

ANÁLISE DE UM ATERRO EXPERIMENTAL LEVADO À RUPTURA  
SITUADO EM REGIÃO DE BAIXADA DE MACAÉ – RJ

**PEDRO NOLASCO CASTRO NASCIMENTO**

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

FEVEREIRO – 2016

ANÁLISE DE UM ATERRO EXPERIMENTAL LEVADO À RUPTURA  
SITUADO EM REGIÃO DE BAIXADA DE MACAÉ – RJ

**PEDRO NOLASCO CASTRO NASCIMENTO**

“Dissertação apresentada ao Centro de  
Ciência e Tecnologia, da Universidade  
Estadual do Norte Fluminense Darcy  
Ribeiro, como parte das exigências  
para obtenção do título de Mestre em  
Engenharia Civil. ”

Orientador: Professor Paulo César de Almeida Maia

Campos dos Goytacazes – RJ

Fevereiro – 2016

## FICHA CATALOGRÁFICA

Preparada pela Biblioteca do **CCT / UENF**

**41/2016**

Nascimento, Pedro Nolasco Castro

Análise de um aterro experimental levado à ruptura situado em região de Baixada de Macaé, RJ / Pedro Nolasco Castro Nascimento. – Campos dos Goytacazes, 2016.

xviii, 109 f. : il.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -- Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Centro de Ciência e Tecnologia. Laboratório de Engenharia Civil. Campos dos Goytacazes, 2016.

Orientador: Paulo César de Almeida Maia.

Área de concentração: Geotecnia.

Bibliografia: f. 90-95.

1. ATERRO 2. SOLO MOLE 3. RUPTURA 4. INSTRUMENTAÇÃO I. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Centro de Ciência e Tecnologia. Laboratório de Engenharia Civil II. Título

CDD 624.162

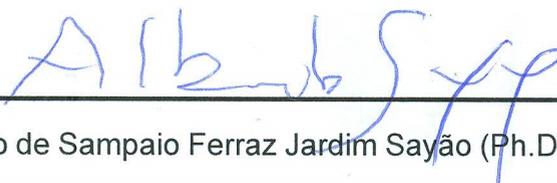
ANÁLISE DE UM ATERRO EXPERIMENTAL LEVADO À RUPTURA  
SITUADO EM REGIÃO DE BAIXADA DE MACAÉ – RJ

**PEDRO NOLASCO CASTRO NASCIMENTO**

“Tese apresentada ao Centro de  
Ciência e Tecnologia, da Universidade  
Estadual do Norte Fluminense Darcy  
Ribeiro, como parte das exigências  
para obtenção do título de Mestre em  
Engenharia Civil”.

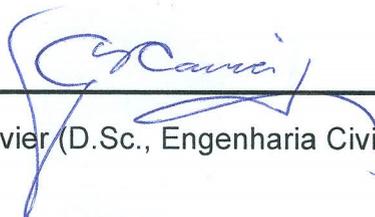
Aprovada em 17 de Fevereiro de 2016

Comissão Examinadora:



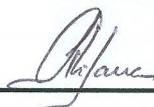
---

Prof. Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão (Ph.D., Engenharia Civil) – Puc-Rio



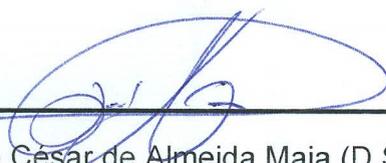
---

Prof. Gustavo de Castro Xavier (D.Sc., Engenharia Civil) – UENF



---

Prof. Sérgio Tibana (D.Sc., Engenharia Civil) – UENF



---

Prof. Paulo César de Almeida Maia (D.Sc., Engenharia Civil) – UENF

Orientador

## AGRADECIMENTOS

Agradeço acima de tudo à Deus, por ter me dado meios de chegar até aqui.

Agradeço também à minha família, mãe, irmãos, tios, tias, primas, avô, por todo o apoio dado durante toda minha vida acadêmica. Sem eles, seria mais difícil caminhar.

Agradeço a todos os meus amigos que, direta ou indiretamente, me ajudaram no desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço também à Luisa Muylaert, que desenvolveu outra dissertação de mestrado na mesma área de estudo, por tantas discussões sobre geotecnia e por ter me dado forças para chegar até o final.

Ao Laboratório de Engenharia Civil da UENF, por proporcionar ambientes de estudo e trabalho excelentes para o desenvolvimento da pesquisa. Agradeço também aos Técnicos, Professores e funcionários do laboratório.

Agradeço em especial ao meu orientador Paulo Maia e ao técnico Milton, por terem me ajudado no desenvolver do trabalho.

Ao Alessandro, que financiou totalmente o aterro experimental. Sem a sua boa vontade, não seria possível a realização do presente trabalho.

Agradeço à empresa HUESKER, que forneceu toda a geogrelha utilizada no aterro. Agradeço em especial ao Engenheiro Thiago, que acompanhou a obra comigo, e também ao Engenheiro André, pela confiança depositada na pesquisa e na boa vontade em nos ajudar.

Por fim, agradeço ao apoio financeiro dado pela FAPERJ/UENF durante minha pesquisa.

## DEDICATÓRIA

À minha mãe, que foi minha mãe e meu pai. Dedico também à memória de meu pai, que, tenho certeza, está muito contente com mais esse passo dado em minha vida!

# Sumário

LISTA DE FIGURAS .....	ix
LISTA DE SÍMBOLOS .....	xiv
Resumo.....	xvii
Abstract.....	xviii
<b>Capítulo 1 – Introdução .....</b>	<b>1</b>
1.1. Aspectos Gerais .....	1
1.2. Motivação e Objetivo .....	1
1.3. Escopo.....	2
<b>Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica .....</b>	<b>4</b>
2.1. Técnicas de Construção de Aterros Sobre Solos Moles.....	4
2.1.1. Aterro com Bermas Laterais.....	4
2.1.2. Aterro Reforçado.....	5
2.2. Processo de Adensamento.....	6
2.2.1. Cálculo de Recalque .....	7
2.3. Instrumentação Geotécnica.....	10
2.4. Interpretação dos Resultados de Monitoramento .....	14
2.4.1. Método de Asaoka (1978).....	15
2.5. Retroanálise de Ruptura de Aterro .....	16
2.5.1. Tipos de retroanálise.....	16
2.5.2. Fator de correção de Bjerrum (1972).....	17
2.6. Casos Históricos de Aterros Sobre Solo Mole.....	17
2.6.1. Barra da Tijuca.....	17
2.6.2. Sarapuí .....	20
2.6.3. Aterro SESC/SENAC .....	23
2.7. Patologias de Aterros sobre Solos Moles .....	32
2.8. Considerações Finais do Capítulo .....	35
<b>Capítulo 3 – Estudo de Caso.....</b>	<b>37</b>

3.1.	Aterro Experimental .....	37
3.1.1.	Caracterização Geotécnica do Local .....	37
3.1.2.	Projeto do Aterro Experimental .....	40
3.1.3.	Execução do Aterro Experimental.....	45
3.1.4.	Caracterização Geotécnica do Material do Aterro.....	62
3.2.	Considerações Finais do Capítulo .....	64
<b>Capítulo 4 – Análise de Estabilidade de Aterros sobre Solos Moles .....</b>		<b>65</b>
4.1.	Métodos de Análise de Estabilidade para Aterros sobre Solo Mole .....	65
4.2.	Análise de Estabilidade do Aterro Experimental .....	66
4.2.1.	Descrição das Análises de Estabilidade .....	66
4.2.2.	Retroanálise da Ruptura do Aterro.....	68
4.2.3.	Resultados das Análises de Estabilidade da Berma de Equilíbrio ..	71
4.2.4.	Considerações Finais.....	77
<b>Capítulo 5 – Análise dos resultados das deformações .....</b>		<b>78</b>
5.1.	Estimativa de Recalque pela Teoria de Adensamento .....	78
5.1.1.	Recalque Imediato .....	78
5.1.2.	Recalque Primário.....	78
5.1.3.	Recalque primário com Efeito de Submersão .....	78
5.1.4.	Recalque Total .....	79
5.2.	Resultados da Instrumentação de Campo.....	79
5.3.	Estimativa de Recalque pelo Método de Asaoka.....	83
5.4.	Estimativa do Coeficiente de Adensamento Vertical pelo Método de Asaoka .....	85
5.5.	Considerações Finais .....	86
<b>Capítulo 6 – Conclusões e Sugestões .....</b>		<b>88</b>
6.1.	Conclusões.....	88
6.2.	Sugestões.....	89
<b>Referências Bibliográficas .....</b>		<b>90</b>

<b>ANEXO 1</b> .....	96
<b>Apêndice 1</b> .....	97
<b>Apêndice 2</b> .....	109

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Técnicas Construtivas de Aterros sobre Solos Moles (Almeida e Marques, 2010)	4
Figura 2 - Aterro com Bermas de Equilíbrio	5
Figura 3 - Aplicações de reforço (Silva, 2003)	6
Figura 4 - Ilustração do recalque imediato. (Almeida e Marques, 2014)	8
Figura 5 - Dados necessários para obter o fator de influência I (Poulos; Davis, 1974)	9
Figura 6 - Ábaco de Osterberg para obter o fator de influência I (Poulos; Davis, 1974)	9
Figura 7 - Instrumentação de aterros sobre solos moles	11
Figura 8 - Esquemático da placa de recalque	11
Figura 9 - Placa de recalque (Teixeira,2012)	12
Figura 10 - Tipos de piezômetros (adaptado de Almeida e Marques,2010)	13
Figura 11 - Detalhes do piezômetro (Teixeira,2012)	13
Figura 12 - Figura esquemática do marco superficial	14
Figura 13 – Marco superficial na crista do aterro	14
Figura 14 – Construção gráfica do Método de Asaoka (1978): (a) curva tempo x recalque; (b) reta ajustada (Adaptado Almeida e Marques, 2010)	16
Figura 15 - Localização da área de estudo (Bedeschi,2004)	18
Figura 16 - Seção transversal de uma área estudada (Bedeschi,2004)	20
Figura 17 - Localização da área de estudo (ZAEYEN e LOPES, 2006)	21
Figura 18 - Perfil geotécnico (Gerscovich,1983)	21
Figura 19 - Projeto do aterro experimental I (Ortigão,1980)	22
Figura 20 - Propagação das trincas ao longo do aterro (Ortigão,1980)	23
Figura 21 -Localização do aterro do SESC/SENAC (Spotti, 2006)	24
Figura 22 - Planta de locação das sondagens da primeira campanha em 1995 – Logus e Geotécnica (COPPETEC, 1995 e SPOTTI, 2000)	25
Figura 23 - Planta de locação das sondagens da segunda campanha em 1997 – Tengel (COPPETEC, 1995 e SPOTTI, 2000)	25
Figura 24 - Perfis de sondagens das seções AA (Logus e Geotécnica – 1995) e A'A' (Tengel – 1997) (Spotti, 2000)	26

