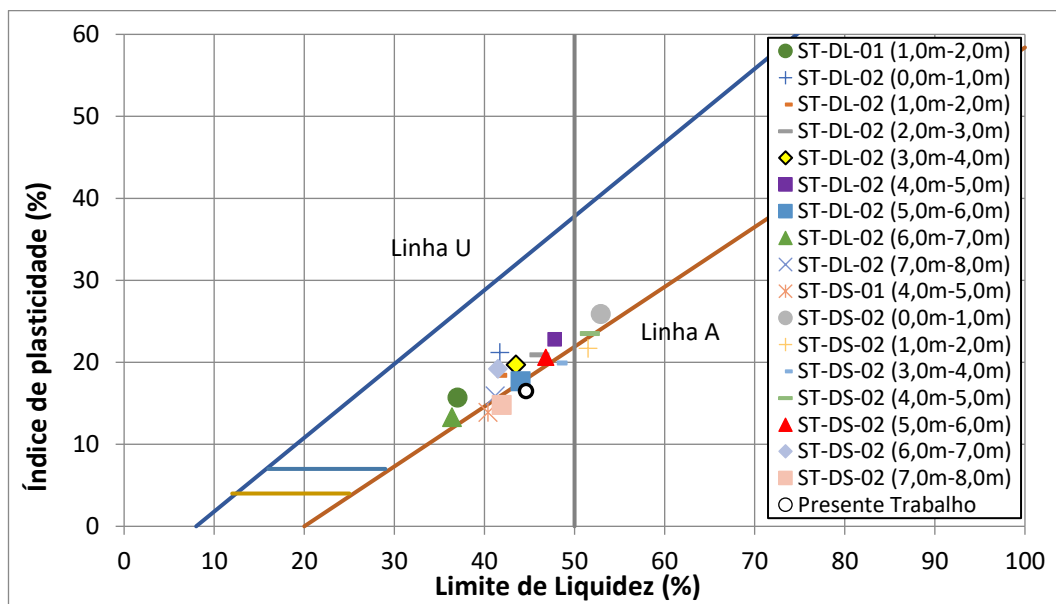


Figura 63 – Comparação dos resultados de plasticidade.

Este resultado também pode ser observado ao comparar as curvas granulométricas, vide Figura 64.

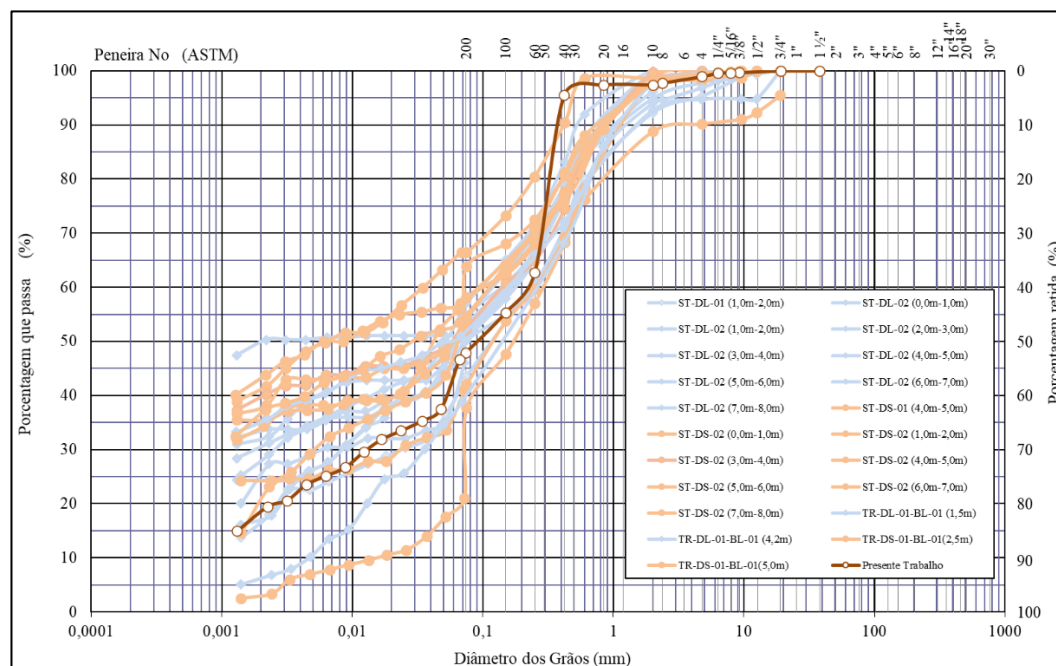


Figura 64 – Comparação das curvas granulométricas.

### 5.6.2.

#### Permeabilidade

Para comparar as condutividades hidráulicas obtidas neste trabalho com os valores de Viana et al. (2015), são necessárias algumas observações iniciais.

As equações teóricas propostas por Hazen (1911) e Taylor (1948) indicam que o coeficiente de permeabilidade varia com o quadrado de  $D_{10}$ . Isto expressa a influência do tamanho dos grãos nesta grandeza. É possível notar na Figura 32 a variabilidade das distribuições granulométricas do solo da barragem em estudo, o que, numa análise preliminar, justificaria uma variação da condutividade hidráulica ao longo da barragem.

Destaca-se ainda que, em três das quatro amostras de solo submetidas aos ensaios de permeabilidade por Viana et al. (2015) não indicaram valor de  $D_{10}$ . Tal situação também ocorreu no solo analisado neste trabalho.

Desta forma, uma análise comparativa considerando apenas o índice de vazios como variável, tal qual realizado no item 5.4, poderia implicar em conclusões falsas. De todo modo, a Figura 65 ilustra os resultados de permeabilidade de Viana et al. (2015) juntamente com os valores obtidos pelo autor deste trabalho.

É possível notar que os valores obtidos no trabalho pretérito também apresentam uma tendência de variação linear com o aumento do índice de vazios num espaço semi-log.

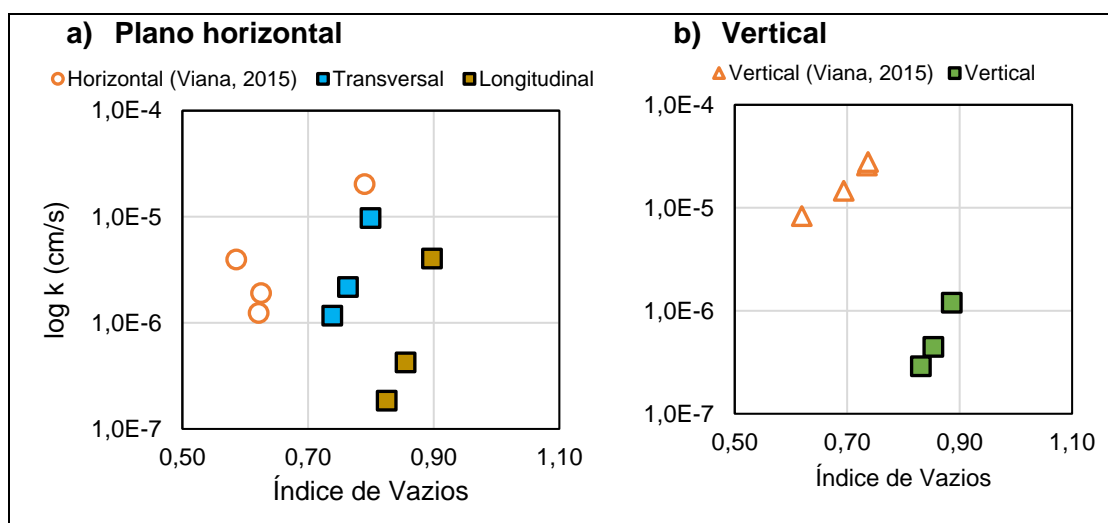


Figura 65 – Comparação de resultados de ensaios de permeabilidade – Índice de vazios.

Avaliando-se em relação à tensão efetiva atuante durante os ensaios, observa-se que para os ensaios no plano horizontal, os resultados obtidos se aproximaram da referência. No entanto, no eixo vertical, os coeficientes de permeabilidades encontrados se apresentaram menores.

A Figura 66 ilustra este comportamento.

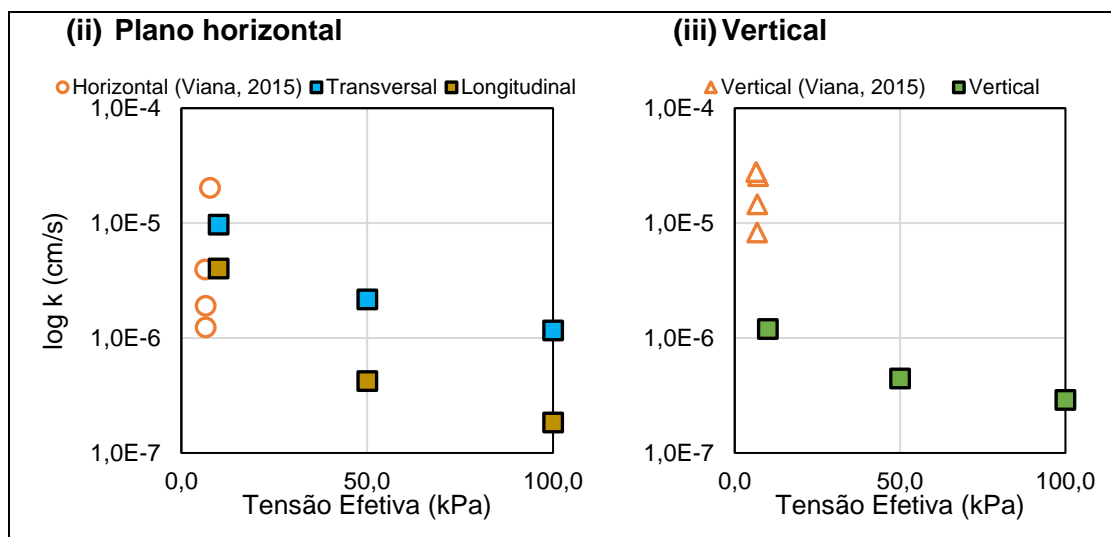


Figura 66 – Comparação de resultados de ensaios de permeabilidade – Tensão efetiva.

## **6**

### **Análises Computacionais de Fluxo**

Este capítulo descreve os cenários e os resultados das análises computacionais de fluxo realizadas para investigar a formação de gradientes críticos em profundidade na Barragem X capazes de iniciar o processo de carreamento de finos observado.

#### **6.1.**

##### **Análises bidimensionais em regime permanente**

Inicialmente, foi abordado um contexto bidimensional nas análises de fluxo, considerando parâmetros de permeabilidade saturada nos materiais da Barragem X. Na sequência, avaliou-se a influência de permeabilidade não saturadas nos padrões de fluxo.

#### **6.1.1.**

##### **Fluxo Saturado**

Neste tópico, serão apresentadas as análises de fluxo em regime permanente considerando parâmetros de permeabilidade saturado tanto no corpo da barragem quanto para sua fundação.

#### **6.1.1.1.**

##### **Cenário Inicial**

Em uma primeira abordagem, os parâmetros de permeabilidade utilizados foram os valores obtidos por Viana et al. (2015). Assumiu-se os valores médios dos ensaios realizados pelos autores uma vez que estes geram uma superfície freática mais condizente com os dados indicados pela instrumentação de campo.

Para o solo do barramento, foi considerado uma condutividade hidráulica horizontal de  $6,85 \times 10^{-8}$  m/s, com um fator de anisotropia vertical de 2,79, indicando um valor de  $k$  maior no eixo vertical em comparação com a horizontal. Já para o solo de fundação, adotou-se uma condutividade hidráulica isotrópica de  $3,96 \times 10^{-8}$  m/s.

Em resumo, a Tabela 14 indica os parâmetros utilizados para esta análise.

Tabela 14 - Valores de condutividade hidráulica considerados na abordagem inicial das análises de fluxo (Viana et al., 2015).

Parâmetros	Condutividade hidráulica horizontal- $k$ (m/s)	Fator de anisotropia vertical
<b>Solo da Barragem X</b>	$6,85 \times 10^{-8}$	2,79
<b>Solo de Fundação</b>	$3,96 \times 10^{-8}$	1,00

A Figura 67 ilustra a distribuição de cargas hidráulicas da análise de fluxo 2D considerando os parâmetros de permeabilidade listados na Tabela 14, juntamente com a linha freática gerada pelo *software*. Nota-se que o ponto de saída da linha freática está localizado no talude de jusante, a cerca de 1,75 m acima do pé da barragem.

Por sua vez, a Figura 68 indica a distribuição dos gradientes hidráulicos ao longo da seção. São encontrados valores entre 0 e 0,98, sendo que os maiores gradientes ocorrem no solo de fundação, a 3 cm de profundidade da interface com o solo da barragem.

No talude de jusante, próximo ao sopé, são observados gradientes hidráulicos variando de 0,30 a 0,63. O maior valor está localizado na superfície da barragem, 1 cm acima do pé do talude. Em uma cota a 10 cm acima do solo de fundação, ainda na superfície do talude de jusante, o gradiente hidráulico se reduz para 0,59. Em profundidade, o maior gradiente observado nessa região equivale a 0,54, a 15 cm da superfície do talude.

Em uma breve comparação dos gradientes hidráulicos encontrados com o valor do gradiente hidráulico crítico, definido a partir dos parâmetros encontrados nos ensaios de laboratório, observa-se que a percolação considerando os valores

médios de permeabilidade de Viana et al. (2015) não indicam a ocorrência de processos de erosão no solo da Barragem X, a qual estaria sujeita a gradientes cerca de 40 % inferiores ao valor crítico, equivalente à 0,92.

Desta forma, foram analisadas algumas combinações de parâmetros de permeabilidade determinados em laboratório que pudessem indicar valores de gradientes superiores ao encontrado nesta análise inicial. Foram considerados 5 cenários distintos, listados abaixo.

- **Cenário 1:** Parâmetros de Viana et al. (2015) em conjunto com a condutividade hidráulica encontrada nos ensaios de laboratório para tensões efetivas de 10 kPa no terço inferior do talude de jusante;
- **Cenário 2:** Variação discreta do coeficiente de permeabilidade no corpo da barragem, considerando os valores de condutividade hidráulica encontrados para tensões efetivas de 10, 50 e 100 kPa.
- **Cenário 3:** Barragem homogênea em relação à permeabilidade, considerando a condutividade hidráulica encontrada para tensões efetivas de 10 kPa;
- **Cenário 4:** Barragem homogênea em relação à permeabilidade, considerando a condutividade hidráulica média encontrada nos ensaios de laboratório;
- **Cenário 5:** Barragem homogênea em relação à permeabilidade, considerando a condutividade hidráulica encontrada para tensões efetivas de 100 kPa;

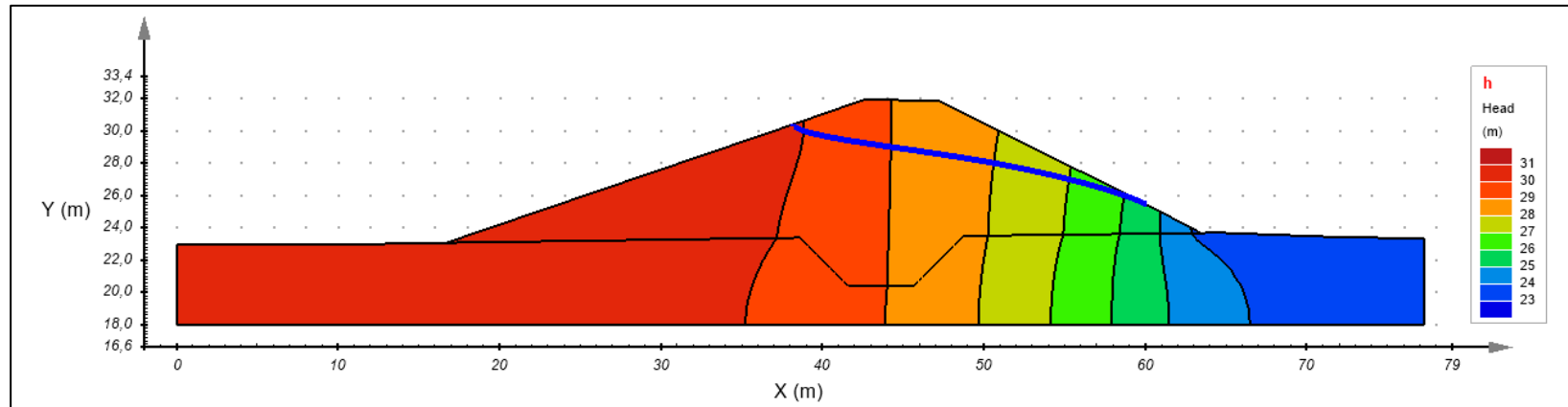


Figura 67 – Distribuição da carga hidráulica resultante da análise de fluxo com parâmetros de permeabilidade de Viana et al. (2015).

