



Bruno de Souza Neves

**Barragem de Terzaghi, Um Marco da
Geotecnia: Avaliação Após 65 Anos de
Operação**

Dissertação de Mestrado

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

Orientador: Prof. Alberto Sampaio Ferraz Jardim Sayão

Rio de Janeiro
Agosto 2018



Bruno de Souza Neves

**Barragem de Terzaghi, Um Marco da
Geotecnia: Avaliação Após 65 Anos de
Operação**

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

Prof. Alberto Sampaio Ferraz Jardim Sayão

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof.^a Anna Laura Lopes da Silva Nunes

Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ

Prof. Flávio Miguez de Mello

Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof. Sandro Salvador Sandroni

SEA – Sandro Sandroni Engenheiros Associados

Prof. Pedricto Rocha Filho

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. Márcio da Silveira Carvalho

Coordenador Setorial do

Centro Técnico Científico – PUC-Rio

Rio de Janeiro, 10 de Agosto de 2018

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

Bruno de Souza Neves

Graduou-se em Engenharia Civil pela Universidade de Marília em Marília, São Paulo em dezembro de 2009. Fez pós-graduação Lato Sensu em Segurança de Barragens pela Universidade Federal da Bahia em Salvador, Bahia em 2015. Ingressou no mestrado na Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro em fevereiro de 2016, desenvolvendo dissertação na linha de pesquisa de Geotecnia Experimental aplicada à Barragens.

Ficha Catalográfica

Neves, Bruno de Souza

Barragem de Terzaghi, um marco da geotecnia: avaliação após 65 anos de operação / Bruno de Souza Neves ; orientador: Alberto Sampaio Ferraz Jardim Sayão. – 2018.

114 f. : il. color. ; 30 cm

Dissertação (mestrado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, 2018.

Inclui bibliografia

1. Engenharia civil – Teses. 2. Barragem de Terzaghi. 3. Barragem de terra. 4. Método observacional. 5. Elementos finitos. 6. Assoreamento. I. Sayão, Alberto S. F. J. II. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil. III. Título.

CDD:624

À minha família e amigos.

Agradecimentos

Agradeço à Light Energia e suas lideranças, que subsidiaram e incentivaram este trabalho.

À minha família pelo apoio constante.

Ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da PUC – Rio, pela disponibilização de bolsa de isenção de taxas escolares e seu brilhante corpo docente. Sou honrado por cursar o Mestrado nesta instituição de renome internacional

E em especial aos bons amigos formados ao longo desta empreitada, coorientadores informais, que nos períodos “de leve” foram fonte de inspiração, alegria e paciência.

Resumo

Neves, Bruno de Souza; Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim (Orientador). **Barragem de Terzaghi, um marco da Geotecnia: Avaliação Após 65 Anos de Operação**. Rio de Janeiro, 2018 114p
Dissertação de Mestrado Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

O presente trabalho apresenta a Barragem de Terzaghi em um contexto da evolução tecnológica da construção de barragens de terra, colocando em foco sua construção e desempenho ao longo de 65 anos de operação bem como a verificação atual de suas condições físicas, analisando o impacto que a carga de sedimentos causa sobre a face montante da barragem, em termos de percolação, tensões e deformações. Tendo como base os métodos observacionais aplicados ao longo da operação da barragem e modelagem por elementos finitos, foram traçadas expectativas do fator de segurança para a seção principal da barragem ao longo do tempo.

Palavras-chave

Barragem de Terzaghi; Barragem de terra; Método observacional; Elementos Finitos; Assoreamento; Monitoramento.

Abstract

Neves, Bruno de Souza; Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim (Advisor). **Terzaghi Dam, geotechnical landmark: Assessment after 65 years of operation.** Rio de Janeiro, 2018 114p. Dissertação de Mestrado Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

This work presents the Terzaghi Dam in a technological evolutionary context of the construction of earthfill dams, focusing on its own construction a performance after 65 years in operation as well as a scrutinized assessment of its physical conditions, implying the sediment load on its upstream slope, regarding seepage, stresses and strains. Taking into account observational methods applied throughout the operation of the dam and finite element simulations, the evolution of factor of safety over the dam lifetime and on was evaluated for the main section of the dam.

Keywords

Terzaghi Dam; Earth Dam; Observational Methods; Finite Elements; Siltation; Monitoring

Sumário

1.	Introdução	16
1.1	Contexto e Objetivos.....	18
2.	Revisão bibliográfica	20
2.1	Conceito de tensões efetivas	20
2.2	Percolação em meios porosos	21
2.2.1	Fluxo permanente e transiente.....	22
2.3	Tensões x Deformações	23
2.4	Instrumentos de auscultação	24
2.4.1	Medidores de nível d'água	24
2.4.2	Piezômetros.....	24
2.4.3	Medidor de vazão.....	25
2.4.4	Marcos superficiais.....	25
3.	Caso de estudo: Barragem de Terzaghi.....	26
3.1	Características	26
3.2	Fundação	28
3.3	Projeto conceitual	29
3.4	Considerações do projeto executivo.....	30
3.5	Cuidados na construção	33
3.6	Estrutura de desvio	35
3.7	Drenagem interna	36
3.7.1	Poços de drenagem e trincheira drenante abaixo do filtro vertical	37
3.7.2	Filtro Vertical	40
3.7.3	Conduto principais de drenagem	41
3.7.4	Filtro Horizontal.....	43
3.8	Instrumentação instalada na barragem	43
3.9	Inspeção de Karl Terzaghi.....	44
3.10	A “outra” barragem de Terzaghi	44
4.	Amostras e Ensaios.....	46
4.1	Amostras da barragem	46
4.1.1	Amostras ano 2001	46

4.1.2	Amostras ano 2017	47
4.2	Ensaaios - material da barragem.....	48
4.2.1	Ensaaios de caracterização	48
4.2.1.1	Rotina dos ensaios.....	48
4.2.1.2	Resultados	48
4.2.2	Ensaaios de adensamento.....	54
4.2.2.1	Resultados	54
4.2.3	Ensaaios de permeabilidade	63
4.2.3.1	Rotina utilizada.....	63
4.2.3.2	Resultados	64
4.2.4	Ensaaios triaxiais	64
4.2.4.1	Parâmetros de resistência.....	64
4.2.4.2	Parâmetros de deformabilidade	67
4.3	Amostras do assoreamento	71
4.4	Ensaaios material de assoreamento	71
4.4.1	Ensaaios de caracterização	71
4.4.1.1	Resultados	71
4.4.2	Ensaaios de permeabilidade	74
4.4.3	Ensaaios de adensamento.....	74
4.4.3.1.1	Resultados	74
4.5	Ensaaios triaxiais	80
4.5.1.1	Resultados	80
4.5.2	Parâmetros de deformabilidade	81
5.	Modelagem Numérica.....	83
5.1	Estruturação da modelagem	83
5.2	Construção da barragem.....	84
5.3	Processo de calibração do modelo.....	84
5.4	Deslocamentos e forças	85
5.5	Tensões e Pressão exercida pela água	85
5.6	Tensão exercida pelo assoreamento.....	86
5.7	Parâmetros utilizados nas simulações	88
6.	Resultados da modelagem e análises	89
6.1	Deslocamentos Verticais	89
6.2	Deslocamentos horizontais	93
6.3	Excessos de poropressão	95
6.4	Análise de percolação	96

6.5	Estudos de estabilidade	97
7.	Considerações finais.....	99
7.1	Conclusões.....	99
7.2	Sugestões para trabalhos futuros	100
8.	Referências bibliográficas	101
9.	Anexos.....	103
	Anexo I – Locação dos instrumentos de auscultação	104
	Anexo II – Leitura dos piezômetros instalados na barragem	105
	Anexo III – Leitura do medidor de vazão.....	111
	Anexo IV – Locação dos marcos superciais	112
	Anexo V – Leitura dos marcos superciais.....	113

Lista de figuras

Figura 1 – Cidade de Piraí, em primeiro plano a Usina elevatória de Vigário	16
Figura 2 – Usina elevatória, dique e barragem. Google.....	17
Figura 3 – Barragem de Terzaghi.....	17
Figura 4 – Vista do assoreamento junto à face montante do dique de vigário, com o reservatório na cota 398m.	18
Figura 5 – Seção típica da barragem de Terzaghi com detalhe da carga de assoreamento.....	19
Figura 6 – Tensões no Elemento A. (Lambe, et al., 1969)	20
Figura 7 – Variação da permeabilidade (Romanel, 2017)	22
Figura 8 – Modelo elástico mecânico de adensamento proposto por Terzaghi (Soares, et al., 2006)	23
Figura 9 – Medidor de vazão triangular	25
Figura 10 – Planta da barragem	26
Figura 11 – Corte transversal ao eixo da barragem.	27
Figura 12 – Corte longitudinal ao eixo da barragem.....	28
Figura 13 – Vista para montante direcionada à ombreira esquerda, trabalhos de limpeza de fundação (Acervo Light).....	28
Figura 14 – Estudo “X” por Edward A. Franklin, 1949.....	29
Figura 15 – Estudo “Y Modificado” por Edward A. Franklin, 1949.....	29
Figura 16 – Estudo “Z Modificado Francês” por Edward A. Franklin, 1949.	29
Figura 17 – Planta de instalação da barragem e dique com indicação das áreas de jazida (Acervo Light).	30
Figura 18 – Jazida de material do aterro – Morro 1 (Acervo Light).....	31
Figura 19 – Vista do emboque do túnel de desvio (Acervo Light).....	35
Figura 20 – Planta de locação do túnel de desvio (Acervo Light).	35
Figura 21 – Seção longitudinal do túnel.	36
Figura 22 – Desenho “Como construído” do Sistema de drenagem interna, 15/04/1952 (Arquivo Light).	36
Figura 23 – Sistema de drenagem interna, detalhe do filtro horizontal (Arquivo Light).....	37
Figura 24 – Detalhe da interface poços de drenagem com os filtro vertical e filtro horizontal.	38
Figura 25 – Vista para trincheira drenante e poços de fundação (Acervo Light).....	38
Figura 26 – Detalhe da trincheira drenante abaixo do filtro vertical	39
Figura 27 – Vista para a ombreira direita, à esquerda, execução do filtro vertical (Acervo Light).....	40
Figura 28 – Corte longitudinal pelo filtro vertical	41

Figura 29 – Vista para montante, em primeiro plano a escavação das valas dos condutos principais de drenagem (Acervo Light)	42
Figura 30 – Poço de drenagem.....	42
Figura 31 – Seção principal da barragem com o sistema interno de drenagem, no é de jusante.	43
Figura 32 – Adolph Ackerman à esquerda, Karl Terzaghi é quinta pessoa a partir da esquerda. (Goodman, 1998).....	44
Figura 33 – Planta da barragem com localização dos poços de inspeção	46
Figura 34 – Granulometria Amostra 1 prof. 1,5m - Ensaio 2017	50
Figura 35 – Granulometria Amostra 2 prof. 1,5m - Ensaio 2017	51
Figura 36 – Granulometria Amostra 1 prof. 2,2 a 2,5 m - Ensaio 2001.....	52
Figura 37 – Granulometria Amostra 1 prof. 4,2 a 4,5 m - Ensaio 2001.....	53
Figura 38 – Gráfico $e \times \log \sigma'$ – Profundidade 2,2 a 2,5m	55
Figura 39 – Gráfico $e \times \log \sigma'$ – Profundidade 4,2 a 4,5m	56
Figura 40 – Gráfico $c_v \times \log \sigma'$ – Método de Taylor – Profundidade 2,2 a 2,5m	57
Figura 41 – Gráfico $c_v \times \log \sigma'$ – Método de Taylor – Profundidade 4,2 a 4,5m	58
Figura 42 – Gráfico $m_v \times \log \sigma'$ – Profundidade 2,2 a 2,5m.....	59
Figura 43 – Gráfico $m_v \times \log \sigma'$ – Profundidade 4,2 a 4,5m.....	60
Figura 44 – Gráfico $k \times \log \sigma'$ – Profundidade 2,2 a 2,5m	61
Figura 45 – Gráfico $k \times \log \sigma'$ – Profundidade 4,2 a 4,5m	62
Figura 46 – Envoltória de resistência, ensaios CIUSAT, profundidade 2,2,-2,5m	65
Figura 47 – Envoltória de resistência, ensaios CIUSAT, profundidade 4,2 - 4,5m	65
Figura 48 – Envoltória de resistência, CD, profundidade 1,5m.....	66
Figura 49 – Curvas $\sigma_d \times \epsilon_a$ – Ensaio Triaxiais CIU 2,2-2,5m	68
Figura 50 – Curvas $\sigma_d \times \epsilon_a$ – Ensaio Triaxiais CIU 4,2-4,5m	69
Figura 51 – Valores E50 – Material do aterro	70
Figura 52 – Curva granulométrica assoreamento – Cota 394-392m	72
Figura 53 – Curva granulométrica assoreamento – Cota 388-386m	73
Figura 54 – Curva do ensaio de adensamento – Assoreamento, Cota 388-386m	76
Figura 55 – Curva do ensaio de adensamento – Assoreamento, Cota 394-392m	77
Figura 56 – Coeficiente de adensamento (c_v) $\times \sigma'_v$ – Assoreamento, Cota 388-386m	78
Figura 57 – Coeficiente de adensamento (c_v) $\times \sigma'_v$ – Assoreamento, Cota 394-392m	79
Figura 58 – Envoltória de resistência, ensaios CIUSAT, entre a cota 388 e 386m.....	80
Figura 59 – Envoltória de resistência, ensaios CIUSAT, entre a cota 394 e 392m.....	80
Figura 60 – Curvas $\sigma_d \times \epsilon_a$ – Ensaio Triaxiais CIU 388-386m	81
Figura 61 – Curvas $\sigma_d \times \epsilon_a$ – Ensaio Triaxiais CIU 394-392m	82

Figura 62 – Valores E50 – Material do assoreamento	82
Figura 63 – Estágios de construção da barragem	84
Figura 64 – Condição de contorno: pressão exercida pela água. (GeoSlope, 2013).....	85
Figura 65 – Comparação do modelo: construção em uma etapa x construção em várias camadas. (Barrantes, 2013)	86
Figura 66 – Modelo do assoreamento junto à face montante dividido em sete camadas.....	87
Figura 67 – Hipótese para altura dos sedimentos acumulados no tempo	88
Figura 68 – Deformação vertical após 68 anos	89
Figura 69 – Posição dos marcos superficiais	90
Figura 70 – Comparação M1-M2 x Deslocamentos verticais simulados	91
Figura 71 – Comparação M3-M4 x Deslocamentos verticais simulados	91
Figura 72 – Comparação M5-M6 x Deslocamentos verticais simulados	91
Figura 73 – Comparação M7-M8 x Deslocamentos verticais simulados	92
Figura 74 – Comparação M9-M10 x Deslocamentos verticais simulados	92
Figura 75 – Comparação M1-M2 x Deslocamentos horizontais simulados	93
Figura 76 – Comparação M3-M4 x Deslocamentos horizontais simulados	93
Figura 77 – Comparação M5-M6 x Deslocamentos horizontais simulados	94
Figura 78 – Comparação M7-M8 x Deslocamentos horizontais simulados	94
Figura 79 – Comparação M9-M10 x Deslocamentos horizontais simulados	94
Figura 80 – Excesso de poropressão – 65 anos	95
Figura 81 – Excesso de poropressão – 200 anos.....	95
Figura 82 – Diminuição da percolação ao longo do tempo	96
Figura 83 – Mapa risco inicial. FS=2,21	97
Figura 84 – Mapa risco 140anos. FS:2,03	98
Figura 85 – Variação do Fator de Segurança no tempo	98

Lista de tabelas

Tabela 1 – Volumes	27
Tabela 2 – Especificações do material de filtro (Terzaghi, 1949)	32
Tabela 3 – Instrumentos instalados na barragem	43
Tabela 4 - Amostras da Barragem de Terzaghi – Ensaios 2001	47
Tabela 5 - Amostras da Barragem de Terzaghi – Ensaios 2017	47
Tabela 6 - Massa específica real dos grãos– Ensaios 2017	48
Tabela 7 - Umidades e Pesos específicos ao longo da profundidade do poço	49
Tabela 8 – Índices físicos dos corpos de prova dos ensaios de adensamento	54
Tabela 9 – Parâmetros de pré-adensamento e compressibilidade	62
Tabela 10 – Coeficientes de permeabilidade	64
Tabela 11 – Resumo dos parâmetros de resistência em termos de tensão efetiva - Barragem	66
Tabela 12 - Massa específica dos grãos – Assoreamento	74
Tabela 13 – Coeficientes de permeabilidade do material acumulados por assoreamento	74
Tabela 14 – Coeficientes de compressão, recompressão e tensão efetiva de pré-adensamento – Cota 388-386m	75
Tabela 15 – Coeficientes de compressão, recompressão e tensão efetiva de pré-adensamento – Cota 394-392m	75
Tabela 16 – Resumo dos parâmetros de resistência em termos de tensão efetiva – Solo de assoreamento	81
Tabela 17 – Incrementos de assoreamento no modelo	87
Tabela 18 – Parâmetros utilizados nas simulações	88

1. Introdução

A barragem de Terzaghi e o dique de Vigário foram construídos para formar um reservatório de 38 milhões de metros cúbicos e receber águas transpostas do sistema Piraí-Paraíba do Sul pela Usina elevatória de Vigário, localizada na cidade de Piraí no Estado do Rio de Janeiro (Figura 1). A elevatória de Vigário, mostrada na Figura 1, é composta por quatro unidades reversíveis que operaram no passado com certa frequência gerando energia nas horas de ponta de carga. Foi uma das primeiras unidades reversíveis (turbina/bomba e motor/gerador do mundo).



Figura 1 – Cidade de Piraí, em primeiro plano a Usina elevatória de Vigário

A barragem e o dique têm proporções semelhantes. Na época da construção, e até 1964, eram denominados Barragem e Dique de Vigário. O vale por onde corria o Córrego de Vigário foi fechado pela barragem e o dique foi construído para fechar uma sela topográfica.

As obras foram iniciadas em 1949 e concluídas em 1953. A barragem foi renomeada para Barragem de Terzaghi em 1964, após a morte de seu ilustre projetista e consultor Karl Von Terzaghi, o engenheiro austríaco considerado o

criador da Mecânica dos Solos. A Figura 2 mostra a usina elevatória, o dique e a barragem, na margem da Rodovia Presidente Dutra (BR-116, Rio-São Paulo).

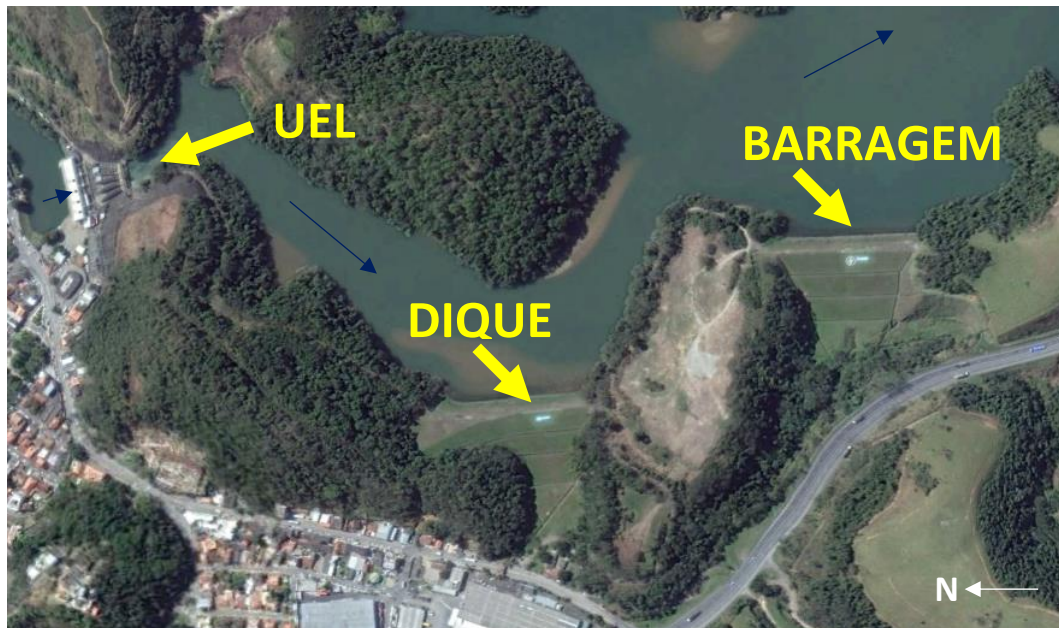


Figura 2 – Usina elevatória, dique e barragem. Google

Na Figura 2 é possível ver a barragem o dique e a usina elevatória, à esquerda a rodovia BR-116 Presidente Dutra, na Figura 3 detalhe da barragem de Terzaghi.



Figura 3 – Barragem de Terzaghi

A água transposta pelo sistema chega ao alto da Serra das Araras e gera energia elétrica na UHE Nilo Peçanha (capacidade 380 MW), uma usina subterrânea, instalada no maciço rochoso ao pé da serra. O empreendimento tem importância estratégica, pois viabilizou o abastecimento de energia e água para a região metropolitana do Rio de Janeiro.

1.1 Contexto e Objetivos

Durante a segunda metade do século XX o desenvolvimento urbano e o desmatamento das margens vicinais ao longo da bacia do Rio Paraíba do Sul promoveram o assoreamento dos reservatórios do sistema gerador da Light. A Usina Elevatória de Santa Cecília desvia água (cerca de $190\text{m}^3/\text{s}$) para o sistema Pirai-Paraíba do Sul, que por sua vez é bombeada novamente pela Usina Elevatória de Vigário. A carga de sedimento distribui-se ao longo do reservatório de Santana, formado na primeira elevação, e do reservatório de Vigário, formado pela barragem de Terzaghi.

Junto à Barragem de Terzaghi e ao Dique de Vigário, o assoreamento atinge quase o nível de operação (399m). A Figura 4 mostra as condições atuais de assoreamento.



Figura 4 – Vista do assoreamento junto à face montante do dique de vigário, com o reservatório na cota 398m.

Pela comparação do projeto original com as batimetrias realizadas no reservatório, junto à barragem, foi possível verificar o nível de assoreamento junto à face montante. Tal informação é ilustrada na Figura 5. A camada de material do assoreamento chega a atingir 30 m de espessura.

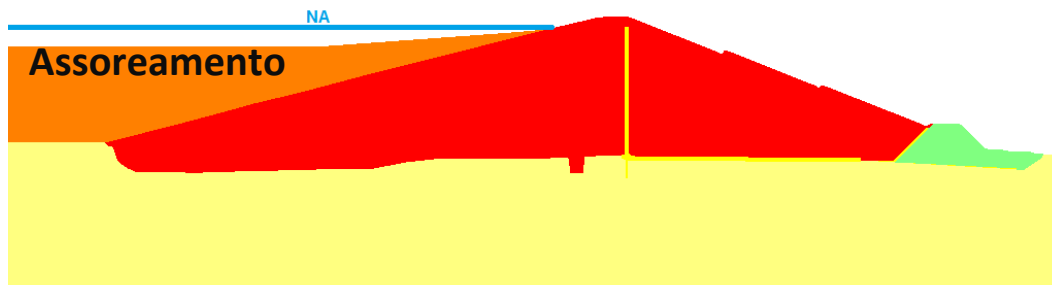


Figura 5 – Seção típica da barragem de Terzaghi com detalhe da carga de assoreamento

Neste contexto, o presente trabalho teve por objetivo analisar o comportamento da Barragem de Terzaghi, considerando o carregamento desenvolvido pelo assoreamento junto à face de montante.

2. Revisão bibliográfica

2.1 Conceito de tensões efetivas

Seja um Elemento (A) saturado a uma profundidade z . O solo está sob uma coluna de água z_w . O Elemento A é sujeito à tensão proveniente do peso de solo que está acima, esta é a chamada Tensão Total (Lambe e Whitman, 1969), definida pela Equação 1.

$$\sigma = \gamma \cdot z \quad (1)$$

Sendo σ tensão total, γ o peso específico do solo e z a altura da camada de solo.

Na Figura 6, entendendo o solo como meio poroso, a água presente no Elemento A exerce pressão nos poros devido à coluna de água z_w , definida como poropressão (μ). A tensão efetiva (σ') é exercida no esqueleto sólido, sendo que a poropressão anula em parte a tensão total, como definido na Equação 2

$$\sigma' = \sigma - \mu \quad (2)$$

Este conceito foi postulado por Karl Terzaghi em 1925 no célebre trabalho “Erdbaumechnik auf Bodenphysikalischen Grundlagen” (Fundamentos da mecânica dos solos, tradução livre).

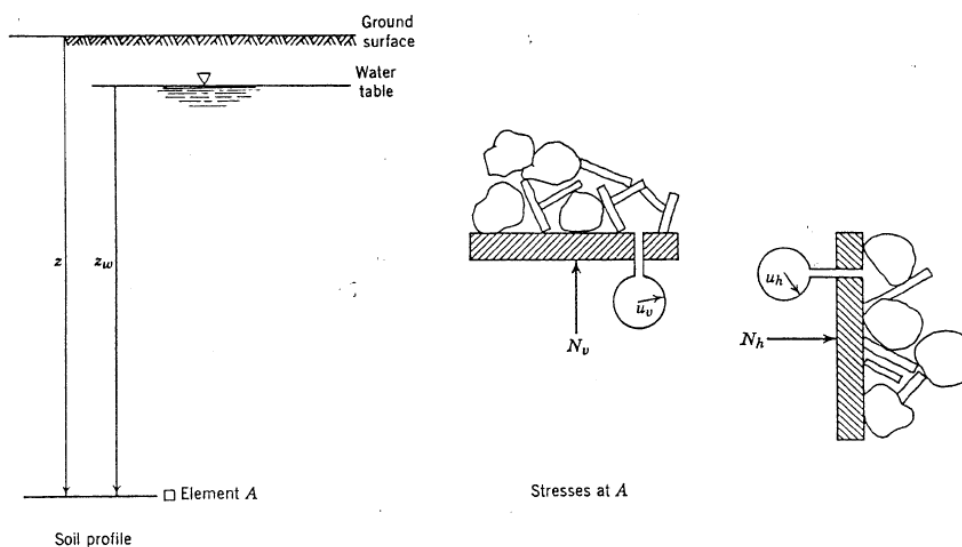


Figura 6 – Tensões no Elemento A. (Lambe, et al., 1969)

2.2 Percolação em meios porosos

O fluxo em meios porosos acontece nos vazios de uma massa de solo, tais vazios formam canais interconectados. Essa é uma abordagem microscópica do fenômeno, na geotecnia se admite uma visão macroscópica onde o fluxo se dá de maneira uniforme por uma seção.

A equação 3, definida por Bernoulli (1738), mostra que a carga total é igual à soma de parcelas de cargas relativas a velocidade, pressão e de elevação.

$$h = h_e + h_p + h_v \quad (3)$$

$$constante = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} \quad (4)$$

Na mecânica dos solos, a carga relativa à velocidade é considerada desprezível, por ter ordem de grandeza baixa.

A diferença de carga entre dois pontos define um gradiente hidráulico i como indica a Equação 5.

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad (5)$$

Sendo:

i = gradiente hidráulico;

Δh = diferença de carga entre os pontos;

L = distância entre os pontos

No século XIX, o engenheiro francês Henry Darcy, em experiências com meios porosos, verificou que a vazão é proporcional ao gradiente hidráulico e à área da seção transversal ao fluxo, no que ficou conhecida como a Lei de Darcy, expressa na Equação 6 (Darcy, 1856).

$$Q = k \cdot \frac{\Delta h}{L} \cdot A \quad (6)$$

Sendo:

A = Área de seção transversal

k = permeabilidade do solo

O coeficiente de permeabilidade k apresenta grande variabilidade em meios porosos, como indicado na Figura 7.

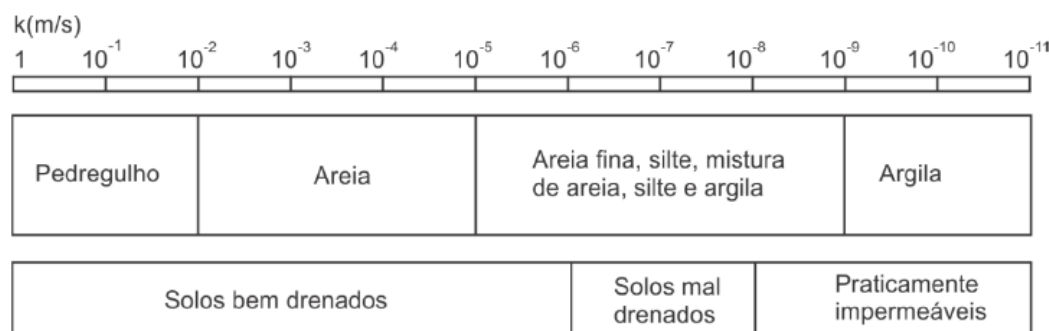


Figura 7 – Variação da permeabilidade (Romanel, 2017)

Em condições onde a permeabilidade é a mesma na direção x e y , o índice de vazios e a saturação não variam com o tempo, a equação diferencial de Laplace é estabelecida, como expresso na Equação 7.

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (7)$$

Para solos as condições de contorno são geralmente conhecidas ou estabelecidas. Foram desenvolvidos vários métodos para a resolução da equação diferencial como as Cadeias de Markov, Redes de fluxo, Modelos físicos, Método dos fragmentos e Elementos finitos (Romanel, 2017).

2.2.1 Fluxo permanente e transiente

O termo fluxo permanente significa que as pressões e a vazão não variam no tempo. Romanel (2017) explica que a teoria da percolação em meios porosos permitiu o desenvolvimento de soluções matemáticas particulares para problemas de fluxo.

No fluxo transiente, as variáveis (pressões, gradiente, vazão) podem sofrer alterações ao longo do tempo, frente às condições de contorno impostas, isso em um espaço de tempo (Netto, 1998).

2.3 Tensões x Deformações

A variação de volume no solo ocorre pela variação do índice de vazios, em função das variações de tensão efetiva (carregamento ou descarregamento), promovendo um adensamento ou expansão, respectivamente.

Terzaghi (1943) propôs um modelo elástico mecânico que simplifica o entendimento do comportamento de um solo submetido à um carregamento, a Figura 8 ilustra o modelo referido.

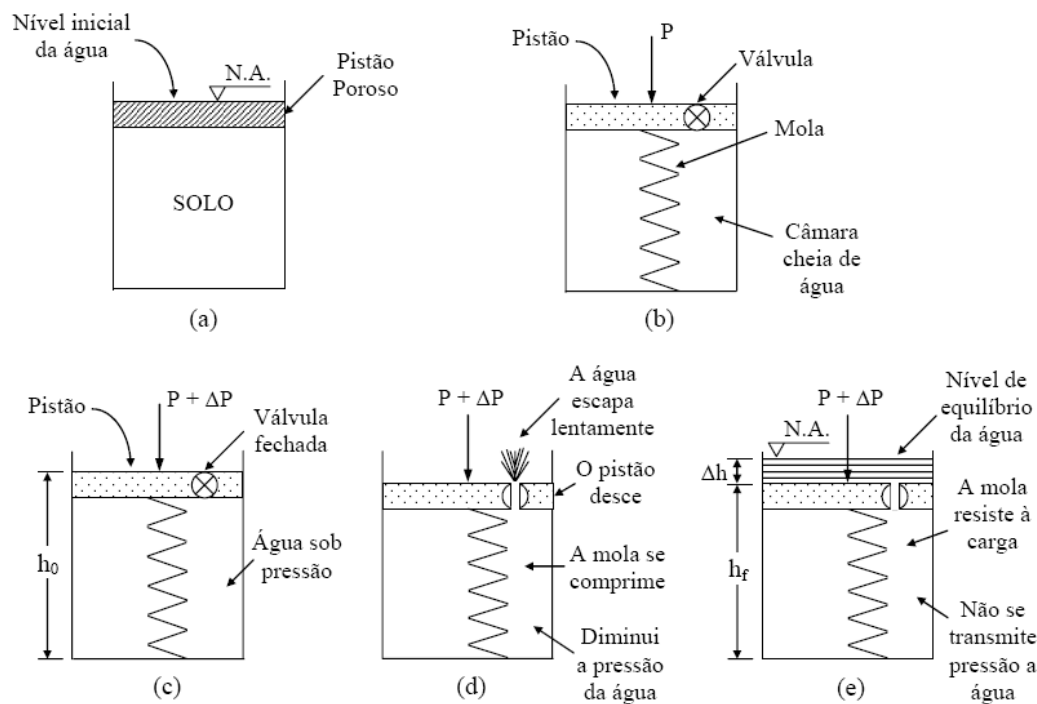


Figura 8 – Modelo elástico mecânico de adensamento proposto por Terzaghi (Soares, et al., 2006)

- São estabelecidas as condições de contorno do problema, porção de solo confinado e saturado;
- É estabelecido o modelo representativo onde o esqueleto sólido é representado pela mola, a permeabilidade representada pela válvula;
- É aplicado o carregamento, neste momento toda a carga é suportada pela água, gerando excesso de poropressão;
- É aberta a válvula permitindo a drenagem, a carga é distribuída entre a mola e água;
- Um novo equilíbrio é estabelecido e verificado um deslocamento Δh

A tensão suportada pela mola (esqueleto sólido) ao final do processo é a tensão efetiva.

2.4 Instrumentos de auscultação

O termo “auscultação” é usual no meio médico, mas é também cabível no meio geotécnico. Auscultar significa escutar, ouvir com atenção, da mesma forma que um médico utiliza um estetoscópio para verificação de sinais que indicam uma patologia. Analogamente, o engenheiro usa instrumentos para verificar medidas, grandezas e sinais que indicam o comportamento de estruturas geotécnicas. Neste capítulo, são reportados os instrumentos existentes na barragem de Terzaghi.

2.4.1 Medidores de nível d'água

São dispositivos que medem o nível d'água em relação a um referencial preestabelecido. Uma perfuração, com parede permeável, permite que a água do terreno percole para o interior ao longo do comprimento do furo. As medidas são normalmente obtidas com medidor graduado, que, em contato com a água, indica o seu nível por meio de sinal sonoro ou elétrico. Hoje com o uso de transdutores de pressão conectados a sistemas eletrônicos, é possível a aquisição automatizada dos dados.

2.4.2 Piezômetros

Piezômetros são dispositivos instalados para a o registro das poropressões geradas pela água nos vazios de um solo saturado.

Como indica o nome, o instrumento, mede o nível piezométrico do ponto onde que está instalado. A água passa através do bulbo e atinge o nível piezométrico da região.

Se estiver instalado na fundação, o piezômetro mede os valores de subpressão. Quando está instalado no interior de um aterro, indica os valores de poropressão.

2.4.3 Medidor de vazão

Apesar da barragem ser um elemento que barra o fluxo de um corpo hídrico, ela não constitui um elemento impermeável. Algum volume de água deve percolar através do corpo da barragem, fundação e ombreiras. A medição desse volume e a verificação de suas características (turbidez, etc) é importante para a verificação do comportamento da estrutura. Normalmente, a água nestes dispositivos deve apresentar aparência cristalina, sem a presença de materiais em suspensão.