Figura 25 – Santos – SP - Edifício Maembi a esquerda da foto, inclinado em direção ao edifício Paineiras, à direita (Dias, 2010)	32
Figura 26 – Subestação de Linhas de Transmissão da Light – RJ - Geradores mostrando tendências a tombamento, com trincas horizontais na base dos coroamentos das fundações (Campos, 2006)	33
Figura 27 - Subestação de Linhas de Transmissão da Light – RJ - Distorções de pórticos (Campos, 2006)	33
Figura 28 – Galpão Macaé - Desnível acentuado entre as lajes internas e os blocos de fundação dos pilares de estrutura metálica Póvoa (2016)	34
Figura 29 – Galpão Macaé - Ruptura de elementos de ligação entre as lajes internas e os blocos de fundação dos pilares da estrutura metálica (Póvoa, 2016)	34
Figura 30 – Galpão – PE - A, B – Abertura das juntas do piso próximo ao pilar; C – Detalhe do afundamento do bloco e deslocamento do piso; D – Detalhe da abertura das juntas do piso (Bello, 2004)	35
Figura 31 - Variação da espessura de solo mole na bacia de Macaé - RJ	37
Figura 32 - Croqui dos pontos de sondagem (Imagem retirada do Google Earth)	38
Figura 33 - Área em período de seca (Póvoa e Nascimento, 2014)	39
Figura 34 - Área em período de cheia (Póvoa e Nascimento, 2014)	39
Figura 35 - Planta baixa do projeto inicial do aterro de conquista e instalação da geogrelha. (medidas em metro)	41
Figura 36 – Planta baixa do aterro experimental (medidas em metro)	42
Figura 37 – Corte AA do aterro experimental (medidas em metro)	43
Figura 38 - Corte BB do aterro experimental (medidas em metro)	43
Figura 39 - Corte CC do aterro experimental (medidas em metro)	44
Figura 40 - Detalhamento da instrumentação no plator do aterro 1 (medidas em metro)	44
Figura 41 - Detalhamento da instrumentação no plator do aterro 2 (medidas em metro)	45
Figura 42 - Construção do acesso para as máquinas	46
Figura 43 - Finalização da construção da camada drenante	46
Figura 44 - Perfuração a trado para instalação do piezômetro	48
Figura 45 - Detalhe do filtro do piezômetro	49
Figura 46- Instalação da Geogrelha	50
Figura 47- Finalização da instalação da Geogrelha	50

Figura 48 - placa de recalque já com o tubo PVC	51
Figura 49 - Rolo vibratório denteado	51
Figura 50 - Detalhe da compactação manual entre os piezômetros e as placas de recalque	52
Figura 51 - Compactação da 2ª camada do aterro	52
Figura 52 – Compactação da 3ª camada do aterro	53
Figura 53 – Finalização do aterro 1	53
Figura 54 - Ruptura do Aterro 2	54
Figura 55 - Levantamento lateral de solo na seção longitudinal do aterro 2	55
Figura 56 - Ruptura do Aterro 2 – desvio das trincas	55
Figura 57 - Levantamento lateral de solo	56
Figura 58 - Trincas longitudinal no Aterro 1	56
Figura 59 - Trincas transversais no Aterro 1	57
Figura 60 - Trincas no Aterro Experimental	58
Figura 61 - Layout do projeto do aterro experimental com as bermas de equilíbrio	59
Figura 62 - Alturas das bermas do aterro 1 (medidas em metro)	60
Figura 63 - Dimensões das bermas do aterro 1 (medidas em metro)	60
Figura 64 - Alturas das bermas do aterro 2 (medidas em metro)	60
Figura 65 - Dimensões das bermas do aterro 2 (medidas em metro)	61
Figura 66 - Vista do Google Earth do aterro experimental	61
Figura 67 - Curva Granulométrica das Amostras da área de empréstimo	62
Figura 68 - Curva de Compactação das amostras da área de empréstimo	63
Figura 69 - Superfície circular e método de lamelas para análise de estabilidade (adaptado de Lambe e Whitman, 1979)	65
Figura 70 - Sessões analisadas na análise de estabilidade do aterro	69
Figura 71 - Análise de Estabilidade do Aterro - Sessão 1	70
Figura 72 - Variação do Fator de Segurança com a carga até o final da construção do aterro	71
Figura 73 - Análise de Estabilidade da construção da Berma de Equilíbrio - Seção 1 – lado esquerdo	73
Figura 74 - Análise de Estabilidade da construção da Berma de Equilíbrio - Seção 1 – lado direito	74
Figura 75 - Análise de Estabilidade da construção da Berma de Equilíbrio - Seção 2	75

Figura 76 - Análise de Estabilidade da construção da Berma de Equilíbrio - Seção 3	76
Figura 77 – Comparação das medidas da PR-4 e do MS-25 com a teoria de Terzaghi	81
Figura 78 - Leituras piezométricas do PZ 4	81
Figura 79 - Leituras piezométricas do PZ 8	82
Figura 80 - Gráfico recalque x tempo - Método de Asaoka – PR-3	83
Figura 81 - Estimativa do recalque a tempo infinito pelo método de Asaoka – PR-3	83
Figura 82 - Gráfico recalque x tempo - Método de Asaoka - PR	84
Figura 83 - Estimativa do recalque a tempo infinito pelo método de Asaoka – PR-11	84
Figura 84 - SPT 02	96
Figura 85 - PR-1, MS-1, MS-2, MS-3, MS-4 e Teoria de Terzaghi	97
Figura 86 - PR-2, MS-5, MS-6, MS-7, MS-8, MS-9, MS-10, MS-11, MS-12 e teoria de Terzaghi	98
Figura 87 - PR-3, MS-13, MS-14, MS-15, MS-16, MS-17, MS-18, MS-19, MS-20 e teoria de Terzaghi	99
Figura 88 - PR-4, MS-21, MS-22, MS-23, MS-24, MS-25, MS-26, MS-27, MS-28 e teoria de Terzaghi	100
Figura 89 - PR-5, MS-29, MS-30, MS-31, MS-32 e teoria de Terzaghi	101
Figura 90 - PR-6, MS-33, MS-34, MS-35, MS-36 e teoria de Terzaghi	102
Figura 91 - PR-7, MS-37, MS-38, MS-39, MS-40 e teoria de Terzaghi	103
Figura 92 - PR-8, MS-41, MS-42, MS-43, MS-44, MS-45, MS-46, MS-47, MS-48 e teoria de Terzaghi	104
Figura 93 - PR-9, MS-49, MS-50, MS-51, MS-52, MS-53, MS-54, MS-55, MS-56 e teoria de Terzaghi	105
Figura 94 - PR-10, MS-57, MS-58, MS-59, MS-60, MS-61, MS-62, MS-63, MS-64 e teoria de Terzaghi	106
Figura 95 - PR-11, MS-65, MS-66, MS-67, MS-68 e teoria de Terzaghi	107
Figura 96 - PR-12, MS-68, MS-69, MS-70, MS-71, MS-72 e teoria de Terzaghi	108
Figura 97 - Variação do excesso de poropressão dos piezômetros do aterro 1	109
Figura 98 - Variação do excesso de poropressão dos piezômetros do aterro 2	109

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Hipóteses das Teorias de Adensamento de Terzaghi e Biot	7
Tabela 2 - Métodos de cálculo para avaliação do desempenho de aterros sobre solos moles (Almeida e Marques, 2010)	15
Tabela 3 - Parâmetros geotécnicos estimados (Bedeschi,2004)	19
Tabela 4 - Resultados do ensaio palheta	27
Tabela 5 - Dados de alguns aterros sobre solo mole construídos no Brasil – 1ª Parte	28
Tabela 6 - Principais Parâmetros do solo mole da área de estudo (Póvoa, 2016)	39
Tabela 7 - Profundidade dos Piezômetros	49
Tabela 8 - LL, LP e G das três amostras ensaiadas	62
Tabela 9 - Dados obtidos nos ensaios de caracterização	63
Tabela 10 - Resumo do controle das camadas de campo	64
Tabela 11 - Considerações de alguns métodos de análise de estabilidade	66
Tabela 12 - Resultado dos ensaios do material do aterro e do aterro de conquista	67
Tabela 13 - Relação das tentativas de encontrar a resistência não drenada do solo mole	71
Tabela 14 - Fatores de segurança mínimo exigido pelo DNER-PRO (DNER, 1998)	72
Tabela 15 - Descrição das Classes do Aterro, segundo DNER-PRO (1998)	72
Tabela 16 - Resumo dos recalques primários	78
Tabela 17 - Resumo dos recalques do Aterro	79
Tabela 18 - Comparação dos recalques calculados pela teoria e os medidos pelas placas de recalque, para um tempo de 214 dias	82
Tabela 19 - Média dos recalques (m) medidos em campo e os estimados pela teoria para um período de 126 dias	82
Tabela 20 - Comparação do Método de Asaoka com as Placas de Recalque	84
Tabela 21 - Valores de cv segundo método de Asaoka	86
Tabela 22 - Relação de campo e laboratório de alguns aterros no Brasil	86