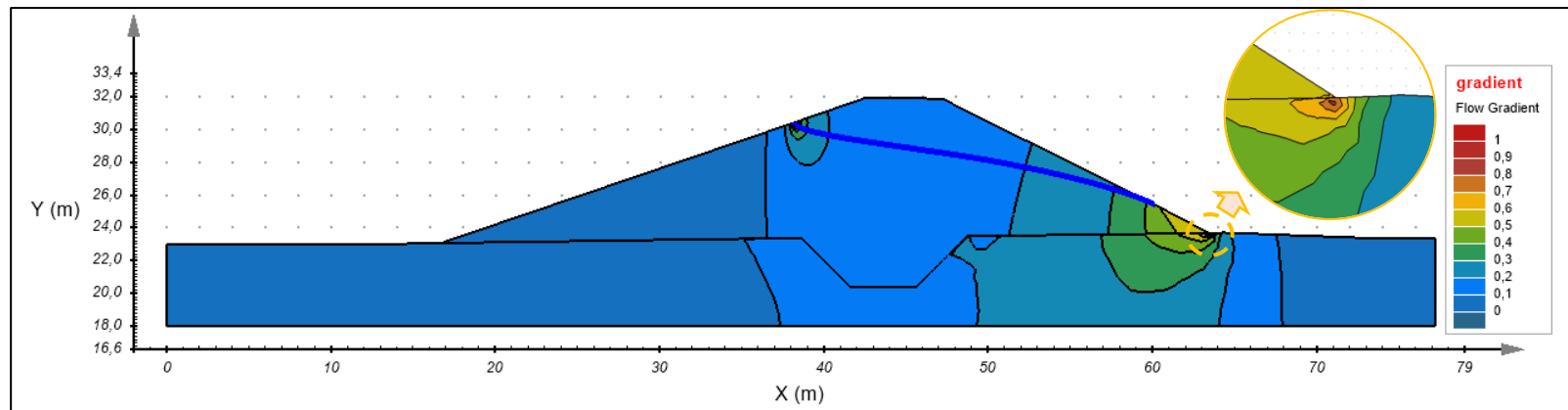


Figura 68 - Distribuição dos gradientes hidráulicos resultantes das análises de fluxo com parâmetros de permeabilidade de Viana et al. (2015).

### 6.1.1.2.

#### Cenário 1

Para este cenário, foi considerada uma modificação na seção de análise apresentada pela Figura 46. Introduziu-se um novo material, no terço inferior do talude de jusante, que representa uma zona de diferente permeabilidade do restante do barramento, simulando a presença de um material com permeabilidade equivalente ao valor determinado para os ensaios feitos com tensão efetiva igual a 10 kPa. Em relação ao solo de fundação, optou-se por manter o valor obtido por Viana et al. (2015).

A Figura 69 ilustra a seção transversal utilizada neste cenário. Por sua vez, a Tabela 15 apresenta os parâmetros de permeabilidade dos materiais utilizados neste cenário.

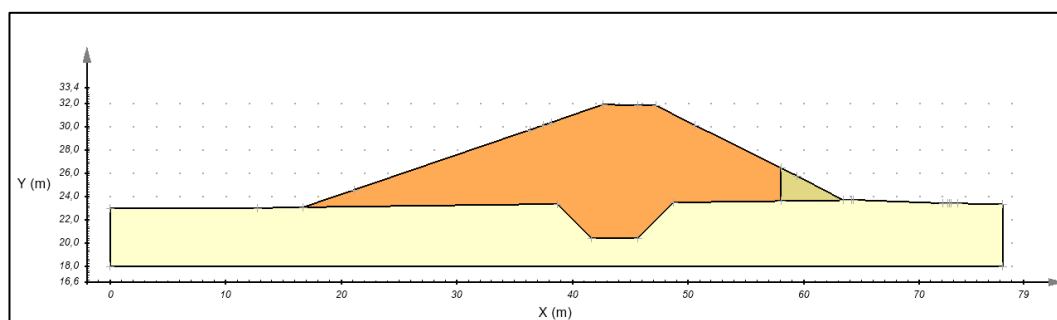


Figura 69 – Seção transversal considerada no Cenário 1.

Tabela 15 – Valores de condutividade hidráulica considerados no Cenário 1.

Parâmetros	Condutividade hidráulica horizontal- $k$ (m/s)	Fator de anisotropia vertical
Solo da Barragem X	$1,91 \times 10^{-8}$	7,65
Terço inferior do talude de jusante	$9,70 \times 10^{-8}$	0,12
Solo de Fundação	$3,69 \times 10^{-8}$	1,00

As Figuras 71 e 72 apresentam os resultados da análise de fluxo do Cenário 1. É possível avaliar que a linha freática apresenta uma mudança de direção na



interface entre os dois materiais considerados para o corpo da barragem. Ainda, a posição do ponto de saída se apresentou a 2,22 m acima do pé da barragem.

No tocante aos gradientes hidráulicos, na superfície do talude, o valor máximo encontrado para o gradiente hidráulico foi de 1,42, próximo ao pé do talude de jusante. Mesmo assim, a uma cota 10 cm acima do pé da barragem o valor reduz para 0,85.

Em profundidade, é possível verificar valores da ordem de 0,68 a 15 cm do talude de jusante.

### 6.1.1.3.

#### Cenário 2

Em uma segunda abordagem, avaliou-se o comportamento da percolação no interior do barramento com uma variação discreta do coeficiente de permeabilidade em profundidade. Para este cenário, o corpo da barragem foi repartido em três regiões, onde foram aplicadas as condutividades hidráulicas encontradas para tensões efetivas de 10, 50 e 100 kPa, descritas no item 5.4, sendo a primeira aplicada superficialmente e a última no núcleo do aterro.

A Figura 70 ilustra a partição do interior da barragem deste cenário, enquanto a Tabela 16 indica os parâmetros de permeabilidade utilizados.

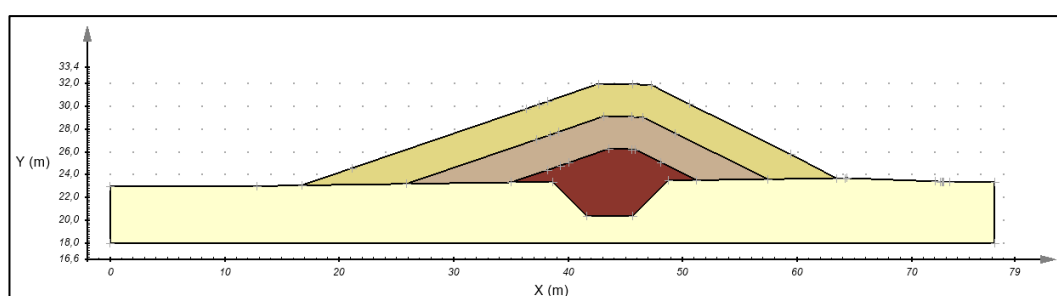


Figura 70 – Seção transversal considerada no Cenário 2.

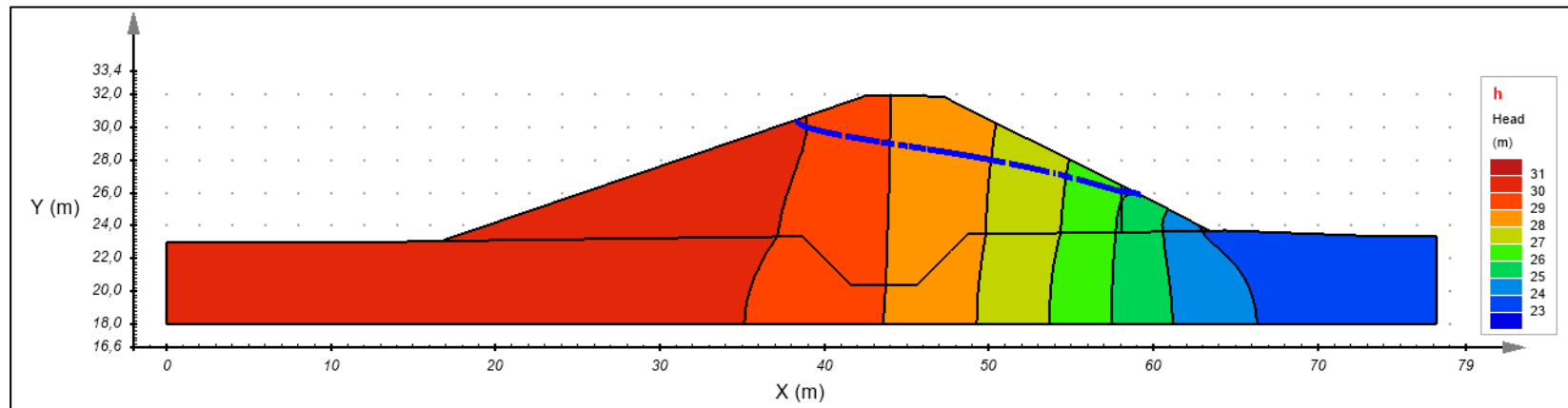


Figura 71 – Distribuição da carga hidráulica resultante da análise de fluxo do Cenário 1.

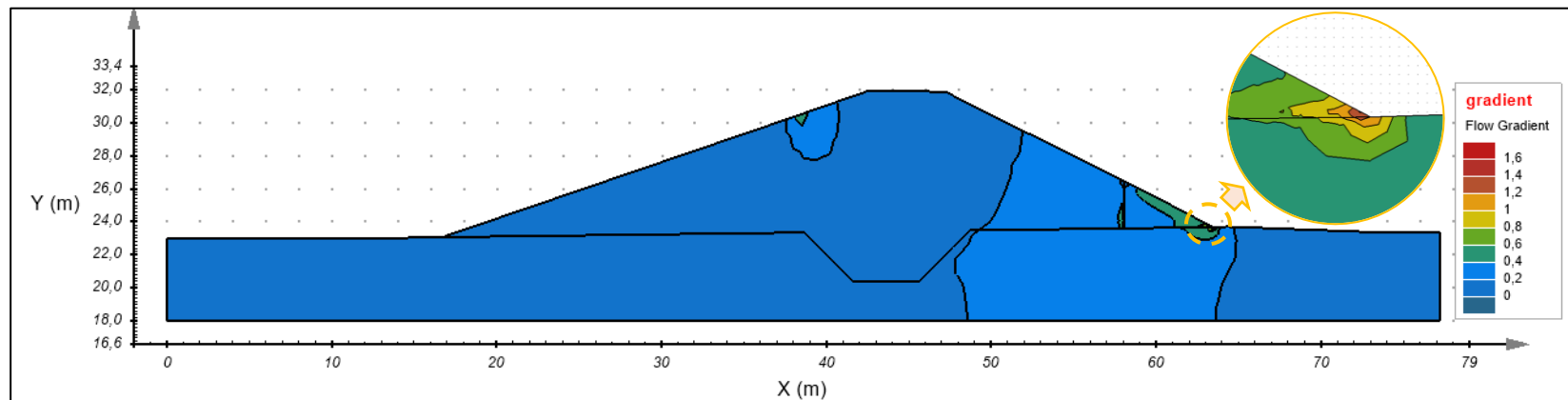


Figura 72 - Distribuição dos gradientes hidráulicos do Cenário 1, com destaque para região próxima à base do talude de jusante.

Tabela 16 - Valores de condutividade hidráulica considerados no Cenário 2.

<b>Parâmetros</b>	<b>Condutividade hidráulica horizontal- k (m/s)</b>	<b>Fator de anisotropia vertical</b>
<b>Superfície (<math>\sigma' = 10</math> kPa)</b>	$9,70 \times 10^{-8}$	0,12
<b>Intermediária (<math>\sigma' = 50</math> kPa)</b>	$2,20 \times 10^{-8}$	0,20
<b>Interna (<math>\sigma' = 100</math> kPa)</b>	$1,20 \times 10^{-8}$	0,25
<b>Solo de Fundação</b>	$3,69 \times 10^{-8}$	1,00

Neste cenário, a análise de fluxo indicou uma altura do ponto de saída da linha freática a uma cota 1,84 m acima do pé da barragem, indicando uma região maior com saturação máxima no terço inferior do barramento. Esta situação está representada pela Figura 73.

Ao observar os gradientes hidráulicos envolvidos neste cenário, vide Figura 74, verifica-se valores distribuídos pelo contorno de escoamento livre na porção mais inferior do talude de jusante. Próximo ao ponto de saída da linha freática, são gerados gradientes da ordem de 0,65.

Em relação ao trecho próximo ao pé da barragem, encontra-se um gradiente máximo igual a 1,00, sendo que este valor se reduz a 0,60 ainda em superfície, a 10 cm da fundação. Olhando em profundidade nesta região, a cerca de 15 cm abaixo da superfície do talude, o gradiente se reduz ainda mais, se situando em 0,46.

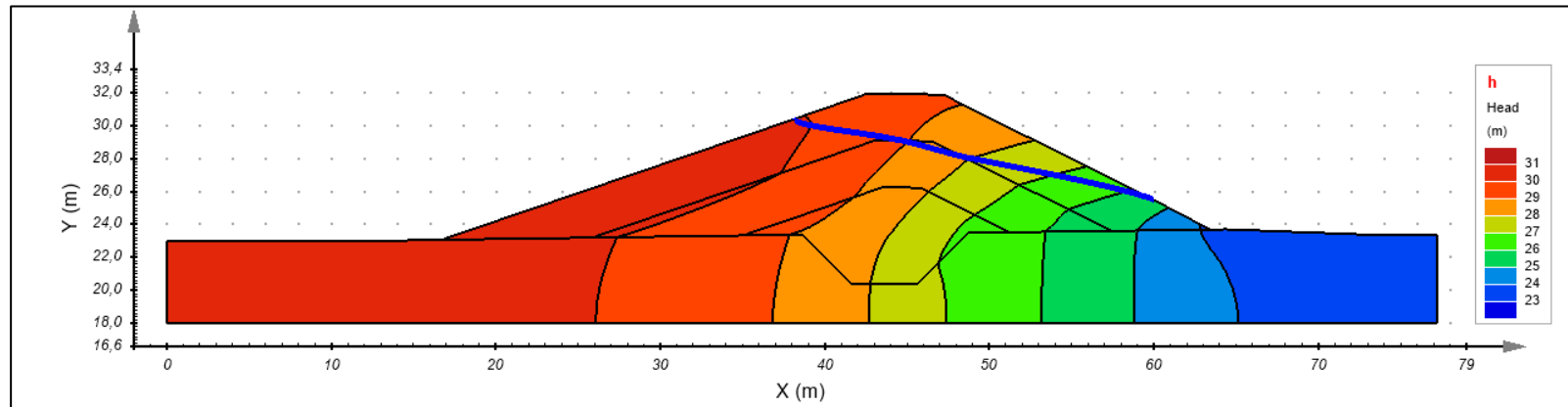


Figura 73 – Distribuição da carga hidráulica resultante da análise de fluxo do Cenário 2.

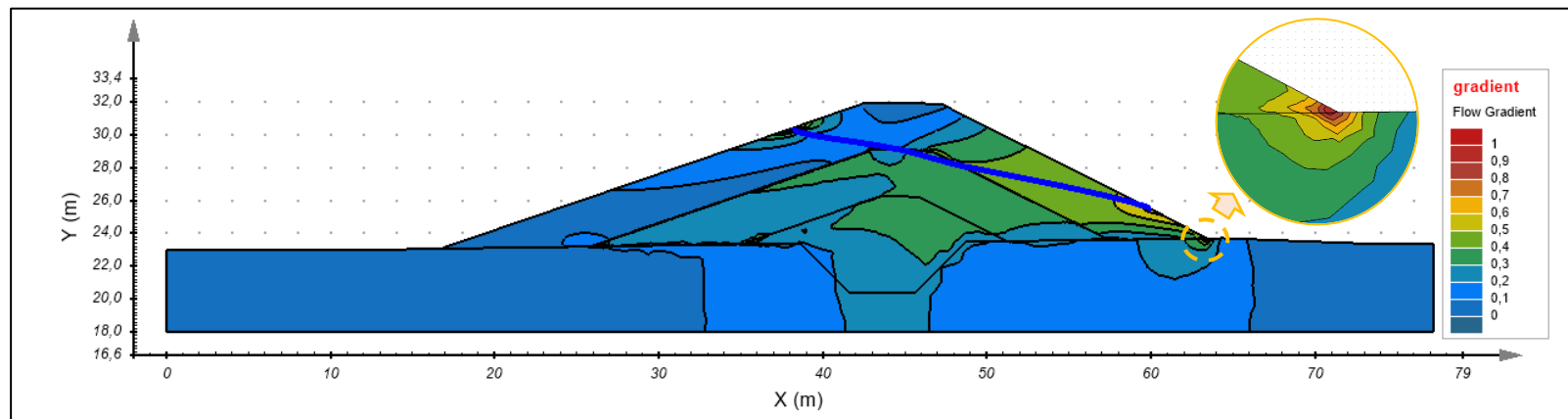


Figura 74 - Distribuição dos gradientes hidráulicos do Cenário 2, com destaque para região próxima à base do talude de jusante.