Nas barragens em geral as vazões são medidas em medidores de parede delgada instalados em canais que conduzem as águas de percolação.

A barragem de Terzaghi é dotada de um medidor de vazão triangular que consiste em uma chapa delgada com abertura instalada em um canal. É indicado para vazões entre 1 l/min até 600 l/min (Silveira, 2006).

Para vertedores com ângulo de vértice de 90°, Netto (1998) explica que se deve se adotar a fórmula de Thompson, expressa na Equação 8. Um esquema do medidor de vazão triangular pode ser visto na Figura 9,

$$Q = 1,4H^{5/2} \quad (8)$$

Onde Q é a vazão em m³/s e H a carga dada em metros.

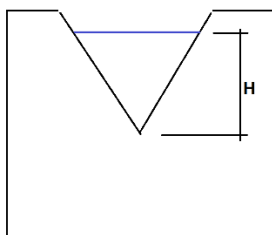


Figura 9 – Medidor de vazão triangular

2.4.4 Marcos superficiais

São utilizados para o controle de deslocamentos superficiais da estrutura em relação a eixos verticais e horizontais, os valores são medidos em relação a um referencial considerado fixo. A medição é realizada por topografia.

3. Caso de estudo: Barragem de Terzaghi

3.1 Características

A Barragem de Terzaghi tem altura máxima de 44,7 m, e crista na cota 401,3m, com largura de 10m e comprimento de 180m. A Figura 10 mostra a planta da barragem.

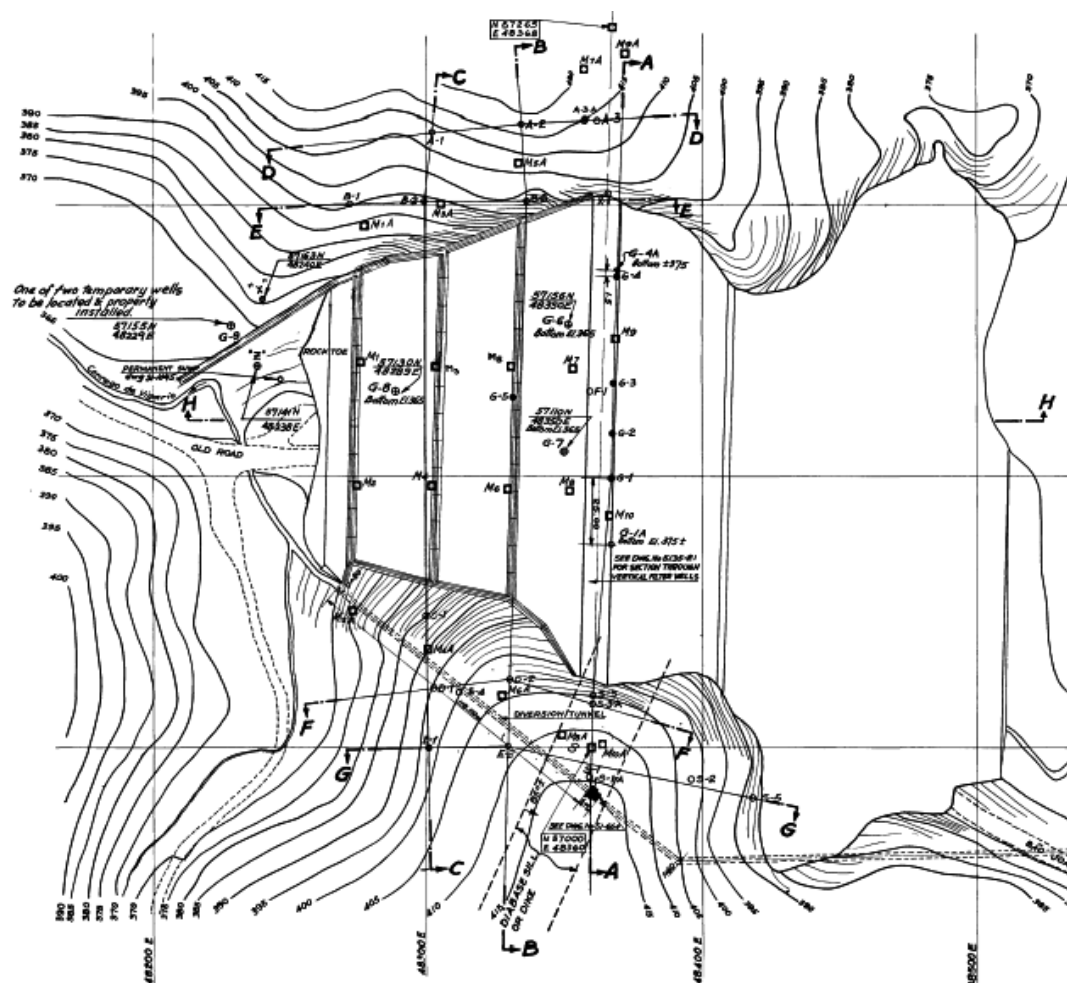
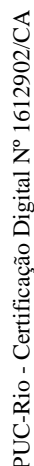


Figura 10 – Planta da barragem

O talude de montante tem inclinação de 3,8:1 (H:V) até a cota 394,50 m onde termina a camada de enrocamento. Abaixo dessa cota o talude tem inclinação 4:1 (H:V) sem proteção superficial. Existe uma transição entre o rip-rap e o corpo do aterro é feita por uma camada de material arenoso, bem graduado,

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 1612902/CA

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 1612902/CA



PUC-Rio - Certificação Digital Nº 1612902/CA

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 1612902/CA

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 1612902/CA

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 1612902/CA

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 1612902/CA

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 1612902/CA

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 1612902/CA

3.2 Fundação

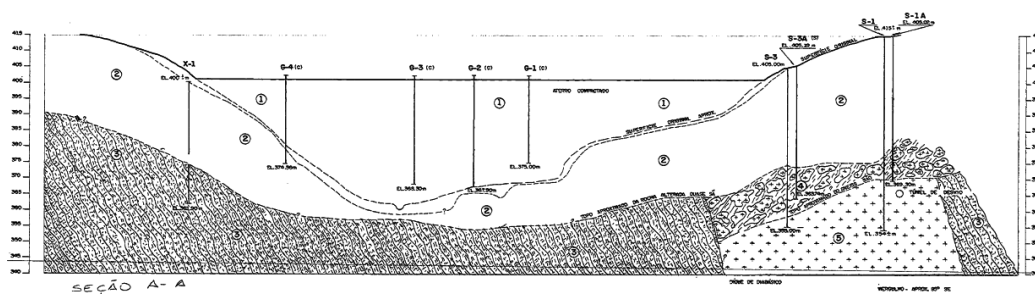


Figura 12 – Corte longitudinal ao eixo da barragem.

A Figura 12 mostra um corte longitudinal da barragem, é possível notar a linha tracejada que representa o limite de escavação.

Um poço de drenagem foi instalado a jusante da barragem, para rebaixar o lençol durante a obra, de modo que o aterro fosse sempre lançado em terreno drenado. Recomendações especiais em memorandos alertam para o cuidado com esta condição, explicando que, se a água no poço subisse alguns centímetros, o material de aterro absorveria a água livre por capilaridade, e causaria a saturação do aterro muitos metros acima.

A Figura 13 mostra o processo de limpeza da fundação da barragem, até o topo da rocha alterada.



Figura 13 – Vista para montante direcionada à ombreira esquerda, trabalhos de limpeza de fundação (Acervo Light).

3.3 Projeto conceitual

Em janeiro de 1949, antes da definição do projeto executivo, foram realizados três estudos de viabilidade pelo Engenheiro Edward Franklin da Light, que viria acompanhar como assistente de Mario Savelli, engenheiro residente da obra. Esses estudos básicos, mostrados da Figura 14 à Figura 16, já consideram a drenagem no pé do talude jusante e foram inspirados em barragens antigas, construídas antes de 1930, tais informações foram recuperadas de arquivos históricos do Acervo Light.

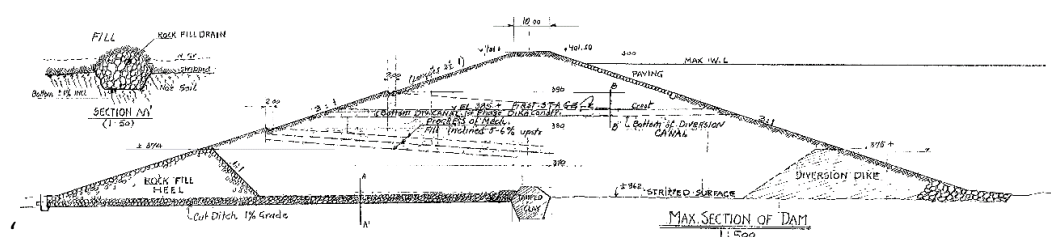


Figura 14 – Estudo “X” por Edward A. Franklin, 1949.

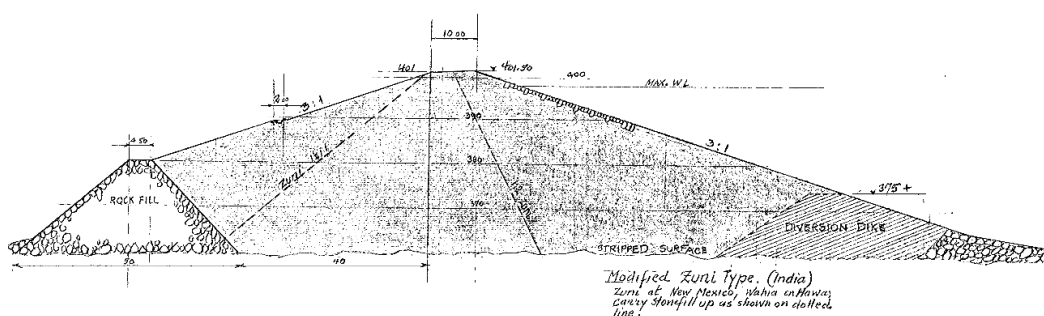


Figura 15 – Estudo “Y Modificado” por Edward A. Franklin, 1949.

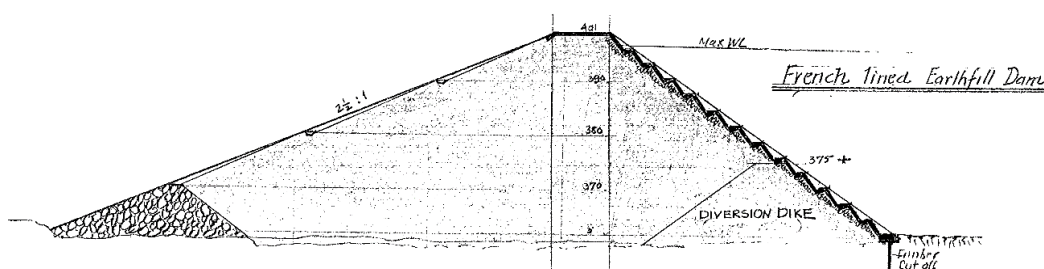


Figura 16 – Estudo “Z Modificado Francês” por Edward A. Franklin, 1949.

3.4 Considerações do projeto executivo

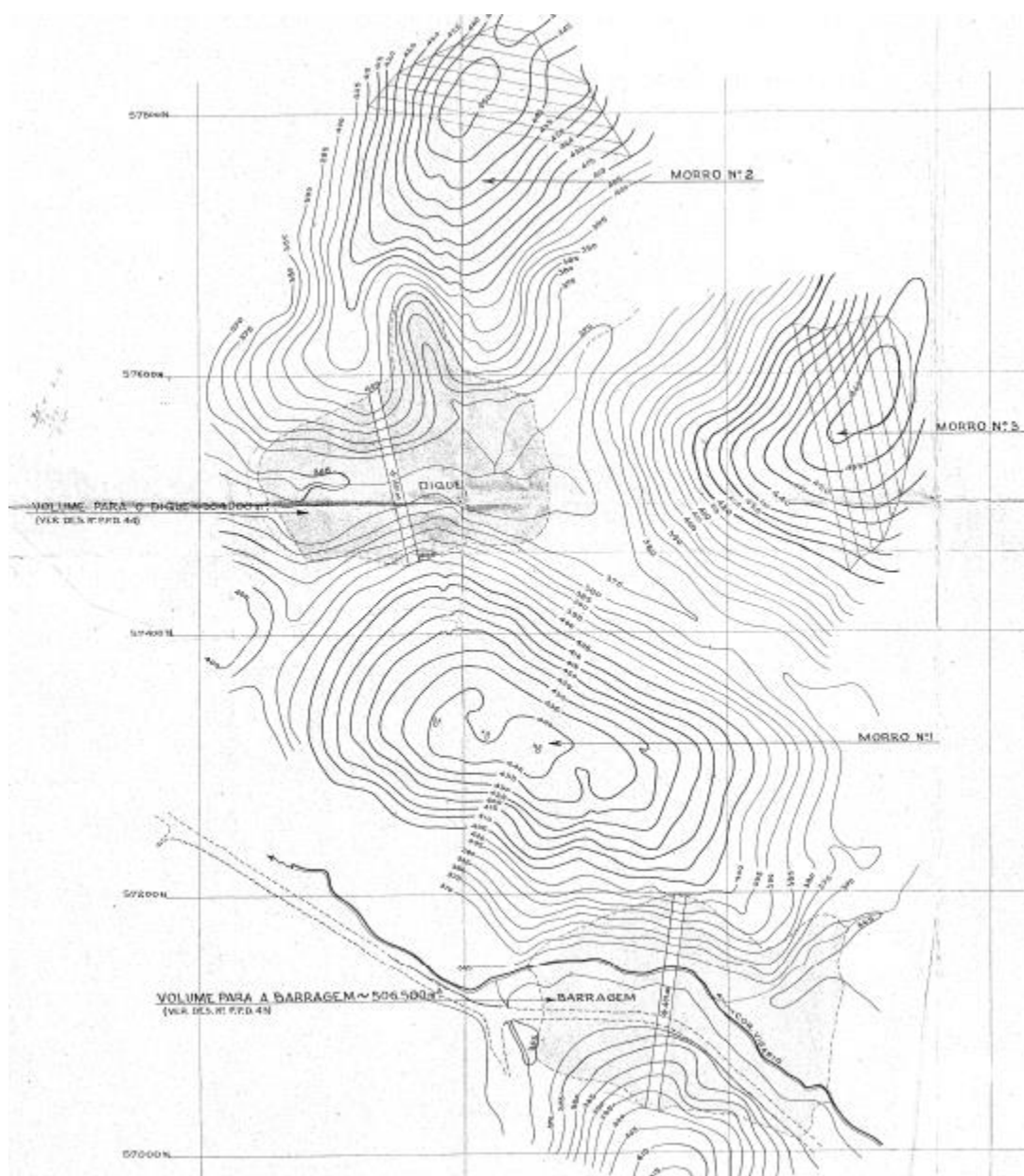


Figura 17 – Planta de instalação da barragem e dique com indicação das áreas de jazida (Acervo Light).

O corpo da barragem foi formado, em grande parte, por um solo residual de gnaiss, cujas características físicas foram investigadas à época pelo IPT. A Figura 17 mostra as três áreas de jazida nas cercanias da barragem, denominadas Morro nº1 a Morro nº3. Estas jazidas proveram cerca de 1,7 milhões m³ de solo residual para a obra.



Figura 18 – Jazida de material do aterro – Morro 1 (Acervo Light)

No estado natural, o solo mostrava os detalhes da estrutura da rocha matriz. Quando emoldado, o material constituía uma argila siltosa, cujas propriedades variavam erráticamente com a profundidade, com limite de liquidez entre 37% e 80%, limite de plasticidade entre 15% e 50%, e umidade natural um pouco abaixo do limite de plasticidade.

Terzaghi (1949) explica que, mesmo variando erráticamente, as amostras das diferentes jazidas não diferiam muito. Assim, se o solo fosse removido em camadas verticais envolvendo a mistura das camadas, o material resultante ficaria uniforme.

O peso específico seco após a compactação na umidade ótima, é baixo, entre 1442 e 1762 kgf/m³.

A permeabilidade de amostras indeformadas era da ordem de 10⁻⁵cm/s e para as amostras remoldadas, era de 10⁻⁸cm/s. Segundo os projetistas, a diferença indica que o solo, no estado natural, contém “macroporos” que são eliminados no processo de moldagem do solo. O termo macroporo indica que o espaço vazio é muito maior que as partículas adjacentes.

Segundo a especificação técnica de Karl Terzaghi para a obra o material que compõe o filtro deveria ser durável, de forma a evitar a alteração gradual das partículas, o que reduziria a permeabilidade do filtro. A areia vinda do rio Paraíba e o gnaiss britado satisfizeram tal exigência.

A Tabela 2 mostra a especificação granulométrica de Terzaghi para o processo de britagem.

Tabela 2 – Especificações do material de filtro (Terzaghi, 1949)

Dimensões (pol.)	Finalidades
Pea gravel (brita)	Poços de drenagem
$\frac{3}{4}$ a 1 $\frac{1}{2}$	Parte das trincheiras drenantes
$\frac{1}{4}$ a 1 $\frac{1}{2}$	Filtro vertical, filtro horizontal a montante do filtro vertical
Zero a 1 $\frac{1}{2}$	Filtro horizontal a jusante do filtro vertical

Em memorandos ao longo do ano de 1950, Terzaghi alertava que a areia proveniente de rio deveria ser lavada, enfatizando que materiais com grãos menores que 1,0 mm deveriam ser desconsiderados, de modo a garantir a função de drenagem do material de filtro.

3.5 Cuidados na construção

Na época no projeto da barragem, Terzaghi estava envolvido em projetos de barragens em outros países, e mandou uma carta ao vice-presidente da Light expressando suas preocupações com a barragem de Vigário. A seguir, é feita uma transcrição literal de trechos desta carta.

- "It so happens that I am at present involved in the design of four earth dams. One with the impressive height of 340ft is in France, one in England, one in British Columbia and one, the Vigario Dam with the unimpressive height of 115ft, is in Brazil. Yet the Vigario Dam is the only one which gives me some headaches."

"During the last twenty years the Bureau has constructed 24 earth dams....However if you examine the cross section of the U.S. Reclamation dams, you will find that there is no precedent to the Vigario Dam. Practically all the dams are "zoned", with a grading from a tight core to a pervious shell. Regarding their suitability for the construction of homogeneous dams, the earth materials are divided into 12 categories, Number 1 being the best and number 12 the worst one which can still be used if it must be. The material which we have at our disposal, a highly compressible silty soil, ranks close to category 11. It calls for very careful water-content control and on account of the low permeability of the soil hydrostatic excess pressures can hardly be avoided."

De fato, o excesso de poropressões ameaça a estabilidade dos taludes durante a construção, diminuindo a tensão efetiva, conforme explicado na revisão bibliográfica (Capítulo 2).

Ao longo da construção a região estaria sujeita a fortes chuvas, e Terzaghi preocupava-se com o andamento da obra, apontando que tais eventos além de promover erosões superficiais pode ser causa de camadas com baixa resistência, se o material comprometido (e.g. material com umidade elevada) não fosse removido.

Terzaghi cita nas especificações técnicas da obra que a estabilidade da barragem dependeria muito mais da qualidade e capacitação dos trabalhadores envolvidos na construção do que da qualidade dos materiais disponíveis. Ele aponta que a homogeneidade do aterro, a uniformidade da compactação, a ligação com o terreno natural e o cuidado na instalação dos filtros e drenos são essenciais para segurança da barragem.

Em um memorando datado de 15 de abril de 1950, Terzaghi reclama das operações de aterro, uma vez que o valor de umidade estava acima da ótima. Na visita que motivou este memorando, Terzaghi flagrou o espalhamento e compactação durante uma chuva. O engenheiro residente solicitou um ensaio para verificação da umidade do material compactado, constatando que o mesmo estava 6% acima da umidade ótima. O caso desencadeou um procedimento rígido da fiscalização da obra, com relatórios semanais de acompanhamento, com fotografias e controle de qualidade de cada camada compactada.

A construção foi iniciada no meio da estação seca do ano de 1949, pelo lado montante. Dessa forma, a porção montante foi ocupada por um aterro de cerca de 10m, antes que a porção jusante começasse a ser construída. Isso envolve um sério risco, podendo criar uma superfície propícia ao deslizamento, e requereu que a ligação entre os dois aterros fosse meticulosamente supervisionada, prevenindo que fossem separados por compactação inadequada.

Ao longo das investigações, as sondagens mostraram que a fundação da barragem seria bastante permeável. Terzaghi decidiu por não implantar uma cortina impermeabilizante apontando que o custo seria alto e o procedimento provocaria atraso de mais de um ano. Ele expôs, ainda, dúvidas quanto à efetividade do dispositivo, uma vez que não se poderia ser prevenir a infiltração através da rocha alterada. Para verificar a linha freática a ser formada com o enchimento do reservatório, foram instalados medidores de nível d'água no corpo da barragem.

3.6 Estrutura de desvio

No talvegue onde foi instalada a barragem, corria o Córrego do Vigário, que foi desviado por um túnel escavado na ombreira esquerda, para permitir a construção da barragem. A Figura 19 mostra a obra do túnel, que ocorreu entre fevereiro e julho de 1950. Na Figura 20 é possível ver a extensão do túnel, em planta.



Figura 19 – Vista do emboque do túnel de desvio (Acervo Light).

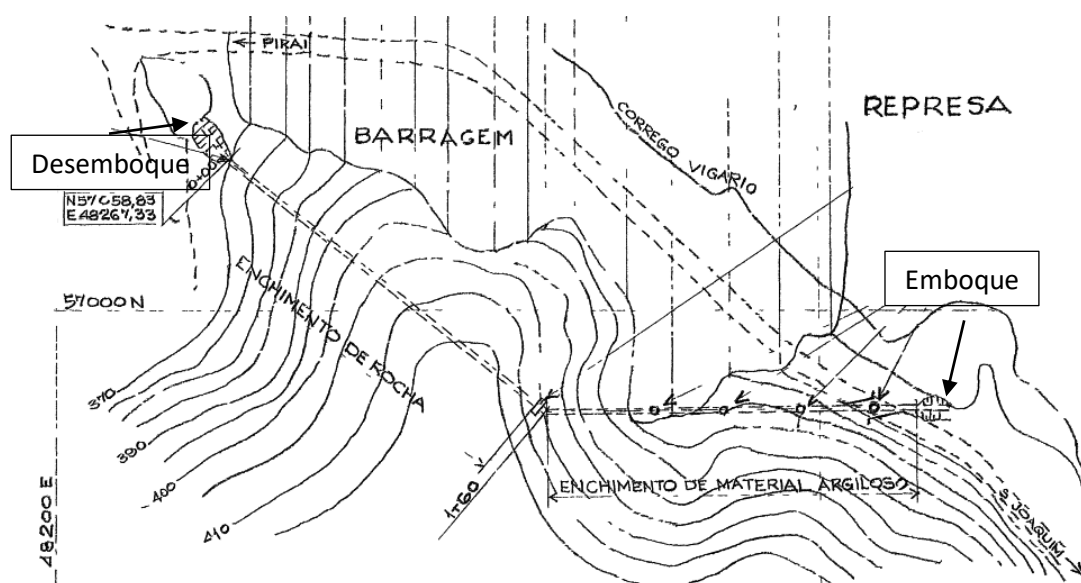


Figura 20 – Planta de localização do túnel de desvio (Acervo Light).

A estrutura do túnel tem seção com aproximadamente 4m^2 , em ferradura, e comprimento de 308,2m. A Figura 21 mostra uma seção longitudinal do túnel com o perfil geológico. A escavação ocorreu predominantemente em rocha decomposta, exceto no trecho central de 60m, onde a escavação foi em rocha sã.

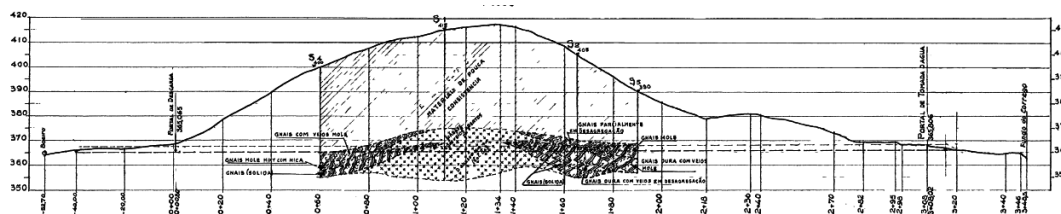


Figura 21 – Seção longitudinal do túnel.

3.7 Drenagem interna

O sistema de drenagem interno da barragem consiste de dispositivos que captam e disciplinam as vazões que percolam pela fundação, aterro e ombreiras. A Figura 22 mostra os dispositivos de drenagem interna da barragem a Figura 23 mostra com mais detalhes o tapete drenante.

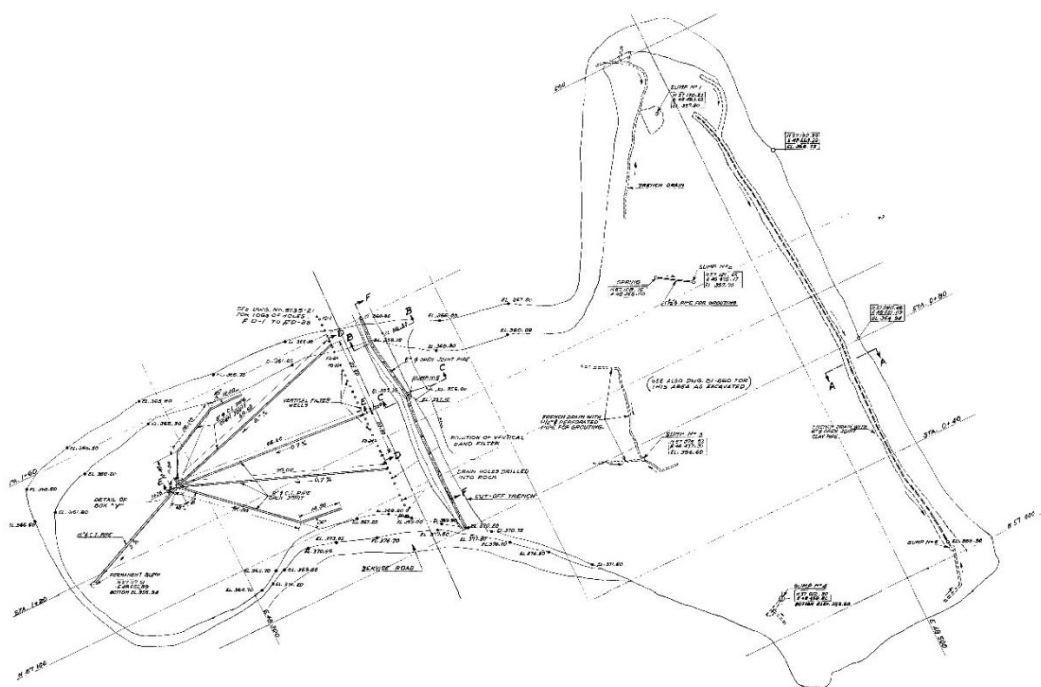


Figura 22 – Desenho "Como construído" do Sistema de drenagem interna, 15/04/1952 (Arquivo Light).

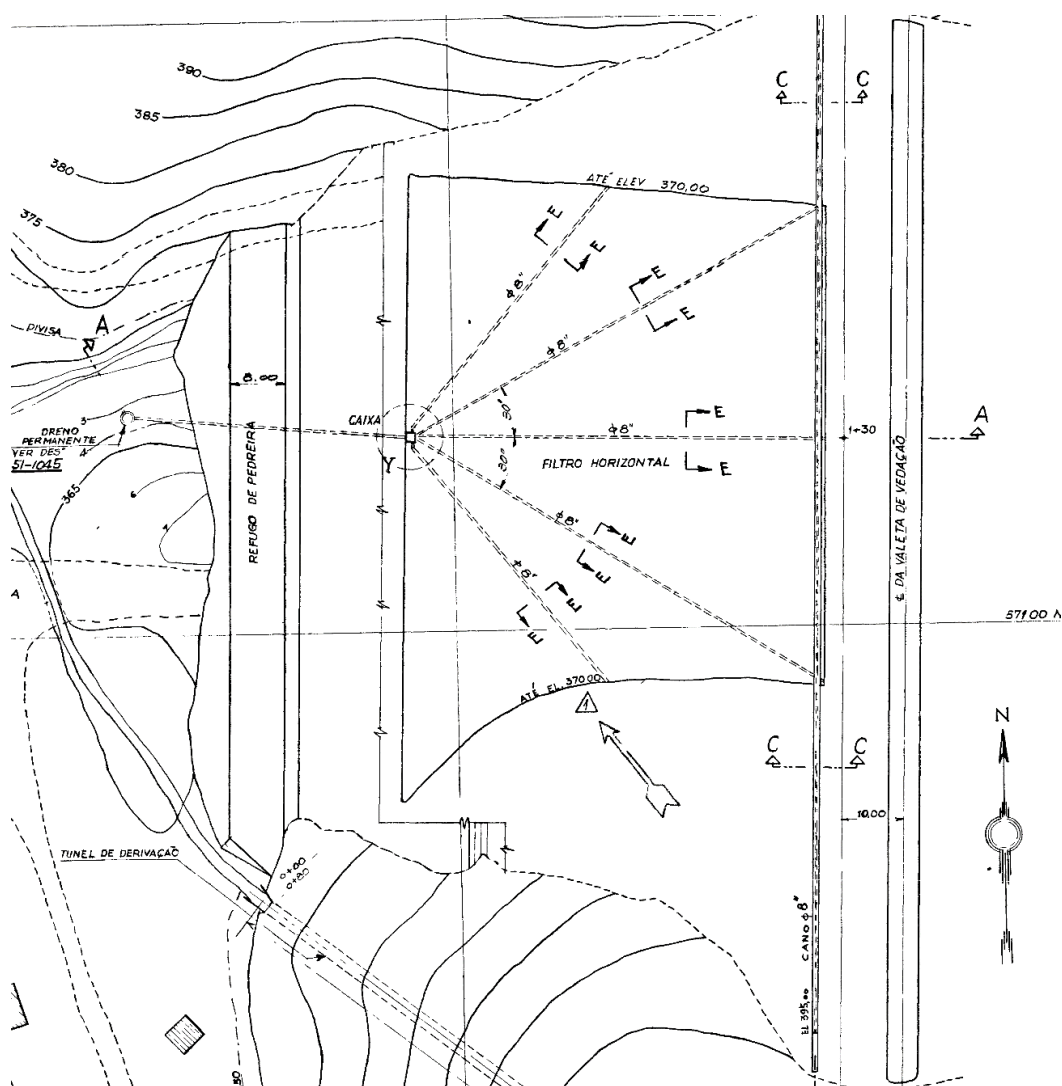


Figura 23 – Sistema de drenagem interna, detalhe do filtro horizontal (Arquivo Light).

3.7.1 Poços de drenagem e trincheira drenante abaixo do filtro vertical

Foram perfurados poços de drenagem abaixo da linha do filtro vertical de modo a captar o fluxo advindo da fundação, pela camada de rocha decomposta, esta perfuração ficou restrita a parte mais baixa do vale pela seção do Córrego do Vigário que corria pelo talvegue, abaixo da cota 370m. A Figura 24 mostra o detalhe dos poços de drenagem sob o filtro vertical.

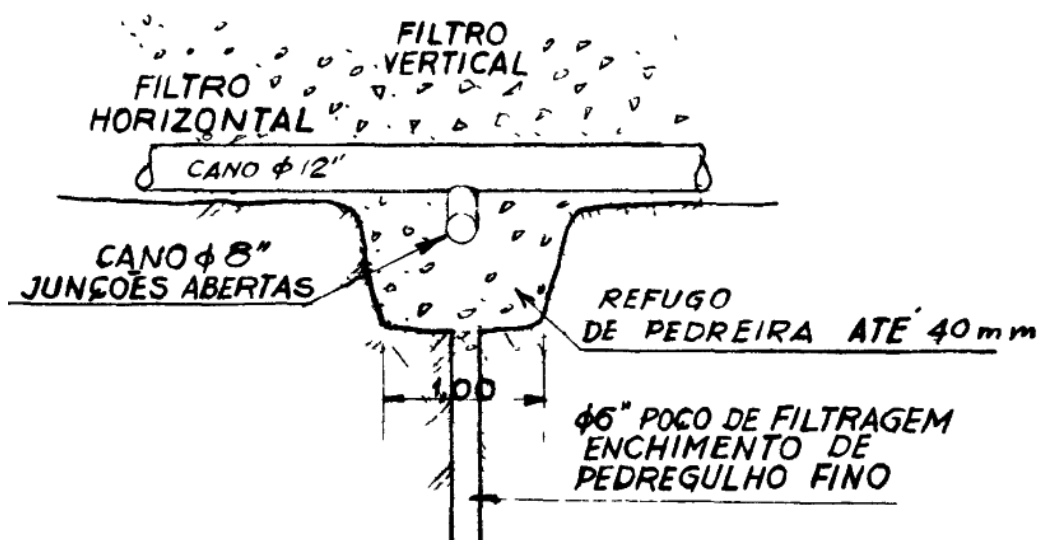


Figura 24 – Detalhe da interface poços de drenagem com os filtro vertical e filtro horizontal.

Foram instalados 68 poços de drenagem, perfurados 6" de diâmetro, e com espaçamento de 2m, sendo estendidos até no mínimo 5m dentro da rocha sã, e preenchidos com pedregulho fino.

. Na Figura 25 é possível ver a construção dos poços de drenagem na trincheira drenante.

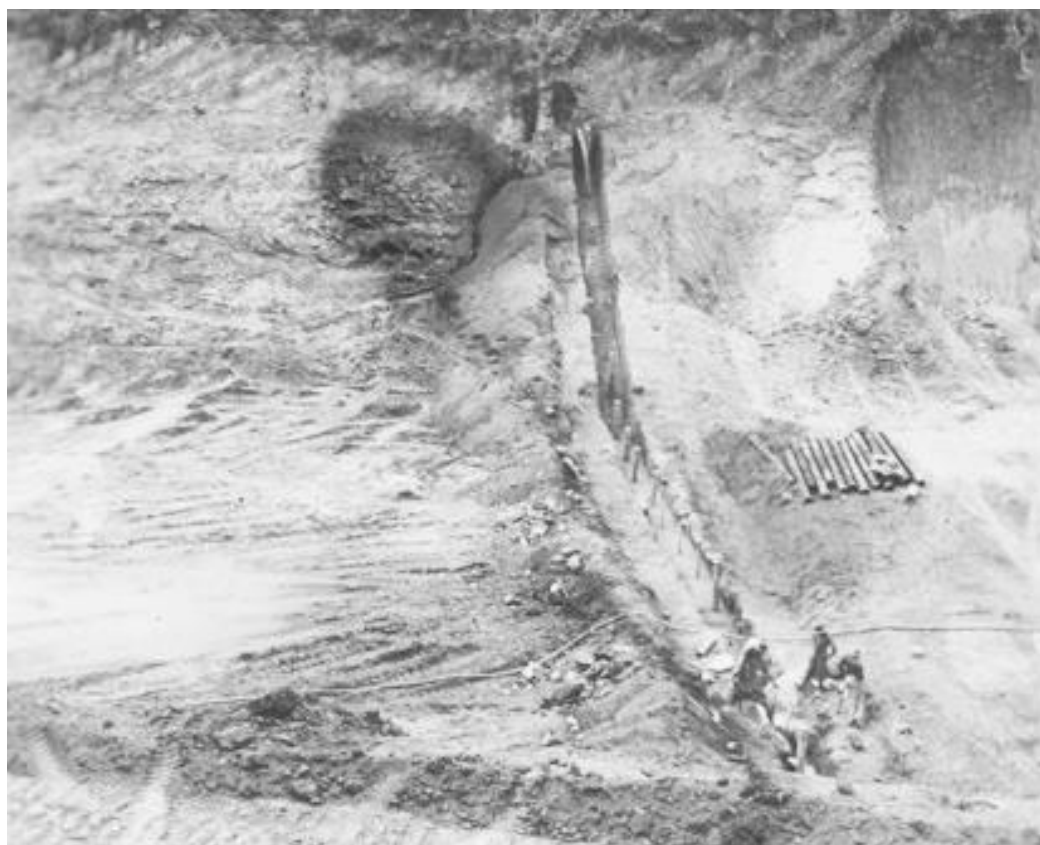


Figura 25 – Vista para trincheira drenante e poços de fundação (Acervo Light).