## LISTA DE SÍMBOLOS

### Parâmetros de materiais

B – largura da área carregada

$c'$  – coesão efetiva

Cc – coeficiente de compressão

Cc – coeficiente de curvatura do solo

$c_h$  – coeficiente de adensamento horizontal

CR – razão de compressão

Cs – coeficiente de recompressão

Cu – coeficiente de uniformidade do solo

$c_v$  – coeficiente de adensamento vertical

$e_0$  – índice de vazios inicial

$E_u$  – módulo de elasticidade não drenado

G – densidade real dos grãos

h (%) – umidade natural

IP – índice de plasticidade

LL – limite de liquidez

LP – limite de plasticidade

$w_{nat}$  – umidade natural

$\nu$  – módulo de Poisson

$\nu_u$  – módulo de Poisson na condição não drenada

$\Upsilon_{at}$  – peso específico do aterro

$\gamma_d$  – peso específico seco

$\Upsilon_{sat}$  – peso específico saturado

$\phi'$  – ângulo de atrito efetivo

$E$  – módulo de elasticidade

$D_{10}, D_{15}, D_{30}, D_{60}, D_{85}$  – diâmetros efetivos dos grãos

$S_u$  – resistência não drenada

$S_{uh}$  – resistência não drenada horizontal

$S_{uv}$  – resistência não drenada vertical

### **Deformações e tensões**

$h_{arg}$  – espessura do solo mole

$h_{at}$  – altura do aterro

$H_c$  – altura crítica

$h_d$  – distância de drenagem

$d_e$  – diâmetro de influência do dreno

$F(n)$  – fator geométrico em drenagem radial, função da densidade dos drenos

$I$  – coeficiente de forma

$I_1$  – fator de influência

$L$  – comprimento da área carregada

$s$  – recalque

$s(t)$  – recalque em função do tempo

$t$  – tempo

$\beta_1$  – inclinação da reta

$\Delta S_u$  – variação da resistência não drenada

$\Delta t$  – intervalo de tempo

$\Delta u(t)$  – variação da poropressão com o tempo

$\Delta \sigma'_v$  – acréscimo de tensão devido a carga do aterro

$\rho$  – recalque

$\rho_c$  – recalque no centro

$\rho_h$  – recalque no canto

$\rho_i$  – recalque imediato

$\rho_p$  – recalque primário

$\rho_t$  – recalque total

$\sigma'_{v0}$  – tensão vertical inicial atuante

$\sigma'_{vm}$  – tensão de pré adensamento

$\sigma_0$  – pressão uniformemente distribuída na superfície

$N_{spt}$  – número de golpes do ensaio SPT

### **Siglas**

CPTu – ensaio de piezocone

DNER – Departamento Nacional de Estradas e Rodagem

EPS - Poliestireno expandido

FS – fator de segurança

INEA - Instituto Estadual do Ambiente

MEF – método dos elementos finitos

NBR – norma brasileira

PR – placa de recalque

PVC – policloreto de vinila

PZ – piezômetro

RSA – razão de sobreadensamento

SPT – Standart Penetration test

USCS – Sistema Unificado de Classificação de Solos

CIU – ensaio triaxial consolidado não drenado

UU – ensaio triaxial não consolidado não drenado

## Resumo

O presente trabalho trata de um estudo dos recalques e da ruptura de um aterro experimental instrumentado construído sobre um depósito de solos moles em região de baixada de Macaé – RJ. O local da pesquisa apresenta espessuras de até 9 m de solo mole, com características de  $N_{spt} \cong 2$ . A metodologia empregada na construção do aterro foi a convencional com reforço, sendo utilizada a construção de bermas laterais, após a ruptura, para estabilização do aterro. O aterro foi instrumentado com placa de recalque, piezômetros do tipo Casagrande e marcos superficiais. Leituras são feitas com frequência desde a construção do aterro experimental. O aterro experimental foi composto por 2 aterros com alturas diferentes. Destaca-se ainda, que cada um dos aterros recebeu reforço em sua metade, sendo utilizada a geogrelha FORTRAC® 80T. O aterro com altura menor foi construído com uma base de 20 x 30 m (largura x comprimento) e o aterro com altura maior teve sua base com 30 x 40 m. O aterro menor alcançou uma altura final de 3,1 m enquanto o aterro maior chegou a 3,7 m, ambos com taludes de inclinação 1:2 (V:H). A construção do aterro durou cerca de 1 mês, e no período construtivo a obra foi monitorada com piezômetros. Após a ruptura do aterro maior, fez-se a retroanálise para aferir a resistência não drenada do solo mole. O resultado da retroanálise foi satisfatório para pesquisa. Os resultados do monitoramento das placas de recalque e dos marcos superficiais foram coletados, tratados e analisados com os cálculos realizados a partir de formulações da literatura, onde foram encontrados valores da mesma ordem de grandeza. Foram realizadas também estimativas de recalque pelo método de Asaoka, e os resultados foram comparados com os recalques medidos em campo. Os resultados do método de Asaoka são satisfatórios para o período analisado.

Palavras – chaves: Aterro. Solo Mole. Ruptura. Instrumentação.

## Abstract

The present work refers to a study of the settlement and rupture of an instrumented experimental embankment built over a deposit of soft soils in Macae – RJ. The research site displays thicknesses up to 9m of soft soil, com Nspt characteristics taken equal to nearly 2. The methodology applied in the construction of the embankment was conventional with reinforcement, having used the construction of lateral berms after the rupture in order to stabilize the embankment. The embankment has been instrumented with a settlements plates, 'Casagrande' piezometers and surface marks. Readings are frequently made since the construction of the experimental embankment, which consists of two embankments of different heights. It is also noticeable that each of the embankments received reinforcement in their half by the use of geogrid FORTRAC® 80T. The embankment with the minor height was built with a base of 20 x 30 m (width x length) and the larger embankment has a base of 30 x 40 m. The minor embankment has reached a final height of 3,1 m whereas the larger on got to 3,7 m, both with gradient of slopes 1:2 (V:H). The construction of the embankment lasted for nearly one month, and during the construction period the work was monitored by the use of piezometers. After the rupture of the larger embankment, the back-analysis has been performed in order to verify the undrained resistance of the soft soil. The result of the back-analysis was suitable to the research. The results of the monitoring of discharge and surface landmark plates were collected, processed and analyzed from the formulations based on literature, where the same order of magnitude values were found. Estimates were also carried out by 'Asaoka' discharge method and the results were compared with the measured field depression. The results of the 'Asaoka' method are suitable for the analysis period.

Keywords: Embankments. Soft Soil. Rupture. Instrumentation.

## Capítulo 1 – Introdução

### 1.1. Aspectos Gerais

O crescimento das cidades vem provocando a expansão das áreas urbanas para regiões cada vez menos apropriadas para construção. Como exemplo, os depósitos de solos moles, antes desprezados por apresentarem baixa capacidade de suporte e elevada compressibilidade, hoje são amplamente buscados para novas construções. No entanto, construções sobre solos dessa categoria são um grande desafio para engenheiros geotécnicos, mesmo os mais experientes. Tais aspectos tornam o projeto e construção sobre solos moles uma tarefa complexa, fundamentalmente devido as dificuldades na modelagem geotécnica da obra. Para tanto, aspectos relevantes para efeito de projeto e construção sobre solos moles são: determinação da geometria e estratigrafia; caracterização das condições de contorno do maciço, como camadas ou elementos drenantes, substratos indeformáveis e outros; caracterização e determinação dos parâmetros dos solos, seja por ensaios de laboratório ou investigações de campo; e magnitude, frequência e distribuição de carregamentos.

Tendo em vista a complexidade do problema, muitas vezes, a previsão dos recalques apenas com cálculos analíticos, utilizando os parâmetros de campo ou laboratório, são insuficientes para prever fielmente o que ocorre em campo e, portanto, uma boa alternativa é a construção de aterros experimentais instrumentados. Tem-se, desta forma, uma simulação real do comportamento do solo mole, e assim a possibilidade de avaliar os recalques e a estabilidade da obra.

### 1.2. Motivação e Objetivo

É com facilidade que se encontram, na bibliografia, importantes estudos realizados em aterros sobre solo mole, entretanto, particularmente na Região de Macaé – RJ, não se têm muitas informações a respeito de solos dessa categoria, o que torna estudos como estes importantes para região.

Devido ao fato de que solos moles não são tratados como deveriam, muitos são os problemas detectados em construções na região de Macaé - RJ, especialmente nas vias, galpões industriais e pátios de estocagem. Por exemplo, as linhas Azul e Verde, apresentam irregularidades ao longo de sua extensão, consequência de recalques diferenciais por adensamento da camada de solo mole. Deve-se destacar ainda que devido a quantidade significativa de indústrias na região, é comum a

construção de grandes áreas aterradas e que frequentemente mostram recalques acentuados ao longo do tempo.

Neste sentido, este estudo tem o objetivo de analisar o comportamento de um aterro experimental instrumentado em região de baixada de Macaé – RJ, sendo realizada uma retroanálise para obter os parâmetros de resistência e a aferição dos parâmetros de deformabilidade, determinados por ensaios de laboratório na pesquisa de Póvoa (2016). Serão calculados os valores de recalque utilizando formulações consagradas e comparados com leituras dos instrumentos instalados.

Deste modo, o presente trabalho será relevante para entender o comportamento do maciço de solo mole de Macaé, contribuindo para o acervo bibliográfico de depósitos de solos moles do quaternário no litoral brasileiro e para futuras construções na região.

### 1.3. Escopo

Este capítulo introduz o tema e estabelece uma justificativa para a presente pesquisa. São, ainda, expostos os objetivos da pesquisa.

O segundo capítulo exhibe uma revisão bibliográfica a respeito de aterros sobre solos moles. São apresentados alguns métodos construtivos, processo de adensamento do solo mole, instrumentação para aterros sobre solos moles, interpretação dos resultados da instrumentação, retroanálise de ruptura de aterro experimental, casos históricos de aterros experimentais e, por fim, serão expostos alguns casos de patologias em obras sobre solo mole.

No terceiro capítulo é feita uma descrição do caso de obra e também da região de Macaé. É esclarecida também toda a metodologia do aterro experimental, desde o projeto até sua execução.

O quarto capítulo traz o estudo de estabilidade do aterro, onde é mostrada a metodologia de cálculo para a retroanálise da ruptura do aterro e para o dimensionamento das bermas de equilíbrio.

O quinto capítulo traz informações sobre os recalques medidos em campo e os calculados pela teoria de adensamento, proposta por Terzaghi (1943). Foram apresentadas também previsões de recalque utilizando o método de Asaoka (1978),

modificado por Magnan e Deroy (1980). Também foi utilizado o método de Asaoka (1978) para obter os coeficientes de adensamento vertical.

Por fim, o sexto capítulo expõe as conclusões da presente pesquisa e fornece sugestões para pesquisas futuras.

## Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica

### 2.1. Técnicas de Construção de Aterros Sobre Solos Moles

Para a construção de um aterro sobre solo mole, faz-se necessário saber qual processo construtivo será utilizado. Vários fatores influenciam nesta escolha, tais como: custo da obra, material disponível, prazo para término da obra, características geotécnicas dos depósitos, utilização da área, incluindo a vizinhança, entre outros fatores.

A Figura 1 ilustra processos construtivos para aterros sobre solos moles.

A seguir serão comentados os métodos pertinentes a essa dissertação.

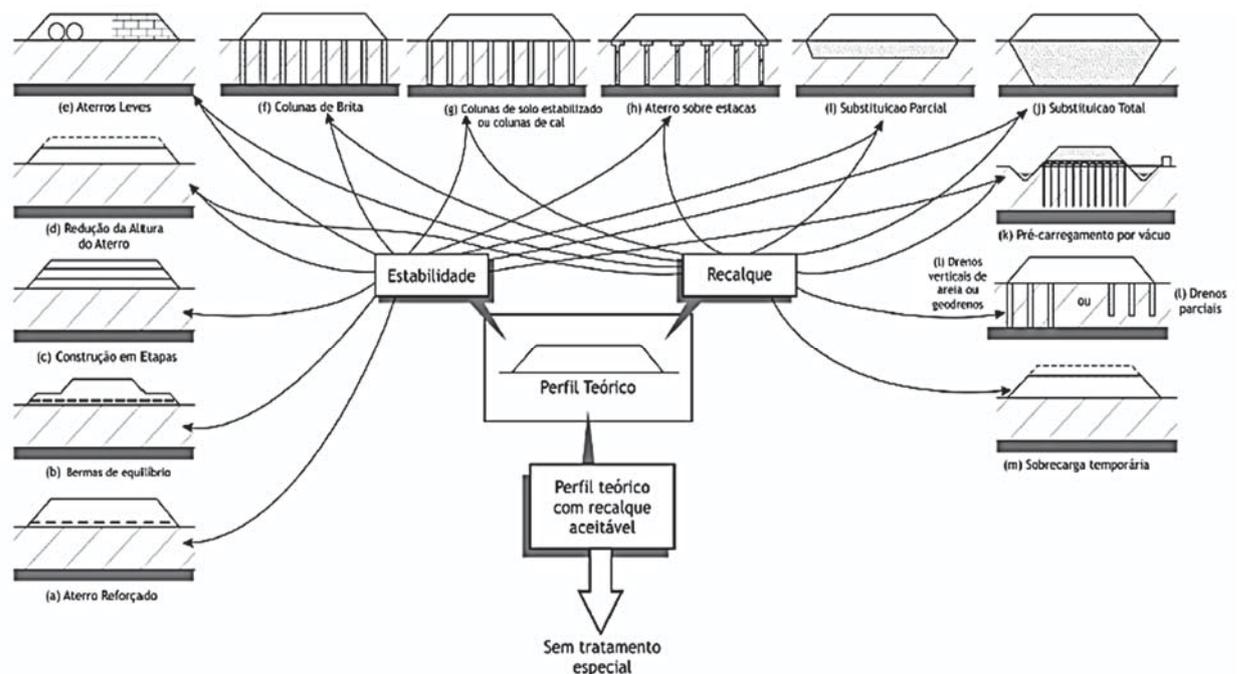


Figura 1 - Técnicas Construtivas de Aterros sobre Solos Moles (Almeida e Marques, 2010)

#### 2.1.1. Aterro com Bermas Laterais

A técnica de dimensionamento de aterros com bermas foi desenvolvida pelos engenheiros suecos B. Jakobson e W. Fellenius. A utilização de bermas laterais é uma solução para aumentar o fator de segurança (FS) quanto à ruptura. Quando o solo de fundação não permite que, por exemplo, um aterro seja alteado rapidamente, utiliza-se essa técnica para poder executar o aterro sem que o mesmo venha à ruptura.