#### **6.1.1.4.**

##### **Cenário 3**

Neste cenário, optou-se por avaliar a percolação no interior da barragem considerando um material homogêneo. A seção transversal utilizada nesta abordagem equivale à apresentada pela Figura 46.

O coeficiente de permeabilidade adotado nesta análise para a Barragem X é equivalente ao resultado dos ensaios feitos para tensões efetivas de 10 kPa, já apresentados pela Tabela 16. O solo de fundação segue com a mesma parametrização dos demais cenários.

A altura do ponto de saída da linha freática no talude de jusante em comparação com o pé da barragem ficou em 3,26 m. A Figura 75 ilustra a distribuição de cargas hidráulicas juntamente com a freática observada neste cenário.

Em relação aos gradientes hidráulicos, os valores mais elevados se concentram próximo ao pé do talude de jusante, na superfície da barragem. Como valor máximo, é registrado um gradiente de 1,26. Trata-se de uma situação localizada, sendo que a 10 cm de distância, este valor cai para 0,78, ainda na superfície do terreno. Ao observar os valores registrados a 15 cm de profundidade, encontra-se valores da ordem de 0,57.

Por sua vez, a Figura 76 ilustra a variação do gradiente hidráulico ao longo da seção transversal analisada no Cenário 3.

#### **6.1.1.5.**

##### **Cenário 4**

A abordagem adotada no Cenário 4 é similar ao aplicado no Cenário 3, com a distinção do coeficiente de permeabilidade do corpo do barramento. Neste cenário, será considerada uma média dos resultados dos ensaios de permeabilidade, realizados para tensões efetivas de 10, 50 e 100 kPa.

Desta forma, o valor da permeabilidade a ser utilizado nas análises do Cenário 4 é de  $4,4 \times 10^{-8}$  m/s, com anisotropia vertical de 0,15.

A linha freática encontrada para nesta análise atinge a superfície do talude de jusante a uma altura de 2,64 m, como pode ser observado pela Figura 77.

Em relação à distribuição de gradientes hidráulicos, é possível observar um valor bem elevado próximo ao pé do talude de jusante, equivalente à 1,56. No entanto, a cerca de 10 cm de distância deste ponto, o gradiente reduz para 0,89. Em profundidade, a 15 cm da superfície do terreno, ainda na região que apresenta os maiores valores, o gradiente reduz para 0,57.

A variação do gradiente hidráulico observado nas análises do Cenário 4 encontra-se apresentada pela Figura 78.

#### **6.1.1.6.**

##### **Cenário 5**

A característica principal deste cenário é a utilização do coeficiente de permeabilidade encontrado nos ensaios feitos com tensão efetiva equivalente à 100 kPa, apresentado anteriormente pela Tabela 16.

Em relação à linha freática, como pode ser observado pela Figura 79, esta apresenta 0,98 m de altura de saída no Cenário 5.

No tocante ao gradiente hidráulico, conforme ilustrado pela Figura 80, o valor máximo observado foi 1,60 junto à superfície do talude de jusante, próximo à sua base. Ainda em superfície, à 10 cm de distância do valor máximo, observa-se uma redução para valores da ordem de 0,86. Já a 15 cm de profundidade, próximo dos últimos dois pontos, observa-se um gradiente hidráulico de 0,56.

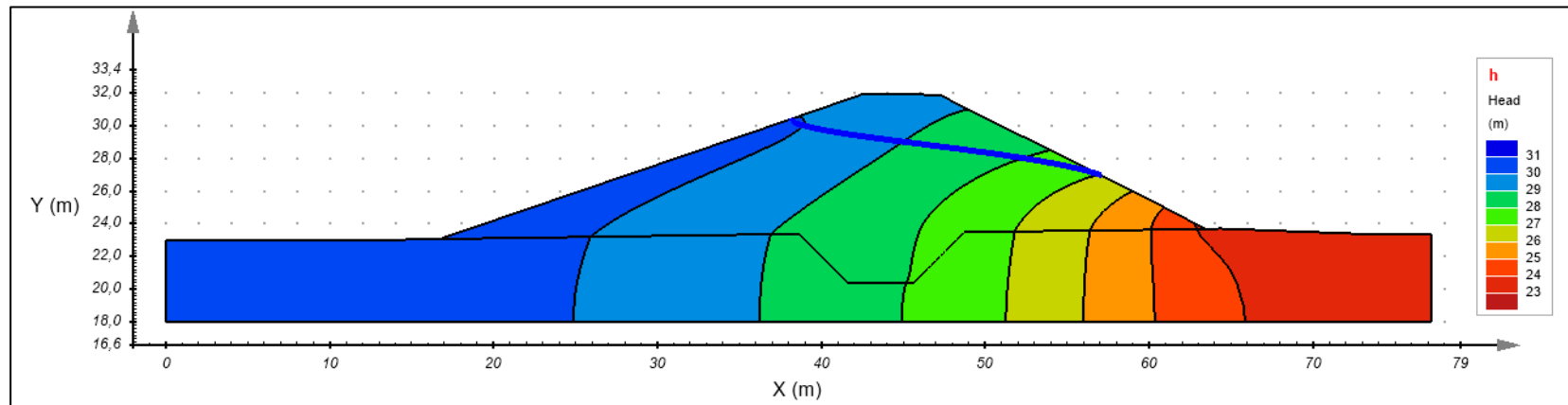


Figura 75 – Distribuição da carga hidráulica resultante da análise de fluxo do Cenário 3.

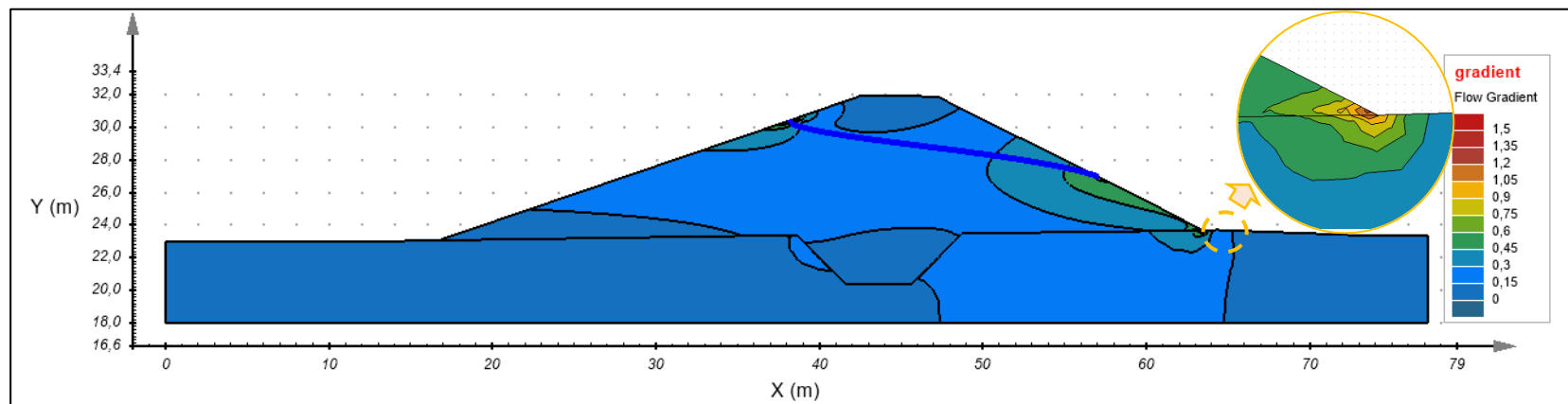


Figura 76 - Distribuição dos gradientes hidráulicos do Cenário 3, com destaque para região próxima à base do talude de jusante.

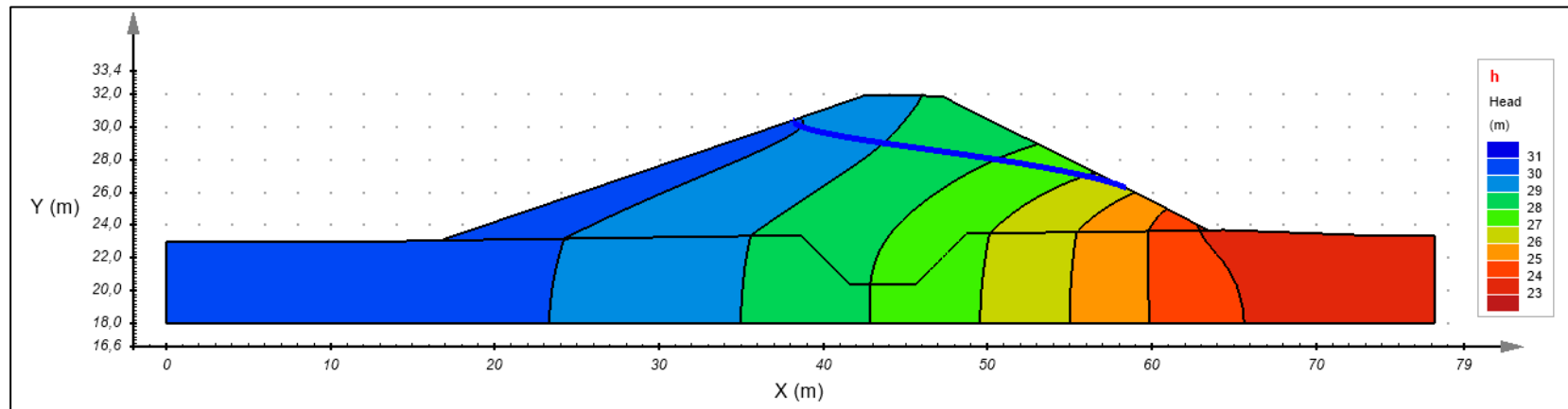


Figura 77 – Distribuição da carga hidráulica resultante da análise de fluxo do Cenário 4.

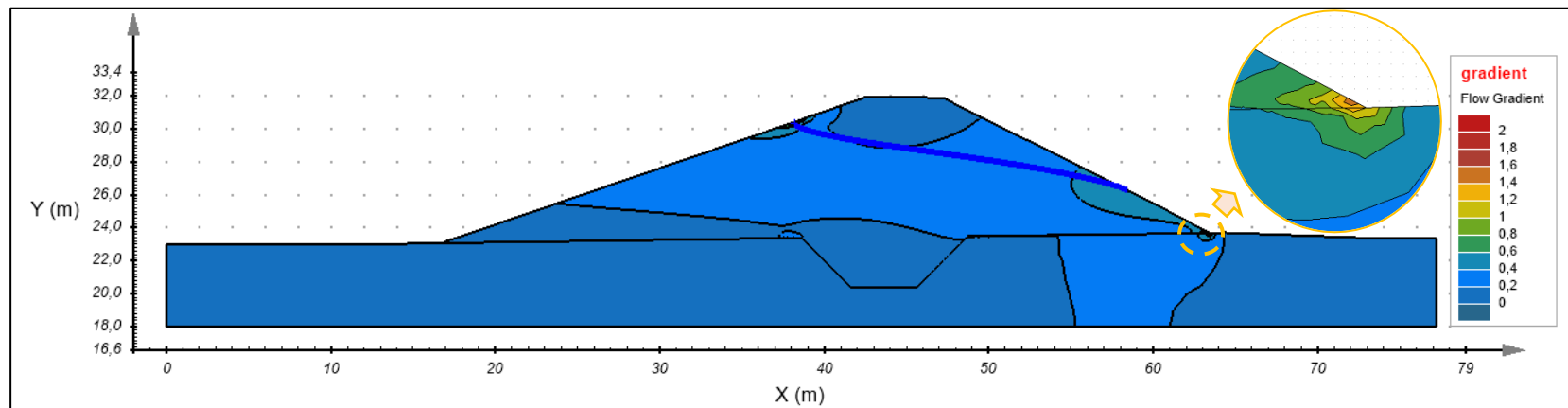


Figura 78 - Distribuição dos gradientes hidráulicos do Cenário 4, com destaque para região próxima à base do talude de jusante.



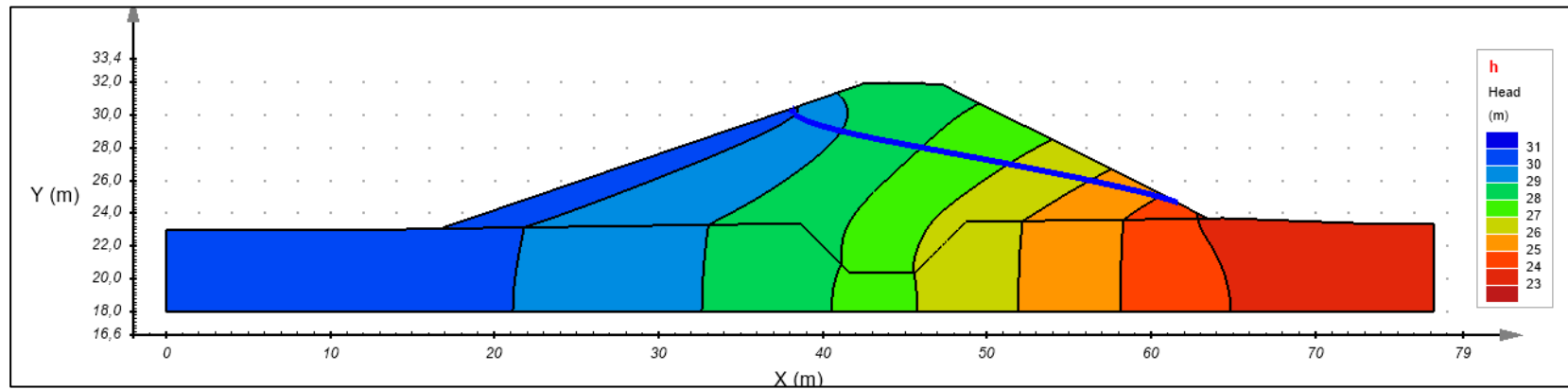


Figura 79 – Distribuição da carga hidráulica resultante da análise de fluxo do Cenário 5.

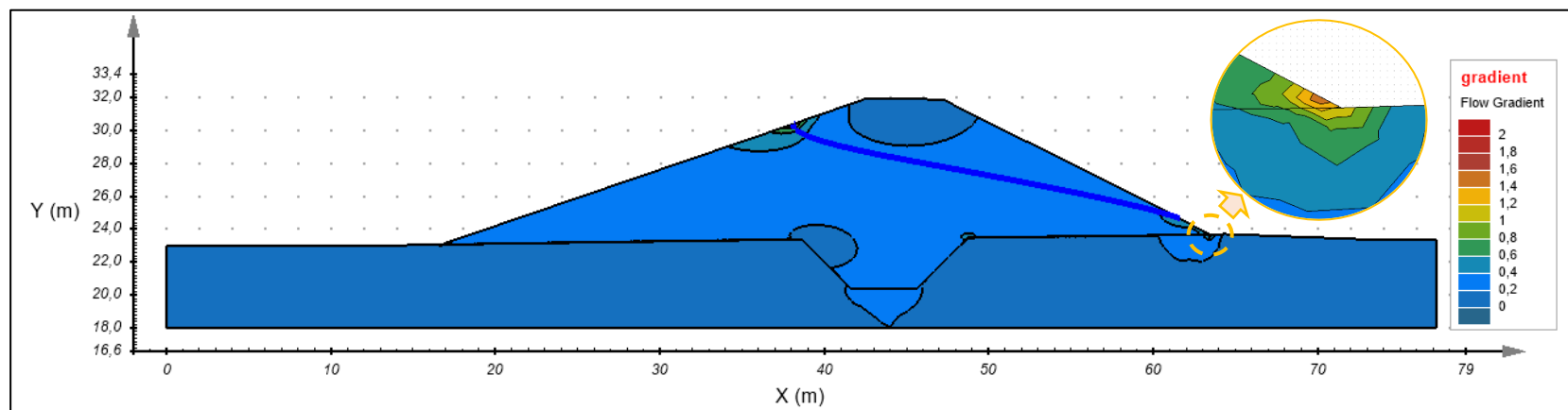


Figura 80 - Distribuição dos gradientes hidráulicos do Cenário 5, com destaque para região próxima à base do talude de jusante.

### 6.1.1.7.

#### Resumo e Considerações Preliminares

De forma a sintetizar os resultados das análises de fluxo saturado bidimensionais em regime permanente, a Tabela 17 resume as respostas dos cenários observados.

Tabela 17 – Resumo dos resultados das análises de fluxo bidimensionais saturadas.