Em detalhe, a Figura 26 mostra trincheira drenante que acompanha o filtro vertical entre as curvas de nível da cota 395m. As tubulações ilustradas consistem em tubos de ferro fundido sendo que a tubulação de 8” na trincheira conduz o fluxo para a de 12”, a segunda faz parte de linhas que recolhem também fluxo do filtro horizontal.

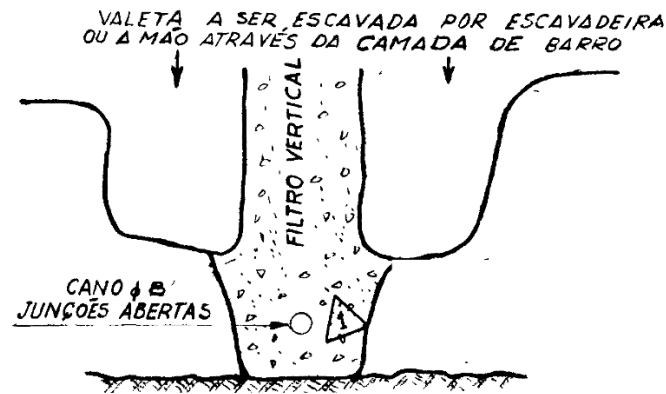


Figura 26 – Detalhe da trincheira drenante abaixo do filtro vertical

3.7.2 Filtro Vertical

O filtro vertical foi construído com areia lavada contendo até 5% de material com diâmetro menor que 0,5mm e até 10% de material com 1mm de diâmetro, o diâmetro máximo do material para o filtro vertical foi de 1 ½". No entanto, nas fotos da construção a aparência do material de filtro se assemelha mais com areia do que com brita. A Figura 27 mostra os operários na construção do filtro vertical.



Figura 27 – Vista para a ombreira direita, à esquerda, execução do filtro vertical (Acervo Light)

A espessura do filtro vertical é de 1m ao longo da barragem com a cota superior em 398m, sendo o material compactado em camadas de até 0,3m. Na Figura 28 é possível ver um corte longitudinal da barragem pelo filtro.

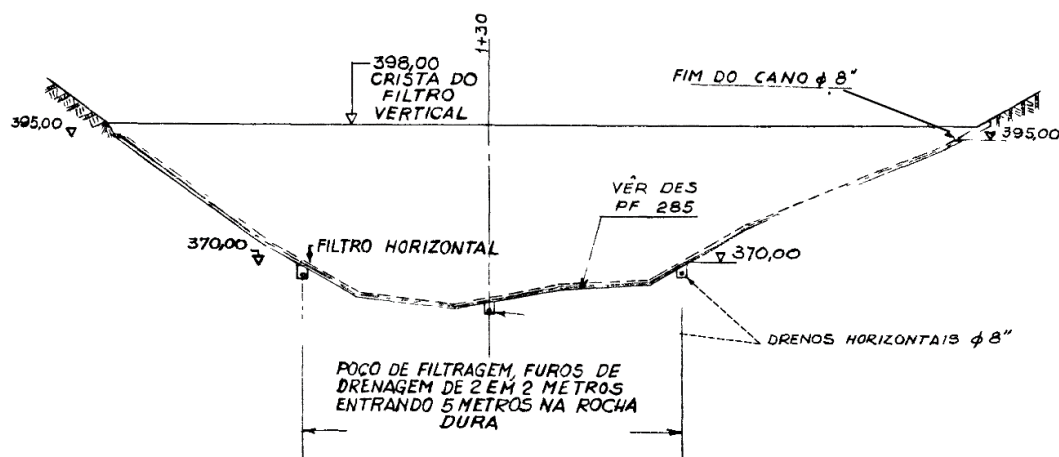


Figura 28 – Corte longitudinal pelo filtro vertical

3.7.3 Condutos principais de drenagem

Os condutos principais de drenagem consistem em cinco ramais colocados na fundação após a escavação de trincheiras que tem dimensões com seção 1x1m. Os tubos de ferro fundido com diâmetro de 200mm (8") e juntas abertas que captam o fluxo dos poços de drenagem que se conectam a tubos de 300mm (12"), estes são os condutos principais que captam também o fluxo do filtro horizontal. Os condutos principais convergem na caixa coletora "Y" à jusante da barragem. A Figura 29 mostra a em primeiro plano escavação das valas dos condutos principais de drenagem, ao fundo a topografia típica de solos residuais de gnaiss.



Figura 29 – Vista para montante, em primeiro plano a escavação das valas dos condutos principais de drenagem (Acervo Light).

Da caixa coletora o fluxo é dirigido até o poço de drenagem permanente a jusante da barragem como reportado na Figura 30.

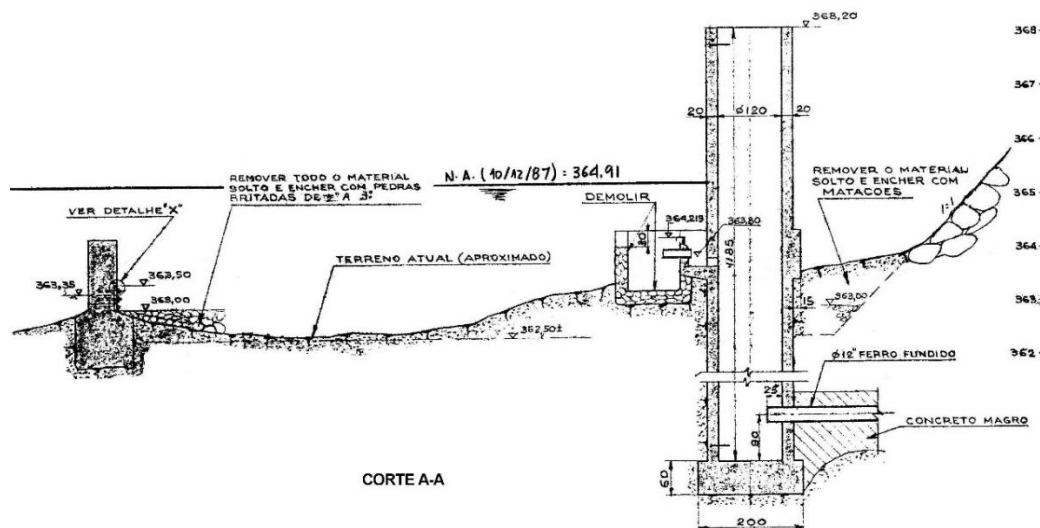


Figura 30 – Poço de drenagem.

3.7.4 Filtro Horizontal

O filtro horizontal foi executado sobre a fundação limpa com uma espessura mínima de 0,3m ocupando o espaço entre a parte mais funda do vale até a cota 370m, a água captada pelo filtro horizontal é conduzida pelos condutos principais de drenagem explicados no item anterior, como se pode ver na Figura 31.

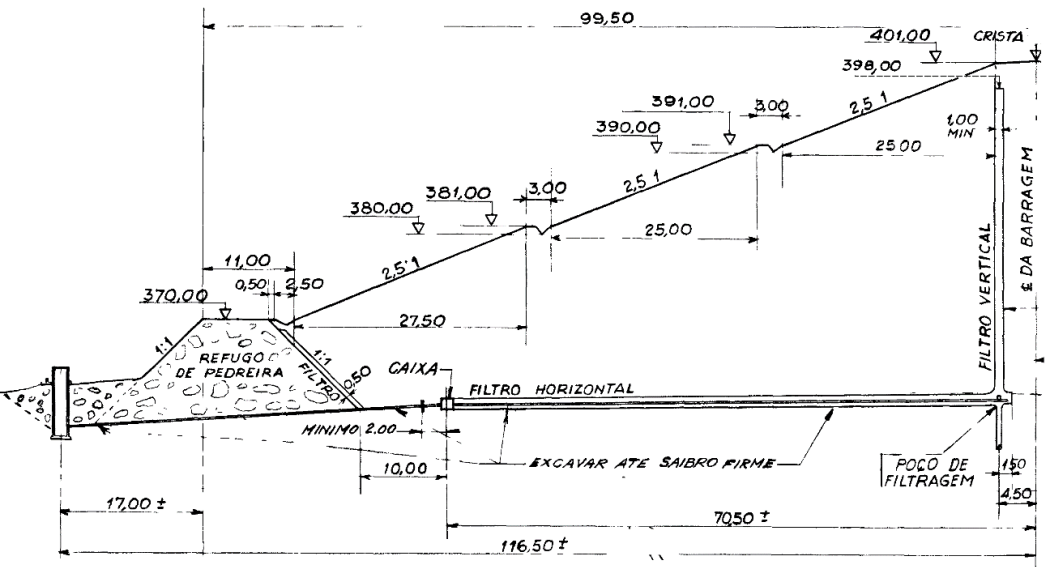


Figura 31 – Seção principal da barragem com o sistema interno de drenagem, no é de jusante.

3.8 Instrumentação instalada na barragem

Considerando as ombreiras e a barragem, a obra conta com medidores de nível d'água, piezômetros, marcos superficiais e medidor de vazão. A Tabela 3 reporta os tipos e quantidades de instrumentos instalados.

Tabela 3 – Instrumentos instalados na barragem

Tipo	Quantidade
Piezômetro tubo aberto	17
Medidor de nível d'água	41
Marco superficial	10
Medidor de vazão triangular	1

3.9 Inspeção de Karl Terzaghi

Terzaghi esteve no Brasil nas duas primeiras semanas do mês abril de 1950 e entre os dias 22 de setembro a 9 de outubro de 1950. Após a primeira inspeção, em um relatório de 25 de abril de 1950 ele expressa que ficou impressionado com a falta de preparo do pessoal técnico alocado na obra utilizando um comentário profundo: “*it’s a rolled dirt fill*”, as preocupações eram quanto ao registro detalhado das atividades de escavação e no controle de umidade do solo durante a compactação das camadas. A Figura 32 mostra o vice-presidente da então *Brazilian Traction, Light and Power* Adolph Ackerman (o primeiro à esquerda na fotografia), hoje Light Energia. Karl Terzaghi é a quinta pessoa da esquerda para direita na fotografia, ao seu lado esquerdo Portland Fox, geólogo da obra, ao fundo a obra do dique de Vigário.



Figura 32 – Adolph Ackerman à esquerda, Karl Terzaghi é quinta pessoa a partir da esquerda. (Goodman, 1998)

3.10 A “outra” barragem de Terzaghi

Com a construção finalizada em 1960 a barragem de 54m de altura instalada no Rio Bridge a noroeste da cidade de Lillooet na província canadense de Columbia Britânica, também é conhecida como Terzaghi Dam. Até 8 de setembro de 1965 a referida barragem era conhecida como Mission Dam. Foi renomeada em

homenagem a Karl Terzaghi que também foi consultor do empreendimento (Legget, 1984).

4. Amostras e Ensaios

4.1 Amostras da barragem

Neste trabalho foram utilizados os resultados duas campanhas de investigação na Barragem de Terzaghi, ambas contratadas pela Light Energia, na primeira os ensaios foram realizados no Laboratório da PUC-Rio no ano de 2001 e na segunda os ensaios realizados no laboratório da Tecnogeo em 2017.

O local da amostragem para a campanha da Puc-Rio é representado por um círculo azul e para os da Tecnogeo por círculos vermelho na imagem na Figura 33.

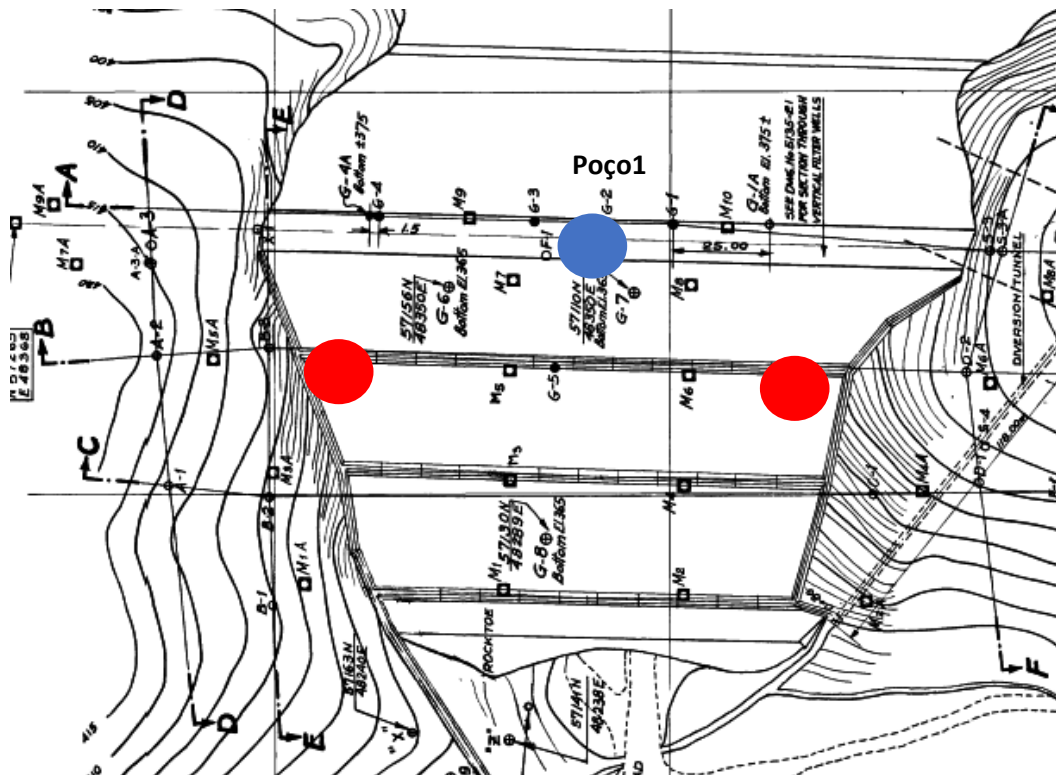


Figura 33 – Planta da barragem com localização dos poços de inspeção

4.1.1 Amostras ano 2001

As amostras foram obtidas de um programa experimental executado no Laboratório de Geotecnia do DEC/PUC-Rio, oriundas da Barragem de Terzaghi.

Foi escavado um poço de inspeção na crista da barragem, a Tabela 4 mostra os detalhes de coleta das amostras indeformados com formato cúbico com 28cm de aresta.

Tabela 4 - Amostras da Barragem de Terzaghi – Ensaios 2001

10/9/2001	1 bloco de aprox..cúbico com 28cm de aresta, do Poço 1 Bloco 01 Profundidade: 2,20 a 2,50 m
10/9/2001	1 saco com aprox. 50 kg de amostra deformada do Poço 1 Am01 Profundidade: 2,20 a 2,50m
14/9/2001	1 bloco de aprox.. cúbico com 28cm de aresta, do Poço 1 Bloco 01 Profundidade: 4,20 a 4,50 m
14/9/2001	1 saco com aprox. 50 kg de amostra deformada do Poço 1 Am01 Profundidade: 4,20 a 4,50m

4.1.2 Amostras ano 2017

Duas amostras foram obtidas por meio de um contrato entre a Light Energia e a empresa SEEL, que por sua vez terceirizou os serviços de ensaios geotécnicos à Tecnogeo.

Foi realizada a escavação de dois poços de inspeção com profundidade máxima de 1,5 metro na segunda berma da barragem, obtendo blocos indeformados com aresta de 30cm, como exposta na tabela Tabela 5.

Tabela 5 - Amostras da Barragem de Terzaghi – Ensaios 2017

2017	2 blocos de aprox..cúbico com 30cm de aresta Bloco 01 Profundidade: 1,50 m
------	--

4.2 Ensaios - material da barragem

4.2.1 Ensaios de caracterização

Para a determinação dos teores de umidade foram utilizadas amostras amolgadas armazenadas em sacos plásticos lacrados.

Material recolhido dos blocos foi utilizado nos ensaios de granulometria, de limites de liquidez e de plasticidade e a determinação da massa específica real dos grãos.

4.2.1.1 Rotina dos ensaios

Os ensaios foram realizados segundo a metodologia recomendada pelas normas brasileiras listadas a seguir:

NBR 6457 – Preparação de amostras: compactação e caracterização

NBR 7181 – Análise granulométrica

NBR 6508 – Massa específica real dos grãos

NBR 7180 – Limite de plasticidade

NBR 6459 – Limite de liquidez

4.2.1.2 Resultados

Neste item serão reportados os resultados obtidos de ambas as campanhas de investigação.

Tabela 6 - Massa específica real dos grãos– Ensaios 2017

Amostra	δ (kg/m ³)
1	2,678
2	2,683

A Tabela 7 mostra os resultados obtidos em amostras retiradas ao longo da profundidade do poço

Tabela 7 - Umidades e Pesos específicos ao longo da profundidade do poço

Prof.(m)	w(%)	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
1,00	20,94	19,37	16,02
2,00	18,82	18,65	15,69
2,20 a 2,50	16,99	-	-
3,00	20,12	18,62	15,50
4,00	18,68	19,22	16,19
4,20 a 4,50	18,33	-	-

- **Granulometria – Amostra 1 Ensaios 2017**

Da Figura 34 à Figura 37 são reportadas as curvas granulométricas para as amostras.

Figura 34 – Granulometria Amostra 1 prof. 1,5m - Ensaios 2017

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 1612902/CA

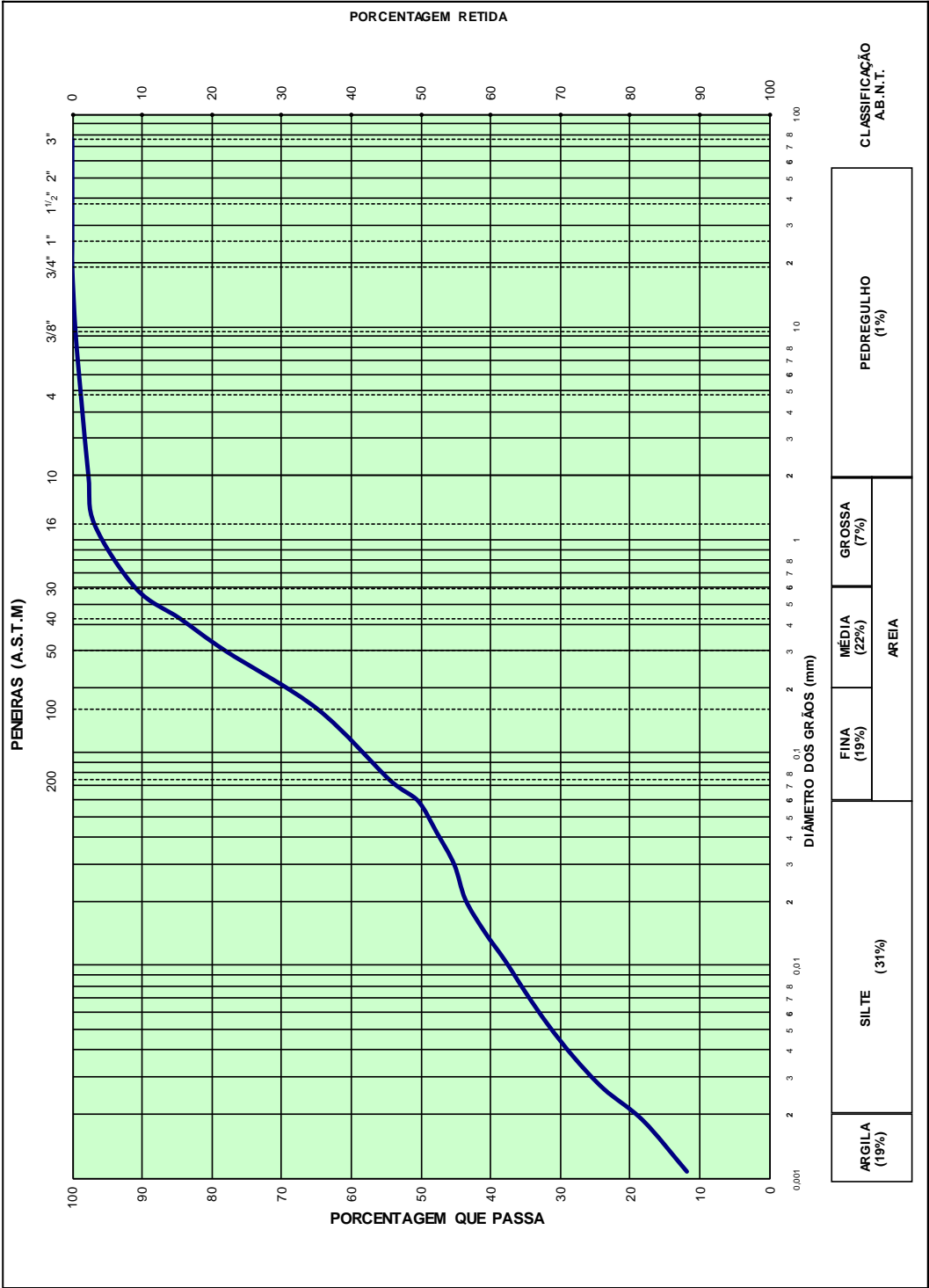


Figura 35 – Granulometria Amostra 2 prof. 1,5m - Ensaios 2017

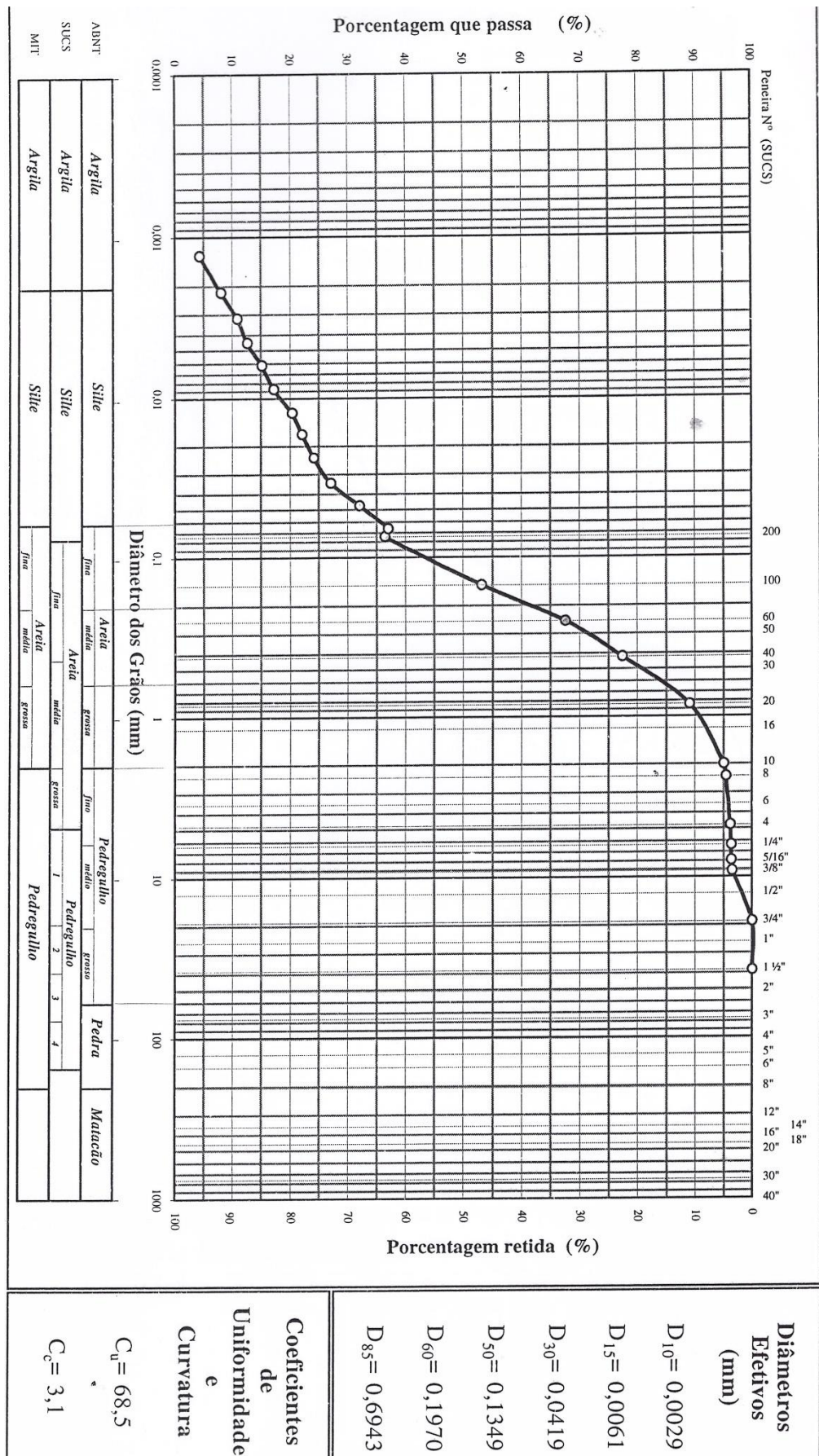


Figura 36 – Granulometria Amostra 1 prof. 2,2 a 2,5 m - Ensaio 2001

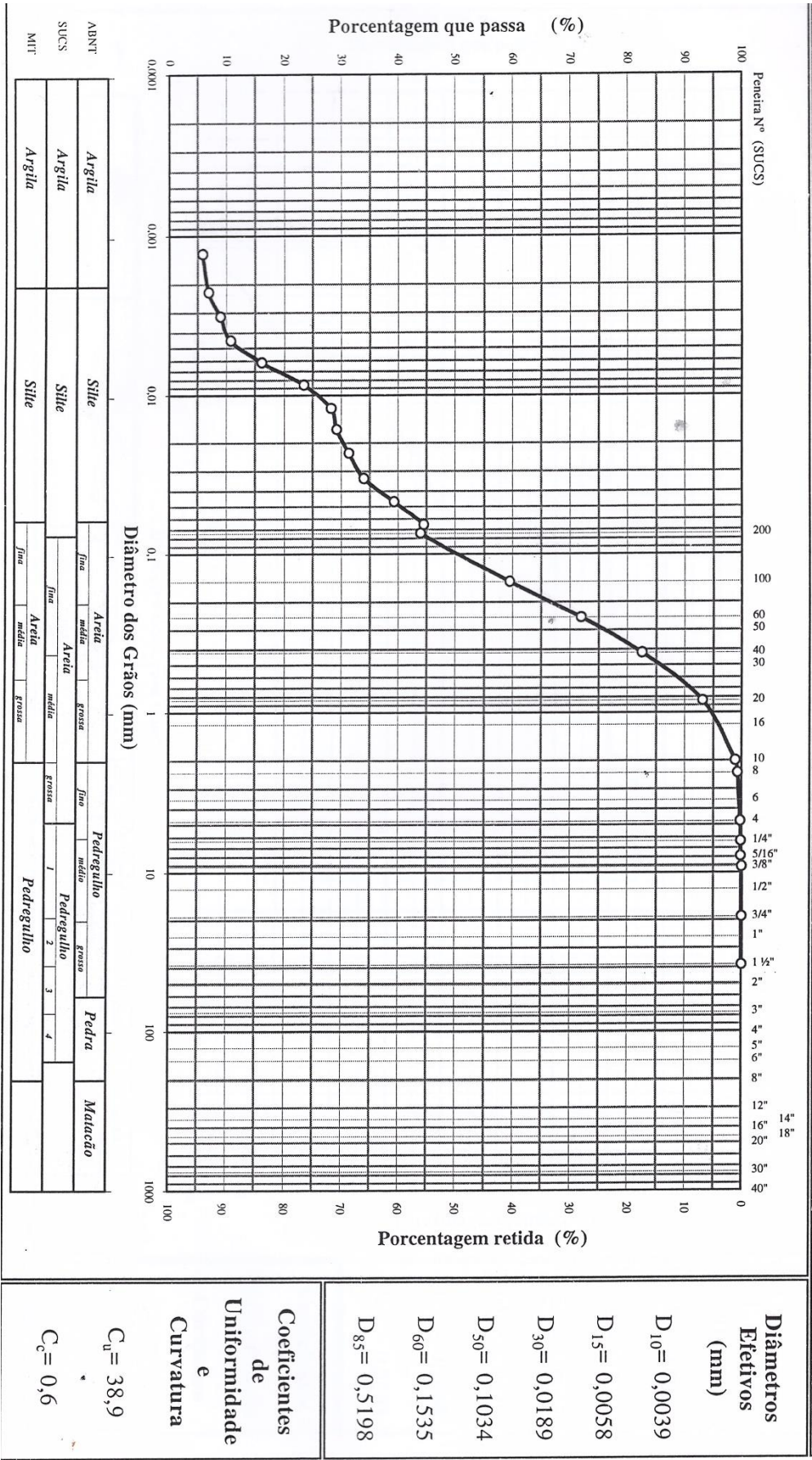


Figura 37 – Granulometria Amostra 1 prof. 4,2 a 4,5 m - Ensaios 2001

Considerando as curvas granulométricas mostradas nas Figura 34, Figura 35, Figura 36 e Figura 37, foi observado que o material da barragem se trata de um **silte arenoso**.

4.2.2 Ensaios de adensamento

Dois ensaios de adensamento foram realizados na campanha de 2001 utilizando a sequência de carregamento e descarregamento mostrada a seguir, com as tensões confinantes mantidas constantes durante 24 horas: 50, 100, 200, 300, 400, 500, 600, 700, 800, 900 e 1000kPa, os resultados são reportados da Figura 38 à Figura 45.

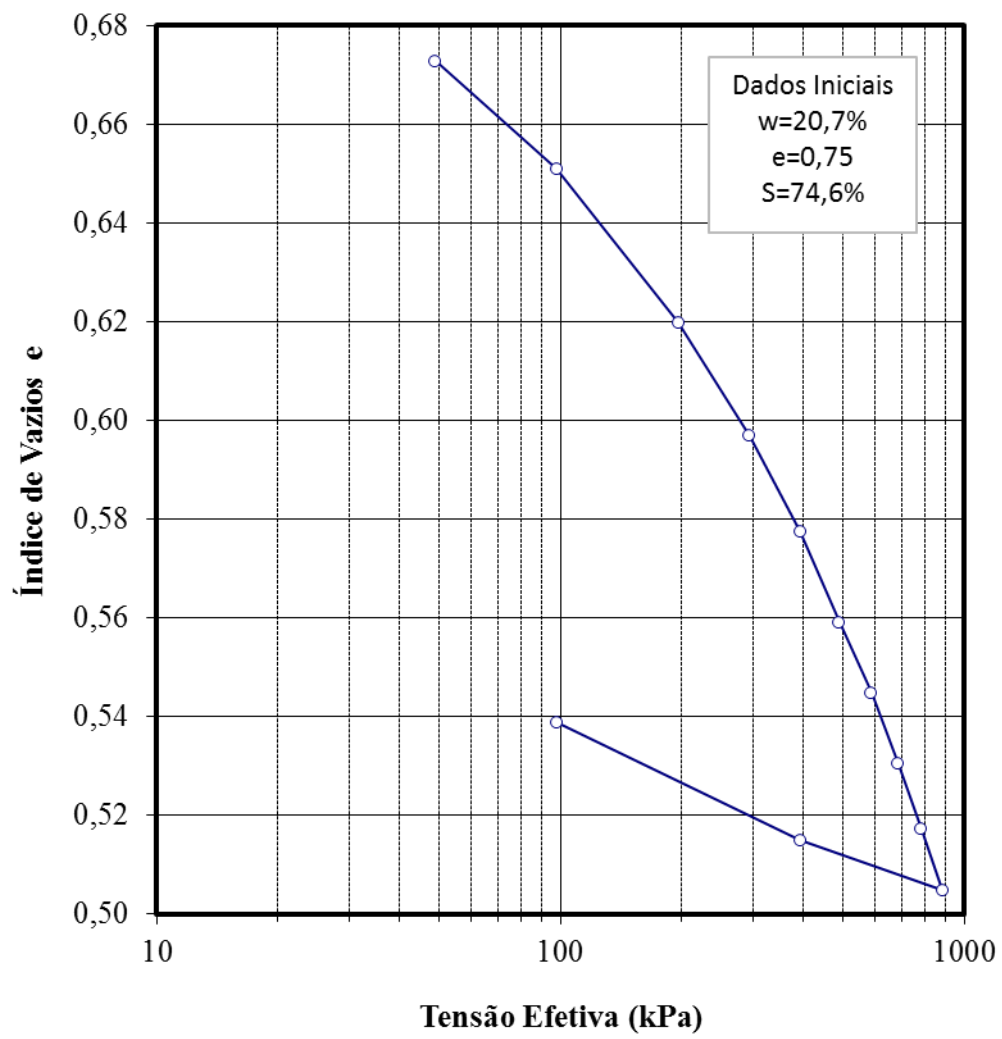
As leituras de variação de altura dos corpos de prova foram efetuadas com extensômetros mecânicos com resolução de 2 micra (2 μ m), nestas figuras as tensões de pré adensamento estão difíceis de se determinar.

4.2.2.1 Resultados

A Tabela 8 reporta os índices físicos no início e ao final do ensaio.