A altura e o comprimento das bermas devem ser dimensionadas conforme cada problema. É importante levar em consideração a estabilidade da berma, sabendo que esta deve apresentar um fator de segurança (FS) conveniente. O dimensionamento da berma é feito por tentativa e erro, devendo-se atribuir geometrias até encontrar um FS razoável para obra.

A Figura 2 ilustra a construção de aterro sobre solo mole com bermas de equilíbrio, ou bermas laterais.

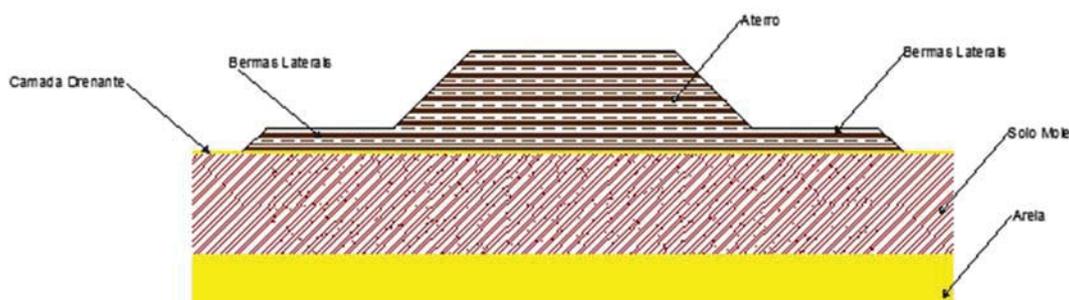


Figura 2 - Aterro com Bermas de Equilíbrio

### 2.1.2. Aterro Reforçado

A técnica construtiva de reforço de solos se baseia na inclusão de elementos resistentes à tração na massa, com o objetivo de melhoria das propriedades mecânicas do conjunto aterro-fundação, tanto de resistência como de deformabilidade.

São várias as possibilidades de reforço em aterros sobre solos moles. A Figura 3 ilustra alguns casos.

A colocação do reforço na interface aterro-fundação de argila mole tem como objetivo a melhoria da estabilidade do conjunto aterro-fundação em curto prazo e melhoria das condições de construção durante a operação de equipamentos pesados de terraplenagem nas primeiras camadas. Em longo prazo, com adensamento do solo mole de fundação e conseqüente melhoria da resistência ao cisalhamento da fundação, diminui-se a importância do reforço na garantia da estabilidade.

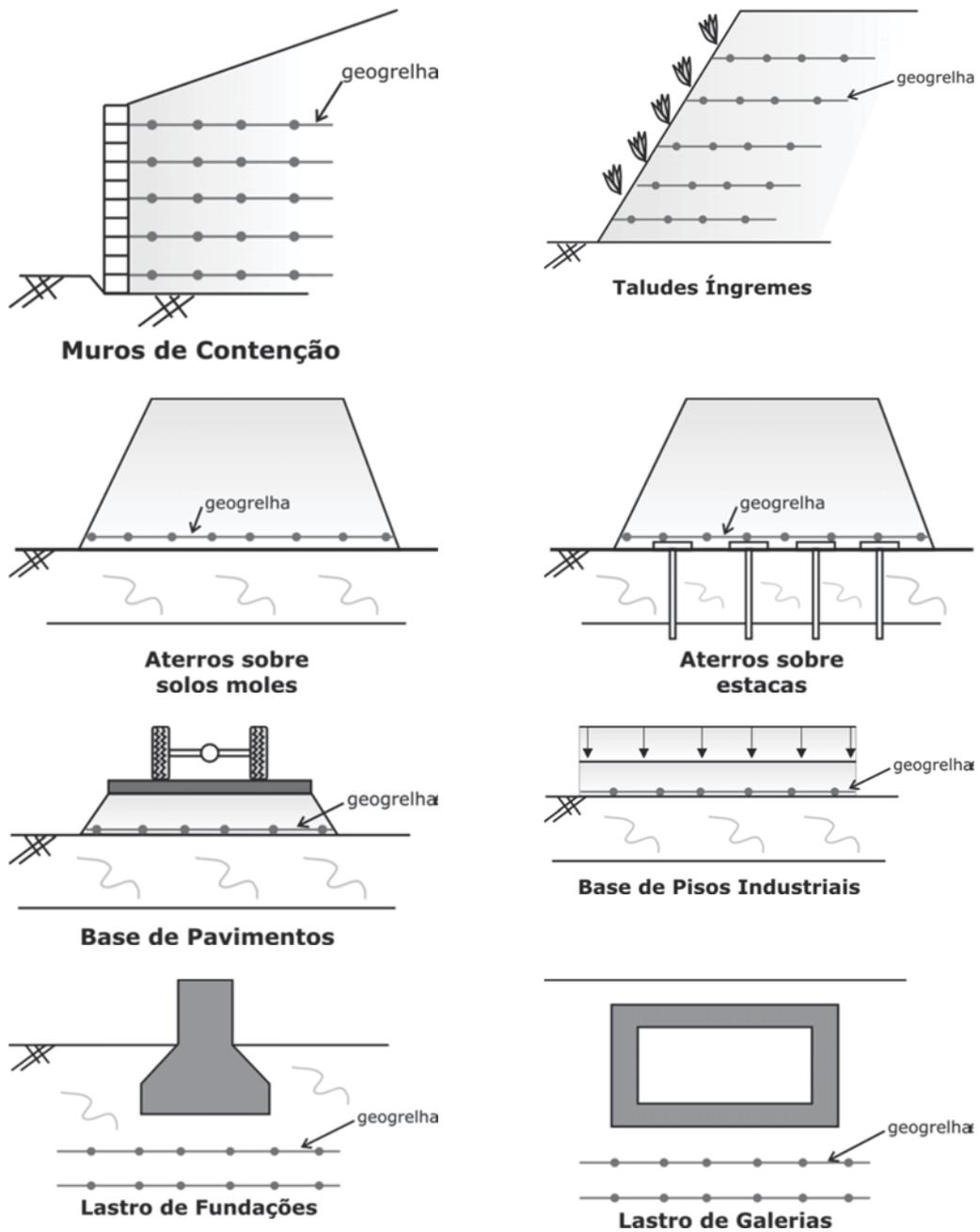


Figura 3 - Aplicações de reforço (Silva, 2003)

## 2.2. Processo de Adensamento

Adensamento é o processo no qual ocorrem recalques pela expulsão da água do interior dos vazios do solo. Terzaghi (1943) realizou estudos para entender o processo de adensamento e fez uma analogia mecânica para o caso.

Biot (1941) apresentou uma teoria tridimensional para adensamento de solos.

A Tabela 1 traz as hipóteses das teorias de Terzaghi e Biot.

Tabela 1 - Hipóteses das Teorias de Adensamento de Terzaghi e Biot

Teoria de Terzaghi	Teoria de Biot
O solo é totalmente saturado;	Ocorrem apenas pequenas deformações no esqueleto de grãos do solo, e pequenas velocidades na água;
A compressão é unidimensional;	O fluxo de água através do solo obedece à Lei de Darcy;
O fluxo d'água é unidimensional;	O solo encontra-se totalmente saturado;
O solo é homogêneo;	A água é incompressível em relação ao esqueleto de grãos do solo;
As partículas sólidas e a água são praticamente incompressíveis perante a compressibilidade do solo;	O princípio das tensões efetivas é válido;
O solo pode ser estudado como elementos infinitesimais, apesar de ser constituído de partículas e vazios;	Existe uma relação elástico-linear entre as tensões efetivas e as deformações.
O fluxo é governado pela Lei de Darcy;	
As propriedades do solo não variam no processo de adensamento;	
O índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efetiva durante o processo de adensamento.	

Uma diferença entre as duas teorias é que a teoria de Biot não restringe o fluxo d'água apenas na vertical, o que ocorre na teoria de Terzaghi. Vale destacar a praticidade da teoria de Terzaghi frente à teoria de Biot, já que é possível realizar os cálculos da teoria de Terzaghi manualmente, enquanto que a teoria de Biot requer computadores para realizar os cálculos.

Embora a teoria de Biot seja uma teoria mais completa, do ponto de vista teórico, a teoria de Terzaghi fornece resultados muito satisfatórios, como pode ser encontrado em trabalhos publicados na literatura segundo Brasil (2015), Formigheri (2003), Araújo (2015), Pedreira e Dias (2015) entre outros.

### 2.2.1. Cálculo de Recalque

Neste tópico serão apresentadas as formulações para cálculo de recalques de aterros, sendo considerados os recalques imediatos e primários.

### 2.2.1.1. Recalque Imediato

O recalque imediato, também conhecido como recalque não drenado, é calculado com base na Teoria da Elasticidade. A Figura 4 traz uma ilustração do recalque imediato.

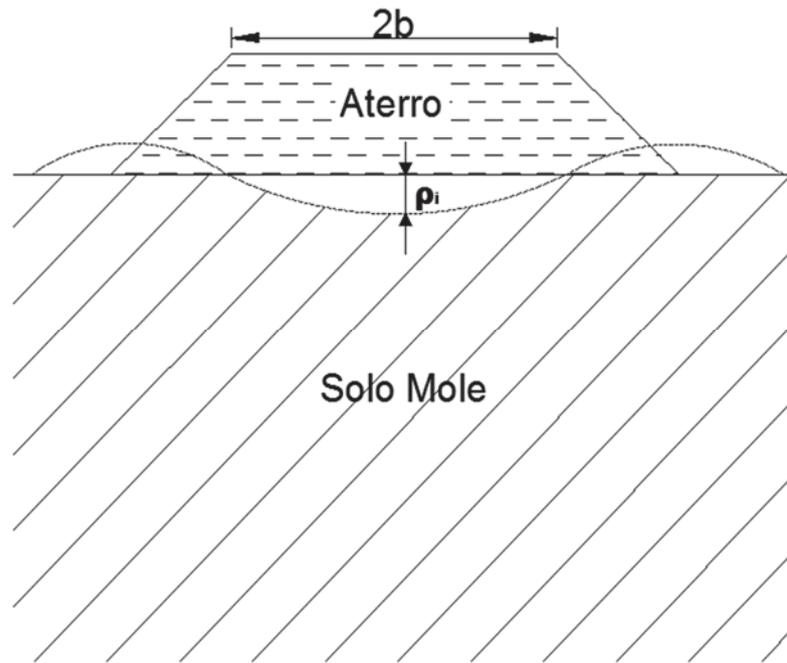


Figura 4 - Ilustração do recalque imediato. (Almeida e Marques, 2014)