Cenários		Inicial	1	2	3	4	5
		Viana et al. (2015)	Material a jusante	Var. Discreta	$\sigma' = 10$ kPa	Param. Médios	$\sigma' = 100$ kPa
<b>Altura do ponto de saída da linha freática (m)</b>		1,75	2,22	1,84	3,26	2,64	0,98
<b>Gradiente hidráulico no talude de jusante</b>	Superficial máximo	0,61	1,42	1,00	1,26	1,56	1,60
	Superficial a 10 cm do pé	0,59	0,85	0,60	0,78	0,89	0,86
	15 cm de profundidade	0,55	0,68	0,46	0,57	0,57	0,56

É possível verificar que a altura do ponto de saída da linha freática em relação ao pé do talude de jusante é diretamente proporcional ao coeficiente de permeabilidade horizontal. Nota-se que o maior valor observado foi para o Cenário 3, que considera uma permeabilidade horizontal de  $9,70 \times 10^{-8}$  m/s.

Em relação ao gradiente hidráulico na superfície do talude de jusante, observa-se um comportamento inverso. Observando apenas as análises que consideram um material homogêneo no corpo da barragem, nota-se que o gradiente aumenta à medida que o coeficiente de permeabilidade diminui.

Destaca-se que embora tenham sido encontrados gradientes hidráulicos acima do valor crítico concentrados na superfície do talude de jusante, em função da presença de gramíneas, além dos conceitos apresentados pelo item 2.2.5, entende-se que os parâmetros encontrados na superfície do terreno não são representativos à realidade do campo, dada a presença de uma camada de solo orgânico com presença de raízes curtas das espécies. Desta forma, optou-se por

considerar os valores encontrados em profundidade, a uma distância de aproximadamente 15 cm da superfície como o gradiente hidráulico de interesse.

Nesta profundidade, por sua vez, ressalta-se que não houve variações expressivas no gradiente hidráulico, próximo à base da barragem. A variação máxima ficou em 0,17, com o menor valor observado no Cenário 2, e o maior, no Cenário 1.

Embora o Cenário inicial e o Cenário 5 tenham coeficientes de permeabilidade horizontal próximos, a variação da altura da saída da linha freática e dos gradientes hidráulicos observados pode ser justificada pela diferença do coeficiente de permeabilidade vertical nas análises, uma vez que no Cenário inicial, o valor considerado é aproximadamente 48 vezes maior que no Cenário 5.

Avaliando os cenários analisados com base nas leituras dos piezômetros existentes no objeto de estudo, apresentadas no item 3, destaca-se que a superfície freática que mais se aproxima à realizada apresentada pelos instrumentos é o Cenário 3, uma vez que este apresentou a maior altura para o ponto de saída da linha freática no talude de jusante.

### **6.1.2.**

#### **Fluxo Não Saturado**

Neste tópico, os cenários considerando parâmetros saturados foram revisitados, implementando-se permeabilidades não saturadas para o corpo da Barragem X.

Para determinar a função de permeabilidade não saturada, foi aplicada um ajuste com base na curva característica apresentada pela Figura 61, que se baseia no modelo de Fredlund & Xing (1994). Para isso, foi utilizado o programa *Plaxis LE* da desenvolvedora *Bentley Systems*.

Sendo assim, a Figura 81 ilustra as curvas de permeabilidade horizontal não saturada de cada material listado no tópico 6.1.1.

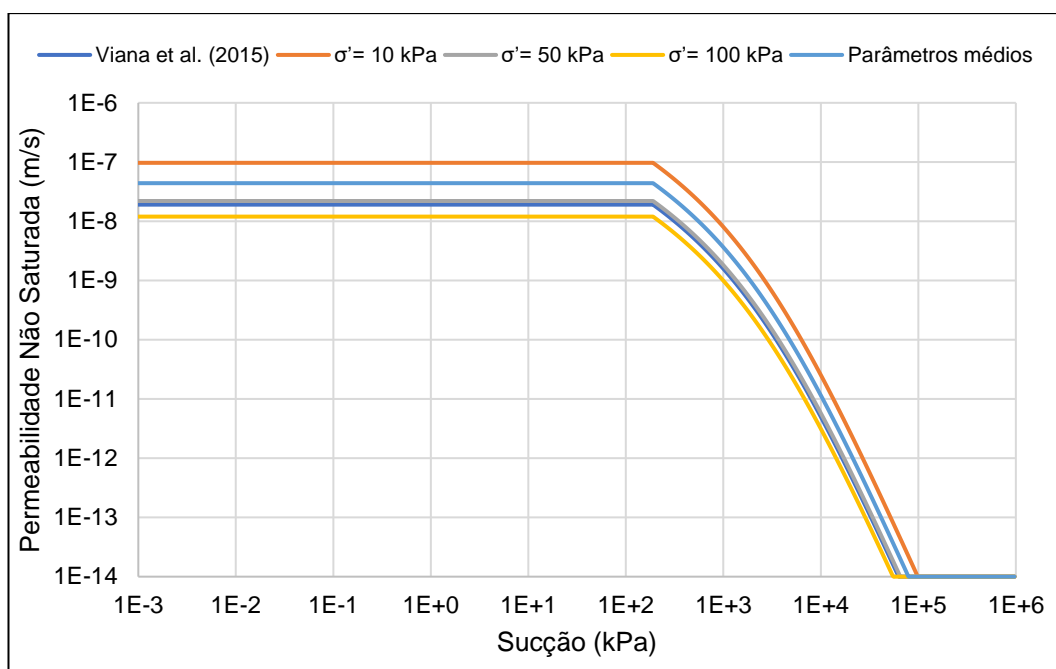


Figura 81 – Funções de permeabilidade não saturadas utilizadas nas análises computacionais de fluxo.

A Tabela 18 apresenta a altura do ponto de saída da linha freática no talude de jusante juntamente com os valores de gradiente hidráulico encontrado em cada cenário analisado no tópico anterior ao aplicar parâmetros de fluxo não saturados.

Tabela 18 - Resumo dos resultados das análises de fluxo bidimensionais não saturadas.

Cenários		Inicial	1	2	3	4	5
		Viana et al. (2015)	Material a jusante	Var. Discreta	$\sigma' = 10$ kPa	Param. Médios	$\sigma' = 100$ kPa
<b>Altura do ponto de saída da linha freática (m)</b>		1,75	2,22	1,84	3,26	2,64	0,98
<b>Gradiente hidráulico no talude de jusante</b>	Superficial máximo	0,61	1,42	1,00	1,26	1,56	1,60
	Superficial a 10 cm do pé	0,59	0,85	0,60	0,78	0,89	0,86
	15 cm de profundidade	0,55	0,68	0,46	0,57	0,57	0,56

É possível notar que os resultados das análises de fluxo saturado (Tabela 17) e não saturados (Tabela 18) são equivalentes. O que indica que uma abordagem não saturada em regime permanente não se justifica nas análises de fluxo da Barragem X.

Tal resultado pode ser justificado pela altura do barramento. É possível que o material localizado acima da linha freática esteja saturado por capilaridade, uma vez que solos de granulometria fina podem promover a saturação superiores a 1 m (Lambe & Whitman, 1969; Terzaghi et al., 1996).

## 6.2.

### **Análises bidimensionais em regime transiente**

Visto que as análises do Cenário 3 se apresentaram mais verossímeis à situação indicada pelos instrumentos da Barragem X, para as seções de regime transiente, serão empregados os mesmos materiais utilizados neste contexto. Ou seja, o coeficiente de permeabilidade considerado para o corpo do barramento equivale ao resultado dos ensaios realizados para tensões efetivas de 10 kPa.

Em tempo, as análises transientes feitas pelo programa *Plaxis LE* exigem a definição de um cenário inicial de poropressão na seção em análise. Desta forma, será considerado o resultado das análises de fluxo permanente do Cenário 3 como condição preliminar.

#### 6.2.1.

#### **Resultados**

- **Janeiro/2018**

A Figura 82 ilustra a variação do gradiente hidráulico em um ponto a 15 cm da superfície do talude de jusante da Barragem X ao longo do mês de janeiro/2018.

Nota-se que há uma variação máxima de aproximadamente 0,04, com uma pequena redução no início do mês seguida por um aumento até o décimo dia, atingindo 0,698. Na sequência, o valor volta a reduzir até o mínimo 0,655 e finaliza o mês em 0,678.

É possível avaliar que há uma tendência de aumento dos gradientes hidráulicos nas épocas mais chuvosas do mês. Mesmo que o efeito tenha uma defasagem, nota-se que os gradientes aumentam após o registro de chuvas mais duradouras, enquanto nos dias de menor precipitação, o gradiente se reduz.

Destaca-se que, no entanto, a variação observada ao longo do mês não registrou gradientes hidráulicos próximos ao valor crítico.

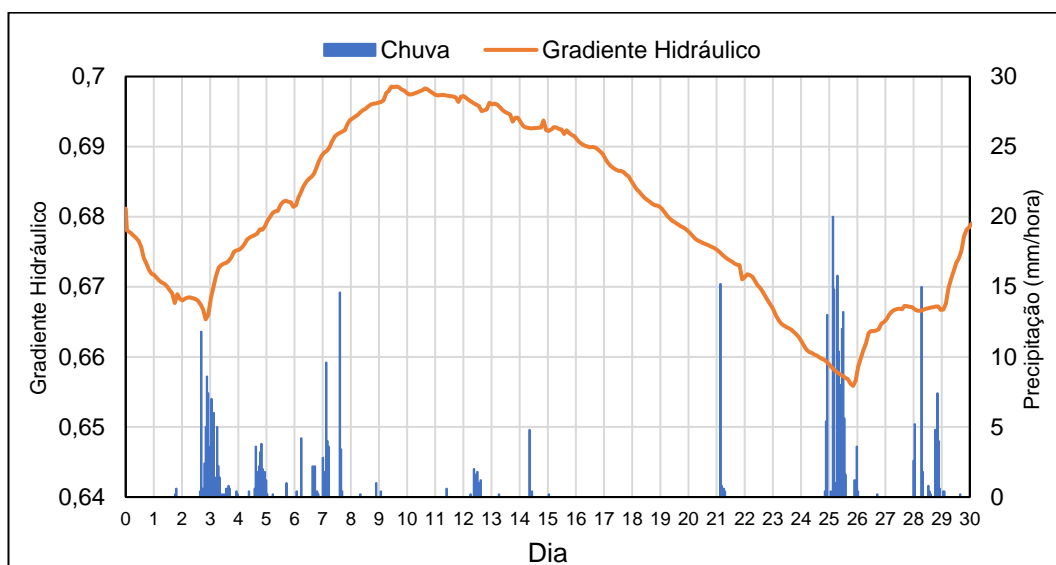


Figura 82 – Variação do gradiente hidráulico ao longo do mês de janeiro/2018 em um ponto a 15 cm de profundidade do talude de jusante da Barragem X.

### • Setembro/2018

Por sua vez, a Figura 83 apresenta a variação do gradiente hidráulico no mesmo ponto utilizado na análise anterior, porém ao longo do mês de setembro.

Observa-se que há uma redução maior do gradiente em comparação ao mês de janeiro, atingindo a mínima de 0,645 no décimo quarto dia. Após uma sequência de dias chuvosos, embora de baixa intensidade, nota-se um aumento até níveis próximos à condição inicial, com valor máximo de 0,682. Ao final do mês, observa-se uma pequena redução do valor máximo, terminando a análise em 0,675.

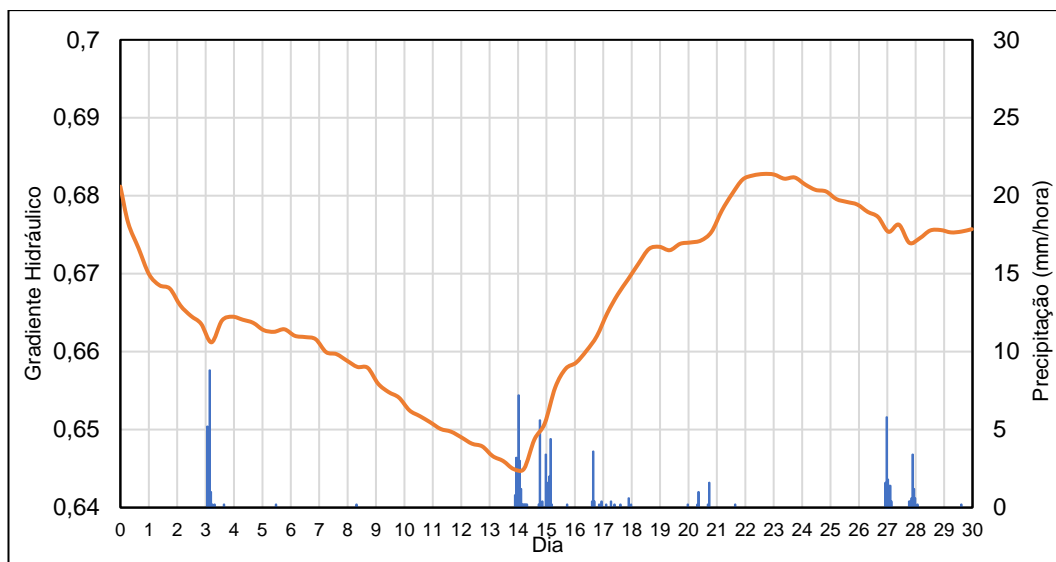


Figura 83 - Variação do gradiente hidráulico ao longo do mês de setembro/2018 em um ponto a 15 cm de profundidade do talude de jusante da Barragem X.

### 6.3.

#### Análises tridimensionais em regime permanente

Em complemento às análises bidimensionais, foram analisados os mesmos cenários (1 a 5) descritos no tópico 6.1. Uma vez que a condição de saturação não interferiu nos resultados das análises 2D, optou-se por adotar somente materiais não-saturados para o corpo da Barragem X nas análises 3D.

Com a inserção da terceira dimensão nas análises, o *software* empregado neste trabalho permite que sejam utilizados coeficientes de permeabilidades distintos nas três direções ortogonais. Para isso, o programa solicita o valor do parâmetro a ser considerado para o eixo x (neste caso, horizontal e longitudinal ao eixo da barragem) e dois fatores de anisotropia: um para o eixo y (horizontal e transversal ao barramento), e outro para o eixo z (eixo vertical).

A Tabela 19 resume os parâmetros dos materiais empregados nas análises tridimensionais baseadas nos cenários 1 a 5.

Tabela 19 – Materiais utilizados nas análises de fluxo tridimensionais.

Material	Permeabilidade longitudinal (m/s)	Fator de anisotropia transversal	Fator de anisotropia vertical
Viana et al. (2015)	$6,85 \times 10^{-8}$	1,00	2,79
$\sigma' = 10 \text{ kPa}$	$4,00 \times 10^{-8}$	2,408	0,297
$\sigma' = 50 \text{ kPa}$	$4,20 \times 10^{-9}$	5,137	1,053
$\sigma' = 100 \text{ kPa}$	$1,80 \times 10^{-9}$	6,320	1,567
Parâmetros médios	$1,5 \times 10^{-8}$	2,812	0,416
Solo de Fundação	$3,69 \times 10^{-8}$	1,00	1,00

De forma resumida, a Tabela 20 apresenta a altura de saída da linha freática e os gradientes hidráulicos encontrados nas análises de fluxo tridimensionais.

Tabela 20 - Resumo dos resultados das análises de fluxo tridimensionais não-saturadas.

Cenários		1	2	3	4	5
		Material a jusante	Var. Discreta	$\sigma' = 10 \text{ kPa}$	Param. Médios	$\sigma' = 100 \text{ kPa}$
Altura do ponto de saída da linha freática (m)		2,35	1,82	3,06	2,44	0,92
Gradiente hidráulico no talude de jusante	Superficial a 10 cm do pé	0,89	0,63	0,80	0,93	0,90
	15 cm de profundidade	0,70	0,48	0,58	0,58	0,59

### 6.3.1.

#### Comparação com as análises bidimensionais

Ao comparar os resultados apresentados pelas Tabelas 18 e 20, percebe-se que os resultados de altura de saída da linha freática são similares. Destaca-se que, em geral, a abordagem tridimensional gerou cotas menos elevadas, em média 4 % abaixo dos valores encontrados nas análises 2D. Vale destacar que os cenários nos



quais foram considerados materiais homogêneos (a saber: 3, 4 e 5) apresentaram uma diferença de 7 %.

Ressalta-se que, em função da malha utilizada pelo *software* para determinar as grandezas de interesse, o encontro da superfície freática e o talude de jusante não ocorre na mesma cota ao longo de toda a barragem, podendo justificar essa oscilação da comparação entre as análises.

Em relação ao gradiente hidráulico, os valores máximos encontrados no talude de jusante da barragem são inferiores ao encontrado nas análises 2D. Isso também se deve à malha de elementos finitos. O programa computacional não permite um refino maior dos elementos no trecho de interesse, não suportando a introdução de tetraedros de menores volumes.