Tabela 8 – Índices físicos dos corpos de prova dos ensaios de adensamento

Amostra	Profundidade (m)	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w _i (%)	e	S (%)	w _f (%)
1	2,20-2,50	18,23	15,11	20,7	0,75	74,6	26,3
2	4,20-4,50	18,65	15,63	19,3	0,7	75	24,6

Figura 38 – Gráfico e x $\log \sigma'$ – Profundidade 2,2 a 2,5m

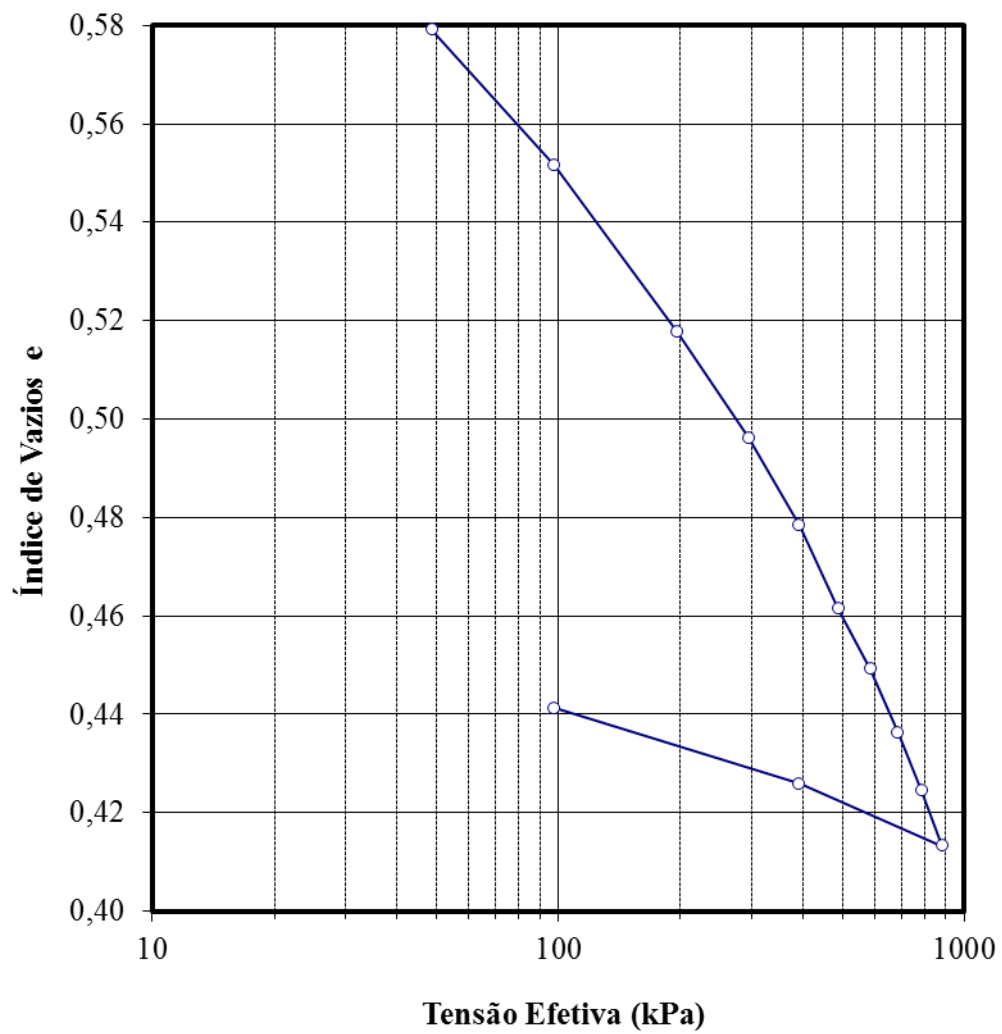


Figura 39 – Gráfico e x $\log \sigma'$ – Profundidade 4,2 a 4,5m

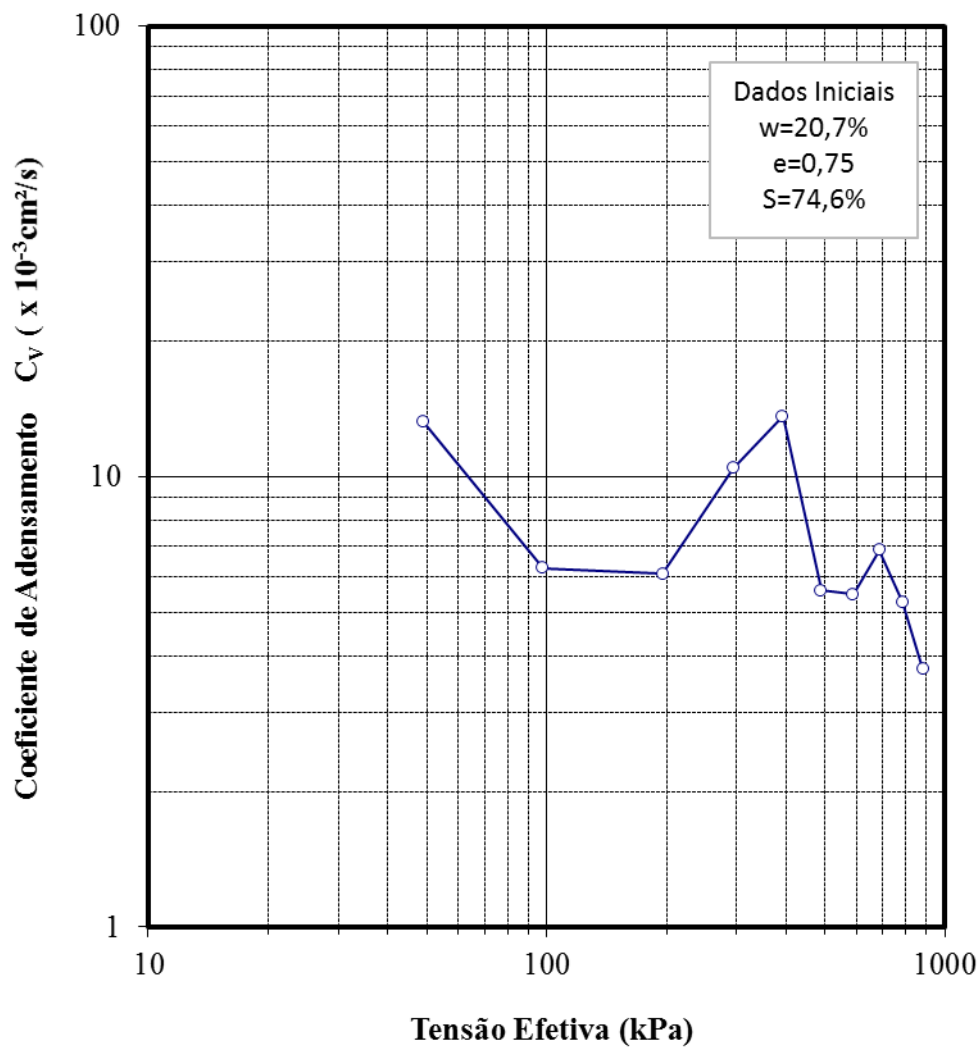


Figura 40 – Gráfico $c_v \times \log \sigma'$ – Método de Taylor – Profundidade 2,2 a 2,5m

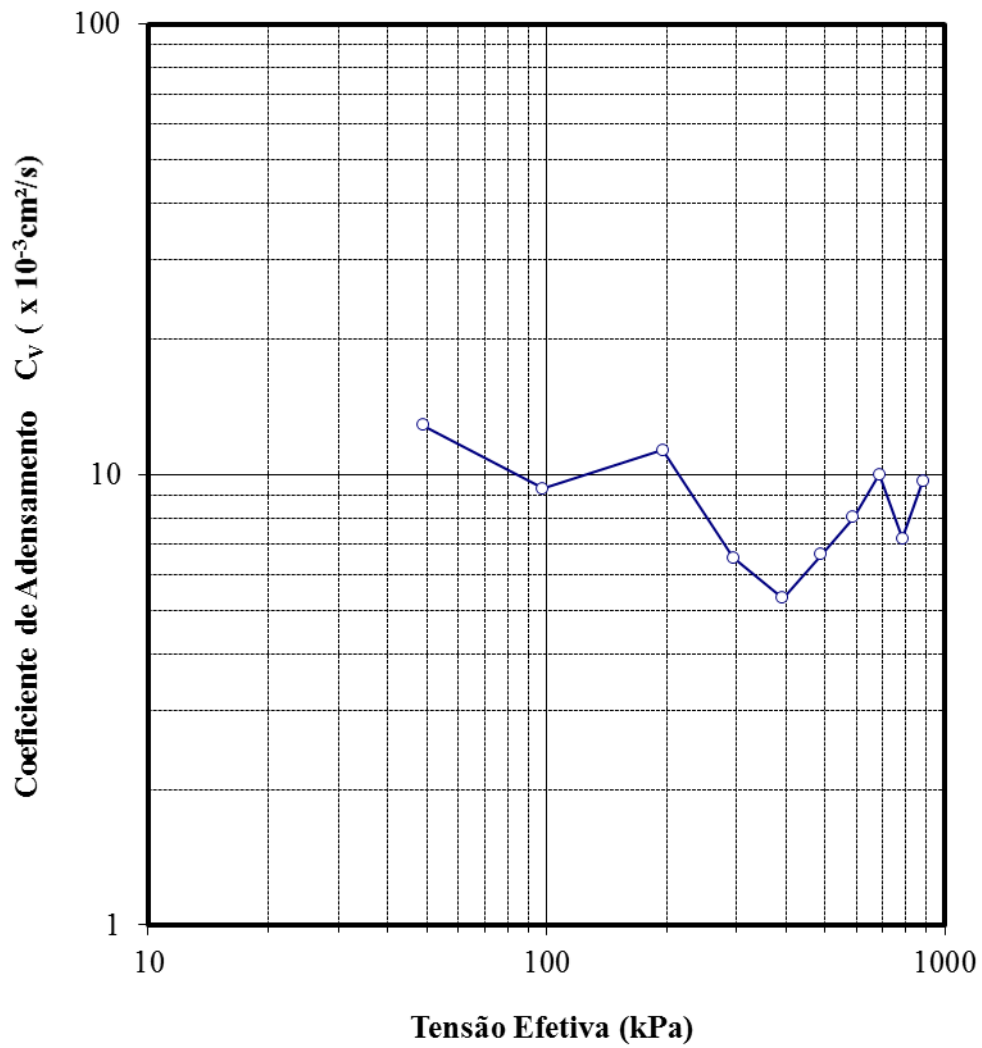


Figura 41 – Gráfico $c_v \times \log \sigma'$ – Método de Taylor – Profundidade 4,2 a 4,5m

Observa-se que na Figura 41 o valor de c_v é da ordem de $10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$.

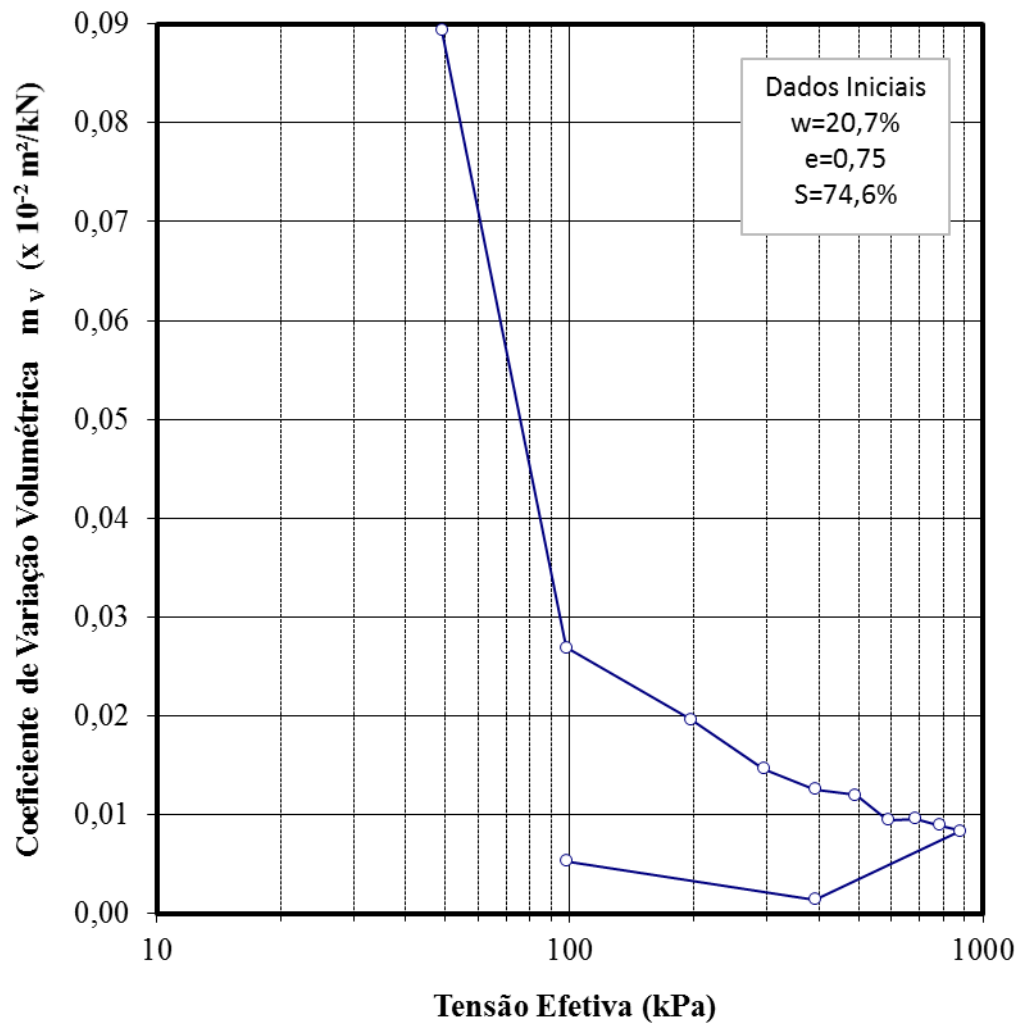


Figura 42 – Gráfico $m_v \times \log \sigma'$ – Profundidade 2,2 a 2,5m

Observa-se que na Figura 42 que a tensão de pré adensamento é da 100kPa.

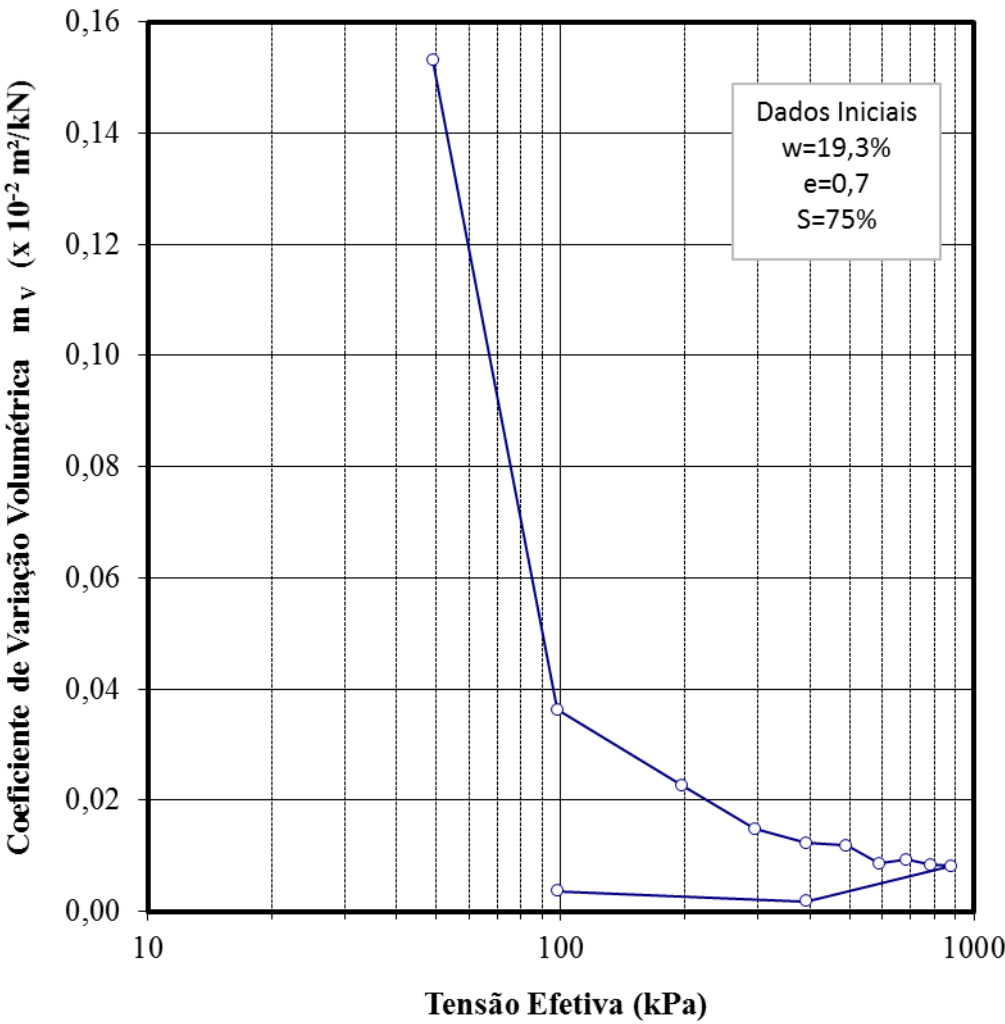
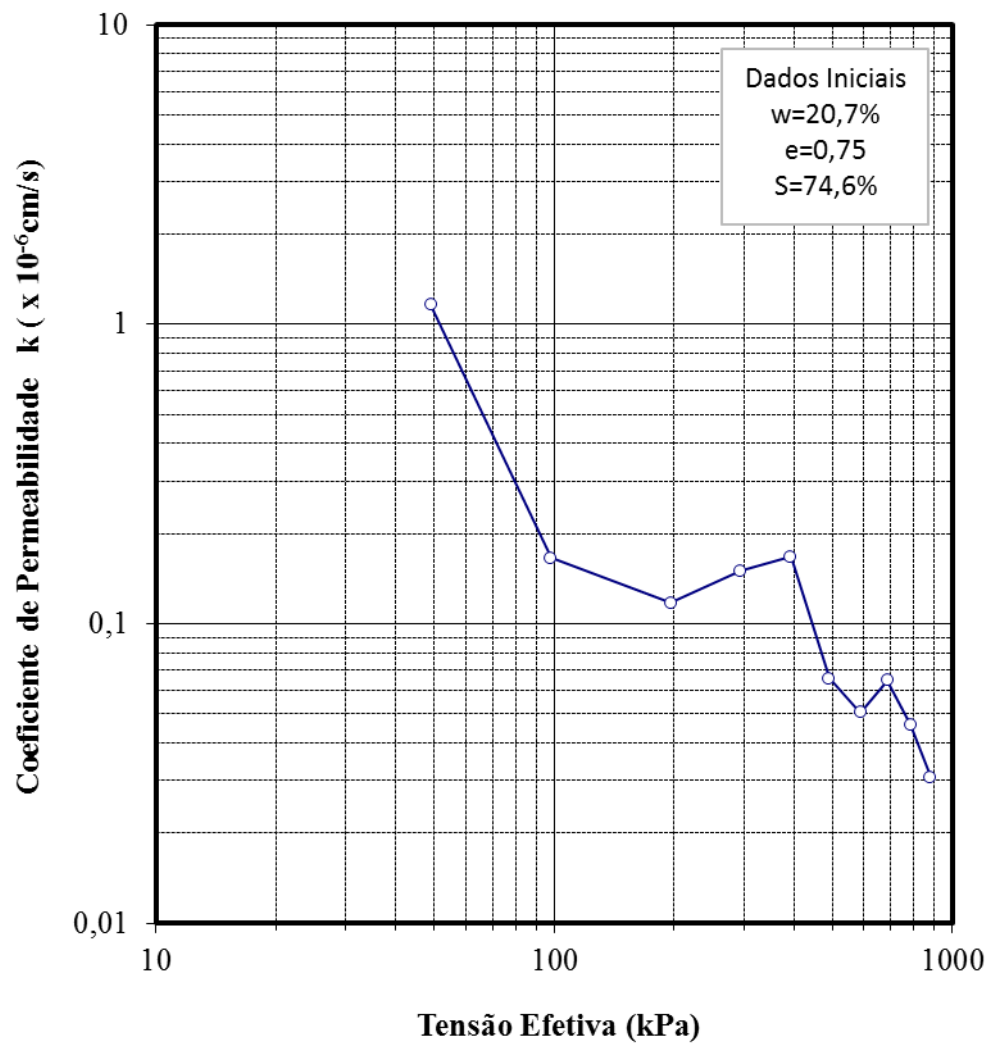


Figura 43 – Gráfico $m_v \times \log \sigma'$ – Profundidade 4,2 a 4,5m

Figura 44 – Gráfico $k \times \log \sigma'$ – Profundidade 2,2 a 2,5m

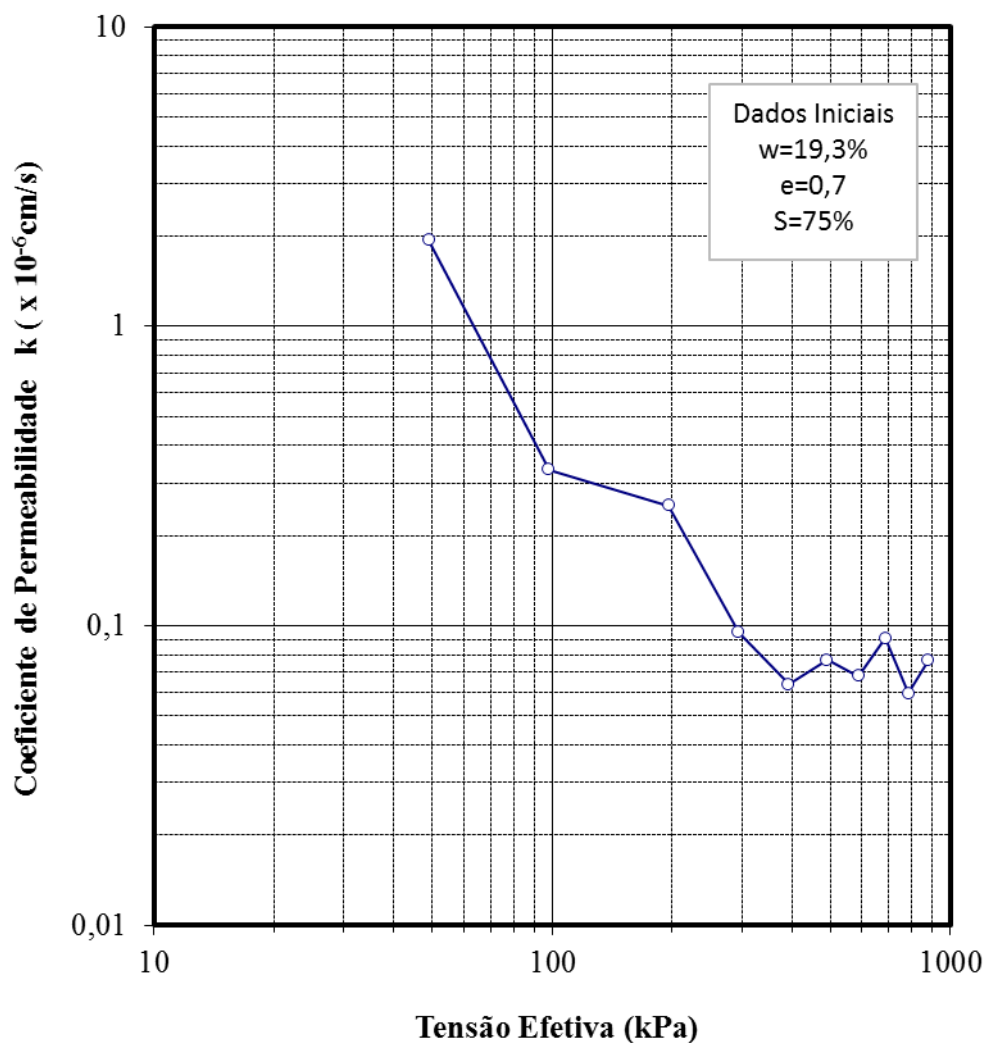


Figura 45 – Gráfico k x $\log \sigma'$ – Profundidade 4,2 a 4,5m

Valores da tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), índice de vazios relacionado com a referida tensão (e_{vm}), índices de compressão (C_c) e de expansão (C_e), determinados para cada amostra são expostos na Tabela 9, os parâmetros de pré-adensamento foram determinados utilizando o método de Pacheco Silva (1970), segundo a NBR 12007 – Ensaio de Adensamento Unidimensional.

Tabela 9 – Parâmetros de pré-adensamento e compressibilidade

Amostra	Profund. (m)	Pré-adensamento		Compressibilidade	
		σ'_{vm}	e_{vm}	C_c	C_e
1	2,2-2,5	187,1	0,66	0,229	0,037
2	4.2-4,5	130,6	0,57	0,206	0,03

4.2.3 Ensaios de permeabilidade

Ensaios do tipo Carga Constante foram também realizados na campanha de 2001 e foram executados em permeâmetros de parede flexível, moldados nas direções horizontal e vertical em relação à posição original das amostras indeformadas. Os permeâmetros compreenderam células triaxiais com sistemas de aplicação de tensões a ar comprimido, interfaces ar-água, transdutores de pressão e medidores automáticos de variação de deslocamentos (PUC-Rio, 2001).

4.2.3.1 Rotina utilizada

Os relatórios entregues à Light Energia pela PUC-Rio em 2001 explicam que inicialmente foi efetuada uma percolação ascendente de 200cm³ de água através dos corpos de prova sob uma tensão confinante de 100kPa e contrapressões no topo e na base iguais a 90 e 95kPa, respectivamente. Na sequencia se deu a saturação dos corpos de prova por contrapressão. A tensão confinante e a contrapressão foram aumentadas em estágios 50kPa, mantendo-se uma tensão efetiva de 10kPa, até que o valor o parâmetro B de Skempton (1954) fosse maior que 0,98. O parâmetro B foi determinado após o primeiro estágio de aplicação de contrapressão, aumentando a tensão confinante sob condições não drenadas, antes de aplicar um novo estágio de contrapressão.

Depois de atingida saturação os corpos de prova foram adensados sob a tensão efetiva de 50kPa. A partir daí uma diferença de contrapressões, de modo a impor um gradiente menor que 10 entre a base e o topo das amostras, foi aplicado. Desse modo foi garantido o fluxo vertical ascendente sob carga constante.

Após a percolação de um volume de água equivalente a dois volumes de vazios através de cada corpo de prova, variações de volume de água ao longo do tempo foram então medidas com a utilização de buretas graduadas conectadas aos corpos de prova. Ao obter uma relação linear entre tempo e volume de água que sai do corpo de prova, procedeu-se o adensamento para o segundo nível de tensões, 300kPa, repetindo o procedimento descrito anteriormente.

4.2.3.2 Resultados

Os valores dos coeficientes de permeabilidade do solo saturado foram obtidos com base na lei de Darcy (Lambe e Whitman, 1969), são apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 – Coeficientes de permeabilidade

Amostra	Profund. (m)	Direção	Tensão efetiva (kPa)	Coef. Permeabilidade (m/s)
1	2,2-2,5	Vertical	50	$5,5 \times 10^{-7}$
			300	$1,0 \times 10^{-7}$
		Horizontal	50	$1,6 \times 10^{-6}$
			300	$8,9 \times 10^{-7}$
2	4,2-4,5	Vertical	50	$2,3 \times 10^{-7}$
			300	$4,3 \times 10^{-8}$
		Horizontal	50	$3,0 \times 10^{-7}$
			300	$1,8 \times 10^{-8}$

4.2.4 Ensaios triaxiais

Foram realizados ensaios CIUSAT (ensaio não drenado executado em corpos de prova saturados, consolidados hidrostáticamente), executados na campanha de 2001 pela Puc-Rio e ensaios CD (ensaio drenado executado em corpos de prova consolidados hidrostáticamente) realizados na campanha de 2017.

4.2.4.1 Parâmetros de resistência

A partir das trajetórias de tensões dos ensaios CIUSAT foi determinada envoltória de resistência utilizando círculo de Mohr conforme ilustrado da Figura 46 e Figura 47.

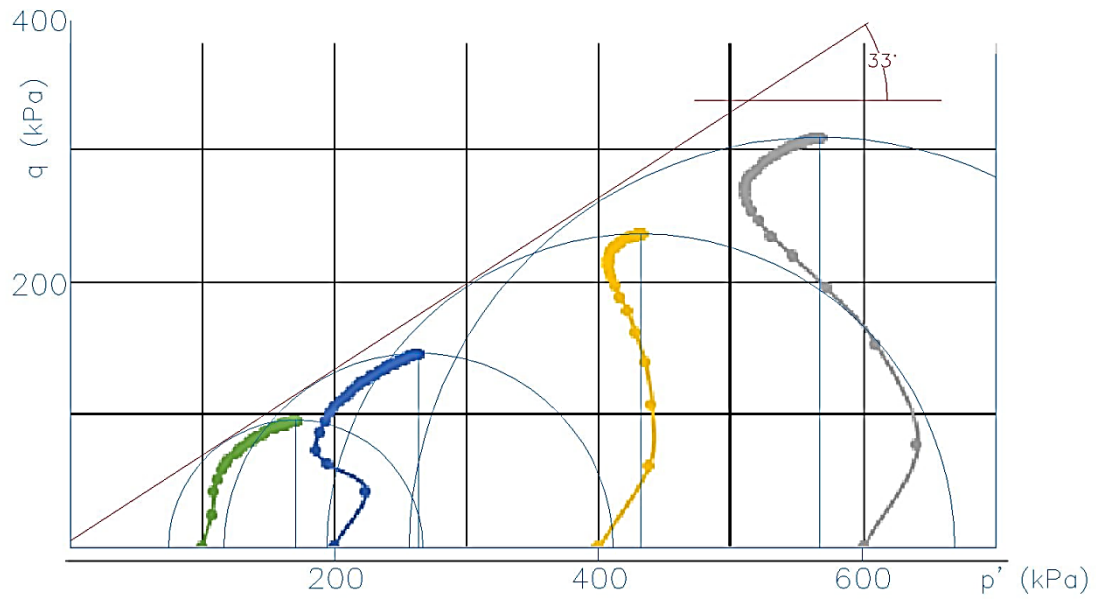


Figura 46 – Envolvória de resistência, ensaios CIUSAT, profundidade 2,2,-2,5m

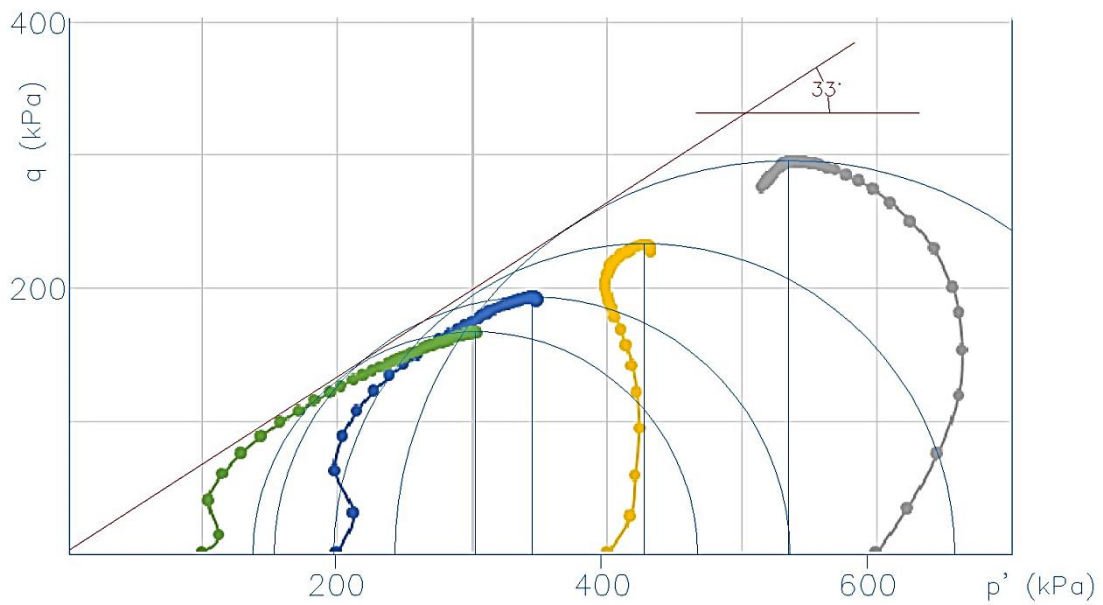


Figura 47 – Envolvória de resistência, ensaios CIUSAT, profundidade 4,2 - 4,5m

Para os ensaios CD, a envolvente de ruptura é apresentada na Figura 48.

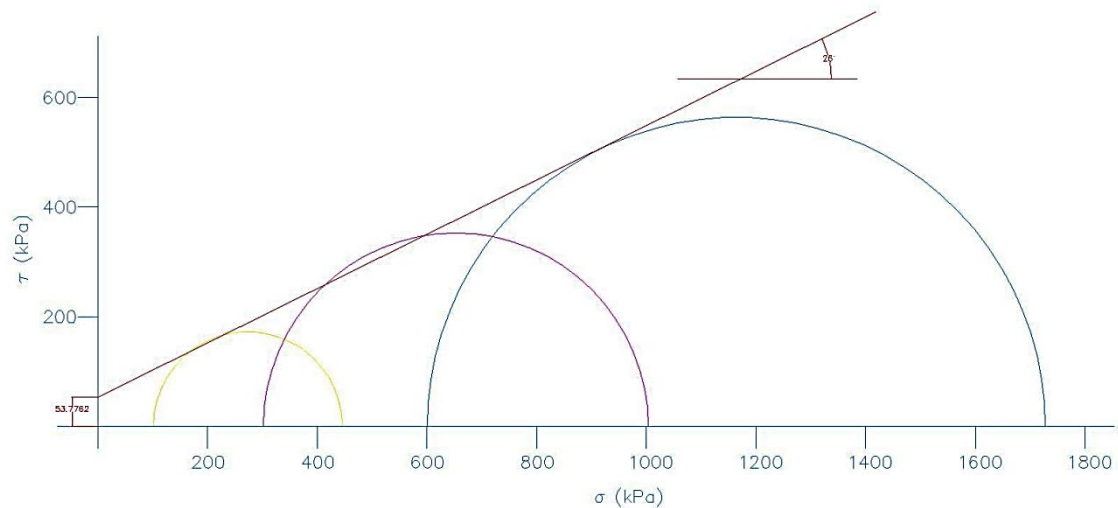


Figura 48 – Envoltória de resistência, CD, profundidade 1,5m

A Tabela 11 resume os resultados dos ensaios triaxiais. É interessante notar que os valores para os ensaios drenados e não drenados não convergem para a mesma envoltória

Tabela 11 – Resumo dos parâmetros de resistência em termos de tensão efetiva - Barragem

Tipo de ensaio	Profund. (m)	ϕ' (°)	c' (kPa)
CD	1,5	26	53,7
CIU _{SAT}	2,2-2,5	33	5,5
CIU _{SAT}	4,2-4,5	33	3,5

4.2.4.2 Parâmetros de deformabilidade

4.2.4.2.1 Condição não drenada

Da teoria da elasticidade, temos o expresso da Equação 9 à Equação 12:

$$\Delta \varepsilon_z = -\frac{1}{E} [-\nu(\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y)] \quad (9)$$

$$\Delta \varepsilon_x = -\frac{1}{E} [\Delta \sigma_x - \nu(\Delta \sigma_y + \Delta \sigma_z)] \quad (10)$$

$$\Delta \varepsilon_y = -\frac{1}{E} [\Delta \sigma_y - \nu(\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_z)] \quad (11)$$

E que:

$$\Delta \varepsilon_V = \Delta \varepsilon_z + \Delta \varepsilon_x + \Delta \varepsilon_y \quad (12)$$

Dessa forma temos o expresso na Equação 13:

$$\Delta \varepsilon_V = \frac{(1-2\nu)}{E} (\Delta \sigma_z + \Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y) \quad (13)$$

Na condição não drenada $\Delta \varepsilon_V = 0$, assim:

$$\nu = 0,5$$

Para a definição do módulo de deformabilidade E, são reportados na Figura 49 e Figura 50 as curvas $\sigma_d \times \varepsilon_a$ dos ensaios triaxiais CIU em amostra coletada a 2,2-2,5m de profundidade e CIU em amostra coletada a 4,2-4,5m de profundidade.