A equação do recalque imediato, conforme Figura 4, é apresentada pela Equação 1:

$$\rho_i = \frac{2 \times \Delta\sigma_v \times b \times (1 - \nu^2)}{E} \quad (1)$$

onde:  $\Delta\sigma_v$  é calculado segundo a Equação 2;  $E$  e  $\nu$  são parâmetros do solo já definidos;  $2b$  é o comprimento da crista da área carregada;  $I$  é um fator de influência que depende da geometria do problema. As figuras 5 e 6 trazem informações de como obter o fator  $I$ .

$$\Delta\sigma_v = I \times \gamma_{at} \times h_{at} \quad (2)$$

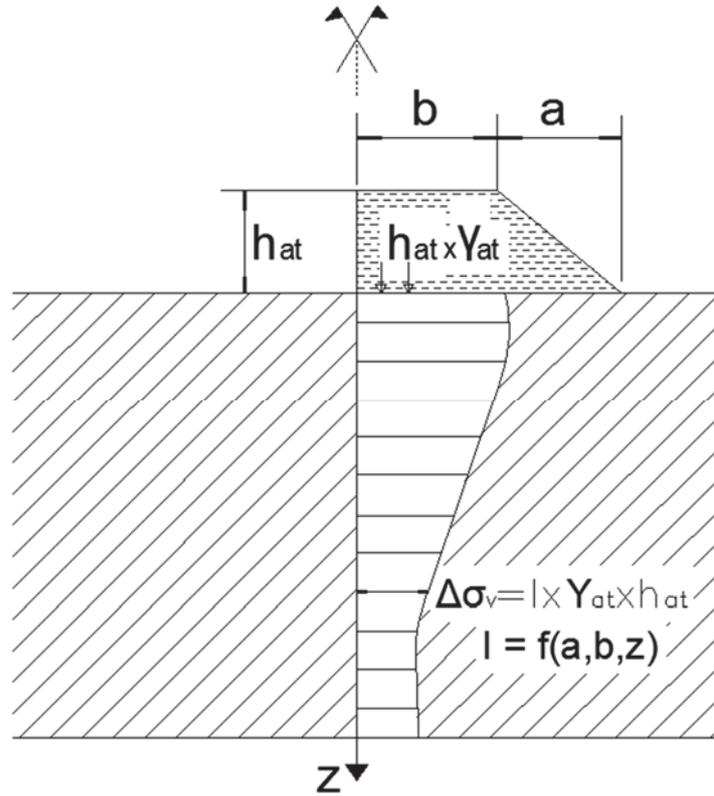


Figura 5 - Dados necessários para obter o fator de influência I (Poulos; Davis, 1974)

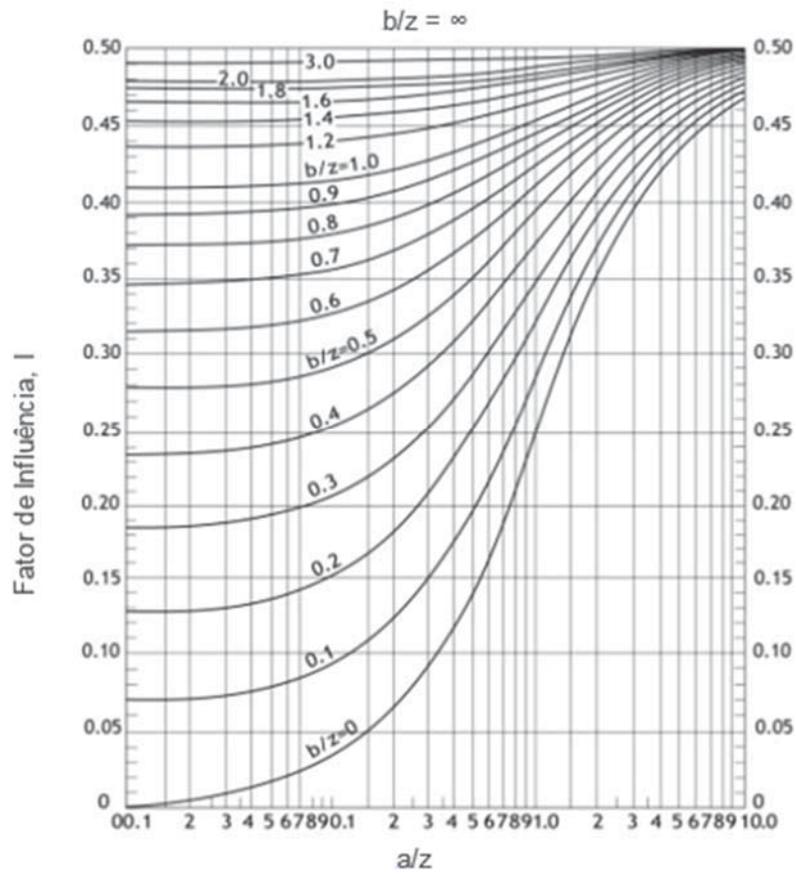


Figura 6 - Ábaco de Osterberg para obter o fator de influência I (Poulos; Davis, 1974)

### 2.2.1.2. Recalque primário

Os parâmetros utilizados para o cálculo do recalque primário são obtidos pela curva de adensamento, que também é utilizada para determinação da tensão de pré-adensamento do solo. A equação geral, proposta por Terzaghi, para estimativa de recalque por adensamento primário é (Eq. 3):

$$\rho = h_{arg} \left[ \frac{C_s}{1 + e_0} \log \left( \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \right) + \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left( \frac{(\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v)}{\sigma'_{vm}} \right) \right] \quad (3)$$

onde  $C_c$  e  $C_s$  são índices de compressão e recompressão, respectivamente;  $h_{arg}$  é a espessura do solo mole abaixo do aterro;  $e_0$  é o índice de vazios inicial;  $\sigma'_{vm}$  é a tensão de pré-adensamento;  $\sigma'_{v0}$  é a tensão vertical inicial atuante;  $\Delta\sigma_v$  é o acréscimo de tensão devido a carga do aterro, que é calculado pela Equação 2.

Há uma variação na Equação 3 quando o solo é normalmente adensado ou pré-adensado. A seguir serão mostradas as formulações para cada caso, onde a Equação 4 é para solos normalmente adensados, a Equação 5 para solos pré-adensados quando a tensão de pré-adensamento é maior que o acréscimo de tensão causado pelo aterro, e por fim, a Equação 3 é para solos pré-adensados com tensão de pré-adensamento menor que o acréscimo de tensão causado pelo aterro.

$$\rho = \frac{C_c h_{arg}}{1 + e_0} \log \left( \frac{(\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v)}{\sigma'_{vm}} \right) \quad (4)$$

$$\rho = \frac{C_s h_{arg}}{1 + e_0} \log \left( \frac{(\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v)}{\sigma'_{vm}} \right) \quad (5)$$

### 2.3. Instrumentação Geotécnica

Os principais objetivos do monitoramento de um aterro sobre solos moles são verificar as premissas de projeto; auxiliar o planejamento da obra, principalmente no que concerne à sua segurança nas fases de carregamentos e descarregamentos; e garantir a integridade de obras vizinhas (ALMEIDA e MARQUES, 2010). Para tal, a instalação e as constantes leituras devem ser feitas com muito cuidado, para assegurar um resultado real do que está ocorrendo em campo.

A Figura 7 traz os instrumentos mais utilizados em aterros sobre solos moles.

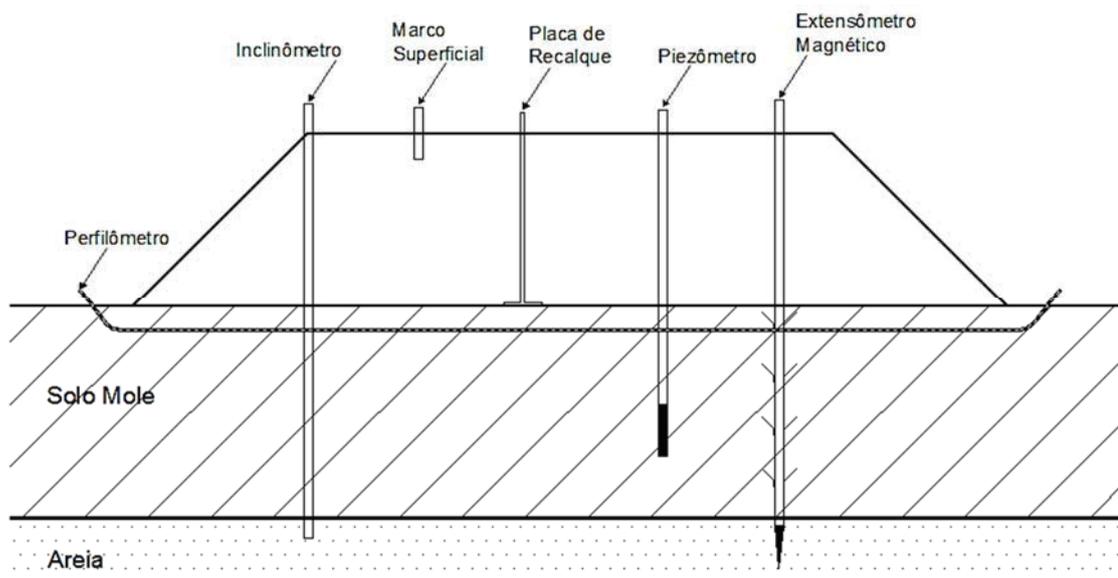


Figura 7 - Instrumentação de aterros sobre solos moles

A seguir serão comentados alguns dos instrumentos utilizados em aterros sobre solos moles.

### 2.3.1. Placa de Recalque

O objetivo da placa de recalque é medir os deslocamentos verticais do aterro e é composta por uma placa metálica (ou outro material, desde que apresente uma rigidez adequada) quadrada com uma haste soldada em seu centro. Esta haste possui rosca na ponta, a fim de permitir a emenda das outras hastes, conforme o aterro é alteado.

Um esquemático da placa de recalque está representado na Figura 8.

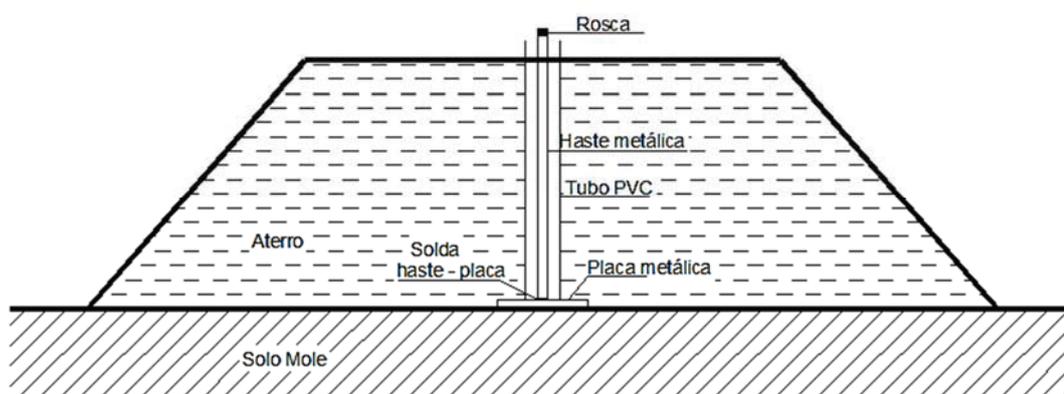


Figura 8 - Esquemático da placa de recalque

É necessário um tubo de PVC ao redor da haste da placa, com a função de minimizar o atrito haste-aterro (ALMEIDA e MARQUES, 2010). Este instrumento

depende de leituras topográficas em seu acompanhamento, logo, se faz necessário um marco de referência para tais medidas.