Desta forma, os maiores valores de gradiente foram encontrados em uma cota cerca de 10 cm acima do pé da Barragem X, na superfície do talude de jusante. Ao comparar os valores encontrados nesta região com as análises 2D, é possível notar uma consistência nos dados.

Neste caso, os valores encontrados na abordagem tridimensional são ligeiramente superiores aos gradientes hidráulicos nas análises 2D, apresentando gradientes, em média, 5 % superiores.

Por sua vez, os resultados em profundidade também indicaram similaridade nos resultados, com uma variação média de 3 %, sendo os valores das análises 3D ligeiramente maiores.

Mesmo com o aumento reportado pelas análises tridimensionais nos gradientes hidráulico, não foram observados valores acima do gradiente crítico.

### **6.3.2.**

#### **Cenários complementares**

Uma vez que não foram identificados gradientes críticos em profundidade nas análises tridimensionais nos Cenários 1 a 5, foram propostos três novos cenários que, somente com o advento da terceira dimensão são possíveis analisar.

O primeiro cenário complementar, denominado Cenário 6, considera a presença da tubulação do descarregador de fundo. Embora este não tenha função de

drenagem do corpo da barragem, buscou-se avaliar se a simples presença deste elemento poderia gerar gradientes hidráulicos elevados.

Outra situação avaliada será baseada no Cenário 1, com um material de diferente permeabilidade no terço inferior no talude de jusante. No entanto, variou-se o coeficiente de permeabilidade deste material até que fossem encontrados gradientes críticos em profundidade. Esta condição foi denominada Cenário 7.

Por fim, o Cenário 8 avalia se uma seção transversal de 4 m de espessura preenchido com um material de diferente permeabilidade ao corpo da barragem é capaz de gerar gradientes críticos em profundidade.

#### **6.3.2.1.**

##### **Cenário 6**

Neste cenário, buscou-se avaliar se a presença da tubulação do descarregador de fundo, transversal ao eixo da Barragem X e localizada a cerca de 30 m de distância do trecho onde foi observado o processo de carreamento de finos, causa algum tipo de modificação no padrão de fluxo de forma a levar ao surgimento de gradientes hidráulicos críticos.

Para isso, foi elaborado um modelo tridimensional simplificado do terreno, extrapolado via extrusão a partir da seção bidimensional. A tubulação foi representada por uma região vazia, sem inserir um material. O *software* utilizado reconhece os limites deste vazio como impermeável, gerando um caso similar ao que ocorre em campo.

De forma a ilustrar a modelagem proposta para este cenário, seguem as Figuras 84 e 85.

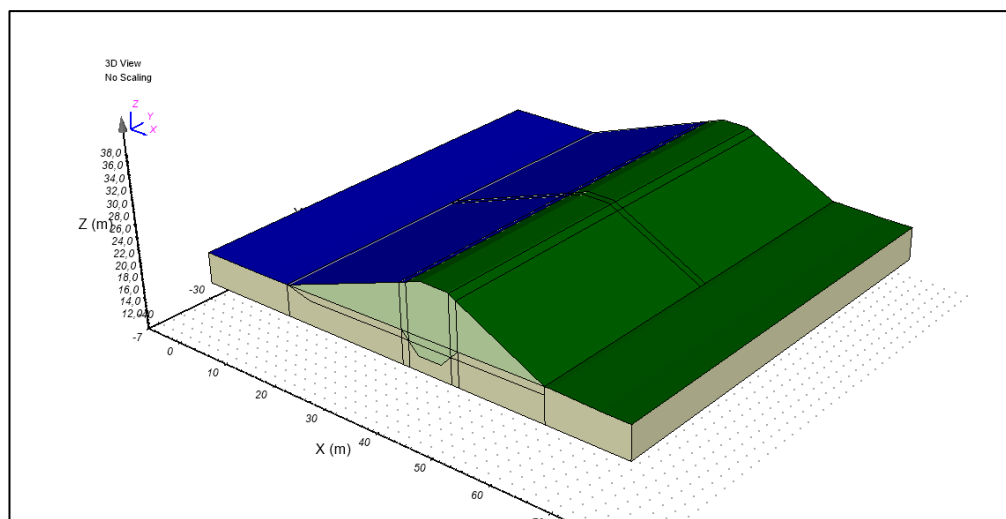


Figura 84 – Modelo 3D do Cenário 6.

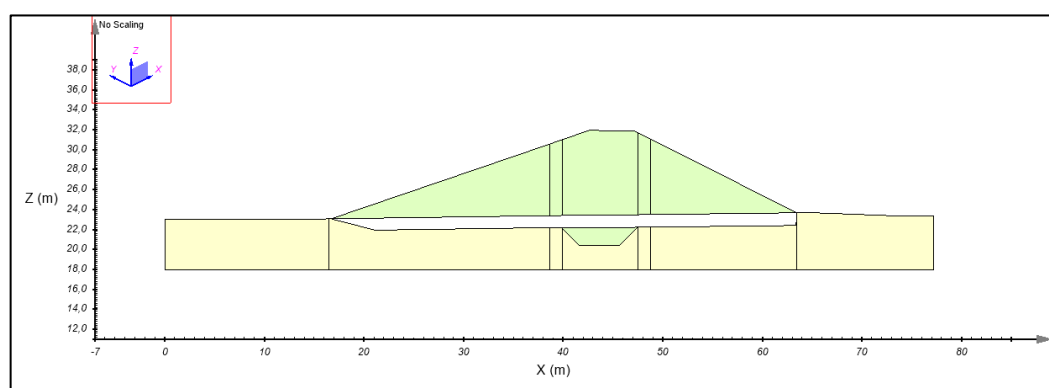


Figura 85 - Seção Transversal da modelagem 3D indicando a presença de um vazio, simulando a presença da tubulação do descarregador de fundo do Cenário 6.

Nesta análise, utilizou-se os mesmos materiais empregados no Cenário 3, uma vez que seus resultados foram mais verossímeis ao indicado pela instrumentação existente na Barragem X próximo à região de interesse.

Para a inserção da tubulação no modelo, o *software* exige que a análise seja realizada em dois estágios. Inicialmente, a presença do descarregador de fundo não é considerada, realizando uma análise análoga aos cenários tridimensionais detalhados anteriormente. Na sequência, o programa remove o material da região sinalizada como o local da tubulação, criando um contorno impermeável.

A partir dos resultados disponibilizados pelo programa, foram analisadas duas seções transversais distintas: uma sobre o tubo do descarregador de fundo e outra a 30 m de distância.

Em relação à altura de saída da superfície freática, não foi observada variação entre as seções sobre o tubo e a 30 m de distância ao considerar a presença do descarregador de fundo em ambos os estágios da análise. Nas duas seções, a superfície freática atinge o talude de jusante a uma altura de 3,49 m.

Em relação ao gradiente hidráulico, no estágio inicial o programa indicou 0,53 a 15 cm de profundidade do talude de jusante, próximo ao desemboque da tubulação. Com a presença do dispositivo hidráulico, os gradientes não se alteraram a 30 m de distância do eixo do tubo. No entanto, imediatamente acima do duto, houve uma redução nos gradientes, atingindo 0,47 no mesmo ponto analisado no estágio anterior.

A Figura 86 ilustra a distribuição de poropressão no estágio que considera a presença do descarregador de fundo. As cores azuladas indicam poropressões positivas, enquanto os trechos amarelados representam valores negativos. Desta forma, é possível observar o trecho onde a superfície freática encontra o talude de jusante.

Além disso, as Figuras 87 e 88 apresentam a variação dos gradientes hidráulicos nas seções sobre o tubo e a 30 m de distância, respectivamente.

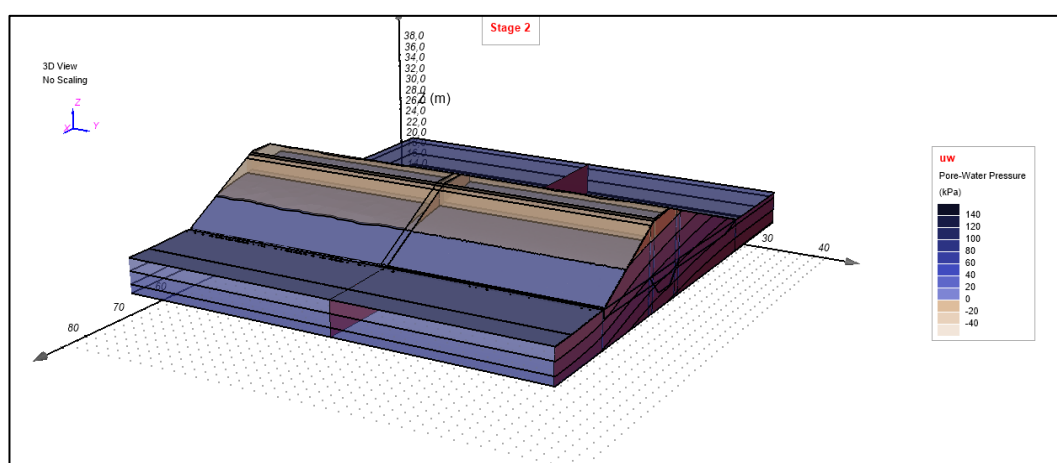


Figura 86 – Distribuição de poropressão considerando a presença do descarregador de fundo.

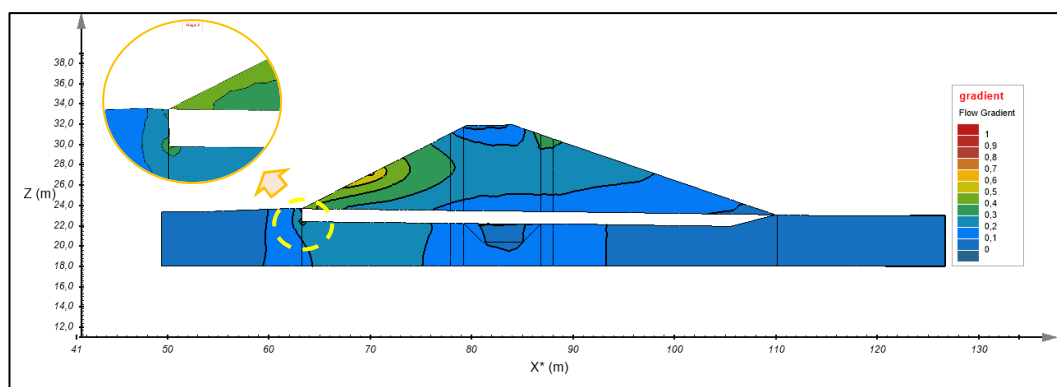


Figura 87 – Distribuição de gradientes hidráulicos em seção transversal que contém a tubulação do descarregador de fundo.

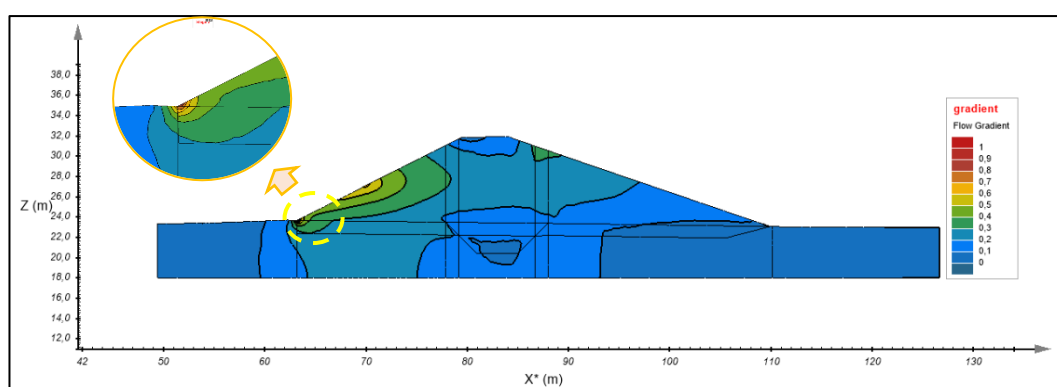


Figura 88 - Distribuição de gradientes hidráulicos em uma seção transversal a 30 m da tubulação do descarregador de fundo.

### 6.3.2.2.

#### Cenário 7

Conforme explicitado anteriormente, nesta análise, tomou-se como base a situação proposta pelo Cenário 1, com um material de diferente permeabilidade no terço inferior do talude de jusante. Uma vez que não foram identificados gradientes hidráulicos críticos neste cenário, tanto nas análises bi quanto tridimensionais, optou-se por investigar como a variação do coeficiente de permeabilidade nesta região da barragem influencia na distribuição de gradientes hidráulicos.

Nesta etapa, foram empregadas três considerações acerca da permeabilidade do terço inferior da Barragem X: (i) material hidraulicamente isotrópico, (ii) permeabilidade horizontal fixa e vertical variável, (iii) permeabilidade vertical fixa e horizontal variável.

A Figura 89 ilustra a modelagem utilizada neste cenário.

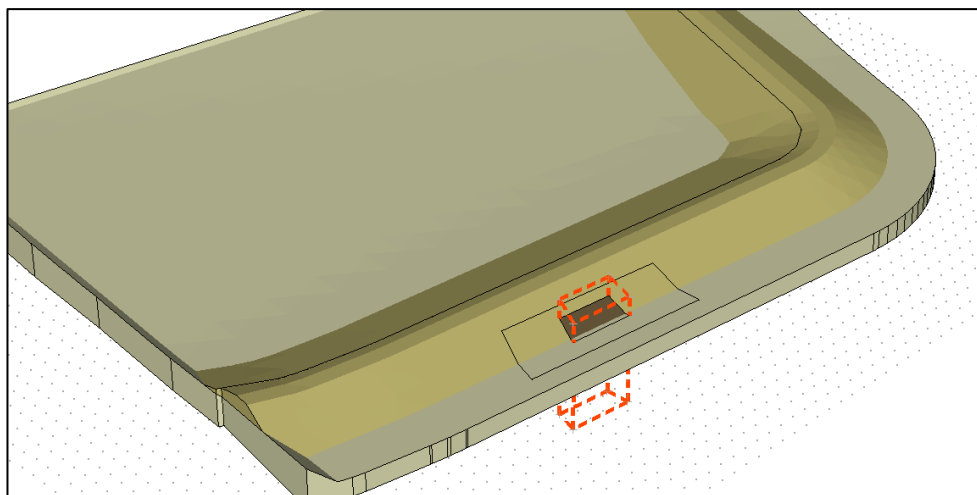


Figura 89 – Modelagem da Barragem X utilizada no Cenário 7. Destaca-se, em vermelho, o trecho no qual variou-se o coeficiente de permeabilidade.

### (i) Material Isotrópico

Como nos cenários anteriores foi observado que o gradiente hidráulico tende a aumentar na região de interesse com a diminuição do coeficiente de permeabilidade, as análises partiram dos resultados dos ensaios considerando uma tensão efetiva de 10 kPa (considerando os valores obtidos nas três direções ortogonais analisadas) e diminuiu-se o valor do parâmetro até  $4 \times 10^{-11}$  m/s.

Em tempo, a Figura 90 ilustra a variação observada no gradiente hidráulico frente a mudança no coeficiente de permeabilidade isotrópico no terço inferior da Barragem X. A figura também ilustra a oscilação da altura de saída da superfície freática no talude de jusante.

Nota-se que, em superfície, o gradiente aumenta de 0,61 para uma permeabilidade isotrópica de  $9,7 \times 10^{-8}$  m/s, para 2,22 considerando um coeficiente de  $4 \times 10^{-11}$  m/s. Vale destacar que para menores valores de permeabilidade, o gradiente tende a se estabilizar, oscilando apenas 0,04 na última variação.

Em profundidade, é possível observar uma variação similar à relatada em superfície, no entanto, com gradientes inferiores. Mesmo assim, para permeabilidades isotrópicas inferiores a  $1,2 \times 10^{-8}$  m/s, surgem gradientes críticos a 15 cm de profundidade do talude de jusante, podendo iniciar um processo de erosão interna.

É importante ressaltar a variação da altura de saída da superfície freática. Observa-se diferenças inferiores a 10 cm para permeabilidades inferiores a  $1,2 \times 10^{-8}$

<sup>8</sup> m/s, coincidindo com o trecho do gráfico que gera gradientes críticos. Com o aumento da permeabilidade, a saída da superfície freática se reduz no trecho onde o material variou. Não foi observado diferença na superfície freática nos demais trechos da Barragem X.