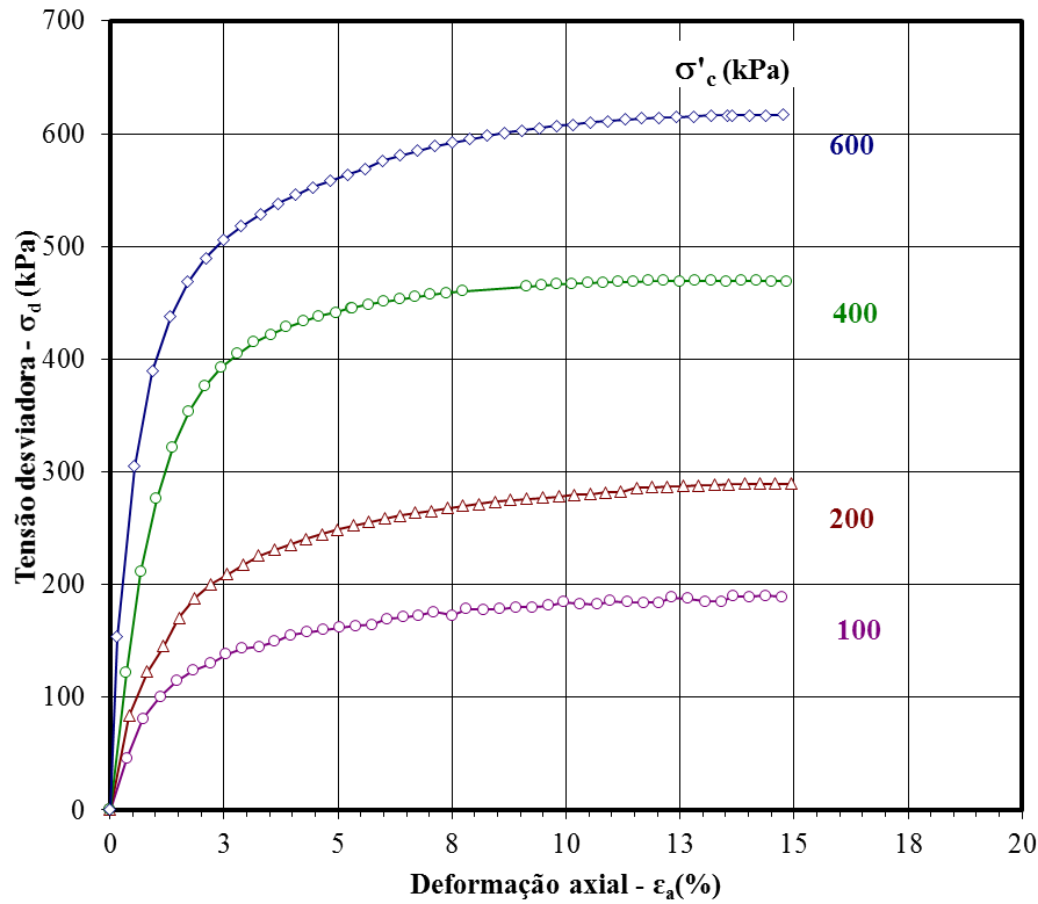


Figura 49 – Curvas $\sigma_d \times \epsilon_a$ – Ensaios Triaxiais CIU 2,2-2,5m

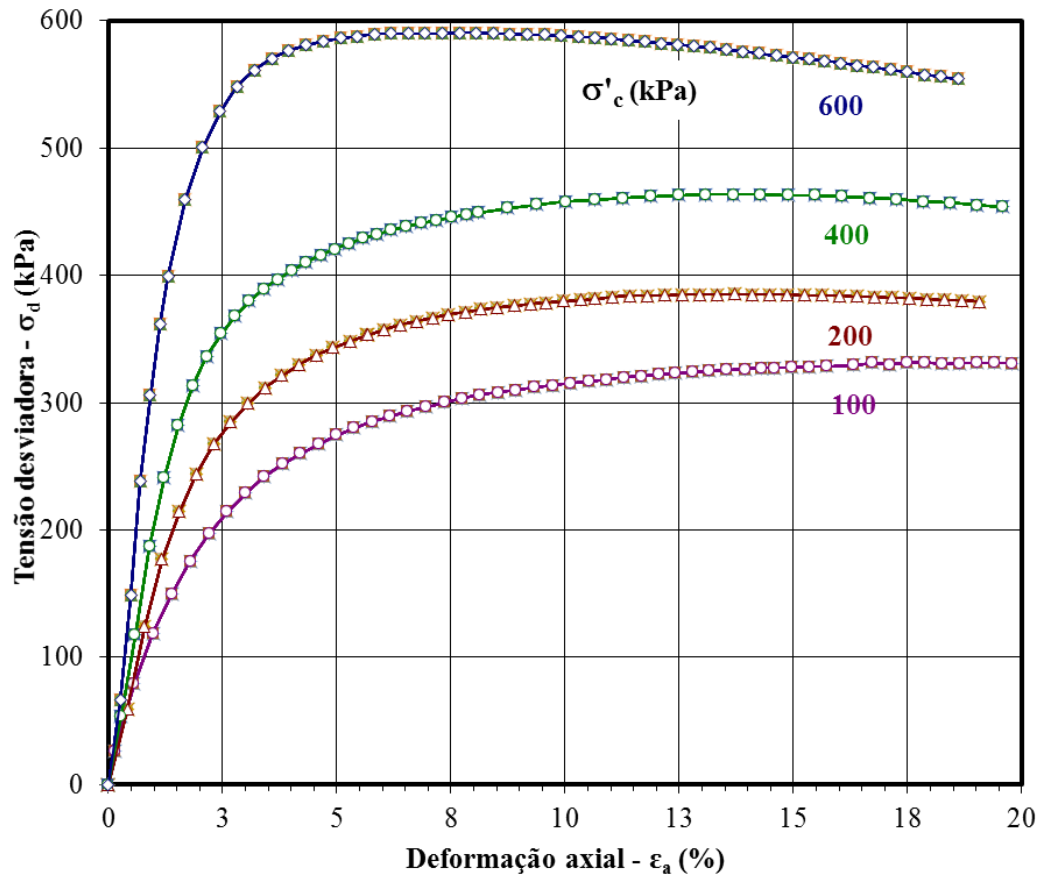


Figura 50 – Curvas $\sigma_d \times \epsilon_a$ – Ensaios Triaxiais CIU 4,2-4,5m

O módulo E por sua natureza deveria sempre ser escolhido em curvas de descarregamento, pois de fato o descarregamento do solo no descarregamento está no estado elástico.

Da lei de Hooke temos o expresso na Equação 14.

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon} \quad (14)$$

Considerando os vários ensaios realizados foram verificados os valores de E_{50} para os ensaios triaxiais reportados na Figura 51 (Sayão, 2017).

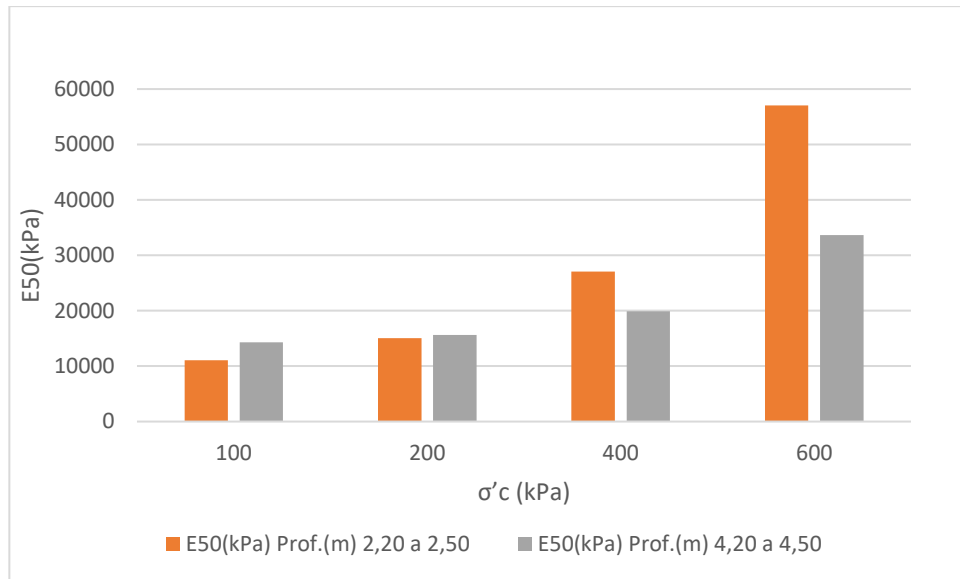


Figura 51 – Valores E50 – Material do aterro

Foi definido um valor médio sendo **$E_{50}=24\text{GPa}$** para o solo compactado da barragem de Terzaghi.

4.3 Amostras do assoreamento

No ano de 2015 foram obtidas amostras indeformadas do material acumulado devido ao assoreamento com um amostrador tipo Denison (DNER, 1994), como parte do estudo de viabilidade de um túnel hidráulico nas imediações do reservatório de Vigário, considerando a proximidade do ponto de coleta com a barragem de Terzaghi, cerca 2 quilômetros, os dados obtidos dos ensaios destas amostras indeformadas foram aproveitados para o presente trabalho.

4.4 Ensaios material de assoreamento

4.4.1 Ensaios de caracterização

4.4.1.1 Resultados

As curvas granulométricas obtidas para as amostras de assoreamento indicaram que o material é uma areia fina siltosa, a Figura 52 e Figura 53 reportam as curvas granulométricas citadas.

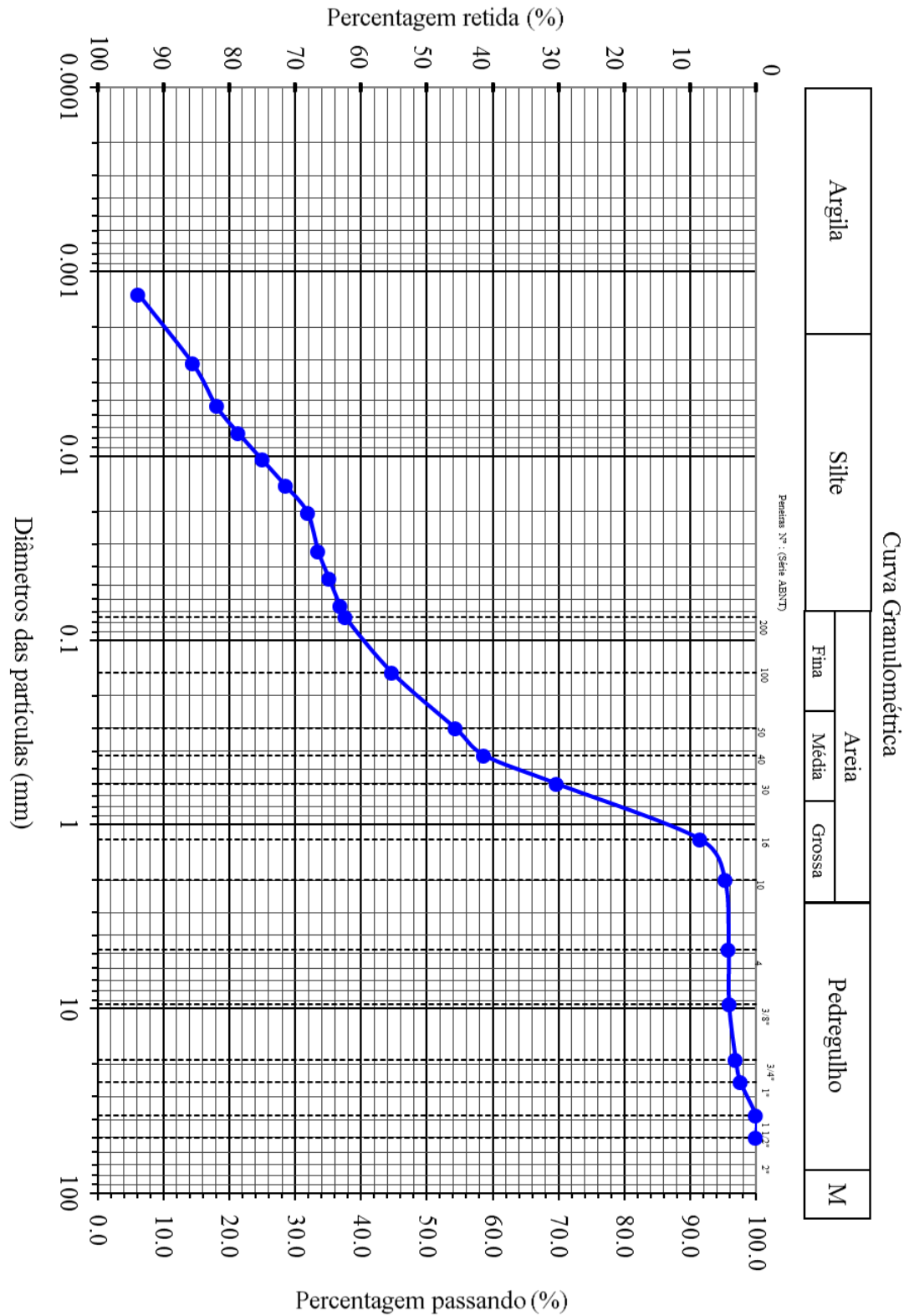


Figura 52 – Curva granulométrica assoreamento – Cota 394-392m

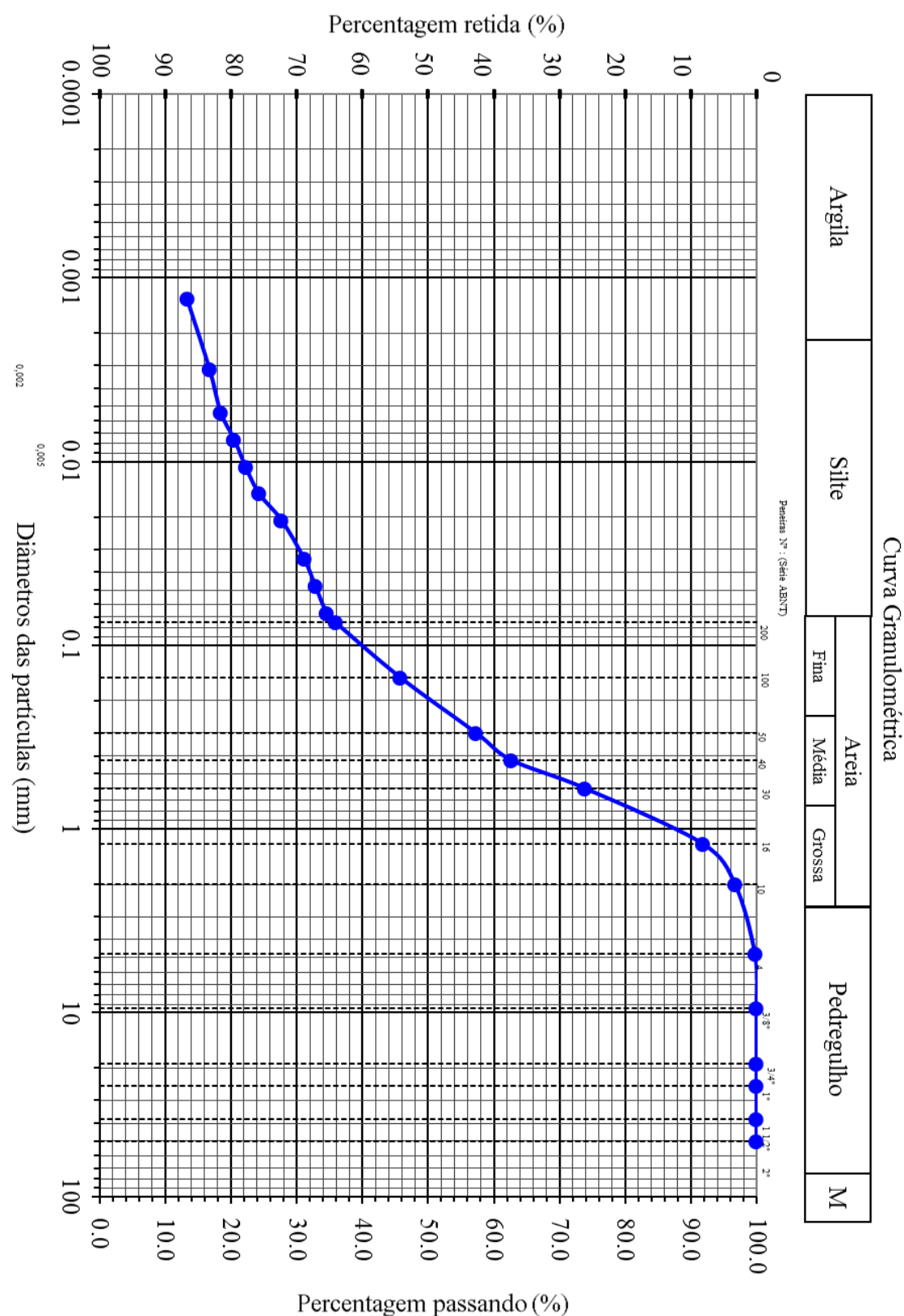


Figura 53 – Curva granulométrica assoreamento – Cota 388-386m

A Tabela 12 mostra a massa específica dos grãos para as amostras entre as cotas 394-392m e 388-386m.

Tabela 12 - Massa específica dos grãos – Assoreamento

Cota (m)	δ (kg/m ³)
394-392	2,666
388-386	2,642

4.4.2 Ensaios de permeabilidade

As amostras indeformadas do material acumulado por assoreamento foram submetidas a ensaios de permeabilidade vertical pelo processo de carga variável. A Tabela 13 mostra os resultados.

Tabela 13 – Coeficientes de permeabilidade do material acumulados por assoreamento

Cota (m)	Coef. Permeabilidade (m/s)
394-392	$3,6 \times 10^{-5}$
388-386	$3,92 \times 10^{-7}$

4.4.3 Ensaios de adensamento

As amostras obtidas entre as cotas 388-386m e 394-392m foram submetidas a ensaios de adensamento no Laboratório de Mecânica dos Solos da UERJ em 2015.

4.4.3.1.1 Resultados

Foram obtidos os parâmetros de coeficiente de adensamento pelo método de Taylor e Casagrande, expostos na Tabela 14 e Tabela 15, e da Figura 54 à Figura 57.

Tabela 14 – Coeficientes de compressão, recompressão e tensão efetiva de pré-adensamento – Cota 388-386m

Índices	Método de Casagrande	Método de Taylor
Cc	0,11	0,11
Cc/(1 + e0)	0,07	0,07
Cr	0,05	0,03
σ'_{vm} (kPa)	-	-

Tabela 15 – Coeficientes de compressão, recompressão e tensão efetiva de pré-adensamento – Cota 394-392m

Índices	Método de Casagrande	Método de Taylor
Cc	0,21	0,21
Cc/(1 + e0)	0,11	0,12
Cr	0,05	0,05
σ'_{vm} (kPa)	-	-

O material sedimentado acumulado pode ser considerado normalmente adensado.

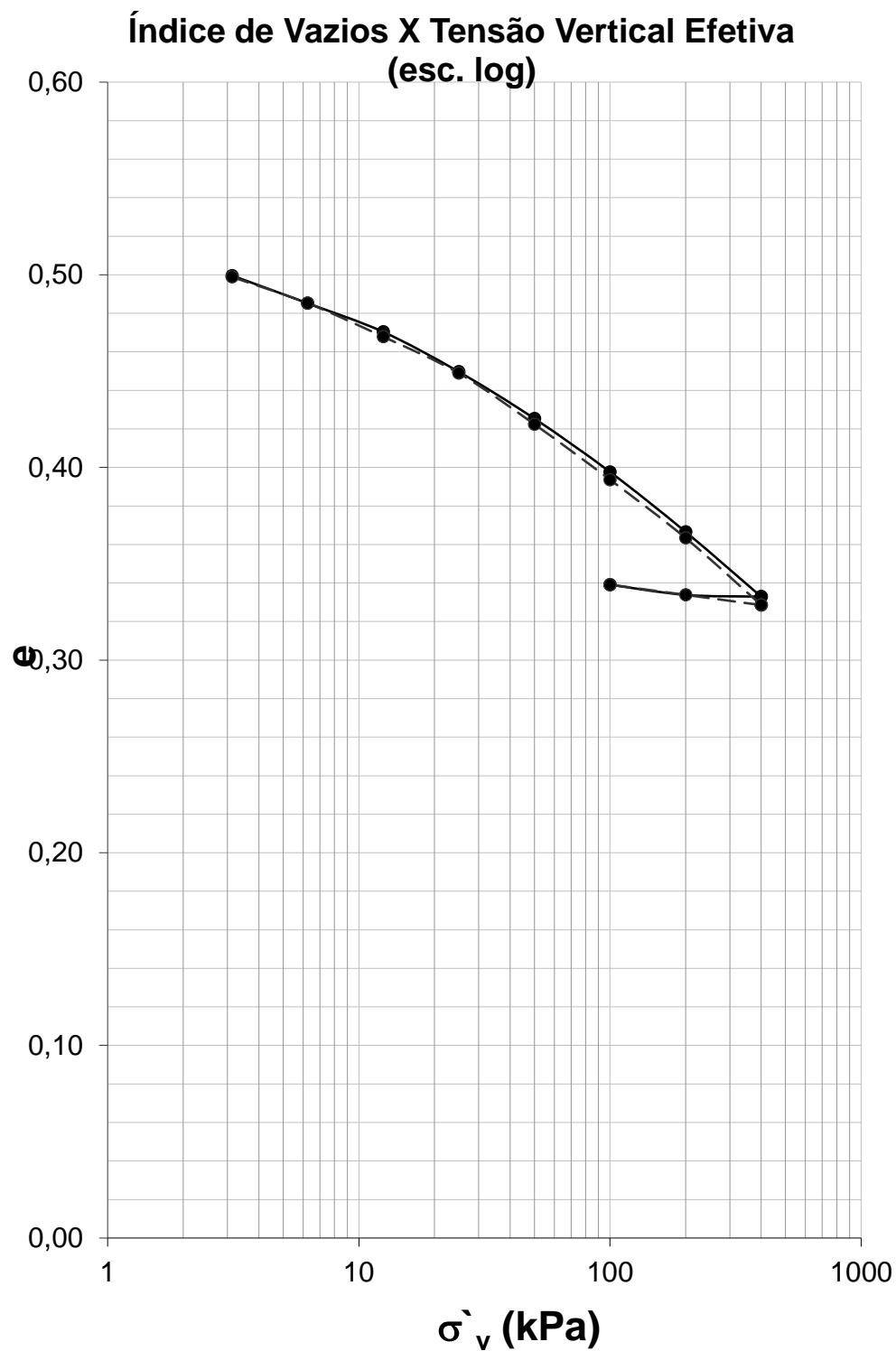


Figura 54 – Curva do ensaio de adensamento – Assoreamento, Cota 388-386m

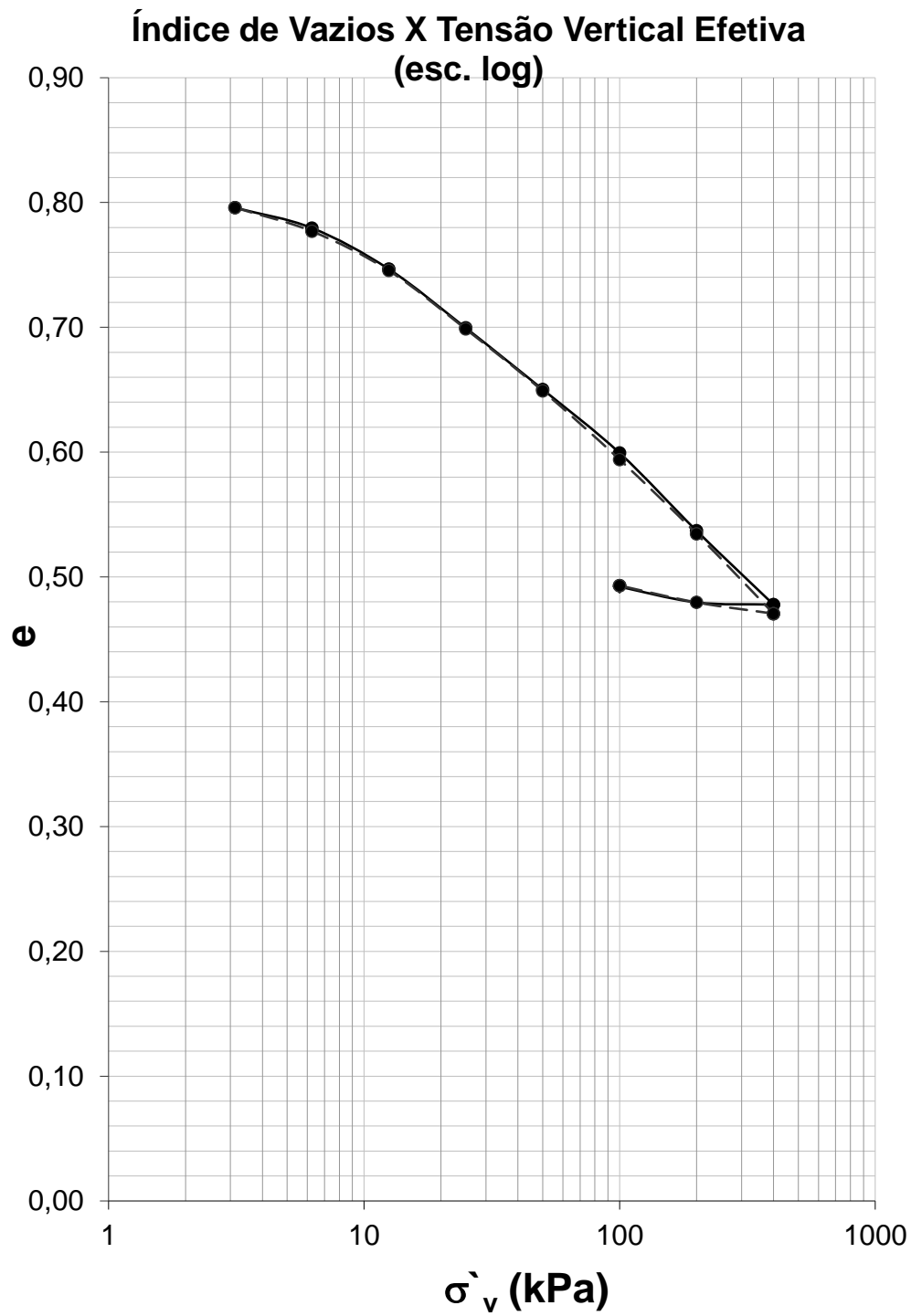
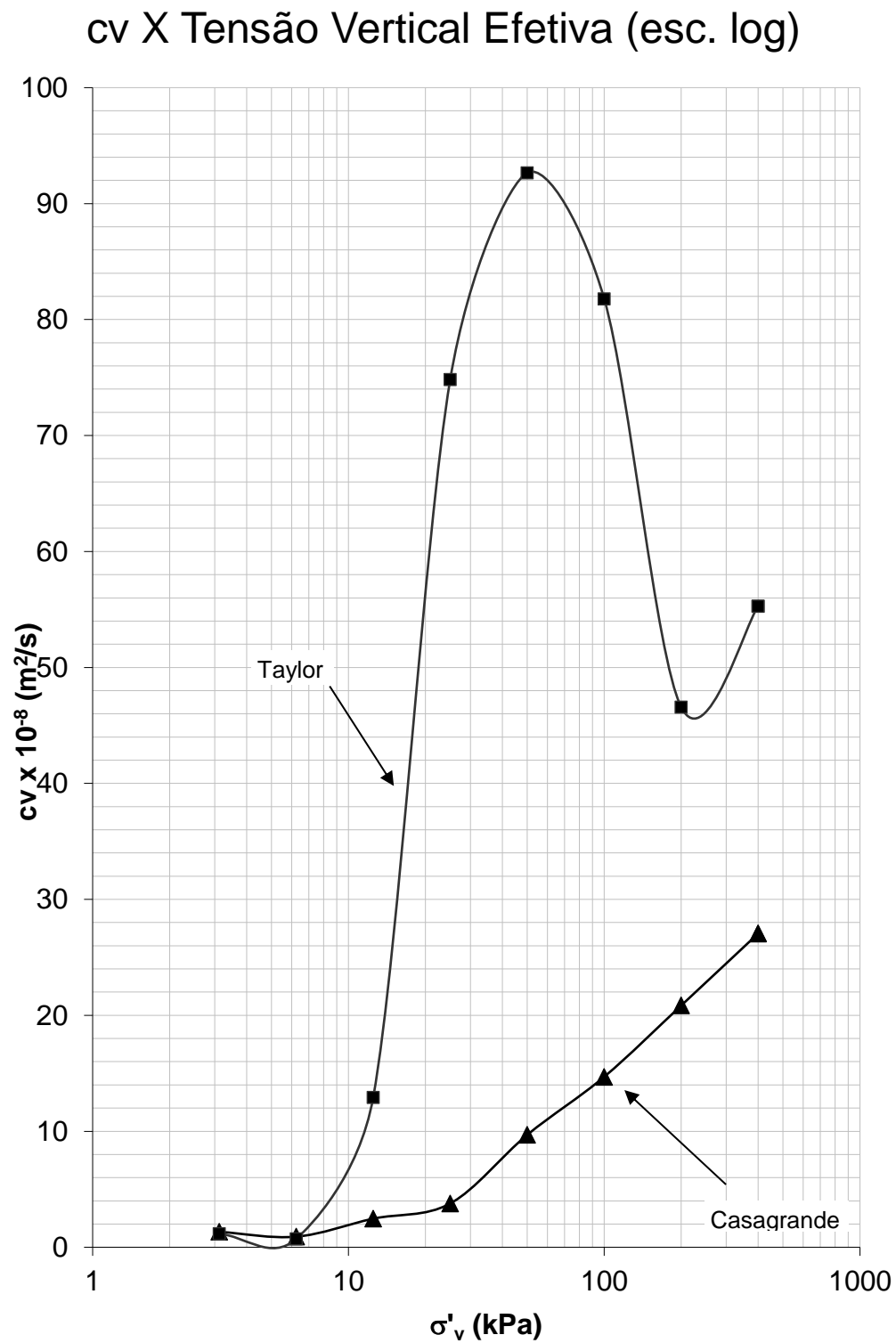
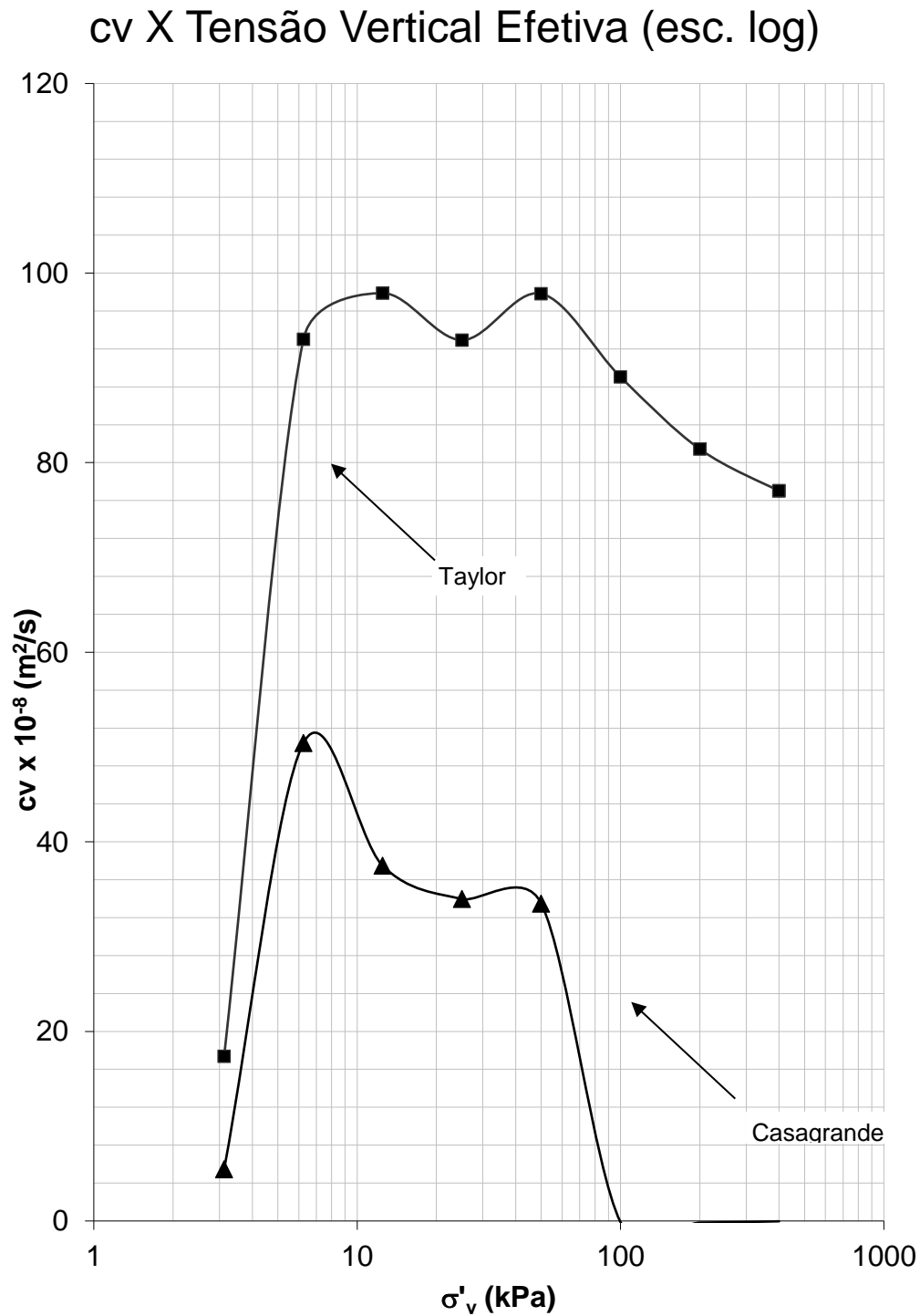


Figura 55 – Curva do ensaio de adensamento – Assoreamento, Cota 394-392m

Figura 56 – Coeficiente de adensamento (c_v) x σ'_v – Assoreamento, Cota 388-386m

Figura 57 – Coeficiente de adensamento (c_v) x σ'_v – Assoreamento, Cota 394-392m

É observado que o coeficiente de adensamento (c_v) das amostras de assoreamento apresenta valores baixos, em média $60 \times 10^{-8} m^2/s$ para o método de Taylor e $20 \times 10^{-8} m^2/s$ para o método de Casagrande.