Na Figura 9 tem-se uma ilustração de uma placa de recalque, com a base de rocha, um material que também é utilizado em placas de recalque, além de metal e ferro.



*Figura 9 - Placa de recalque (Teixeira,2012)*

Após a instalação das placas, é importante colocar uma proteção ao redor da haste da placa, para evitar possíveis danos ao instrumento.

### 2.3.2. Piezômetro

Os piezômetros são utilizados para medir carga piezométrica e, após algumas interpretações, fornecem informações do excesso de poropressão gerada pelo carregamento feito e a dissipação deste ao longo do tempo.

São instrumentos compostos por um tubo de PVC, que em sua ponta (na profundidade da instalação) tem um filtro composto do tubo PVC perfurado envolto por uma tela, para minimizar a colmatção. Faz-se um bulbo de areia no fundo do furo, assenta-se o instrumento, coloca-se outra camada de areia, até tapar todo o filtro e sela-se com bentonita.

Existem diversos tipos de piezômetro, e o citado acima é o mais empregado, conhecido com Piezômetro de Casagrande. Tem-se também os piezômetros elétricos ou de cordas vibrantes. Abaixo segue uma ilustração, Figura 10, dos piezômetros citados. A diferença entre os dois é o tempo de resposta. Os piezômetros elétricos

têm uma grande vantagem, pois não é necessário esperar a água subir pelo tubo, já que neste há um transdutor de pressão que realiza as medidas de pressão no ponto em que foi instalado. Uma foto de um piezômetro do tipo Casagrande encontra-se na Figura 11.

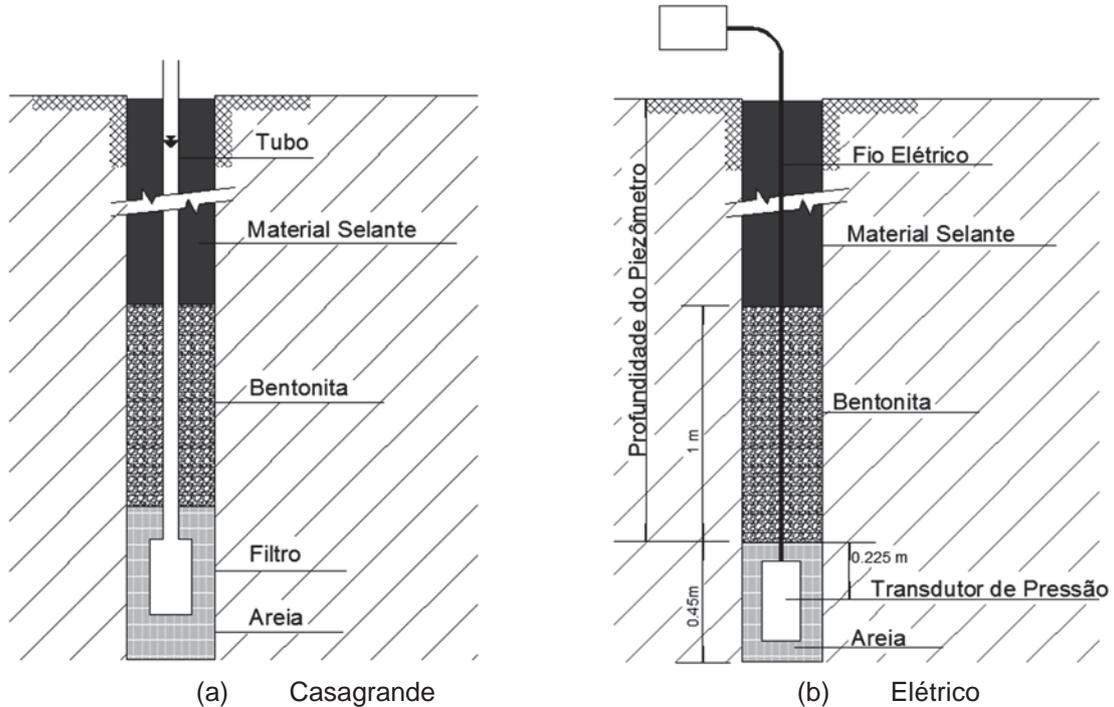


Figura 10 - Tipos de piezômetros (adaptado de Almeida e Marques,2010)



(a) Detalhe dos furos no piezômetro



(b) Piezômetros prontos para serem instalados

Figura 11 - Detalhes do piezômetro (Teixeira,2012)

### 2.3.3. Marco Superficial

Os marcos superficiais são instrumentos instalados no topo do aterro, com a finalidade de medir os deslocamentos da crista do aterro, tanto verticais como horizontais. Como é um alvo topográfico, é necessário um marco fixo, em um local indeslocável, para fazer as medidas ao longo do tempo, assim como na placa de recalque. Nas figuras 12 e 13 encontra-se um esquemático e uma foto de um marco superficial, respectivamente.

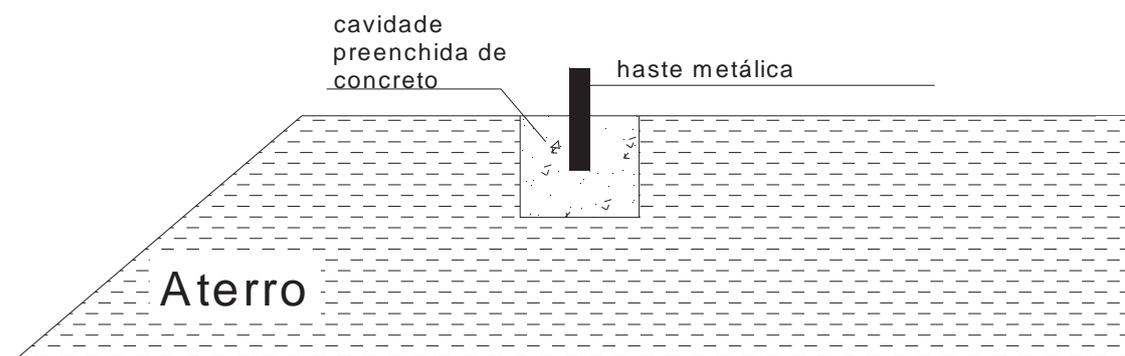


Figura 12 - Figura esquemática do marco superficial



Figura 13 – Marco superficial na crista do aterro

### 2.4. Interpretação dos Resultados de Monitoramento

A partir das análises da evolução dos recalques com o tempo,  $s(t)$ , e da variação da poropressão,  $\Delta u(t)$ , é possível obter parâmetros de campo, tais como coeficientes de adensamento e recalques a tempo infinito, e também os valores de alerta para os

quais aterros devem ser removidos ou alteados, no caso de uso de sobrecargas e de aterros executados em etapas (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

Neste contexto, tem-se alguns métodos de cálculo para avaliação do desempenho de aterros sobre solos moles, conforme Tabela 2.

Tabela 2 - Métodos de cálculo para avaliação do desempenho de aterros sobre solos moles (Almeida e Marques, 2010)

Métodos de Cálculo	Dados necessários ao cálculo	Parâmetros obtidos
Ellstein (1971)	s (t)	$S_{\infty}$ , $C_v$
Long e Carey (1978)	s (t)	$S_{\infty}$ , $C_h$
Tan (1971)	s (t)	$S_{\infty}$
Asaoka (1978)	s (t)	$S_{\infty}$ , $C_v$ , $C_h$
Scott (1961)	s (t)	$C_v$ , $C_h$
Escario e Uriel (1961)	s (t) e $s_{\infty}$	$C_h$
Orleach (1963)	$\Delta u$	$C_v$ , $C_h$

#### 2.4.1. Método de Asaoka (1978)

O procedimento do método é:

- Traçar curva s x t e definir o valor de  $\Delta t$  constante;
- Buscar os valores de s espaçados igualmente de  $\Delta t$  e plotá-los no gráfico  $s_i$  x  $s_{i-1}$ ;
- Ajustar uma reta por meio dos pontos, obter a inclinação  $\beta_1$  e calcular  $c_v$ ,  $c_h$  por meio das Equações 6 e 7, que são para drenagem vertical e radial, respectivamente;
- Traçar a reta de  $45^\circ$ ,  $s_i = s_{i-1}$ , e obter o recalque final.

$$c_v = -\frac{5}{12} \times h_d^2 \times \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad (6)$$

$$c_h = -\frac{F(n)}{8} \times d_e^2 \times \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad (7)$$

Quando se tem drenagem vertical e radial no maciço, como é o caso de drenos verticais, por exemplo, segundo Almeida e Marques (2010), deve-se atribuir um valor de  $c_v$  e determinar  $c_h$ , utilizando as seguintes equações:

$$-\frac{\ln \beta_1}{\Delta t} = \frac{8c_h}{d_e^2 \times F(n)} + \frac{\pi^2 c_v}{4h_d^2} \quad (8)$$

$$c_h = \frac{-d_e^2 \times F(n)}{8} \times \left( \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} + \frac{\pi^2 c_v}{4h_d^2} \right) \quad (9)$$

Na Figura 14 têm-se os gráficos que são construídos para este método.

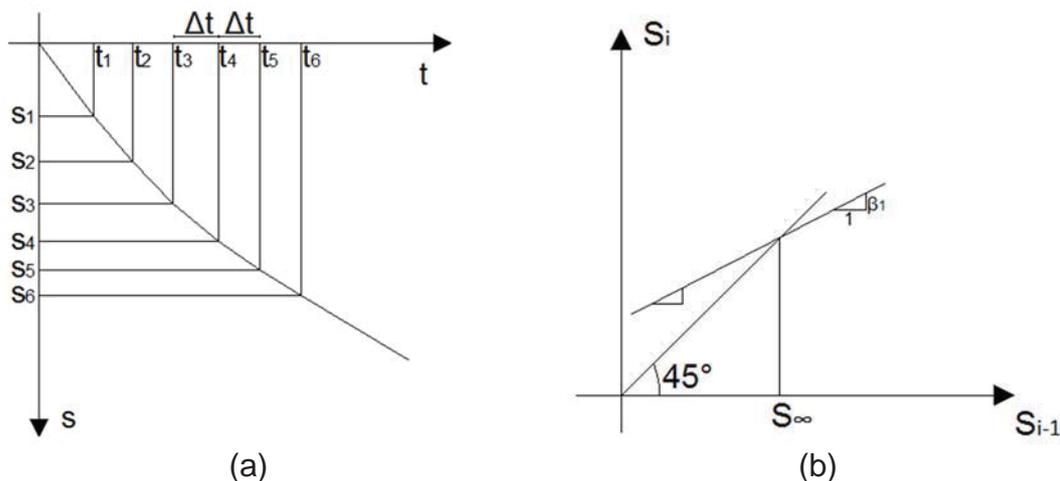


Figura 14 – Construção gráfica do Método de Asaoka (1978): (a) curva tempo x recalque; (b) reta ajustada (Adaptado Almeida e Marques, 2010)

## 2.5. Retroanálise de Ruptura de Aterro

Quando há a necessidade de aferir parâmetros do solo, faz-se o uso de retroanálise, em que se procura, por um meio analítico ou numérico, chegar às condições de campo. Dessa maneira, é possível determinar com uma maior confiabilidade, os parâmetros do solo.