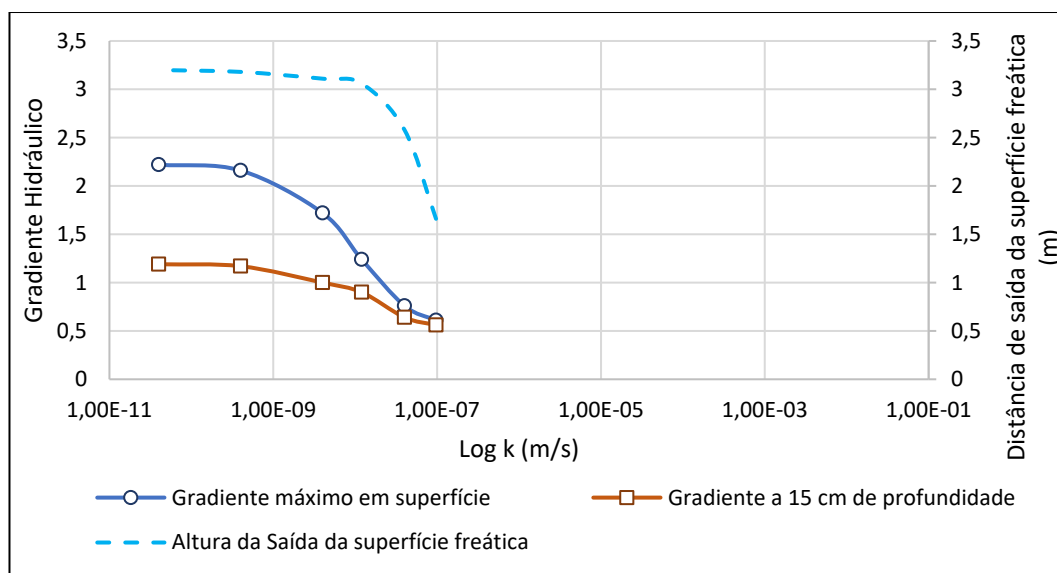


Figura 90 – Resultado das análises (i) do Cenário 7.

## (ii) Material com permeabilidade horizontal fixa e vertical variável

Nestas análises, tomou-se como base os valores de permeabilidade determinados por Viana et al. (2015), fixando o coeficiente no plano horizontal em  $6,85 \times 10^{-8}$  m/s, variando a razão da permeabilidade vertical entre 1000 e 0,001, a cada 10 vezes.

A Figura 91 apresenta a variação do gradiente hidráulico e da distância de saída do nível freático considerando a variação da permeabilidade vertical.

É possível observar curvaturas similares aos resultados encontrados considerando um material isotrópico. Destaca-se que para coeficientes de permeabilidade superiores a  $1 \times 10^{-7}$  m/s, foram observados gradientes similares para a superfície do terreno e em profundidade, mantendo-se próximo à 0,50.

À medida que a permeabilidade vertical diminui, o gradiente hidráulico tende a aumentar, apresentando uma tendência de estabilização para permeabilidades inferiores a  $1 \times 10^{-9}$  m/s. Nesta região das curvas, o gradiente em superfície atingiu 1,34, enquanto em profundidade o valor chegou a 0,81.

Em relação à distância de saída da superfície freática em relação ao pé do talude de jusante, nota-se que há um aumento com a diminuição da permeabilidade vertical, estabilizando-se em 2,56 m para coeficientes inferiores a  $1 \times 10^{-9}$  m/s.

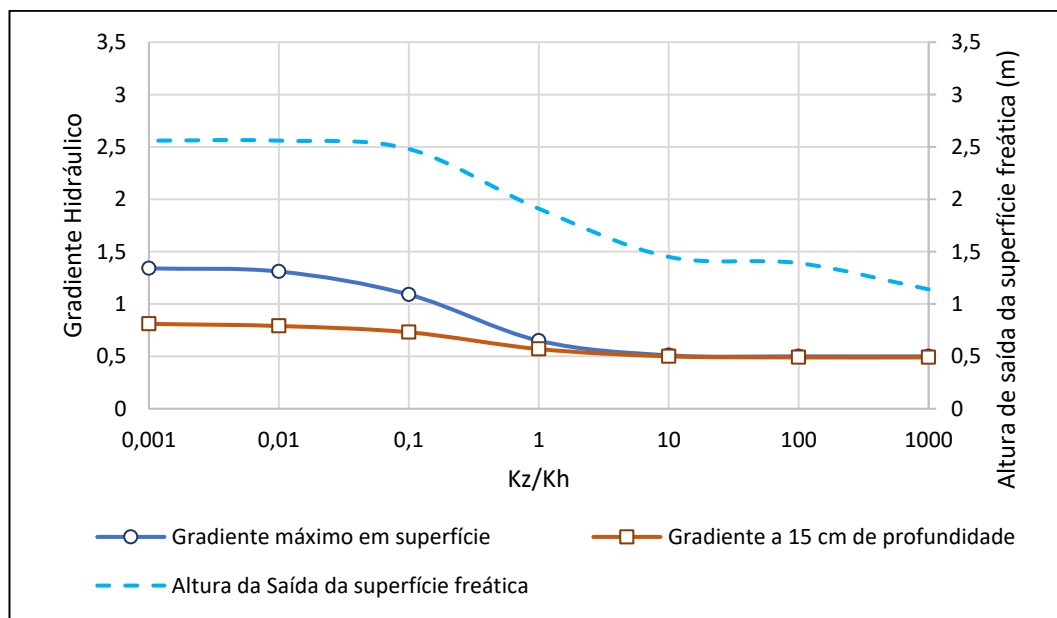


Figura 91 - Resultado das análises (ii) do Cenário 7.

### (iii) Material com permeabilidade vertical fixa e horizontal variável

Nestas análises, também foram adotadas as permeabilidades determinadas por Viana et al. (2015) como base. Desta forma, fixou-se o coeficiente vertical em  $1,91 \times 10^{-7}$  m/s enquanto a permeabilidade horizontal variou entre  $1,91 \times 10^{-4}$  e  $1,91 \times 10^{-10}$  m/s.

De forma similar aos resultados anteriores, a Figura 92 ilustra o comportamento dos gradientes hidráulicos e da distância de saída da superfície freática variando-se a permeabilidade horizontal no terço inferior do talude de jusante da Barragem X.

Inicialmente, para permeabilidades horizontais superiores a  $1 \times 10^{-5}$  m/s, não foi observado nível d'água no material, se comportando de forma similar a um dreno. Ainda, com a diminuição no plano horizontal da permeabilidade, a distância de saída da superfície freática aumentou, estabilizando em 3,18 m para valores inferiores a  $1 \times 10^{-9}$  m/s.



Em relação aos gradientes hidráulicos, não foram observadas variações consideráveis, tanto em superfície quanto em profundidade. Os valores se concentraram em torno de 0,55 para permeabilidades inferiores a  $1,91 \times 10^{-7}$  m/s.

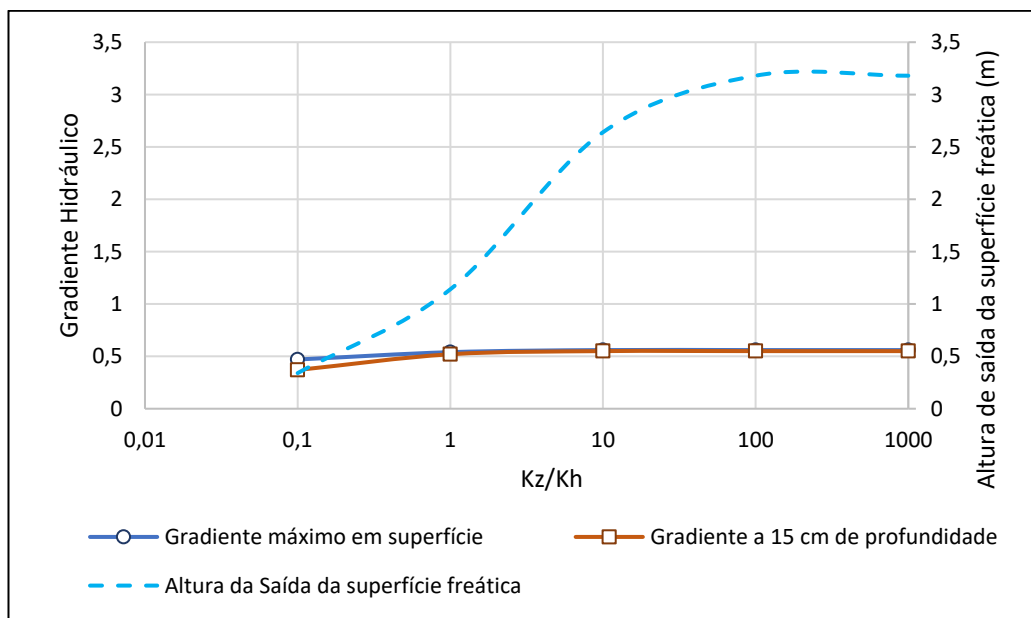


Figura 92 - Resultado das análises (iii) do Cenário 7.

### 6.3.2.3.

#### Cenário 8

O Cenário 8 assume um conceito similar ao analisado no Cenário 7. No entanto, ao invés de variar a permeabilidade em um trecho concentrado no terço inferior do talude de jusante, este parâmetro foi modificado em uma seção transversal com 4 m de largura na região de interesse, vide Figura 93.

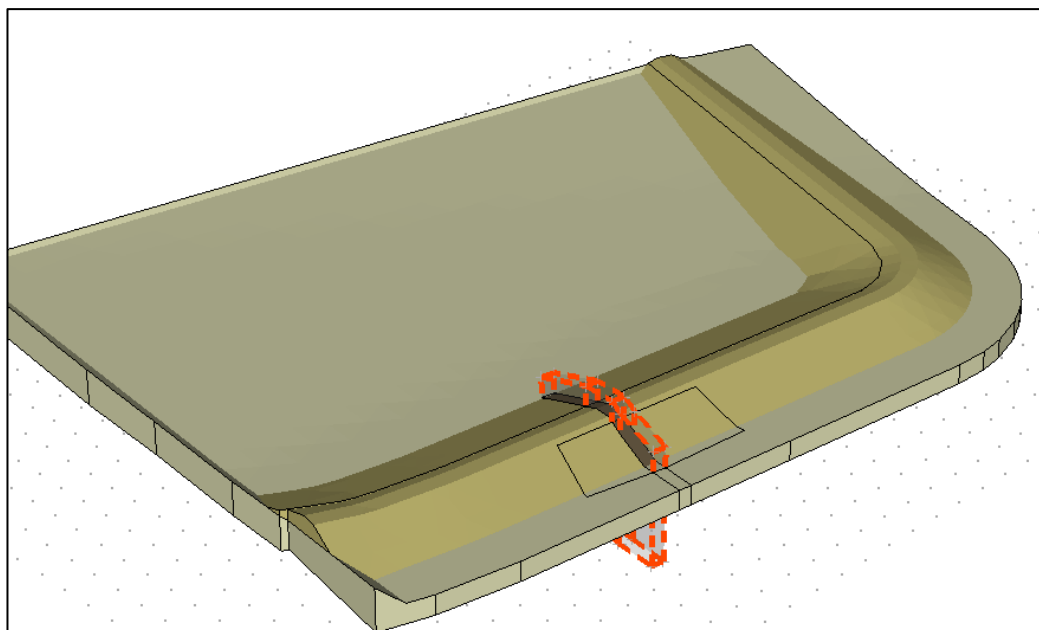


Figura 93 - Modelagem da Barragem X utilizada no Cenário 8. Destaca-se, em vermelho, o trecho no qual variou-se o coeficiente de permeabilidade.

Assim como avaliado no cenário anterior, foram consideradas três metodologias para a variação dos coeficientes de permeabilidade: (i) material hidraulicamente isotrópico, (ii) permeabilidade horizontal fixa e vertical variável, (iii) permeabilidade vertical fixa e horizontal variável. Em cada análise, foram considerados os mesmos valores de permeabilidades utilizados no Cenário 7.

#### (i) Material Isotrópico

Os resultados considerando um trecho com material isotrópico estão resumidos na Figura 94. Nota-se um comportamento similar da variação do gradiente hidráulico observado no Cenário 7 (i), no entanto, com valores reduzidos.

Em superfície, o gradiente oscila entre 0,59 e 1,54, considerando a maior e a menor permeabilidade, respectivamente. No trecho das menores permeabilidades, também é possível notar uma tendência de estabilização nos gradientes hidráulicos.

Já em profundidade, são observados gradientes críticos para coeficientes de permeabilidade inferiores a  $1 \times 10^{-9}$  m/s.

Observando a altura de saída da linha freática, nota-se uma certa constância nos resultados, com variações inferiores a 10 cm para as permeabilidades consideradas. No entanto, para valores mais elevados do parâmetro, a altura de saída tende a aumentar.

Assim como relatado no Cenário 7, não foram observadas diferenças relevantes nos demais trechos da Barragem X.

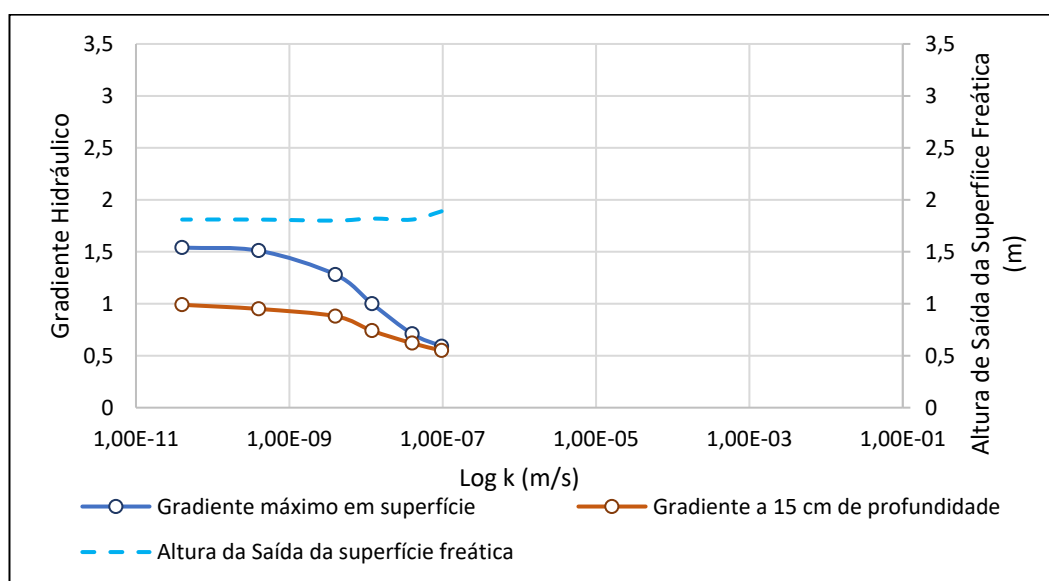


Figura 94 - Resultado das análises (i) do Cenário 8.

## (ii) Material com permeabilidade horizontal fixa e vertical variável

A Figura 95 ilustra a variação do gradiente hidráulico e da distância de saída do nível freático considerando a variação da permeabilidade vertical no Cenário 8. Nota-se um comportamento similar ao observado no Cenário 7 (ii).

Destaca-se que para coeficientes de permeabilidade superiores a  $1 \times 10^{-7}$  m/s, foram encontrados gradientes similares para a superfície do terreno e em profundidade, mantendo-se estáveis próximo a 0,50.

À medida que a permeabilidade vertical diminui, o gradiente hidráulico tende a aumentar, apresentando uma tendência de estabilização para permeabilidades inferiores a  $1 \times 10^{-9}$  m/s. Nesta região das curvas, o gradiente em superfície atingiu 1,31, enquanto em profundidade o valor chegou a 0,78.

Em relação à distância de saída da superfície freática em relação ao pé do talude de jusante, nota-se que há um aumento com a diminuição da permeabilidade vertical, atingindo aproximadamente 3,0 m para um coeficiente vertical de  $6,85 \times 10^{-11}$  m/s.