4.5 Ensaios triaxiais

Foram realizados ensaios CIUSAT (ensaio não drenado executado em amostras saturadas, consolidadas hidrostáticamente), pelo Laboratório de Mecânica dos Solos da UERJ.

4.5.1.1 Resultados

A partir dos resultados dos ensaios triaxiais CIUSAT foi determinada a envoltória de resistência conforme mostrada na Figura 58 e Figura 59.

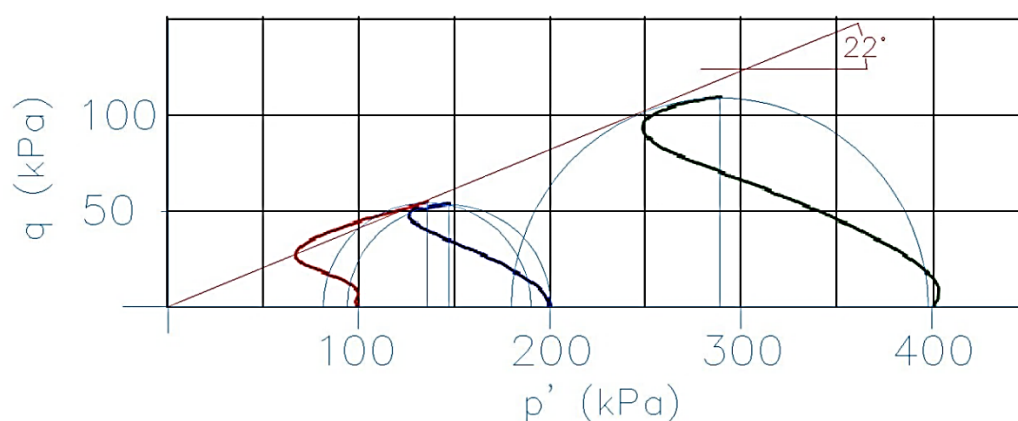


Figura 58 – Envolvência de resistência, ensaios CIUSAT, entre a cota 388 e 386m

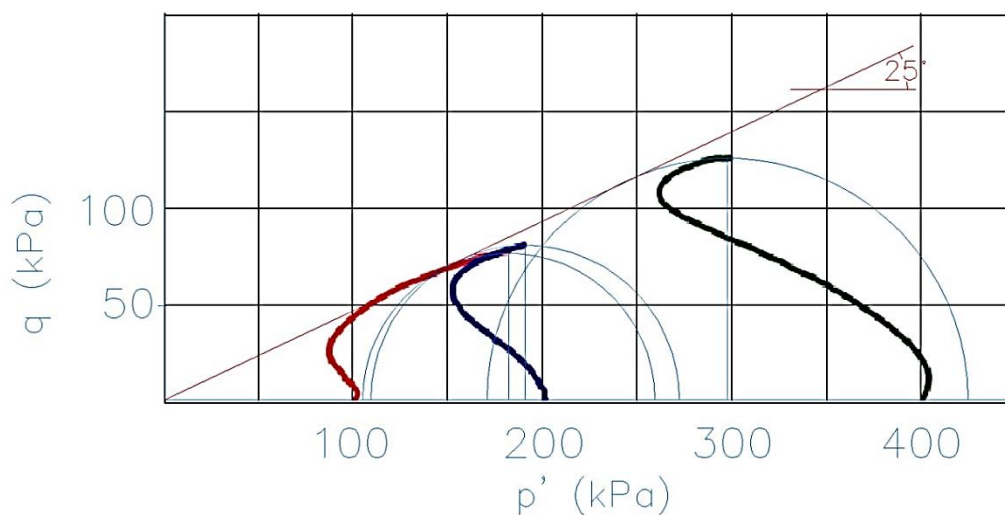


Figura 59 – Envolvência de resistência, ensaios CIUSAT, entre a cota 394 e 392m

A Tabela 16 resume os dados dos ensaios triaxiais.

Tabela 16 – Resumo dos parâmetros de resistência em termos de tensão efetiva – Solo de assoreamento

Tipo de ensaio	Cota (m)	ϕ' (°)	c' (kPa)
CIU _{SAT}	388 - 386	22	0
CIU _{SAT}	394 - 392	25	0

4.5.2 Parâmetros de deformabilidade

4.5.2.1 Condição não drenada

Da mesma forma que o exposto no item 4.2.4.2, o valor do módulo de Poisson foi definido em $\nu = 0,5$, nos ensaios não drenados.

Também analogamente ao exposto no item 4.2.4.2, para a definição do módulo de deformabilidade E, são reportados nas Figura 60 e Figura 61 as curvas $\sigma_d \times \epsilon_a$ dos ensaios triaxiais CIU em amostra coletada entre a cota 388-386m e 394-392m.

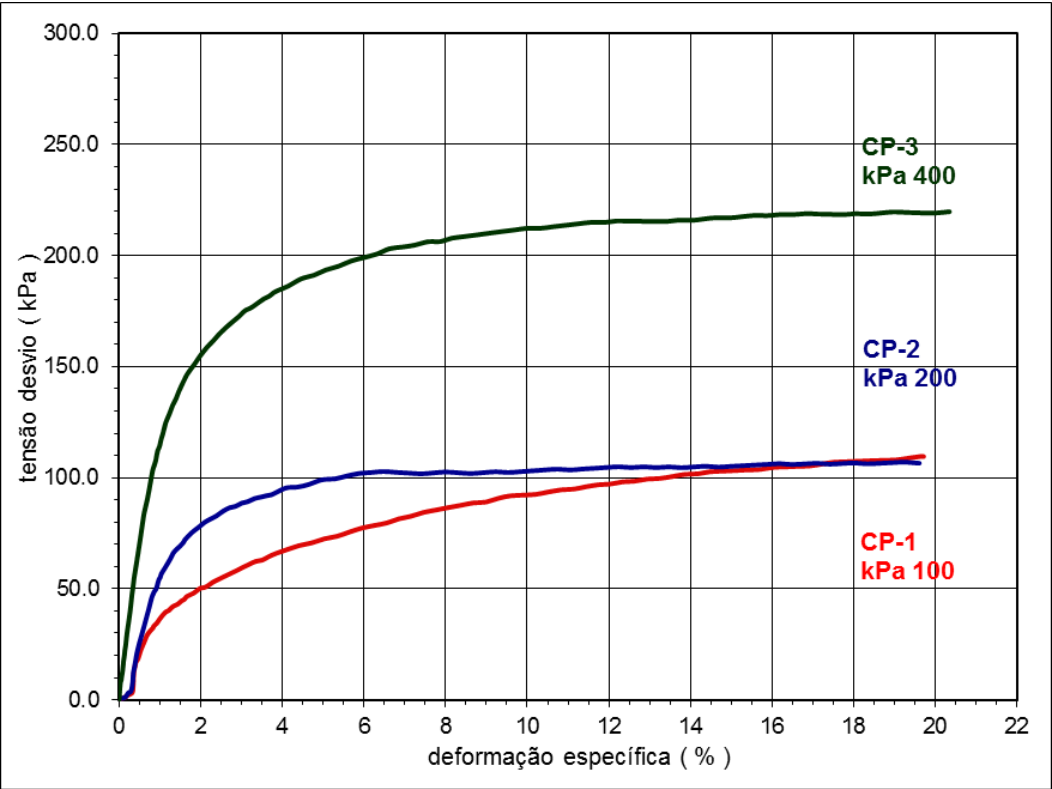


Figura 60 – Curvas $\sigma_d \times \epsilon_a$ – Ensaios Triaxiais CIU 388-386m

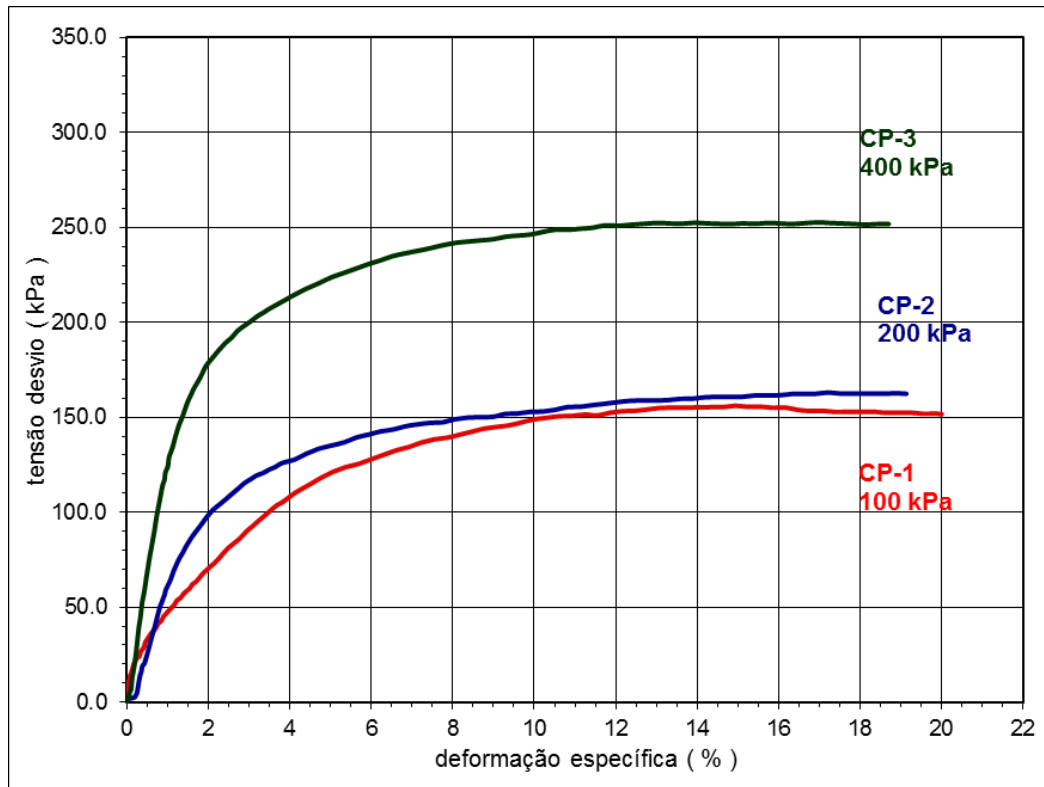


Figura 61 – Curvas $\sigma_d \times \epsilon_a$ – Ensaios Triaxiais CIU 394-392m

Considerando os vários ensaios realizados foram verificados os valores de E_{50} para os ensaios triaxiais reportados na Figura 62.

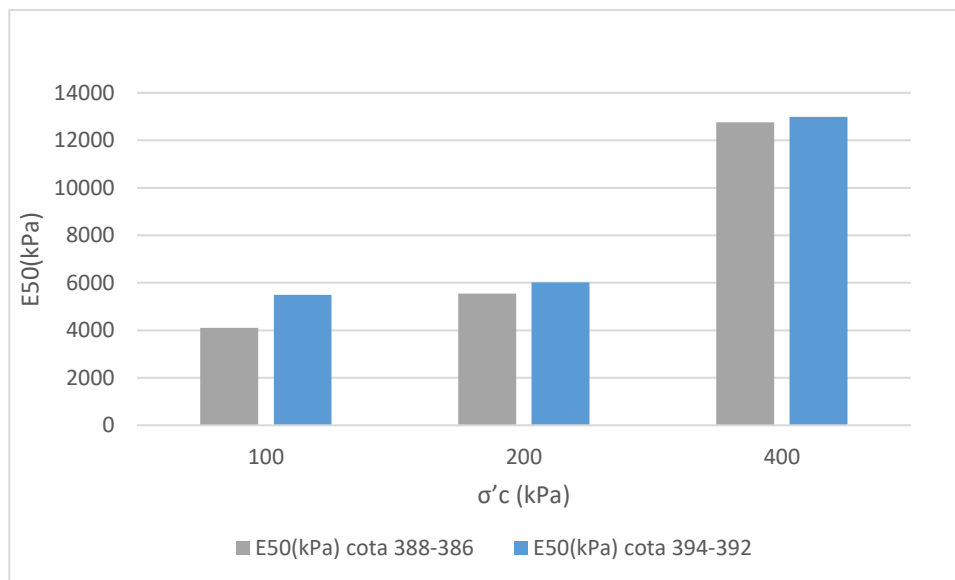


Figura 62 – Valores E_{50} – Material do assoreamento

Foi definido um valor médio sendo $E_{50}=7.500\text{kPa}$ para o material do assoreamento.

5. Modelagem Numérica

Para o presente trabalho foi utilizado o pacote de softwares Geostudio, resolvendo problemas pelo método de elementos finitos, este software é de uso corrente na prática geotécnica.

O software utilizado para as verificações de tensão deformação o SIGMA/W utilizando parâmetros de tensões efetivas com variação de poropressão (GeoSlope, 2013).

Uma análise não linear é requerida para obter uma estimativa realista do potencial de deslocamentos, pois uma análise linear pode consideravelmente subestimar os deslocamentos (GeoSlope, 2012).

Para a verificação da estabilidade do talude de jusante foi utilizado o software SLOPE/W aplicando os estados de tensões verificados na análise realizada no SIGMA/W. Dessa forma a análise tem resultados interessantes no que tange os sucessivos estados de tensão impostos, uma vez que os carregamentos impostos pelas camadas de assoreamento depositadas gradativamente ao longo do tempo (GeoSlope, 2012).

5.1 Estruturação da modelagem

A modelagem se iniciou com a utilização do software SIGMA/W realizando simulação tensão x deformação para a construção da barragem em 20 estágios de alteamento.

Na sequencia foi utilizado o software SEEP/W realizando simulação de fluxo transiente para o enchimento do reservatório até a estabilização do fluxo permanente, obtendo os valores de poropressão. A estabilização do fluxo permanente se deu em 2 anos.

Então, a partir disso novamente o software SIGMA/W realizando simulação acoplada considerando a variação do estado de tensões ao longo do tempo, analisando a influencia do assoreamento sobre a face montante, para tanto foram montados cenários para as análises considerando a idade da barragem hoje com 68

anos de operação e de modo a prever o comportamento futuro. A barragem foi modelada desde sua construção considerando 20 etapas de alteamento e com diferentes tempos de operação: 1 ano, 68 anos, 80 anos, 100 anos, 120 anos, 140 anos e 200 anos de operação. Os detalhes são explicados no item 5.6.

Ao final os valores de estado de tensões fornecidos pelo SIGMA/W foram empregados no software SLOPE/W para cálculo de estabilidade, a simulação utiliza o método de Morgenstern & Price (GeoSlope, 2012).

5.2 Construção da barragem

A barragem foi simulada desde sua obra, de forma análoga ao apresentado no item 5.6, a barragem foi “construída” considerando 20 estágios de alteamento como pode ser visto na Figura 63, isso para que a concentrações de deformações se dessem na porção central do aterro, reflete também o processo como ele de fato se dá, na construção real, o aterro é formado em camadas de cerca de 20cm. Se a barragem fosse instalada em um único estágio as maiores deformações se concentrariam na crista (Barrantes, 2013).

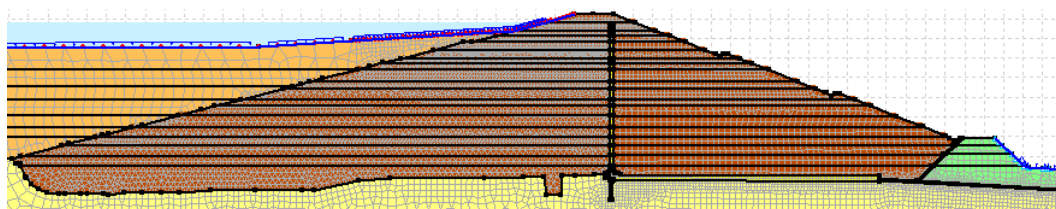


Figura 63 – Estágios de construção da barragem

5.3 Processo de calibração do modelo

O processo de calibração do software SIGMA/W consistiu atingir valores de deslocamentos próximos aos verificados em campo, nesse processo iterativo os alteamentos das camadas de assoreamento tiveram a maior relevância, culminando na hipótese proposta na Figura 67.

Para a calibração do software SEEP/W os valores não conhecidos para a permeabilidade dos materiais fundação, filtro e enrocamento foram testados até que valores de poropressão verificados em campo para a idade de 65 anos fossem atingidos.

5.4 Deslocamentos e forças

Para os modelos de tensão x deformação há normalmente duas condições de contorno, deslocamento e força. É importante que o modelo esteja fixo, quando existem carregamentos aplicados é necessário que haja reações, e para tal, partes do modelo certamente deverão ter condições de contorno onde deslocamento seja igual a zero, dessa forma existem reações (Mello,1975).

Para o modelo do presente trabalho as extremidades a montante e a jusante foram fixadas, com deslocamento horizontal igual a zero, sendo livres para deslocamentos verticais. Toda a base do modelo foi fixada com deslocamentos verticais e horizontais iguais a zero.

5.5 Tensões e Pressão exercida pela água

Tensões e pressões como condição de contorno são dispostas ao longo da geometria do problema em superfícies.

A condição da pressão exercida pela água é definida especificando a elevação de água como ilustrado na Figura 64. A pressão é calculada pela distância entre o nível da água e a coordenada “y” do nó de contorno.

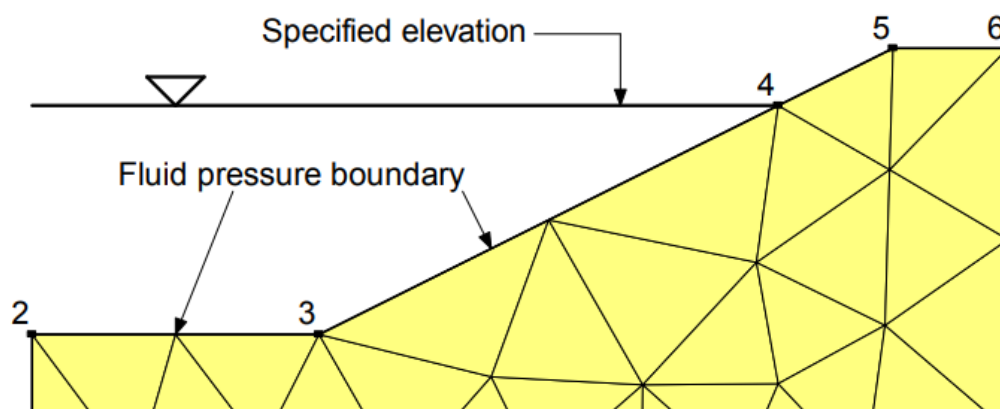


Figura 64 – Condição de contorno: pressão exercida pela água. (GeoSlope, 2013)

O peso da água e a pressão por ela exercida são condições de contorno distintas e ambas precisam ser especificadas para uma análise acoplada (poropressões e tensão x deformação) (Rodrigues,2017), dessa forma, no presente trabalho, o nível da água foi especificado na elevação 399m junto a face montante, 363,5m na região jusante com específico 9,81 kN/m³. Os valores de níveis d'água citados se referem a medições de campo.

5.6 Tensão exercida pelo assoreamento

Tensões e deformações verificadas quando na construção de uma barragem tem caráter não linear. A deformação é função da espessura de cada camada executada ao longo da construção (Romanel, 2017). Os resultados de deformações são diferentes se compararmos a simulação de uma única camada para a formação do aterro à uma simulação onde foram utilizadas diversas camadas.

A Figura 65 reporta o trabalho de Barrantes (2013) comparando a modelagem de deslocamentos verticais na construção de uma barragem em uma única camada com os deslocamentos verificados em na construção de várias camadas, 16 para a imagem mostrada.

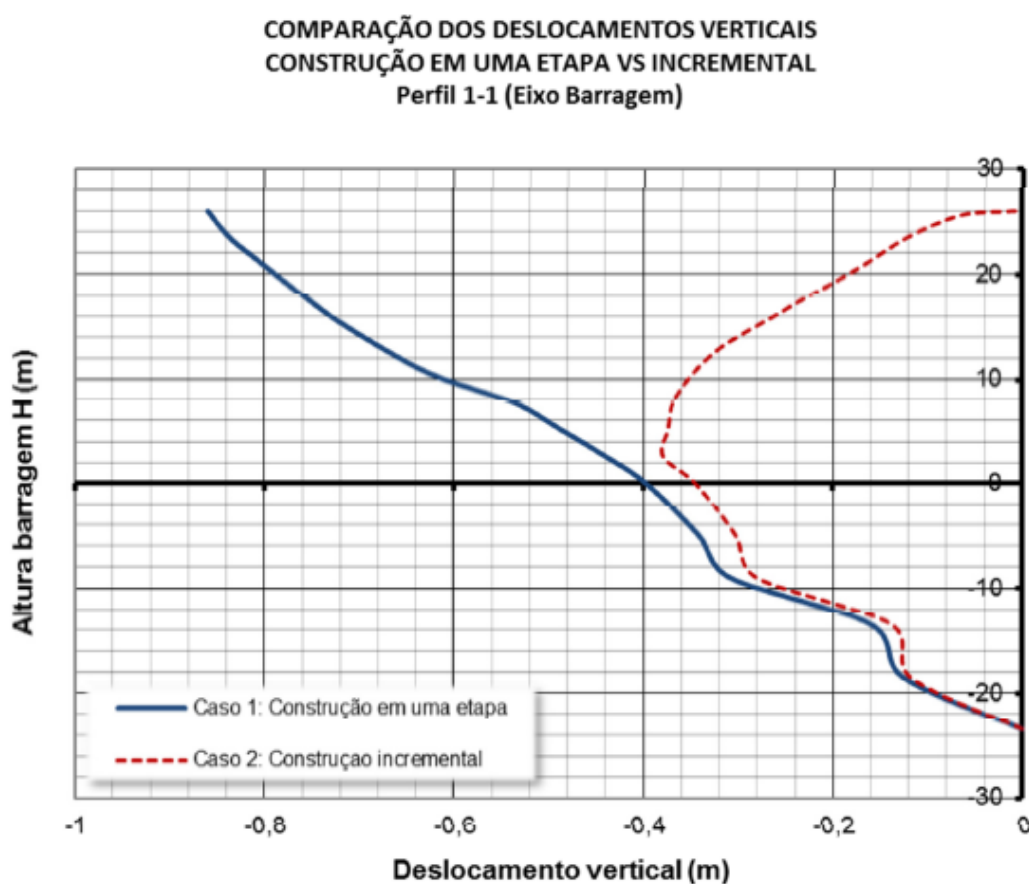


Figura 65 – Comparação do modelo: construção em uma etapa x construção em várias camadas. (Barrantes, 2013)

De forma análoga foi estimado o desenvolvimento da tensão exercida pelo assoreamento na face montante da barragem. Foram modelados sete incrementos

ao longo do tempo de 65 anos, com camadas de diferentes espessuras. A Figura 66 e a Tabela 17 reportam os incrementos utilizados.

Tabela 17 – Incrementos de assoreamento no modelo

Idade da barragem	Altura do incremento de assoreamento (m)
2 anos	5,23
5 anos	2,75
17 anos	3,3
31 anos	3,15
40 anos	4
45 anos	3,53
50 anos	4,20
60 anos	9,95

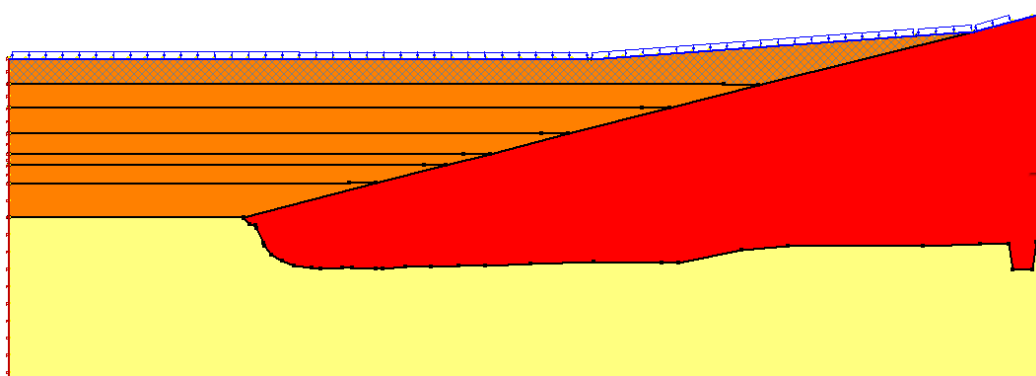


Figura 66 – Modelo do assoreamento junto à face montante dividido em sete camadas

A Figura 67 mostra a hipótese adotada para as alturas acumuladas do assoreamento ao longo do tempo, de forma não linear, pois não havia somente as condições de projeto e atuais obtidas por meio de batimetria. Neste trabalho, a altura dos estágios e os tempos empregados foram estimados considerando desenvolvimento do estado de São Paulo e consequente ocupação das margens do rio Paraíba do Sul. O processo de formação desta hipótese teve como princípio a calibração do modelo, de modo que os incrementos de assoreamento refletissem os deslocamentos da barragem verificados em campo.

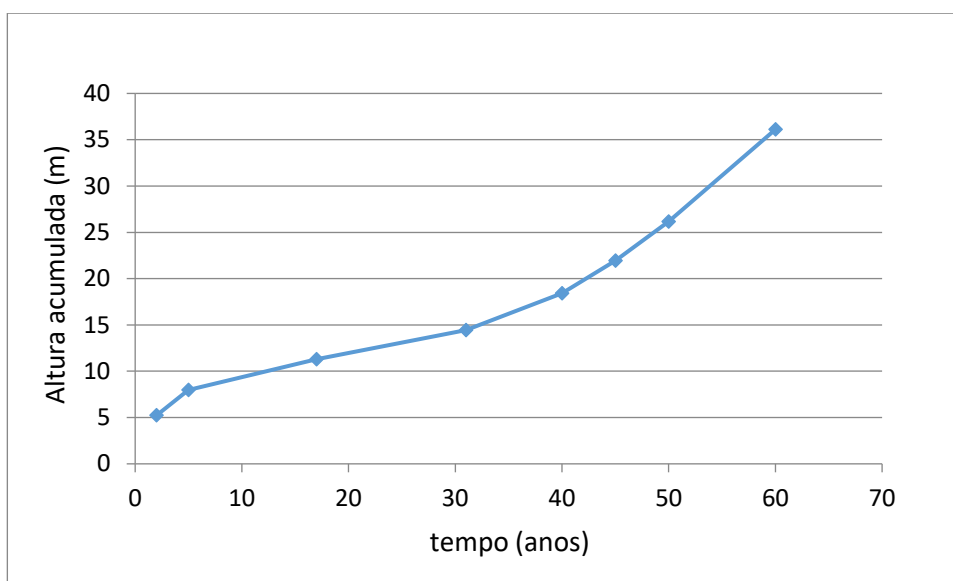


Figura 67 – Hipótese para altura dos sedimentos acumulados no tempo

5.7 Parâmetros utilizados nas simulações

A Tabela 18 reúne os parâmetros utilizados na modelagem numérica.

Tabela 18 – Parâmetros utilizados nas simulações

	E'	c'	ϕ'	δ (kg/m ³)	ν	Modelo do material
Fundação	80000	-	-	28	0,2	Linear Elástico
Aterro	24000	33	5	18,4	0,15	Elasto-Plástico
Filtro	25000	-	-	20	0,334	Linear Elástico
Enrocamento	40000	-	-	30	0,19	Linear Elástico
Assoreamento	7500	22	0	14	0,495	Elasto-Plástico

Sendo:

E' – Módulo de deformabilidade, foi utilizado o E_{50} para Assoreamento e Aterro, para os demais os valores foram estimados considerando a calibragem do modelo;

c' – Coesão em termos efetivos;

ϕ' – Ângulo de atrito em termos efetivos;

δ – Massa específica real dos grãos;

ν – Módulo de Poisson;

6. Resultados da modelagem e análises

6.1 Deslocamentos Verticais

Devido ao carregamento imposto pelo assoreamento, as maiores deformações aconteceram na porção inferior da face montante da barragem. O talude de jusante da barragem apresentou deformações insignificantes. A Figura 68 mostra uma gradação de cores onde o amarelo representa as maiores deformações junto ao talude montante, considerando a barragem com 68 anos de idade, ou seja, o estado atual.

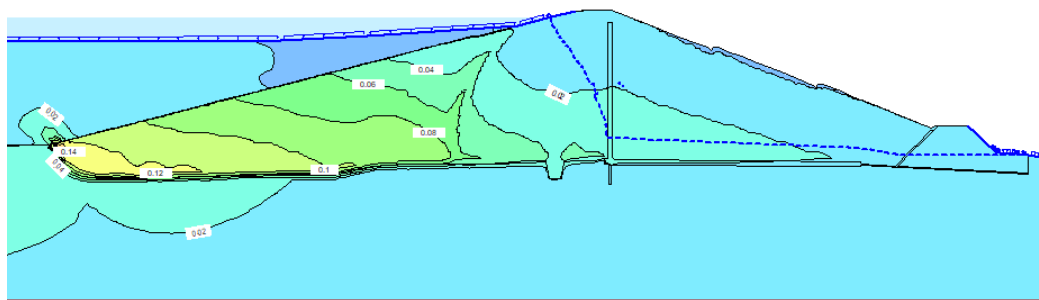


Figura 68 – Deformação vertical após 68 anos

Na barragem foram instalados 10 marcos superficiais para verificação de deslocamentos verticais e horizontais, sendo a leitura tomada a partir de alinhamentos com marcos de referência. A Figura 69 mostra o posicionamento dos marcos superficiais e marcos de referência na barragem.

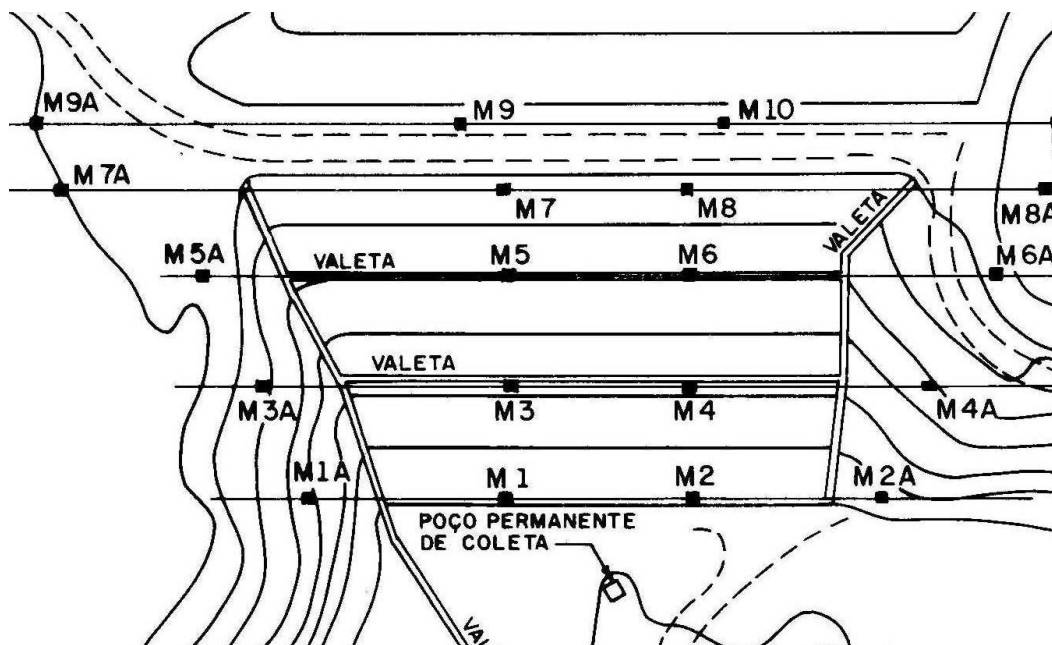


Figura 69 – Posição dos marcos superficiais

Sabendo que o modelo de elementos finitos é bidimensional, para a utilização dos dados medidos ao longo do tempo de modo a calibrar o do modelo uma média entre os valores dos marcos de cada alinhamento foi estabelecida, como estabelecido na Equação 15.

$$\frac{M1(t)+M2(t)}{2} = M(1 \leftrightarrow 2)(t) \quad (15)$$

Os gráficos na sequência reportam os deslocamentos verticais verificados em campo comparados aos deslocamentos verticais simulados. A simulação foi conduzida até a idade de 200 anos da barragem. Os valores simulados foram ligeiramente maiores que os medidos, com mesma tendência de comportamento. Da Figura 70 à Figura 74 são mostradas as comparações entre os resultados da simulação e as medidas de campo, note que os deslocamentos simulados não iniciam no zero, isso porque a simulação começa na construção da barragem onde já ocorrem deformações. Na Figura 73 e Figura 74, marcos mais próximos da

crista, a modelagem indica que o deslocamento continua, o que reflete na variação do fator de segurança que será abordado no Capítulo 6.5.