Neste tópico serão abordados os tipos de retroanálise, bem como um fator de correção, proposto por Bjerrum (1972), para retroanálise de aterros.

### 2.5.1. Tipos de retroanálise

Basicamente, existem duas naturezas de retroanálise: as que são feitas após uma ruptura natural e as que são feitas após uma ruptura induzida. A grande diferença entre elas é o controle dos parâmetros antes e durante o processo de ruptura.

Quando se tem uma ruptura natural, ou seja, sem que tenha havido um controle sobre a obra, os passos de uma retroanálise são: ruptura do talude ou aterro; investigações *in situ* e laboratório; instrumentação da obra; análise dos resultados dos ensaios; correção dos parâmetros a partir da geometria e características da ruptura;

escolha do método de recuperação; projeto de recuperação do talude; e, por fim, execução da recuperação.

Quando é uma ruptura induzida, os passos passam a ser: escolha do método construtivo; investigações de campo e laboratório; projeto do aterro ou talude; projeto da instrumentação; execução da obra; acompanhamento da instrumentação; ruptura controlada; retroanálise da ruptura; projeto de recuperação do talude ou aterro; execução da recuperação do aterro o talude.

### 2.5.2. Fator de correção de Bjerrum (1972)

Normalmente, os fatores de segurança calculados em análises de equilíbrio limite, relativos a situações de ruptura observadas em campo, são maiores do que a unidade quando se empregam valores de resistência não-drenada obtidos por meio de ensaios de palheta de campo. Este fato está relacionado aos efeitos de velocidade de cisalhamento e de anisotropia inerentes aos ensaios de palheta, que tendem a aumentar os valores de resistência não drenada medida.

Os fatores de correção de Bjerrum (1972) são fatores redutores dos valores de resistência não drenada medidos em ensaios de palheta, tendo em vista que Bjerrum (1972) observou que retroanálises de aterros rompidos resultava em valores de  $FS > 1$ . Os possíveis causadores dessa diferença são a velocidade de deformação do ensaio de palheta, que é muito superior à velocidade de deformação decorrente da construção do aterro; os diferentes modos de ruptura ao longo da linha de ruptura; e os efeitos de anisotropia na resistência  $S_{uh} < S_{uv}$ . O ensaio de palheta considera  $S_{uh} = S_{uv}$ .

## 2.6. Casos Históricos de Aterros Sobre Solo Mole

A seguir serão comentados alguns importantes aterros experimentais construídos no Brasil, que foram muito importantes para o avanço do conhecimento nesta área da Geotecnia.

### 2.6.1. Barra da Tijuca

Durante a construção de um Condomínio na Barra da Tijuca, Bedeschi (2004) realizou estudos em uma região do aterro da obra, que possui cerca de 30.200 m<sup>2</sup>. Na Figura 15 encontra-se a localização do local do estudo.

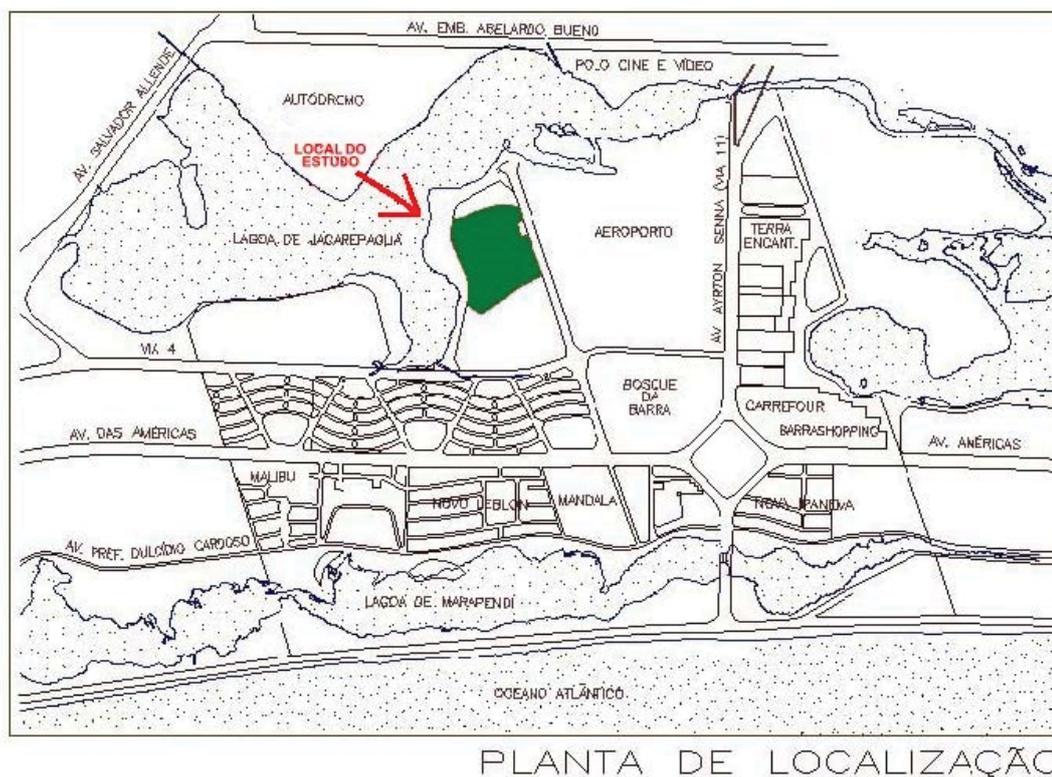


Figura 15 - Localização da área de estudo (Bedeschi, 2004)

O local estudado está localizado a Sudoeste do terreno destacado acima, tendo espessuras de solo extremamente mole variando de 3,0 a 7,5 metros, e nível d'água muito próximo da superfície, em torno de 0,10 m. O terreno possui uma camada superficial de turfa, seguida de uma camada de argila orgânica sobrejacente a uma camada arenosa. Vale ressaltar que o aterro situado a Oeste do terreno recebeu, de 1985 a 1995, um aterro hidráulico, com uma espessura média de 6,0 metros, o que fez com que o solo mole fosse adensado. O peso específico do material do aterro para condição natural e saturada utilizado foi, respectivamente, 19,0 e 19,5 kN/m<sup>3</sup>.

Foram realizados ensaios de umidade, limites de liquidez e plasticidade e ensaios de perda por ignição. Os resultados obtidos por Bedeschi (2004) estão representados na Tabela 3.

Como metodologia construtiva, foram analisadas as seguintes opções: substituição do material e reaterro, substituição por deslocamento, aterro sobre colchão de areia, aplicação de sobrecarga e utilização de drenos verticais. Tendo em vista que o prazo para execução da obra era curto, 12 meses, foram escolhidos drenos verticais para aceleração dos recalques, que consistiram em uma malha triangular, com 1,50 metros de espaçamento, com comprimento médio de 8,0 metros, totalizando 88.000 metros de drenos (11.000 drenos).

Tabela 3 - Parâmetros geotécnicos estimados (Bedeschi,2004)

Parâmetros	Prof. De 0 a 3 m	Prof. De 3 a 7 m
Umidade natural, $h$ (%)	400	200
Peso específico saturado, $Y_{sat}$ , (kN/m <sup>3</sup> )	11,2	12,5
Parâmetro de compressão virgem, $Cc/(1+e_0)$ , adimensional	0,42	0,42
Diferença de sobreadensamento, $\sigma'_{vm} - \sigma'_{v0}$ , (kPa)	10	20
Razão de sobreadensamento, RSA	6,6	3,6
Coefficiente de adensamento, $c_v$ , (cm <sup>2</sup> /s)	$5 \times 10^{-4}$	$5 \times 10^{-4}$
Resistência não drenada, $S_u$ , (kPa)	4,0	7,0

O aterro foi executado com camadas lançadas de 50 cm de espessura, e a cada 1 metro foi utilizado geotêxtil. Segundo Bedeschi (2004), em todo o aterro, foram instalados 97 instrumentos de medição, sendo 54 placas de recalque, 16 medidores de nível de água, 16 piezômetros Casagrande, 2 bench-marks, 2 piezômetros elétricos de corda vibrante, 2 aranhas magnéticas e 5 inclinômetros.

Os resultados obtidos referentes ao recalque pela instrumentação e pelo método de Asaoka (1978) apresentaram uma concordância muito boa, com erros de 6,5%.

Na Figura 16 tem-se uma seção transversal do aterro estudado por Bedeschi (2004).

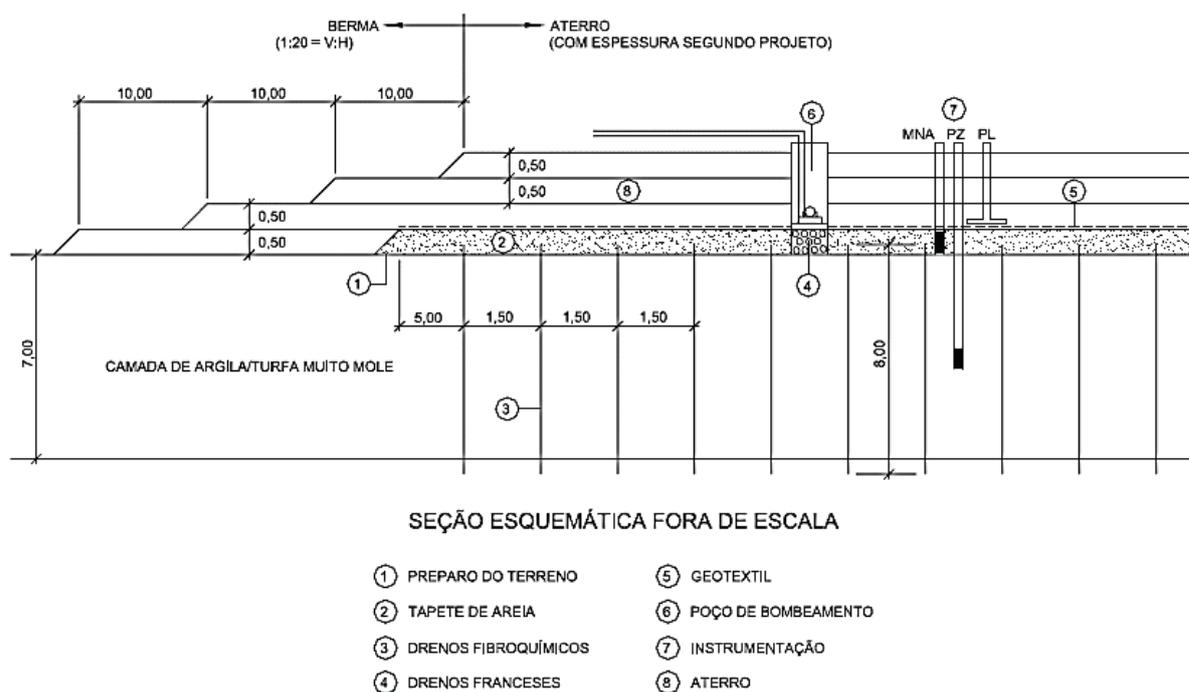


Figura 16 - Seção transversal de uma área estudada (Bedeschi,2004)

## 2.6.2. Sarapuí

O aterro experimental do Rio Sarapuí localiza-se na Baixada Fluminense, situado no km 7,5 da Rodovia Rio-Petrópolis, próximo ao Rio Sarapuí. A Figura 17 exibe a localização do aterro que será descrito neste item.