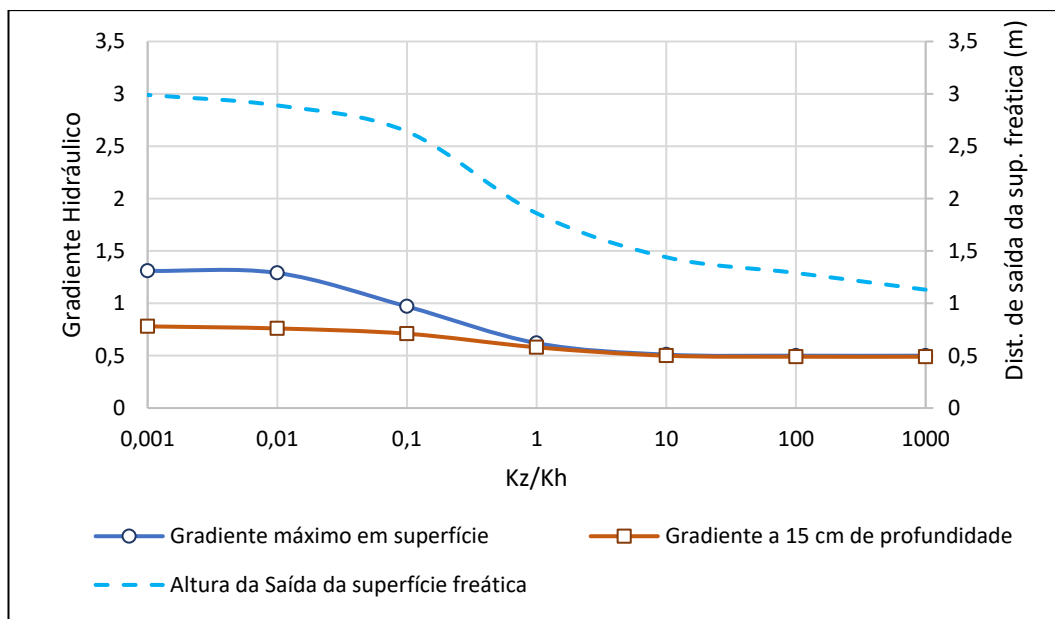


Figura 95 - Resultado das análises (ii) do Cenário 8.

### (iii) Material com permeabilidade vertical fixa e horizontal variável

Através da Figura 96, é possível visualizar as variações dos gradientes hidráulicos e da distância de saída da superfície freática frente à variação da permeabilidade horizontal no Cenário 8.

Inicialmente, é possível notar um comportamento distinto dos observados nas análises anteriores em relação à superfície freática. Nota-se um comportamento diretamente proporcional com o coeficiente de permeabilidade horizontal, aumentando a distância de saída em relação ao pé do talude de jusante junto com o aumento da permeabilidade.

Em relação aos gradientes hidráulicos, estes diminuem com a redução da permeabilidade horizontal. Observa-se valores próximos em pontos na superfície do terreno e a 15 cm de profundidade, com diferenças inferiores a 0,03. Nesta análise, os maiores gradientes foram gerados próximo ao encontro da superfície freática com o talude de jusante.

Para permeabilidades horizontais inferiores a  $1,91 \times 10^{-7}$  m/s, os gradientes hidráulicos estabilizam próximo a 0,54.

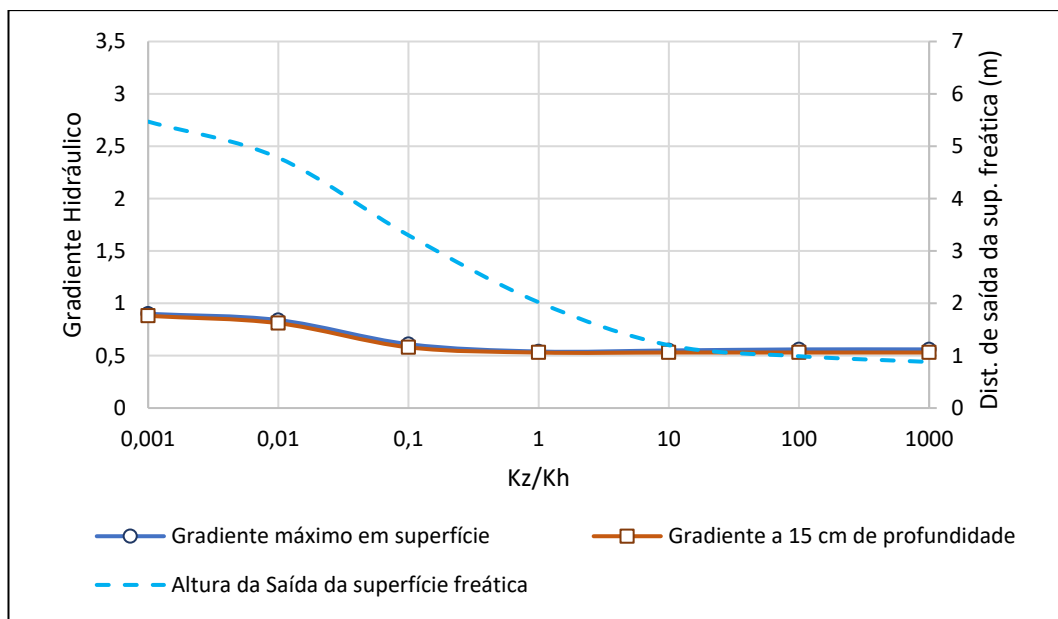


Figura 96 - Resultado das análises (iii) do Cenário 8.

## 7

### **Discussão dos Resultados**

Este capítulo resume os resultados das análises computacionais de fluxo, apresentando as considerações observadas ao longo do Capítulo 6, além de propor uma causa para o processo de carreamento de finos identificado na Barragem X.

#### **7.1.**

#### **Considerações sobre as análises computacionais**

Com os resultados das análises computacionais de fluxo 2D e 3D, pode-se constatar alguns fatos em relação ao padrão de fluxo na Barragem X.

Inicialmente, observou-se que, a variação da permeabilidade no solo que compõe o corpo da barragem interfere diretamente nos gradientes hidráulicos gerados durante a percolação. Com base nas análises que consideram um material homogêneo no corpo da barragem, os gradientes aumentam à medida que o coeficiente de permeabilidade reduz, independentemente se a análise é bi ou tridimensional.

Este comportamento é notório. Analisando os resultados sob a ótica de uma rede de fluxo, a diminuição do coeficiente de permeabilidade causa um agrupamento das linhas equipotenciais. Neste caso, a carga total do fluxo diminui em uma distância menor, gerando maiores gradientes (Norouzi et al., 2020).

Em relação a adoção de parâmetros não saturados para o solo da Barragem X, as análises 2D e 3D indicaram não haver diferença em relação ao uso de parâmetros saturados. Em função da altura reduzida da barragem, entende-se que o solo esteja saturado por capilaridade na região acima da superfície freática, não justificando o uso de análises não saturadas em regime permanente.

Ao considerar a interação solo-atmosfera no regime de fluxo, é possível observar uma variação do nível d'água ao longo do tempo, mas para as chuvas analisadas, não foi observada a geração de gradientes hidráulicos que pudessem iniciar um processo de erosão interna.

Em tempo, as análises 2D e 3D indicaram resultados semelhantes, tanto no comportamento da superfície freática quanto na distribuição de gradientes hidráulicos no corpo da barragem nos cenários analisados.

Utilizando-se os resultados dos ensaios de permeabilidade nas análises de fluxo, não foram observados gradientes hidráulicos em profundidade capazes de deflagar um processo de *piping*. Por isso, foram incluídos os Cenários 6, 7 e 8 nas investigações utilizando uma abordagem 3D.

O Cenário 6 analisou a influência da tubulação do descarregador de fundo na dinâmica da percolação no interior da barragem. Os resultados indicaram não haver correlação entre a simples presença do dispositivo e o aumento do gradiente hidráulico, descartando-se este caso como o causador do processo inicial de carreamento de finos observados.

Através dos resultados dos Cenários 7 e 8, entende-se que a presença de um contraste de materiais com diferentes permeabilidades pode gerar gradientes críticos. Nestes cenários, foram observados gradientes acima de 0,92 com a adoção de regiões com coeficientes de permeabilidade inferiores a  $4 \times 10^{-9}$  m/s.

Destaca-se que considerando materiais isotrópicos em ambos os cenários, foram observados maiores gradientes. Ao variar o coeficiente de permeabilidade vertical, os Cenários 7 e 8 apresentaram resultados semelhantes em relação ao gradiente hidráulico. Já ao variar o parâmetro horizontal, o Cenário 7 não indicou variações expressivas na faixa de gradiente analisada, enquanto o Cenário 8 apresentou um pequeno acréscimo para menores permeabilidades.

## 7.2.

### **Influência da malha de elementos finitos nos gradientes hidráulicos**

Vale destacar que, durante a elaboração das análises computacionais por meio do *software* empregado, observou-se que o grau de refinamento da malha de elementos finitos utilizada influencia no valor dos gradientes hidráulicos máximos encontrados pelo programa. Para constatar esta observação, foram realizadas análises 2D baseadas no Cenário 3, variando-se o refinamento da malha e, conseqüentemente, o número de nós em cada análise.

A Figura 97 ilustra o comportamento observado. Nota-se que à medida que o tamanho dos elementos triangulares é diminuído, o valor do gradiente hidráulico máximo aumenta, ao mesmo tempo que o ponto de ocorrência se encaminha para o pé da barragem. Desta forma, não há uma tendência de convergência nos valores dos gradientes, que apresentou um comportamento crescente.

Em tempo, a Figura 98 apresenta o comportamento dos gradientes hidráulicos observados em um ponto fixo considerando a variação do refinamento da malha. É possível observar que há uma oscilação no valor do parâmetro, sendo o máximo observado para uma malha de elementos com área máxima de  $0,01 \text{ m}^2$ , enquanto para áreas máximas de  $0,0001$  e  $1 \text{ m}^2$ , os valores se apresentaram similares.

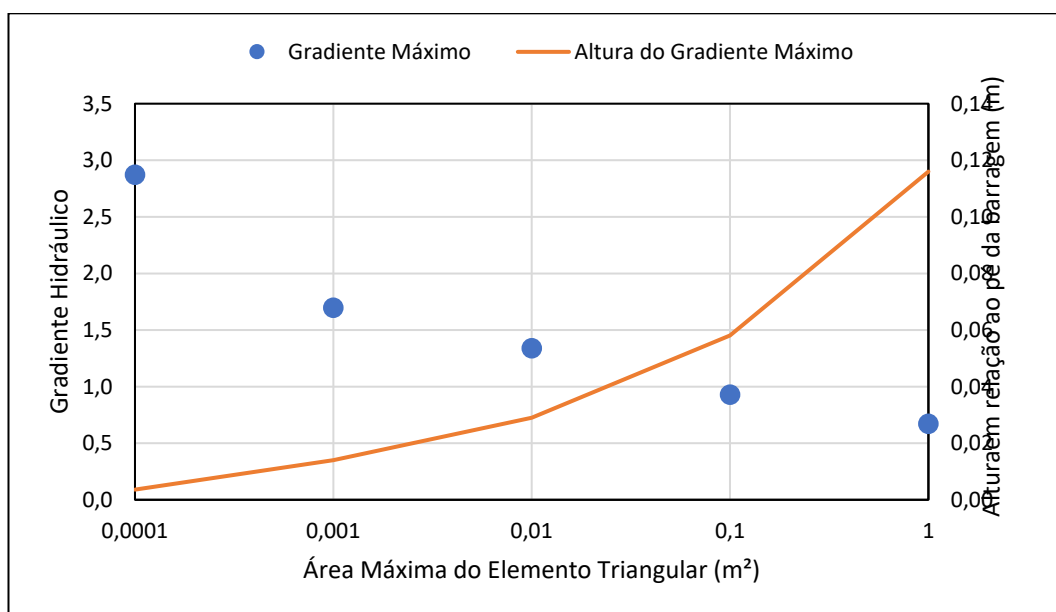


Figura 97 – Variação do gradiente hidráulico máximo no talude de jusante em função do refinamento da malha de elementos finitos.



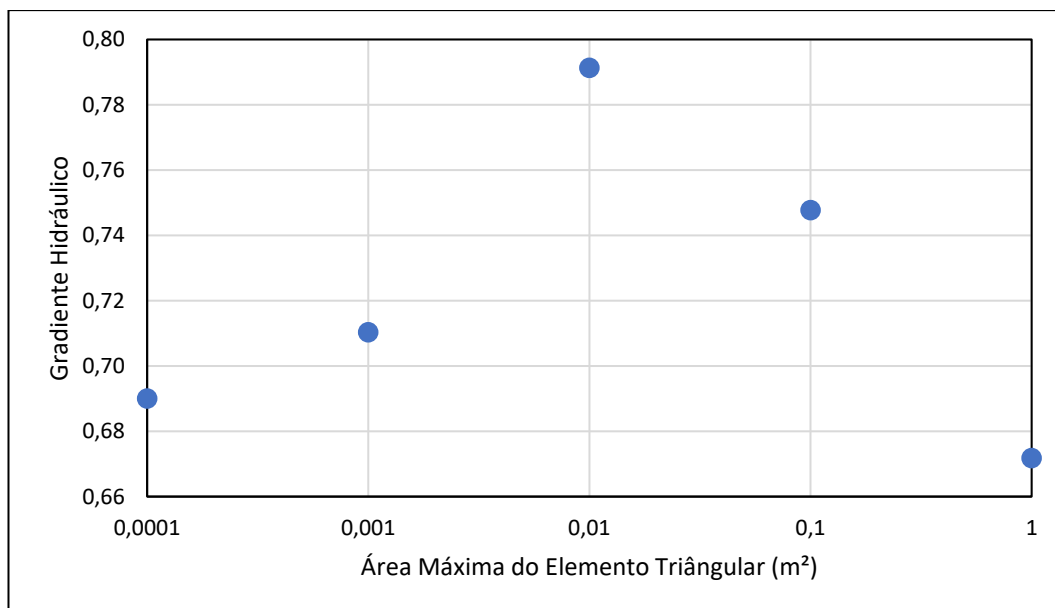


Figura 98 – Variação do gradiente hidráulico em um ponto fixo no talude de jusante em função do refinamento da malha de elementos finitos.

Para determinar se esta influência é resultado das iterações realizadas pelo *software* específico, a seção utilizada para gerar as Figuras 97 e 98 foi analisada também pelo programa *Slide2*, da desenvolvedora *Rocscience*, que também utiliza o método de elementos finitos para resolver problemas de fluxo.

Neste *software*, foram observados os mesmos resultados encontrados no *Plaxis LE*, descartando a possibilidade de ser um caso exclusivo do programa desenvolvido pela *Bentley Systems*. Resta, portanto, a possibilidade de ser alguma limitação do próprio método de elementos finitos que gera o comportamento observado nos gradientes hidráulicos.

### 7.3.

#### Possível causa do processo de carreamento de finos da Barragem X

Com base nas referências bibliográficas levantadas para este trabalho, nos ensaios de laboratórios e nas análises computacionais realizadas, foi possível propor uma causa para a ocorrência do processo inicial de carreamento de finos observado na Barragem X.

Uma vez que as análises de fluxo, tanto 2D quanto 3D, identificaram que os gradientes hidráulicos tendem a aumentar com a presença de um material de menor

permeabilidade na região do talude de jusante, é possível que, ao longo dos anos, tenha sido formado um solo de menor permeabilidade nesta região, gerando gradativamente gradientes críticos para o solo da barragem, iniciando, assim, o carreamento de finos.

Ao observar o histórico da barragem, nota-se que a estrutura foi coberta por vegetação de grande porte em período anterior a atual gestão da barragem. Sob o novo empreendedor, estas espécies foram corretamente removidas. No entanto, é provável que parte do sistema radicular das árvores existentes tenha permanecido no talude de jusante.

Tal fato foi observado durante a retirada do bloco indeformado, relatado nos itens 4.1 e 5.2.

Desta forma, entende-se que as raízes remanescentes podem ter gerados, em função da decomposição, concentrações de matéria orgânica e, conseqüentemente diminuído localmente o coeficiente de permeabilidade (Terzaghi et al., 1996). Em um determinado ponto, em função da redução da permeabilidade, podem ter ocorrido gradientes superiores ao valor crítico, iniciando o processo de *piping*.

Conforme descrito por Aubertin (1971), um trecho de solo que sofreu a intrusão de uma raiz que posteriormente se decompôs, consegue sustentar eventuais condutos gerados pelo carreamento de finos, impedindo que estes colapsem, permitindo um afluxo constante de água.

Embora os ensaios de laboratório não tenham acusado materiais com permeabilidades pequenas o suficiente para gerar gradientes críticos, é possível que a presença deste material possa ocorrer em pontos próximos ao local amostrado.

Ainda, basta que em uma região de pequeno porte gere gradientes críticos para que o processo de carreamento de finos tenha início. Tais regiões podem ser camufladas em função das dimensões dos corpos de prova utilizados nos ensaios de permeabilidade.

## 8

### Considerações Finais

Ao longo deste trabalho, foram elaboradas diversas etapas cujo objetivo principal era determinar a causa do processo inicial de carreamento de finos observado na Barragem X, estrutura inserida em um terreno de uma empresa particular utilizada para abastecimento de uma indústria.

Dentre as atividades elaboradas para atingir este objetivo, lista-se o levantamento do histórico do objeto de estudo, a coleta de uma amostra indeformada próximo ao local da anomalia observada, ensaios de laboratório e análises computacionais de fluxo 2D e 3D.

Em relação aos ensaios de laboratório, a granulometria observada para o solo da barragem neste trabalho se apresentou dentro da faixa obtida em estudos anteriores para a estrutura. Ao comparar os limites de Atterberg encontrados nos estudos de Viana et al. (2015), também foi possível observar valores próximos.