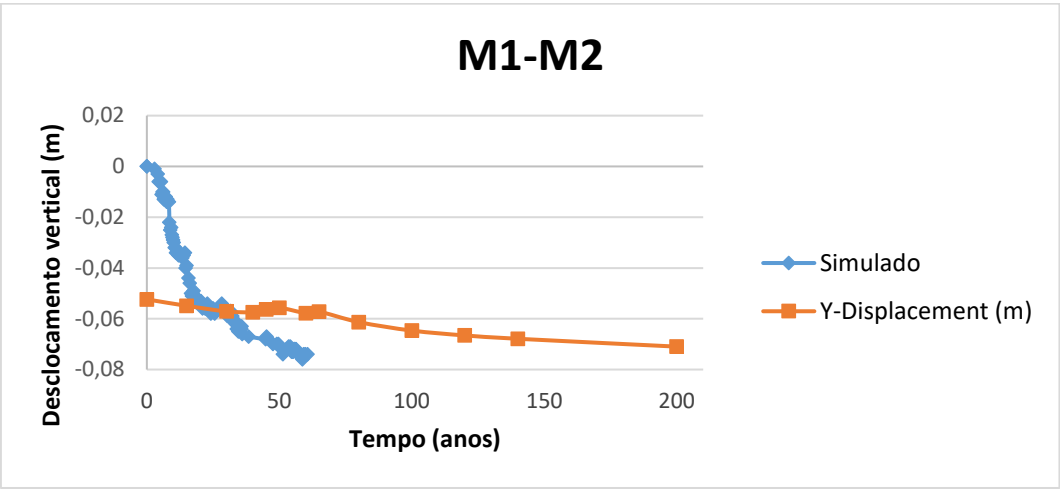


Figura 70 – Comparação M1-M2 x Deslocamentos verticais simulados

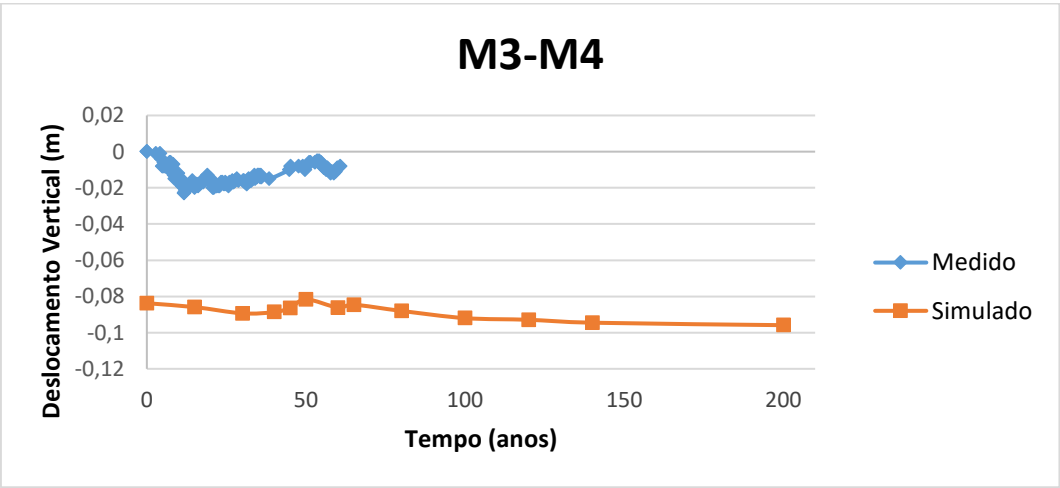


Figura 71 – Comparação M3-M4 x Deslocamentos verticais simulados

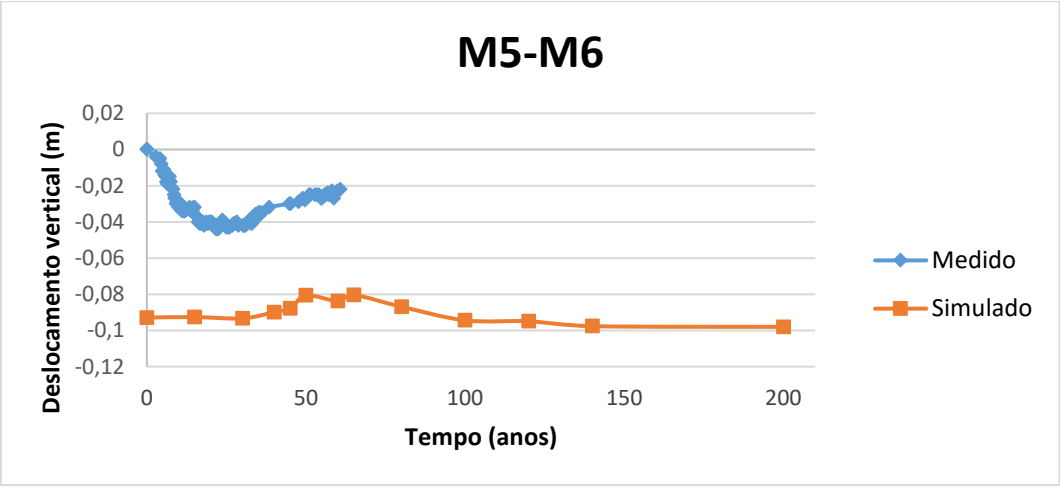


Figura 72 – Comparação M5-M6 x Deslocamentos verticais simulados

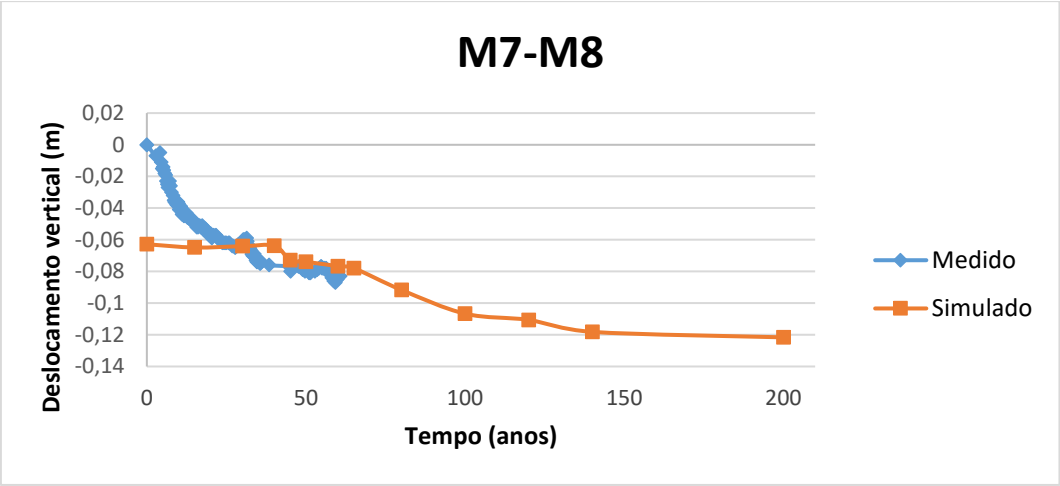


Figura 73 – Comparação M7-M8 x Deslocamentos verticais simulados

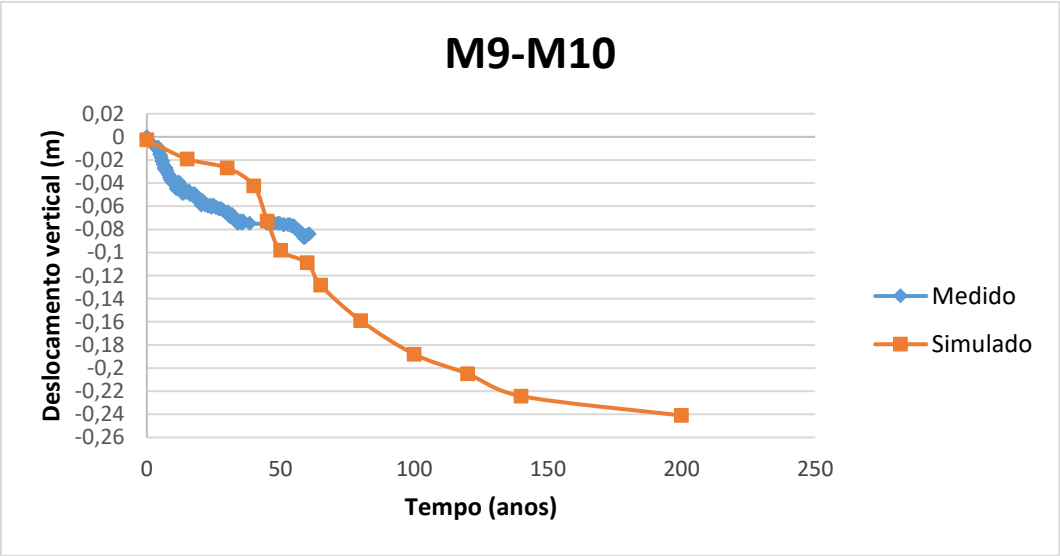


Figura 74 – Comparação M9-M10 x Deslocamentos verticais simulados

6.2 Deslocamentos horizontais

Os gráficos na sequência mostram os deslocamentos horizontais verificados em campo comparados aos deslocamentos horizontais simulados. A simulação foi conduzida até a idade de 200 anos da barragem, os resultados da comparação dos valores medidos em campo e os resultados da simulação são mostrados da Figura 75 à Figura 79. Os valores simulados foram ligeiramente menores que os medidos, apresentando mesma tendência de comportamento, as exceções são os conjuntos de marcos mais próximos à crista M7-M8 e M9-M10 representados na Figura 78 e Figura 79, respectivamente.

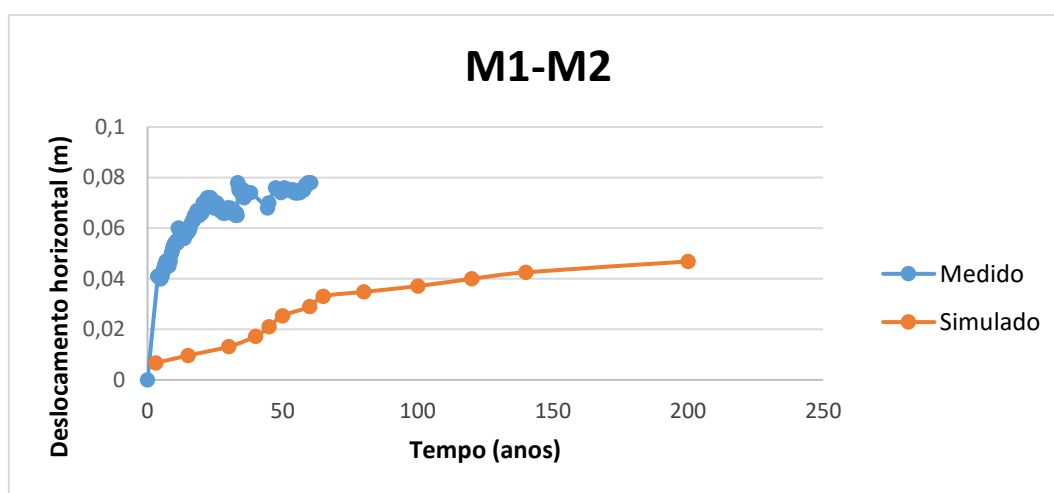


Figura 75 – Comparação M1-M2 x Deslocamentos horizontais simulados

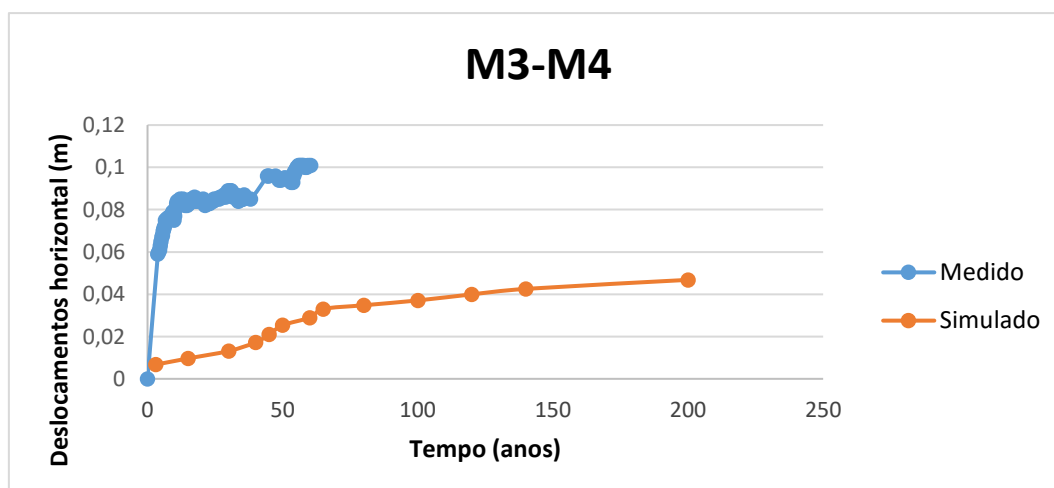


Figura 76 – Comparação M3-M4 x Deslocamentos horizontais simulados

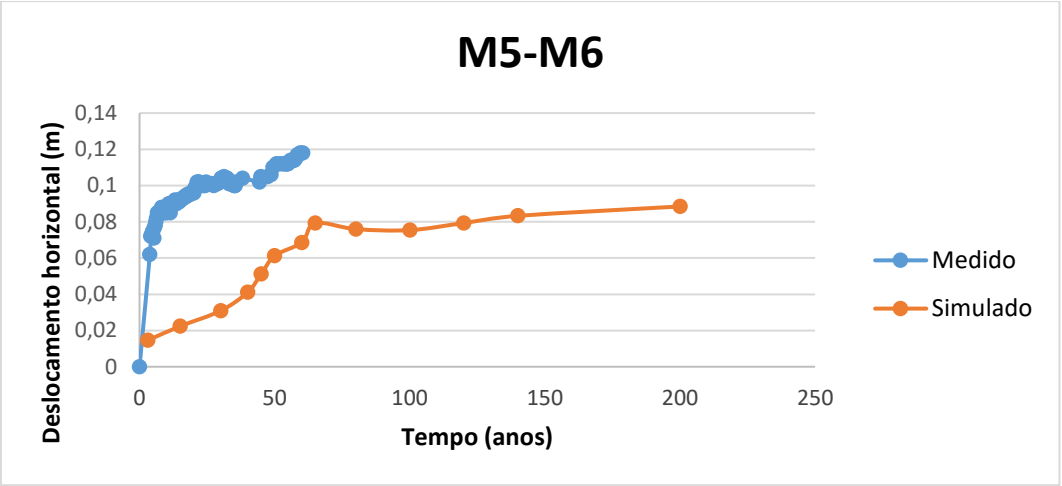


Figura 77 – Comparação M5-M6 x Deslocamentos horizontais simulados

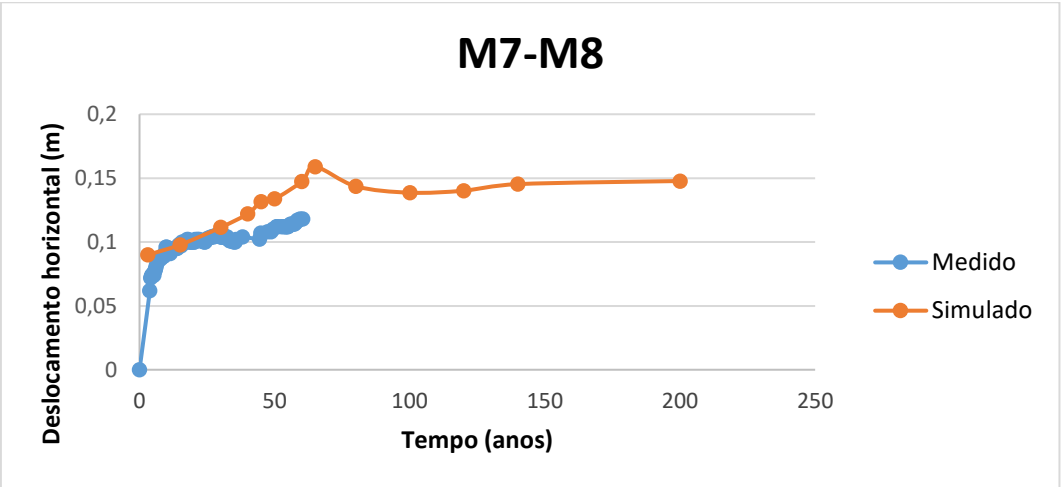


Figura 78 – Comparação M7-M8 x Deslocamentos horizontais simulados

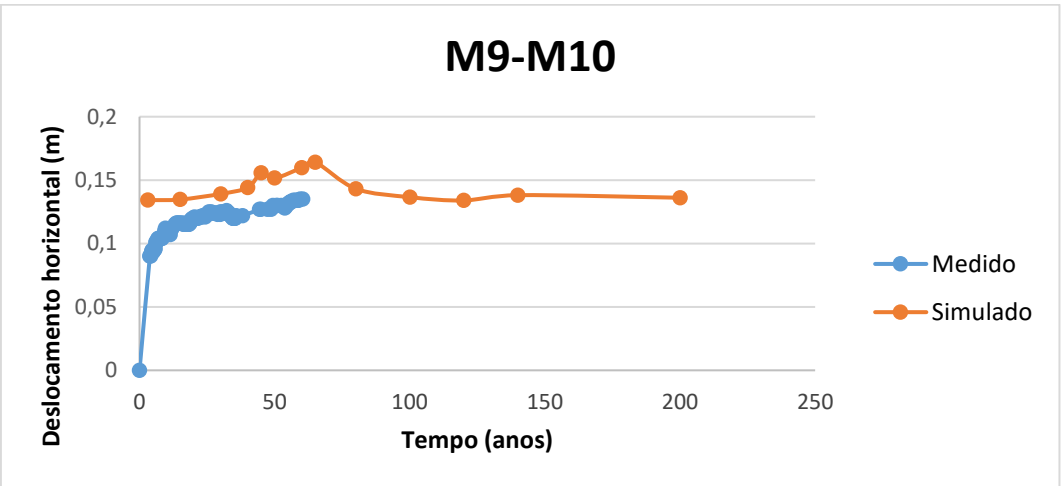


Figura 79 – Comparação M9-M10 x Deslocamentos horizontais simulados

6.3 Excessos de poropressão

Considerando os acréscimos de carregamento promovidos pelo assoreamento, foram verificadas as condições de excesso de poropressão ao longo do tempo. A Figura 80 reporta este quadro à idade de 65anos da barragem, a gradação de cores representa a concentração de excessos de poropressão onde o vermelhor é o maior valor e o verde valores nulos, não foram notados excessos de poropressão ao longo da barragem, somente pela fundação, na porção mais à montante.

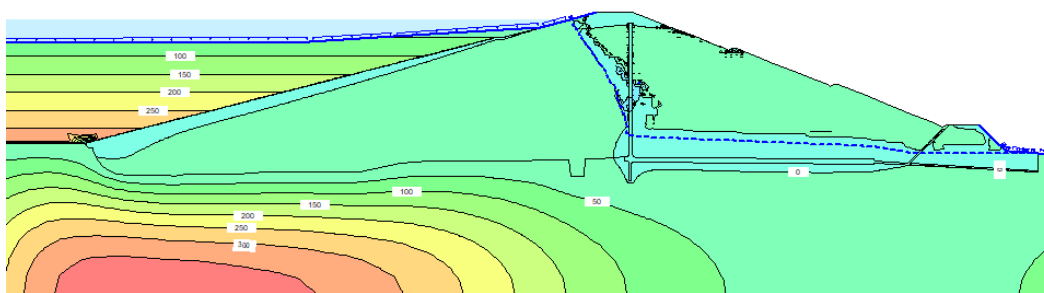


Figura 80 – Excesso de poropressão – 65 anos

Aos 200 anos de idade os excessos de poropressão estariam dissipados na fundação como se nota na Figura 81, somente na região do assoreamento se notam excessos, o que é esperado considerando que esta porção tem condição de drenagem nula.



Figura 81 – Excesso de poropressão – 200 anos

6.4 Análise de percolação

Como a simulação realizada foi acoplada, com variação de poropressões ao longo do tempo, foi possível verificar a diminuição de percolação pela barragem. O modelo utilizado é bidimensional e de modo a comparar os resultados medidos aos simulados não puderam ser utilizados valores absolutos, estes não representariam o comportamento do campo, onde o fluxo acontece de maneira tridimensional.

Os valores simulados e medidos foram analisados em termos de porcentagem da diminuição da percolação ao longo do tempo, como pode ser visto na Figura 82.

É notado um acréscimo dos valores medidos após 50 anos de operação da barragem, tal acréscimo é atribuído às limpezas realizadas na saída do sistema de drenagem.

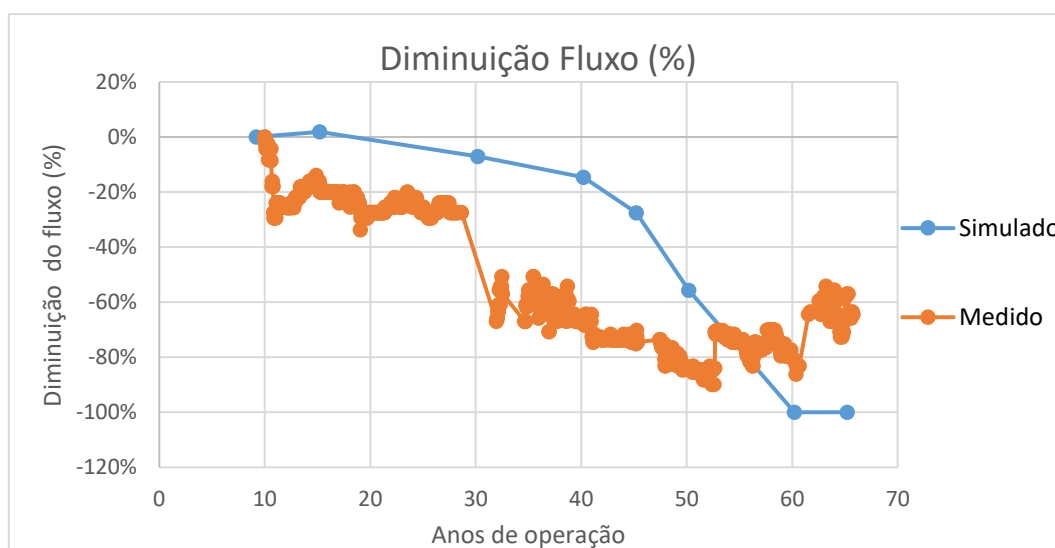


Figura 82 – Diminuição da percolação ao longo do tempo

6.5 Estudos de estabilidade

Os estudos de estabilidade utilizaram como condição de contorno os estados de tensão proporcionados com o acréscimo de assoreamento e a dissipação do excesso de poropressão no tempo, bem como espaços amplos de entrada e saída de superfícies de ruptura, por meio da utilização de elementos finitos.

A Figura 83 mostra um mapa de risco para a situação inicial da barragem, logo após a construção, a superfície com o menor fator de segurança é delineada pela linha preta apresentando um $FS=2,206$, a gradação de cores é o mapa de criticidade propriamente dito, a linha preta está posicionada na região vermelha, representando o menor fator de segurança. A gradação de cores vai até o verde representando maiores valores de fator de segurança ($F.S.>6$).

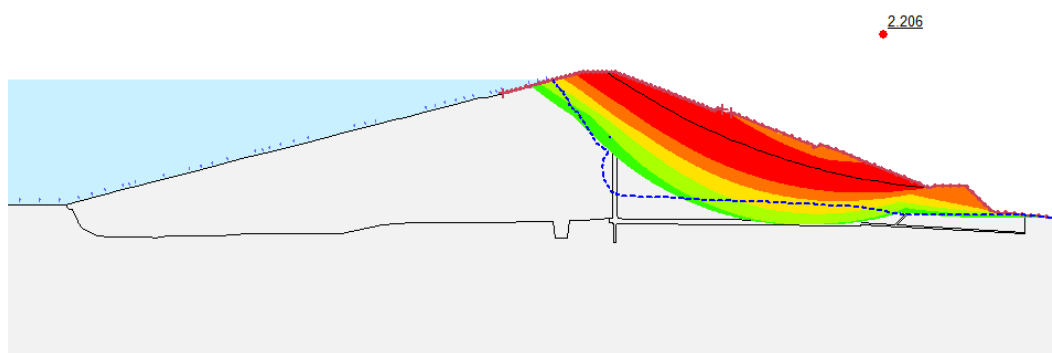


Figura 83 – Mapa risco inicial. $FS=2,21$

Note que a condição de entrada da superfície de ruptura abrange desde o talude montante até o talude jusante, isso para proporcionar um maior número de análises para as possíveis superfícies de ruptura dentro desse espaço.

A Figura 84 mostra um mapa de risco, que consiste em alternância de cores. A linha preta representa a superfície de ruptura, note que esta linha está posicionada na porção com a coloração em vermelho representando o menor fator de segurança, na medida em que as cores seguem para laranja, amarelo e verde o fator de segurança aumenta.

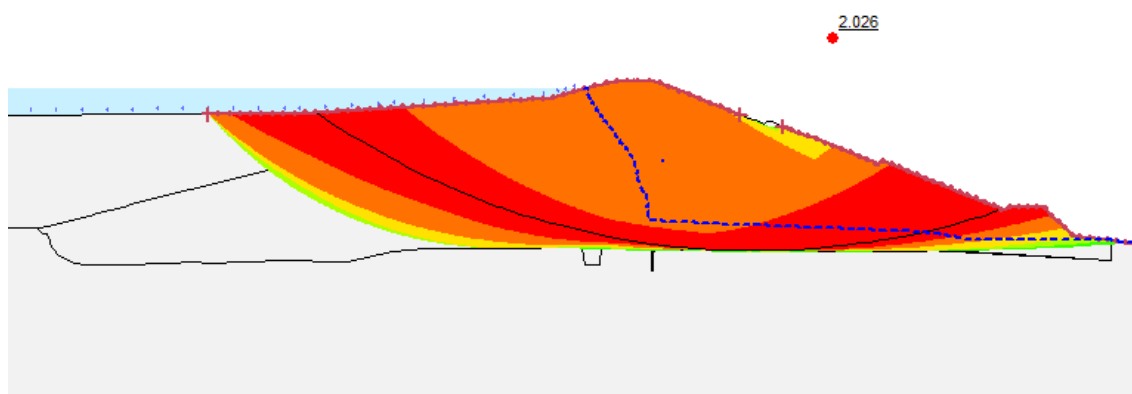


Figura 84 – Mapa risco 140anos. FS:2,03

É importante notar que a partir da idade de 65 anos a região de entrada da superfície de ruptura se dá pela região de assoreamento.

Os fatores de segurança não variaram consideravelmente com o tempo, como pode ser visto na Figura 85, em 200 anos de idade a barragem estaria com um FS=1,99, acima do valor $F_2=1,5$ recomendado internacionalmente para condições permanentes de carregamento (Engineers US Army Corps 2004).

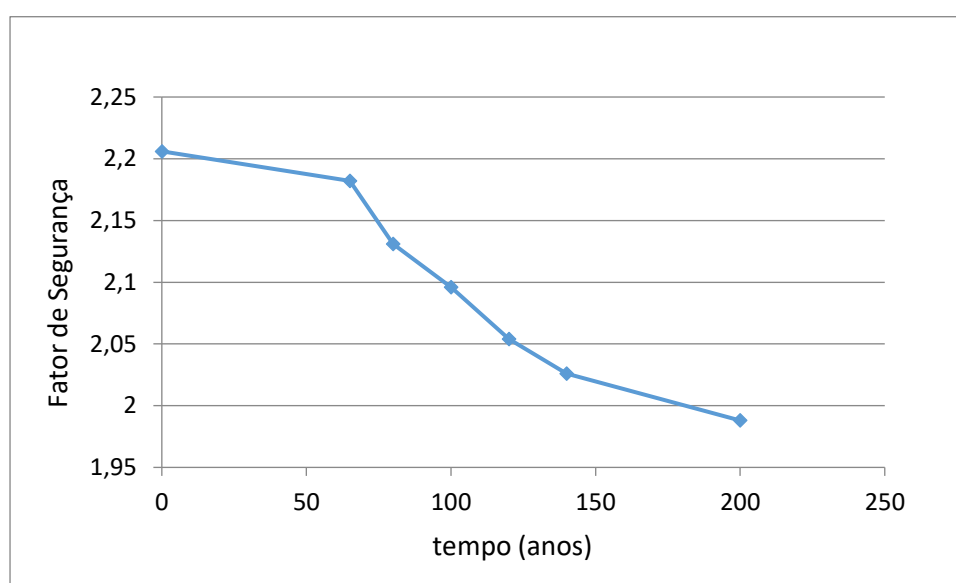


Figura 85 – Variação do Fator de Segurança no tempo

Os valores de fator de segurança encontrados na simulação são aceitáveis, uma vez que a condição de carregamento da barragem não é passível de acréscimo, isso porque o nível de assoreamento não aumenta. Com o reservatório assoreado o fluxo que chega é confinado o que aumenta a velocidade formando praticamente um canal, por aí o fluxo é destinado.

7. Considerações finais

7.1 Conclusões

Comparando os resultados dos deslocamentos verificados em campo com os simulados, acredita-se que a modelagem tem representatividade satisfatória.

Os valores para fator de segurança da seção principal da barragem são satisfatórios, considerando a idade da barragem de 65 anos até 200 anos de idade, limite deste estudo. Acreditava-se no início deste trabalho que os valores de fator de segurança diminuíssem mais acentuadamente com o tempo, inspirando a necessidade de uma estabilização do talude jusante, o que não se fez necessário, visto que para um tempo de 200 anos de operação do reservatório o fator de segurança simulado foi de 1,99.

São previstos deslocamentos verticais descendentes da ordem de 10 cm na região da crista da barragem.

Foi verificada a tendência de impermeabilização do talude montante devido ao assoreamento gradual.

Ao longo do trabalho foram simuladas seções intermediárias. Todavia, foi verificado que estas seções não eram representativas devido à peculiaridade do sistema de drenagem interno da barragem que concentra a água ao longo do talvegue. Uma análise tridimensional é mais indicada para simulação deste empreendimento para além da seção principal. Considerando o exposto, as condições de estabilidade de seções mais próximas às ombreiras não puderam ser verificadas.

Não foram verificados excessos de poropressão ao longo da barragem, no entanto, na região do assoreamento mesmo após 200 anos haveria excessos de poropressão, fato que é esperado considerando que a referida porção está sob condições não drenadas.

7.2 Sugestões para trabalhos futuros

É sugerido que a barragem de Terzaghi seja modelada tridimensionalmente por elementos finitos, dessa forma os dispositivos de drenagem interna e direcionamento da drenagem podem ser mais bem representados.

É sugerida a continuidade das leituras de movimentação superficial da barragem, incluindo marcos superficiais mais próximos às ombreiras de modo a perceber melhor a eventual movimentação do talude jusante.

8. Referências bibliográficas

ABNT (1990) **NBR 12007 - Solo - Ensaio de Andensamento Unidimensional**. Rio de Janeiro : ABNT.

Barrantes, P. R. E. (2013)**Análise Sísmica e hidromecânica de uma barragem de terra zonada no Peru**. Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro : Puc-Rio

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS (2012) - **CBDB Barragens de rejeitos no Brasil**. Livro. - Rio de Janeiro : COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS - PIMENTA DE AVILA CONSULTORIA LTDA,

Comité Français des barrages et réservoirs (2015) **Colloque du CFBR**. Conferência. - Chambéry : CFBR

Darcy H. (1856). **Les fontaines publiques de la ville de Dijon** - Paris : Libraire des corps Impériaux des ponts et chaussés et des mines

Engineers US Army Corps (2004) **On General Design and Construction Considerations for Earth and Rock-Fill Dams** [Livro]. - Washington

GEO-SLOPE International, Ltd. (2012). **Seepage Modeling with SEEP/W**.Geostudio Helpfile.

GEO-SLOPE International, Ltd. (2013). **Stress-Deformation Modeling with SIGMA / W**. Geostudio Helpfile.

GEO-SLOPE International, Ltd. (2012). **Modeling with SLOPE/W** - Calgary : GeoSlope International Ltd.

Goodman R. E. (1998) **Karl Terzaghi. The engineer as artist**. Livro- Reston : ASCE PRESS

Lambe T. W. e Whitman R. V. **Soil Mechanics**. Livro- New York : J. Wile, 1969.

Legget R.F. (1984) **There are two Terzaghi dams**(1984). Canadá: Geotechnical News.

Light Energia (1997)**Relatório das condições de segurança Vigário e Terzaghi**. Relatório- Rio de Janeiro

Light Energia (2005) **Memorandos e acompanhamento de obras Vigário 1949-1953** - Rio Janeiro

Legget R.F. (1984) **There are two Terzaghi dams**. Canadá: Geotechnical News.

MELLO V. F.B. (1975) - **Some lessons from unsuspected, real and fictitious problems in earth dam engineering in Brasil**. Conferência- Sixth Regional Conference for Africa on SOIL MECHANICS & FOUNDATION ENGINEERING. - Durban - Vol. Volume II.

Netto J. M. A.,(1998) **Manual de hidráulica** - São Paulo : Edgard Bluche

PUC-Rio (2001) **CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E PROPRIEDADES MECÂNICAS E HIDRÁULICAS DE AMOSTRAS DA BARRAGEM DE TERZAGHI**. Relatório- Rio de Janeiro : PUC-Rio,

Romanel C.(2017) **APOSTILA FLUXO PERMANENTE 1D**. Notas de aula- Rio de Janeiro

Rodrigues, R. L. (2017) **Comportamento da barragem de terra da margem esquerda de Itaipu durante período de operação**. Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro : Puc-Rio

Sayão, A. S. (2017). **Notas de Aula – Mecânica dos solos**. Notas de aula – Rio de Janeiro

Silveira J. F. A. (2006). **Instrumentação e segurança de barragens de terra e enrocamento**. Livro. - São Paulo : Oficina de Textos.

Skempton, A.W.(1954). **The PorePressure Coeficcient A and B**.

Soares J.M.D., Pinheiro R.J.B. e Tavares I.S. (2006) **Notas de aula Mecânica dos solos** - Santa Maria : UFSM.

Terzaghi K. (1943) **Theorical Soil Mechanics** - London : John Wiley and Sons Inc.