Os coeficientes de permeabilidade se apresentaram semelhantes nos ensaios que consideraram a mesma tensão efetiva. Ainda, avaliou-se que os resultados encontrados se mostraram coerentes com a variação do índice de vazios e da tensão efetiva.

Em complemento, foram realizados ensaios de papel filtro para determinar a curva característica do solo. Esta, por sua vez, foi ajustada para o modelo de Fredlund e Xing (1994).

No tocante às análises computacionais, foram estudados diversos cenários que variaram a permeabilidade no corpo da barragem, ora com seções homogêneas, ora considerando materiais com diferentes parâmetros.

Avaliou-se, inicialmente, se a adoção de parâmetros não saturados afetaria o padrão de fluxo na Barragem X, o que não ocorreu. Ainda, dentro dos cenários considerados, a análise que se mostrou mais verossímil com os dados das instrumentações existentes no local foi o Cenário 3, que adota um perfil homogêneo no interior da barragem, com coeficiente de permeabilidade referente a uma tensão efetiva de 10 kPa.

Além disso, as análises bi e tridimensionais apresentaram resultados semelhantes, sendo a abordagem 3D ligeiramente mais conservadora em relação aos gradientes hidráulicos.

Em tempo, com a determinação da curva característica do solo, foi possível investigar o comportamento da percolação no interior da barragem considerando a interação solo-atmosfera. Com isso, avaliou-se a influência de chuvas na variação do nível freático da Barragem X.

Ressalta-se que a maior parte das análises realizadas não indicou a presença de gradientes hidráulicos críticos no corpo da barragem, o que não é condizente com a realidade observada em campo. A exceção foram duas análises tridimensionais complementares que consideraram a presença de um material de diferente permeabilidade, uma no pé do talude de jusante (Cenário 7) e outra transversal ao eixo da barragem (Cenário 8).

Nestes casos, observou-se uma tendência de aumento do gradiente hidráulico com a diminuição da permeabilidade do material. Destaca-se que ao considerar um solo isotrópico, foram encontrados gradientes mais elevados.

Utilizando esta informação juntamente com a caracterização do material feita pelos ensaios de laboratório e com as informações levantadas pela revisão bibliográfica, foi possível inferir uma possível causa para o início do processo de carreamento de finos observado.

É provável que raízes remanescentes no interior do solo, principalmente no terço inferior do talude de jusante, tenham se decomposto, gerando solos orgânicos com permeabilidades inferiores a  $1 \times 10^{-9}$  m/s, valor suficiente para gerar gradientes hidráulicos. Ainda, devido aos efeitos causados pelo crescimento da raiz e da sua posterior decomposição, o solo local consegue sustentar pequenos canais formados pelo carreamento de finos, permitindo a continuidade do processo de erosão interna.

Vale destacar que esta conclusão pode ser melhor avaliada através de novos estudos, que serão elencados a seguir.

- Ensaios de *pinhole* no solo da Barragem X para determinar a erodibilidade e prever gradientes hidráulicos críticos;
- Determinação do teor de matéria orgânica no solo da barragem e a sua influência no coeficiente de permeabilidade;
- Investigação da resistência à erosão interna devido a presença de sistemas radiculares de diferentes espécies.

## Referências Bibliográficas

AJMERA, B. et al. **Effect of Plasticity and Effective Normal Stress on Coefficient of Consolidation and Hydraulic Conductivity of Fine-Grained Soils having Different Pore Fluid Salinities**. Foundation Congress and Equipment Expo. 2018. pp. 84-93.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D5298**: Standard Test Method for Measurement of Soil Pontential (Suction) Using Filter Paper. 1994. 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (ABMS). **História da Engenharia Geotécnica no Brasil**: 60 anos da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Rio de Janeiro. 2010. 251 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: **Amostras de solo** - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro. 2016. 12 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6458**: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro. 2018. 12 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – Determinação do Limite de Liqueidez. Rio de Janeiro. 2017. 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro. 2016. 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo - Análise Granulométrica. Rio de Janeiro. 2018. 12 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604**: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas — Procedimento. Rio de Janeiro. 2016. 9 p.

AUBERTIN, G. M. **Nature and extent of macropores in forest soils and their influence on subsurface water movement**. US Department of Agriculture. 1971. 37 p.

BABU, G. L. S. VASUDEVAN, A. K. **Seepage Velocity and Piping Resistance of Coir Fiber Mixed Soils**. Journal of Irrigation and Drainage Engineering. 2008. pp. 485-492.

BARBOUR, S. L. **The soil-water characteristic curve: a historical perspective.** Can. Geo. Journal. 1998. pp. 873-894.

BERNATEK-JAKIEL, A. et al. **Assessment of grass root effects on soil piping in sandy soils using the pinhole test.** Geomorphology 295. Elsevier. 2017. pp. 563-571.

BONELLI, S. et al. **Criteria of Erosion for Cohesive Soils.** Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures. Freising. 2007. pp. 55-69.

BRIAUD, J. L. et al. **Erosion Function Apparatus For Scour Rate Predictions.** J. of Geot. And Geoenvironmental Eng. ASCE. 2001. pp. 106-113.

BROOKS, R. H.; COREY, A. T. **Hydraulic Proprieties of Porous Media.** Hydrology Papers. Colorado State University. Fort Colins. 1964. 37 p.  
BUCKINGHAM, E. **Studies on the Movement of Soil Moistures.** U.S. Department of Agriculture. Bulletin nº 38. 1907. 64 p.

CARVALHO, J. C. et al. **Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico.** Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS). 2015. 759 p.

CASAGRANDE, A. **Seepage Through Dams.** Journal of the New England Water Works Association nº 209. 1937. pp. 131-172.

CHANDLER, R. J. et al. **A low-cost method os assessing clay desiccation for low-rise buildings.** Proc. Inst. Civ. Eng. 1992. pp. 82-89.

CHANDLER, R. J. GUTIERREZ, C. I. **The Filter-Paper Method of Suction Measurement.** Géotechnique. 1986. pp. 265-268.

CLIMATE-DATA ORG. **Clima: Brasil.** Disponível em <<https://pt.climate-data.org/america-do-sul/brasil-114/>>. Acesso em 17 out. 2021.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARARAGENS (CBDB). **A História das Barragens no Brasil: Séculos XIX, XX e XXI.** Rio de Janeiro. 2011. 524 p.

DE MELLO, V. F. B. **Some lessons from unsuspected, real and fictitious problems ins earth dam engineering in Brazil.** In: 6th Reg. Com. for Africa on Soil Mechanics & Foundation Engineering. Durban. 1975. pp. 285-304.

FELL, R. et al. **Methods for Estimating the Probability of Failure of Embankment Dams by Internal Erosion and Piping - Piping throught the Embankment.** University of New South Wales. Sydney. 2004. 137 p.

- FELL, R. et al. **Time for Development of Internal Erosion and Piping in Embankment Dams**. J. of Geot. And Geoenvironmental Eng. ASCE. 2003. pp. 307-314.
- FELL, R. FRY, J. **Erosion in Geomechanics Applied to Dams and Levees - Chapter 1: State of the Art on the Likelihood of Internal Erosion of Dams and Levee by Means of Testing**. John Wiley & Sons, Inc. New Jersey. 2013. pp. 1-100.
- FELL, R. V. et al. **Erosion in Geomechanics Applied to Dams and Levees - Chapter 5: Relationship between the Erosion Properties of Soils and Other Parameters**. John Wiley & Sons, Inc. New Jersey. 2013. pp. 343-382.
- FERRARI, A. et al. **Experimental analysis of the water retention behaviour of shales**. Int. J. of Rock Mech.& Mining Sci. Elsevier. 2014. pp 61-70.
- FORCHHEIMER, P. **Hidraulik**. 33rd Edition. Berlin. 1930. 595 p.
- FOSTER, M. A. et al. **The Statistics of Embankment Dam Failures and Accidents**. Can. Geo. Journal. 37. 2000. pp. 1000-1024.
- FOSTER, M. A.; FELL, R. **A Framework for Estimating the Problability of Failure of Embankment Dams by Internal Erosion and Piping Using Event Tree Methods**. University of New South Wales. Sydney. 1999. 189 p.
- FREDLUND, D. G, et al. **Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice**. John Wiley & Sons, Inc. New Jersey. 2012. 939 p.
- FREDLUND, D. G. et al. **Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve**. Can. Geo. Journal. 31. 1994. pp. 533-546.
- FREDLUND, D. G. **Second Canadian Geotechnical Colloquium: Appropriate concepts and technology for unsaturated soils**. Can. Geo Journal. 16. 1979. pp. 121-139.
- FREDLUND, D. G. **Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice**. J. of Geot. And Geoenvironmental Eng. ASCE. 2006. 286-321.
- FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soils**. John Wiley & Sons, Inc. 1993. 567 p.
- FREDLUND, D. G.; XING, A. **Equations for the soil-water characteristic curve**. Can. Geo. Journal. 31. 1994. pp. 521-532.
- FREEZE, R. A. CHERRY, J. A. **Groundwater**. New Jersey. Prentice-Hall. 1979. 624 p.
- GARCÍA-RUIZ, J. M. et al. **Soil erosion by piping in irrigated fields**. Geomorphology 20. 1997. pp. 269-278.

GARDNER, R. **A Method of Measuring the Capillary Tension of Soil Moisture over a Wide Moisture Range.** Soil Science. 43. 1937. pp. 277-284.

GARDNER, R. **Some Steady-State Solutions of the Unsaturated Moisture Flow Equation with Application to Evaporation from a Water Table.** Soil Science. 85. 1958. pp. 228-232.

GENS, A. **Soil-environment interactions in geotechnical engineering.** Géotechnique. 60. 2010. pp. 3-74 .

GUAN, Y. **The Measurement of Soil Suction.** Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil. Universidade de Saskatchewan. Saskatoon. 1996.

HAZEN, A. **Discussion of 'Dams on sand foundations' by A. C. Koenig.** Transactions of the American Society of Civil Engineers. Vol. 73. 1911. pp. 199-203.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing.** Volume 2: Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests. 2nd Edition. John Wiley & Sons, Inc. New York. 1994. 454 p.

HEATH, R. C. **Basic Ground-Water Hydrology.** U.S. Geological Survey. 1983. 81 p.

HIGGINS, C. G. SCHONER, C. **Sinkholes formed by piping into buried channels.** Geomorphology 20. 1997. pp. 307-312.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA (INMET). **Banco de Dados Meteorológicos.** Disponível em <<https://bdmep.inmet.gov.br/>>. Acesso em 17 out. 2021.

INTERNATIONAL COMITEE ON LARGE DAMS (ICOLD). **World Declaration on Dam Safety.** Porto. 2019.

JURY, W.; HORTON, R. **Soil Physics.** John Wiley & Sons Inc. 2004. 352 p.

KENNEY, T. C. LAU, D. **Internal Stability of granular filters.** Can. Geo. Journal. 22. 1985. pp. 215-225.

KEZDI, A. **Soil Physics-Selected Topics.** Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam, 160 p.

KNAPPETT, J. A. CRAIG, R. F. **Craig's Soil Mechanics.** 8th Edition. Spon Press. Oxfordshire. 2012. 570 p.

LADEIRA, J. E. R. **Avaliação de segurança em barragem de terra, sob o cenário de erosão tubular regressiva, por métodos probabilísticos: o caso UHE – São Simão.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG). Belo Horizonte. 2007.



LAMBE, T. W. WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. John Wiley & Sons. Nova York. 1969. 548 p.

LI, M.; FANNIN, R. J. **Comparision of twocriteria for internal stabiliy of granular soil**. Can. Geo. Journal. 45. 2008. pp. 1303-1309.

LIM, S. S. **Experimental Investigation of Erosion in Variably Saturated Clay Soils**. Tese de Doutorado. New South Wales University. 2006.

MARINHO, F. A. M. **Medida de Sucção com o Método do Papel Filtro**. COBRAMSEG X. Volume 2. 1994. pp. 515-522.

MARINHO, F. A. M. OLIVEIRA, O. M. **The Filter Paper Method Revisited**. Geotechnical Testing Journal, Vol. 29, No. 3. 2006. 9 p.

MASROURI, F. et al. **Laboratory Hydraulic Testing in Unsaturated Soils**. Geotech. Geol. Eng. Springer. 2008. 14 p.

MELLO, F. M. **Lições aprendidas com acidentes e incidentes em barragem e obras anexas no Brasil**. Agência Nacional de Águas (ANA). Rio de Janeiro. 2021. 208 p.

NISHIDA, Y. NAKAGAWA, S. **Water Permeability and Plastic Index of Soils**. Land Subsidence. 89 (2). 1969. pp. 573-578.

NOROUZI, R. et al. **Uplift pressure and hydraulic gradient in Sabalan Dam**. Applied Water Science 10:111. Springer. 2020. 12 p.

PASSWELL, R. E. Causes and Mechanisms of Cohesive Soil Erosion: The State of the Art. Conference-Workshop on Soil Erosion. Washington. 1973. 23 p.

PERRY, E. B. **Piping in Earth Dams Constructed of Dispersive Clay: Literature Review and Design of Laboratory Tests**. U.S Army Engineer. 1975. 140 p.

PERZLMAIER, S. et al. **Hydraulic Criteria for Internal erosionin Cohesionless Soil**. Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures. Freising. 2007. pp. 32-44.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3ª Edição. Oficina de Textos. São Paulo. 2006. 359 p.

RICHARDS, K. S. REDDY, K. R. **Experimental investigation of initiation of backward erosion piping in soils**. Geotéchnique 62. N° 10. 2012. pp. 933-942.

RICHARDS, L. A. **Capillary Conduction of Liquids Through Porous Mediums**. American Institute of Physics. 1931. 17 p.

ROMANEL, C. **Mecânica dos Solos**. Notas de Aula. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio). 2018. 52 p.

SANDRONI, S. **Acidentes em Obras de Barramento**. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio). 2012. 12 p.

SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL (CPRM). **Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil**. Brasília. 2001.

SHERARD, J. L. **Influence of Soil Properties and Construction Methods on the Performance of Homogeneous Earth Dams**. Tese de Doutorado. Harvard University. 1953.

SHERARD, J.L. **Sinkholes in dams of coarse, broadly graded soils**. 13th International Congress on Large Dams. New Delhi, India. Vol. 2. 1979. pp. 25–35.

SIDLE, R. C. et al. **A conceptual model of preferential flow systems in forested hillslopes: evidence of self-organization**. Hydrol. Process. 15. 2001. pp. 1675-1692.

SMALLEY, I. **The Teton Dam: rhyolite foundation + loess core = disaster**. Geology Today. pp. 19-22 . 1992.

SOARES, R. M. **Resistência ao Cisalhamento de um Solo Coluvionar Não Saturado do Rio de Janeiro, RJ**. Dissertação de Mestrado. PUC-Rio. Rio de Janeiro. 2005.

SOILVISION SYSTEMS. **SVFlux: Theory Manual**. Saskatoon, CA. 2017. 128 p.

SOILVISION SYSTEMS. **SVSoils: Theory Manual**. Saskatoon, CA. 2017. 176 p.

TAYLOR, D. W. **Fundamentals of Soil Mechanics**. John Wiley & Sons. 1948. 711 p.

TERZAGHI, K. et al. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 3rd Edition. Wiley-Interscience. 1996. 592 p.

TUBELIS, A. E.; NASCIMENTO, F. J. L. **Meteorologia Descritiva: fundamentos e aplicações brasileiras**. Nobel. São Paulo. 1980. 374 p.

UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION (USBR). **Small Dams**. 3a Edição. U.S. Department of Interior. Denver. 1987. 904 p.

UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION (USBR). **Teton Dam History**. U.S. Department of Interior. Disponível em <<https://www.usbr.gov/pn/snakeriver/dams/uppersnake/teton/index.html>>. Acesso em 09 jun. 2022.

VAN BEEK, V. M. et al. **Developments in Modelling of Beckward Erosion Piping**. Géotechnique 65, nº 9. 2015. pp. 740-754.

VAN GENUCHTEN, M. T. **A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils**. Soil Science Society of America Journal. 1980. pp. 892-898.

VIANA, A. F. et al. **Relatório Técnico RT-151006-01-v01**. Rio de Janeiro. 2015. 382 p.

VIANA, A. F. et al. **Relatório Técnico RT-181016-01-v01**. Rio de Janeiro. 2018. 35 p.

VIANA, A. F. et al. **Relatório Técnico RT-190430-01-v02**. Rio de Janeiro. 2019. 80 p.

VIANA, A. F. et al. **Relatório Técnico RT-200311-01-v01**. Rio de Janeiro. 2020. 272 p.

ZHAI, Q. et al. **Uncertainty in the estimation of hysteresis of soil-water characteristic curve**. ICE Publishing. 2017. 10 p.