Terzaghi K. e Peck R. (1967) **Soil Mechanics in engineering practice**. Livro

Terzaghi K. (1949). **First Memorandum concerning design and construction of vigario dike**. Memorando

9. Anexos

Anexo I – Locação dos instrumentos na Barragem de Terzaghi

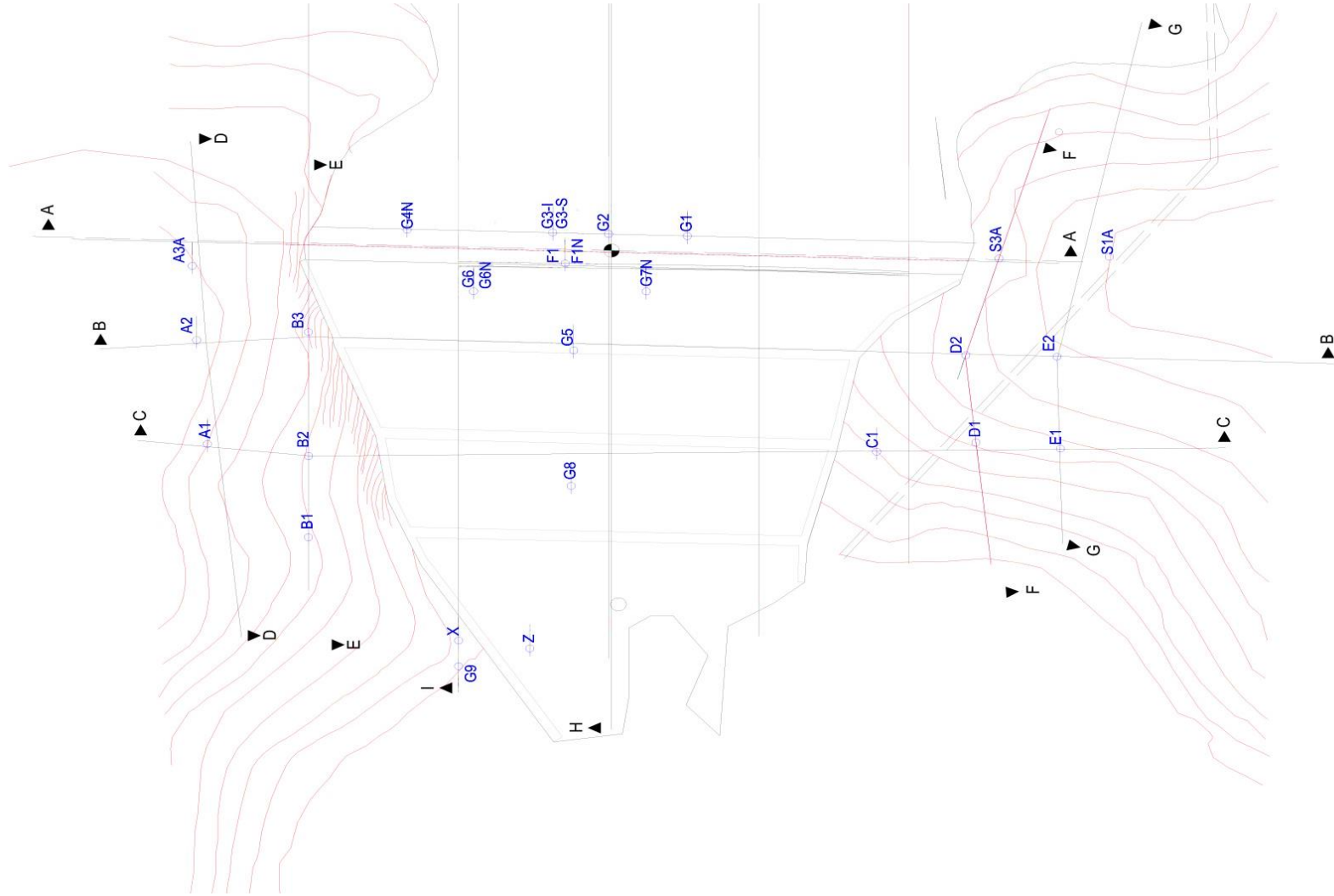
Anexo II – Leituras dos piezômetros

Anexo III – Leituras do medidor de vazão

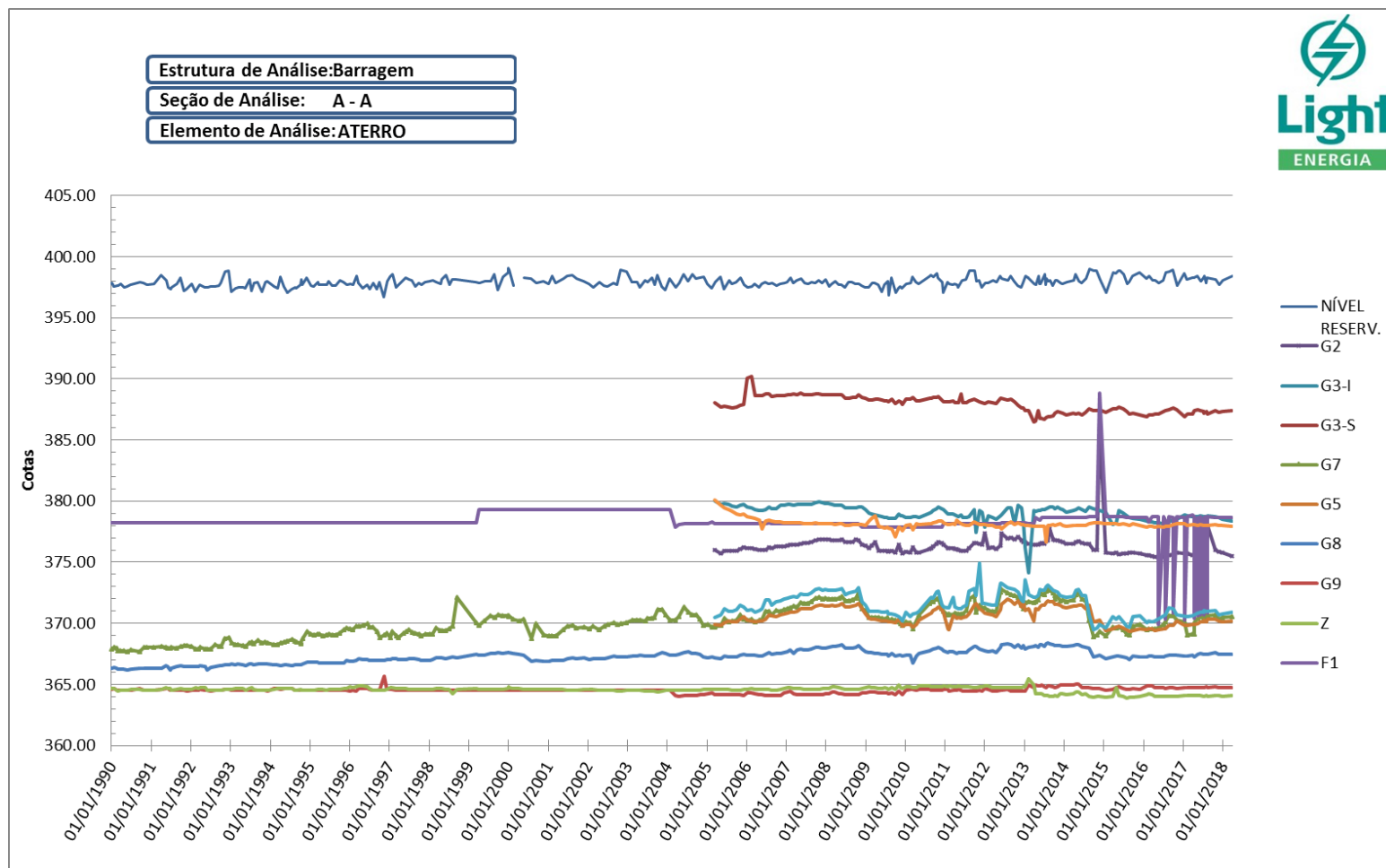
Anexo IV – Locação dos marcos superficiais

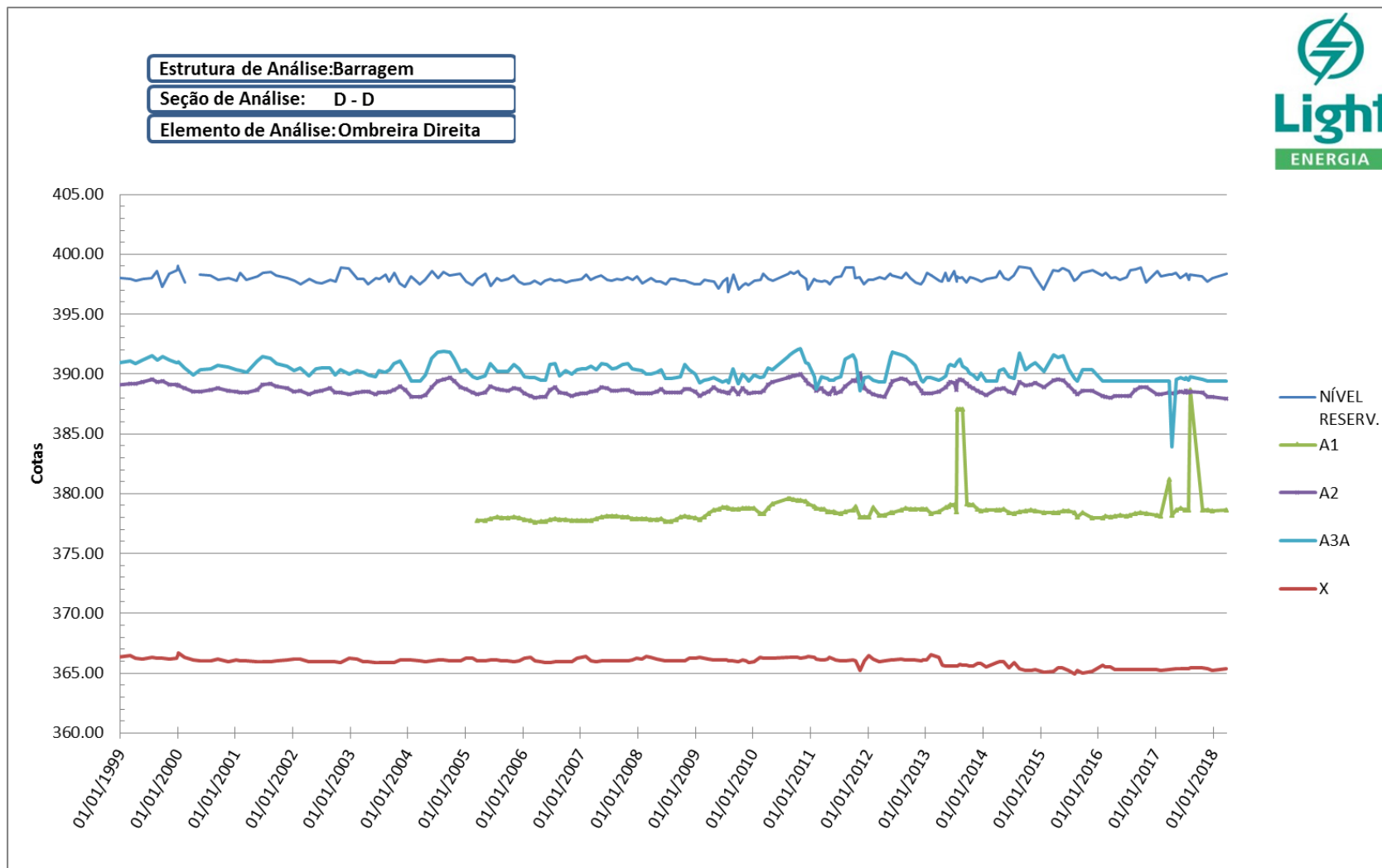
Anexo V – Leituras dos marcos superficiais

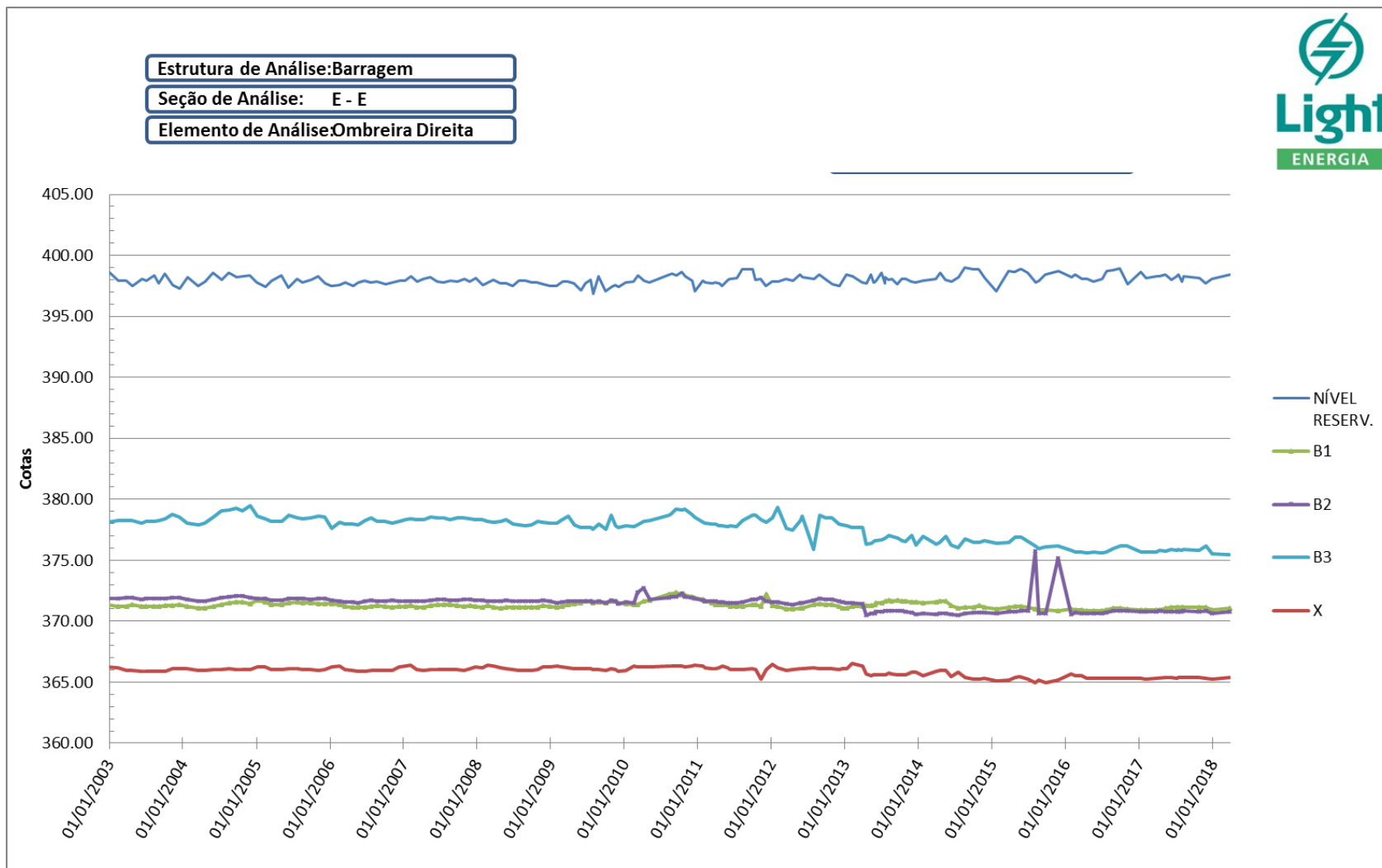
Anexo I – Locação dos instrumentos de auscultação

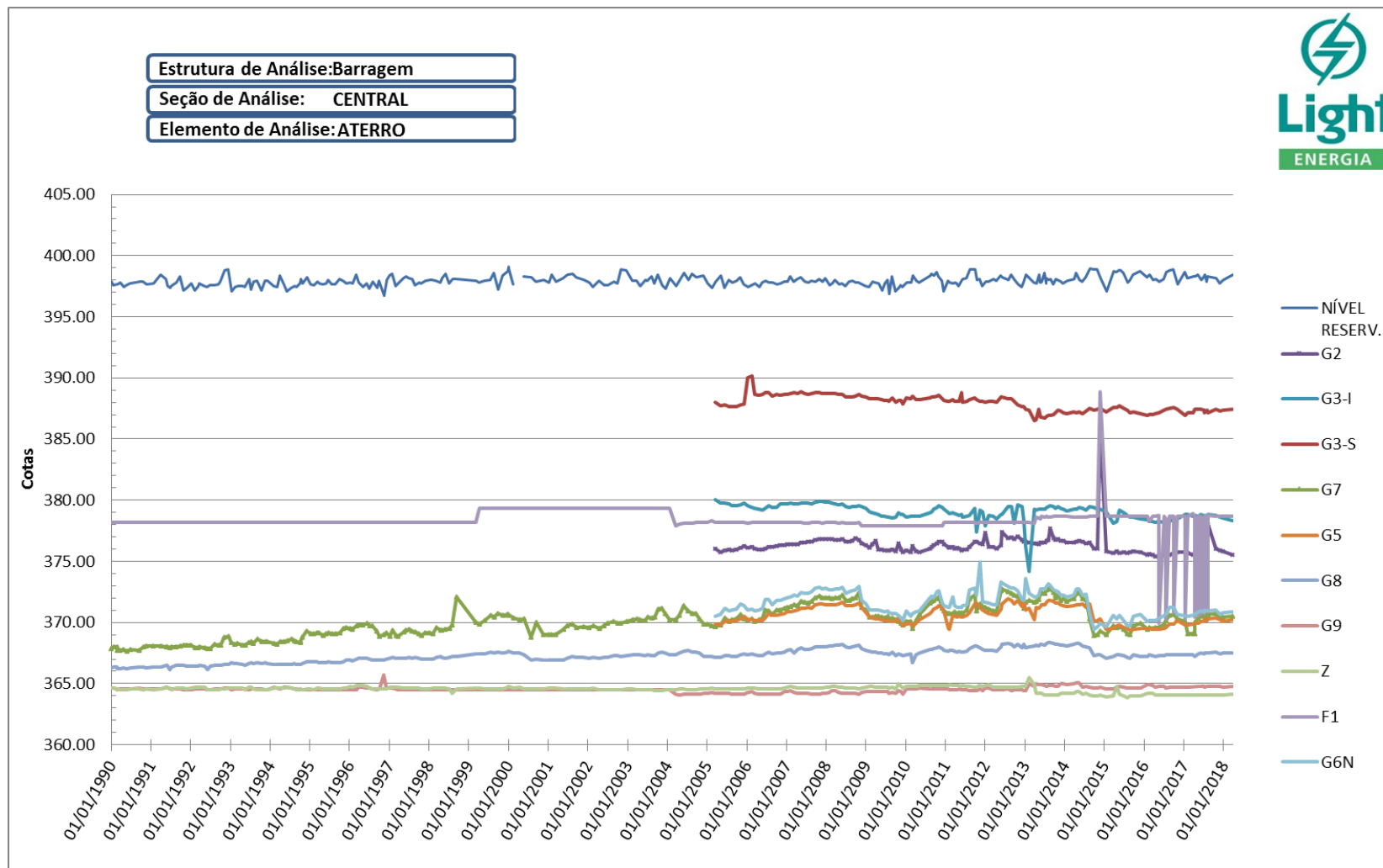


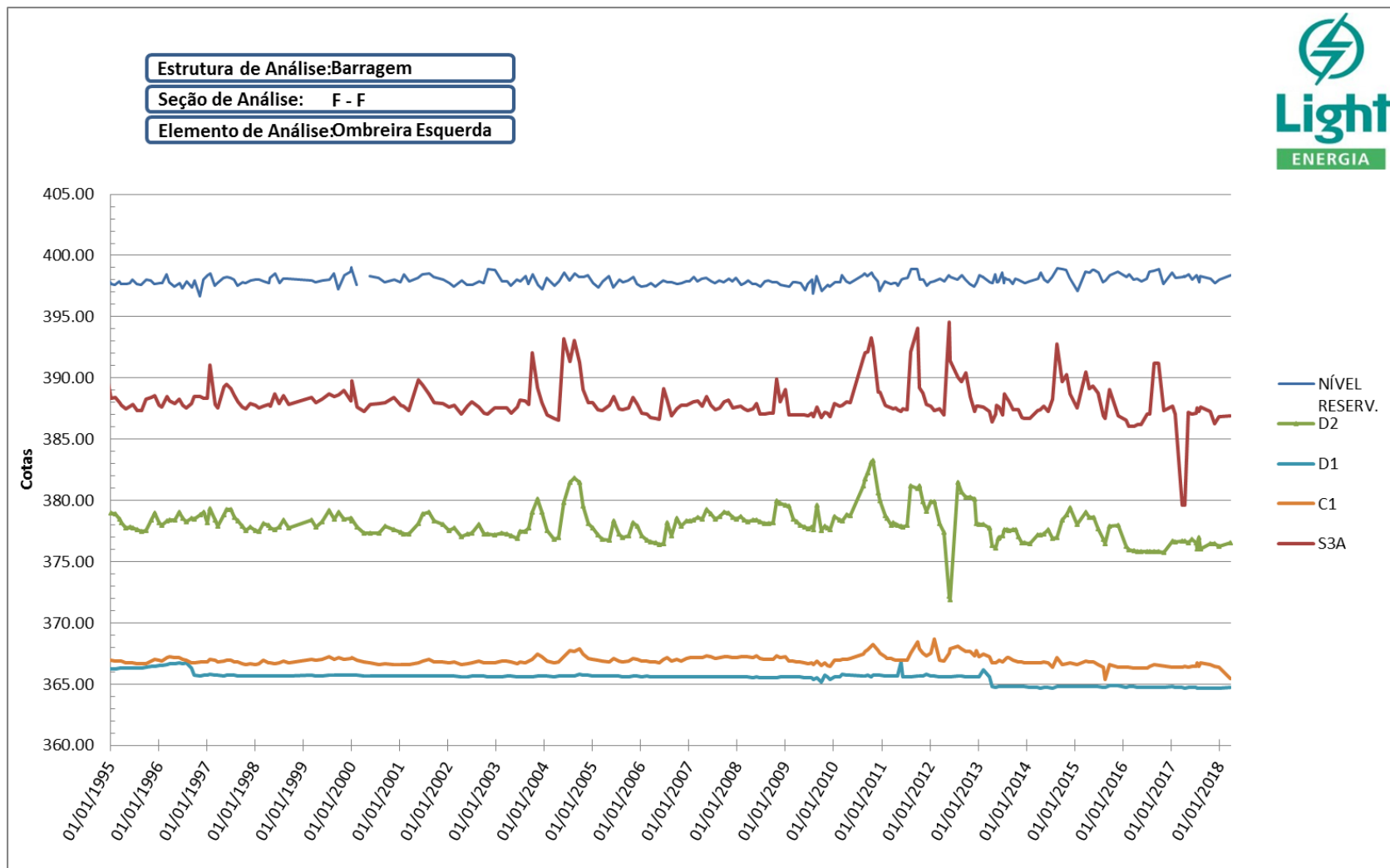
Anexo II – Leitura dos piezômetros instalados na barragem

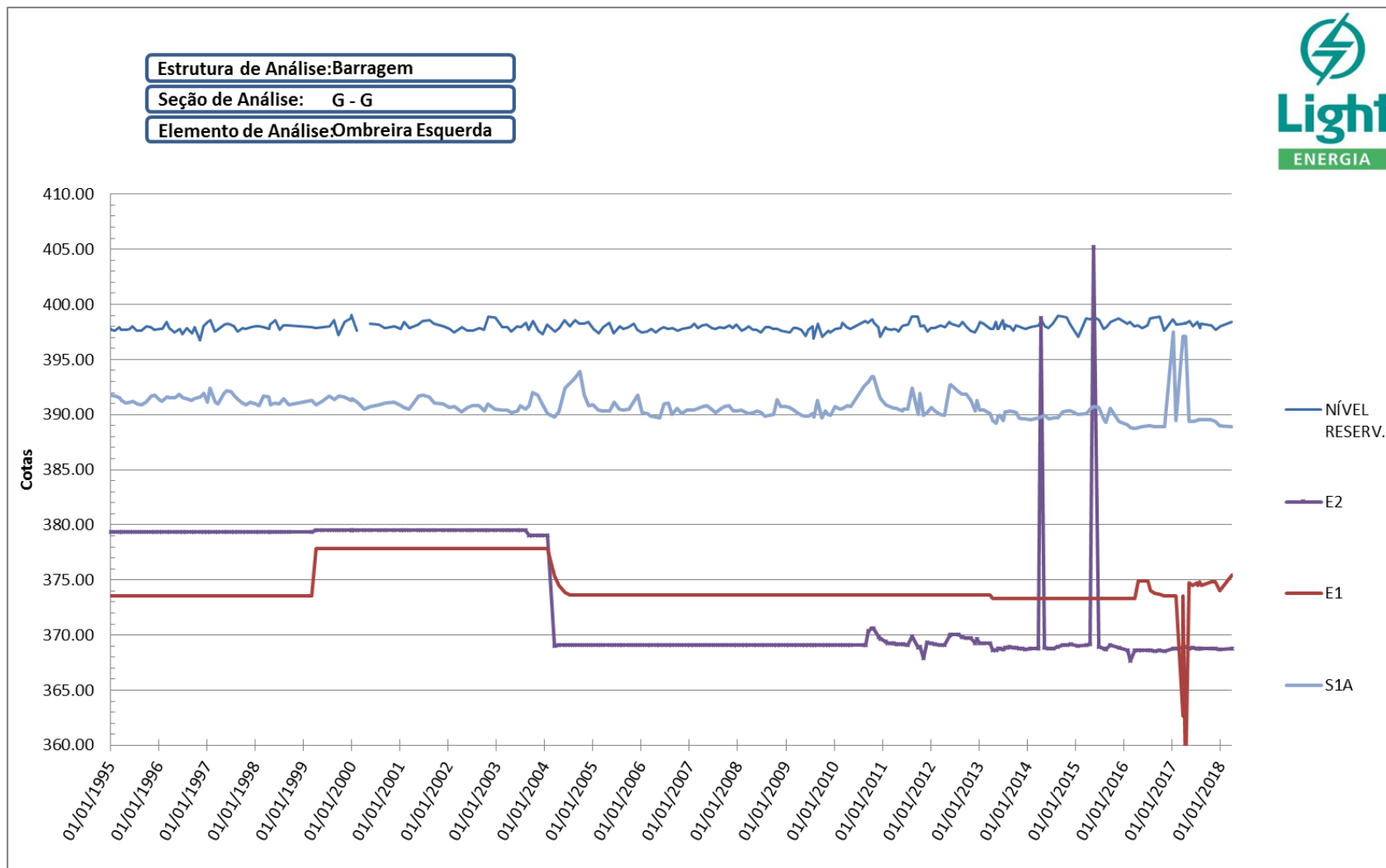




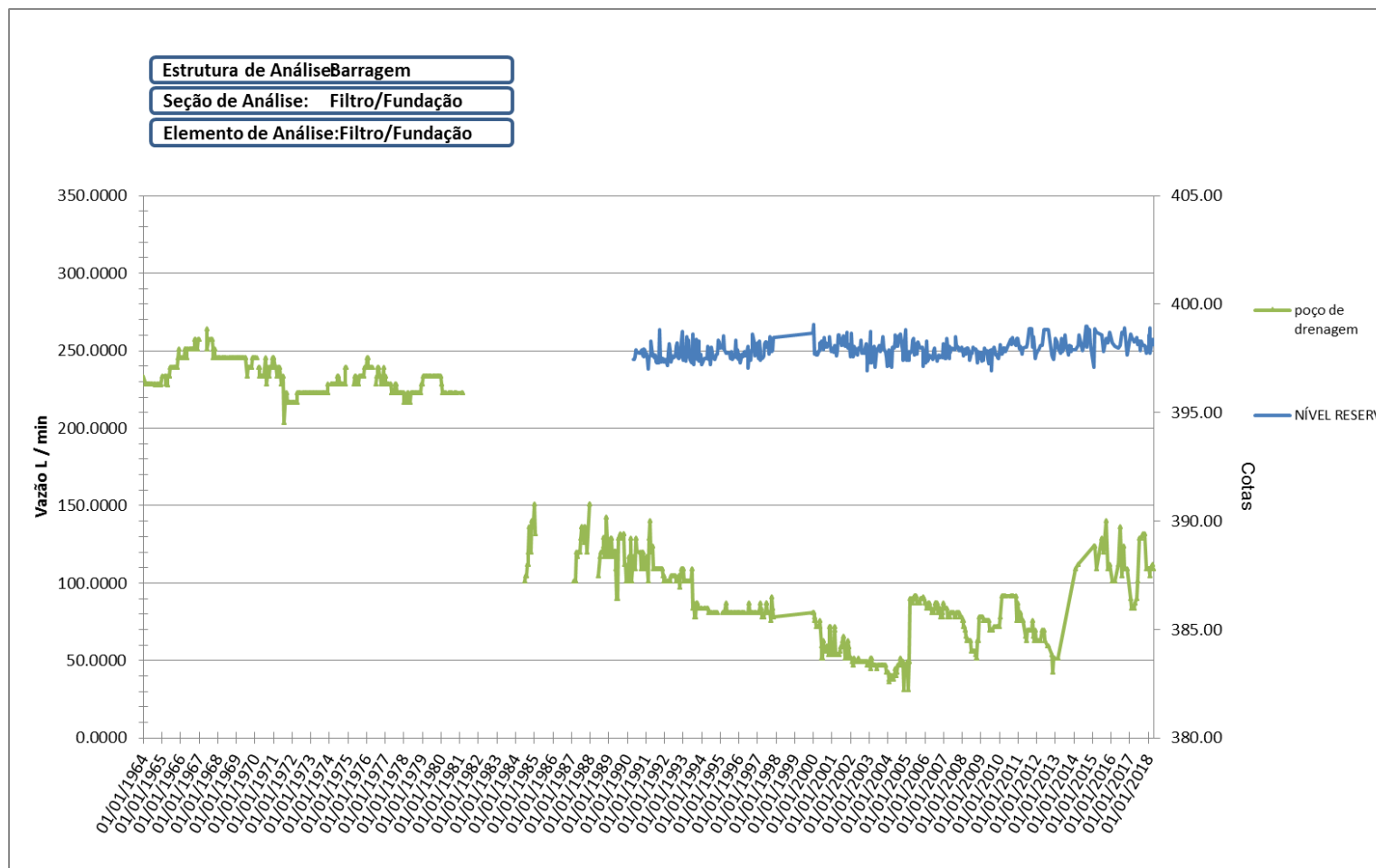




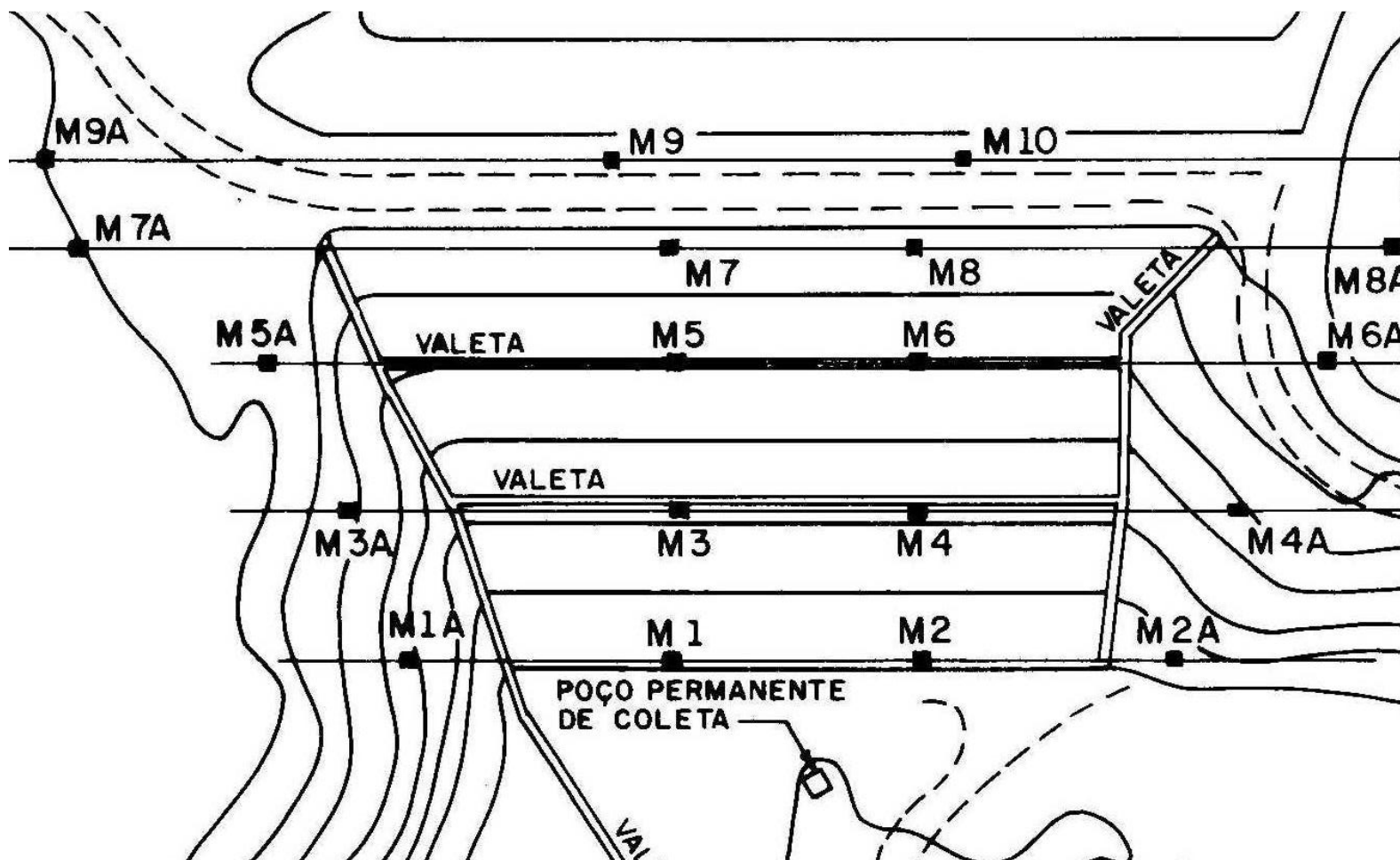




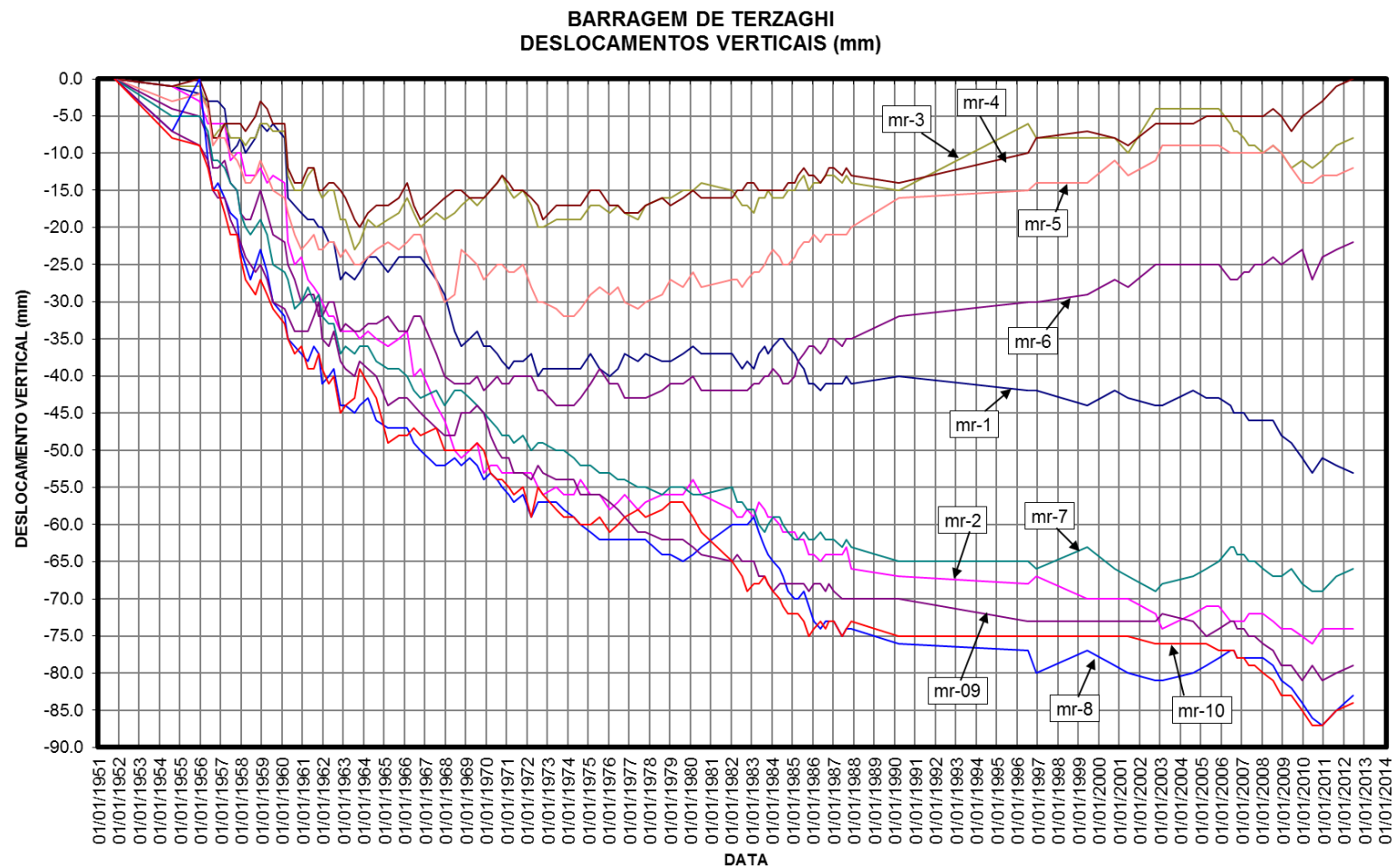
Anexo III – Leitura do medidor de vazão



Anexo IV – Locação dos marcos superciais



Anexo V – Leitura dos marcos superciais



BARRAGEM DE TERZAGHI **Deslocamentos Horizontais (mm)**