No local do Aterro Experimental I, a espessura da camada de solo mole chega a ter 11 metros, seguida por uma camada de areia fina argilosa, que chega a 2 metros de espessura, como pode ser observado na Figura 18.

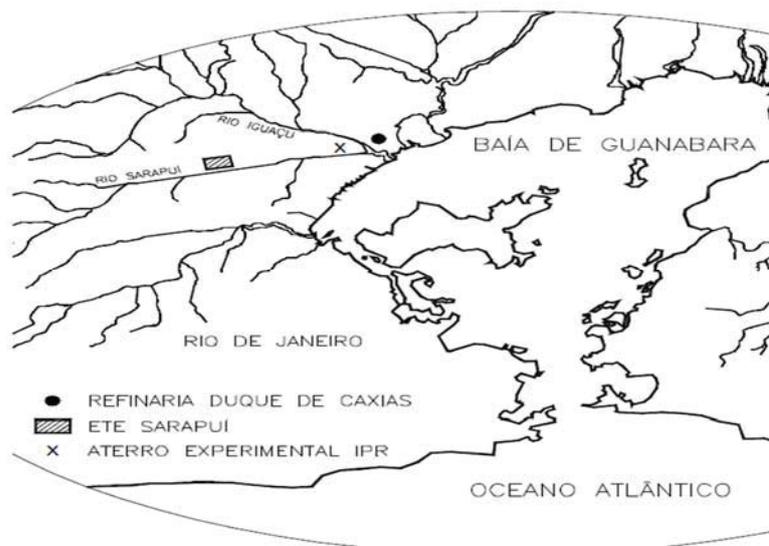


Figura 17 - Localização da área de estudo (ZAEYEN e LOPES, 2006)

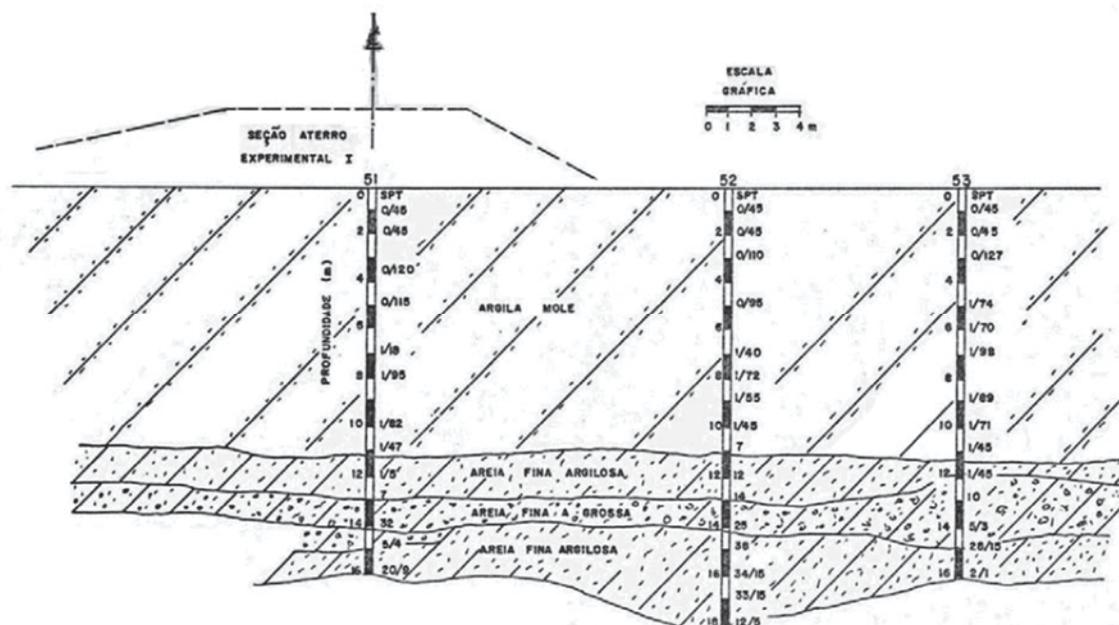


Figura 18 - Perfil geotécnico (Gerscovich, 1983)

Ortigão (1980) realizou estudos no primeiro aterro experimental de Sarapuí, denominado Aterro Experimental I. Este foi sendo alteado até ocorrer a ruptura, que se deu quando o aterro alcançou a altura de aproximadamente 3,0 metros.

Devido à baixa capacidade de suporte do solo mole da fundação, decidiu-se lançar as camadas e usar tratores de esteiras leves tipo Caterpillar D4D durante os 2 primeiros metros do aterro e, devido à preocupação com o prazo da obra, foi decidido não compactar o aterro, mas utilizar apenas as passadas dos tratores espalhadores de material como compactação do aterro e, ao redor da instalação dos instrumentos, para que estes não fossem afetados, utilizaram-se compactadores manuais.

O aterro foi subdividido em três partes, sendo as duas laterais tidas como estáveis e a parte central onde ocorreu a ruptura, local em que a concentração de instrumentos foi mais intensa. A Figura 19 ilustra a planta do aterro. As bermas de equilíbrio tiveram altura de 0,70 metros.

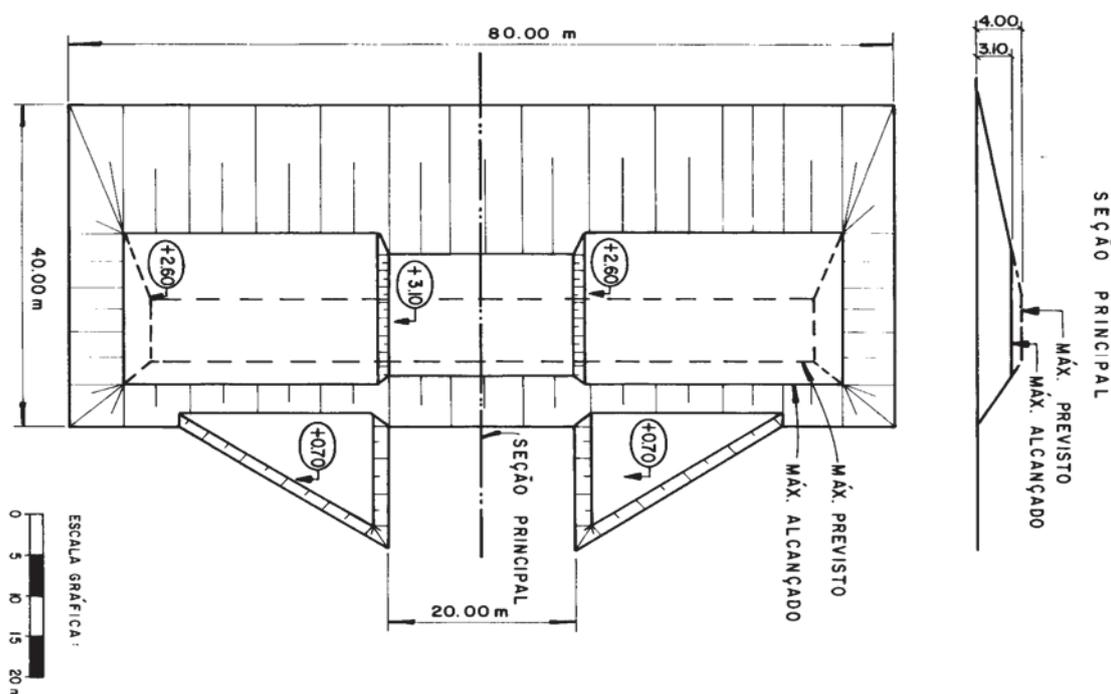


Figura 19 - Projeto do aterro experimental I (Ortigão, 1980)

Os instrumentos utilizados no aterro foram: piezômetros hidráulicos, placas de recalque superficial, marco superficial, inclinômetro, placas helicoidais profundas, extensômetro magnético vertical e horizontal.

A cada camada lançada, o serviço do alteamento do aterro era interrompido para leituras nos instrumentos, a fim de verificar se havia alguma indicação de ruptura. Os primeiros indicativos de ruptura ocorreram por volta de 1 mês após o início da construção, quando o aterro estava com 2,5 metros de altura. Quando o aterro alcançou 3,10 metros, percebeu-se, nas leituras de todos os instrumentos, uma forte variação, e pôde-se verificar no aterro um aumento significativo das fissuras. A Figura 20 ilustra a localização das trincas ao longo do aterro.

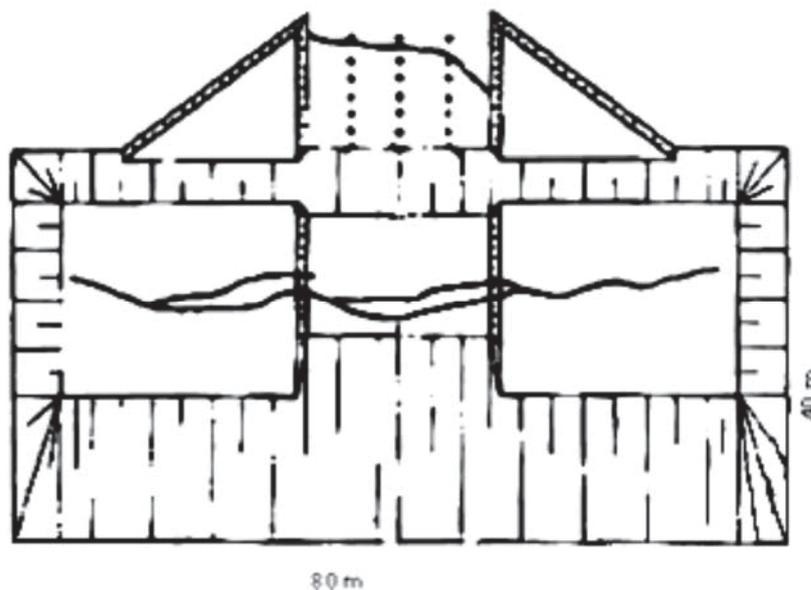


Figura 20 - Propagação das trincas ao longo do aterro (Ortigão, 1980)

### 2.6.3. Aterro SESC/SENAC

Um aterro de 93.000 m<sup>2</sup> foi construído para a implantação da Sede Administrativa Nacional do Senac, localizado na Baixada de Jacarepaguá, município do Rio de Janeiro, situado na Avenida Ayrton Senna, número 555. As informações aqui apresentadas foram extraídas de Spotti (2000). A localização do aterro está ilustrada na Figura 21.

No ano de 1995 foi realizada a primeira campanha de sondagens à percussão, em que foram realizados 25 furos de sondagem ao longo do terreno, sendo 14 furos pela empresa Logus e 11 pela empresa Geotécnica. Em 1997, foi realizada a segunda campanha de sondagens, que no total teve 25 furos de sondagem, executados pela empresa Tengal. As figuras 22 e 23 fornecem as plantas de locação dos furos de sondagens da primeira e segunda campanha, respectivamente.

Spotti (2000) traz uma comparação dos perfis de sondagens realizadas em 1995 e 1997. A Figura 24 traz o perfil da seção AA e A'A'. Os demais perfis podem ser encontrados no trabalho de Spotti (2000).



Figura 21 -Localização do aterro do SESC/SENAC (Spotti, 2006)

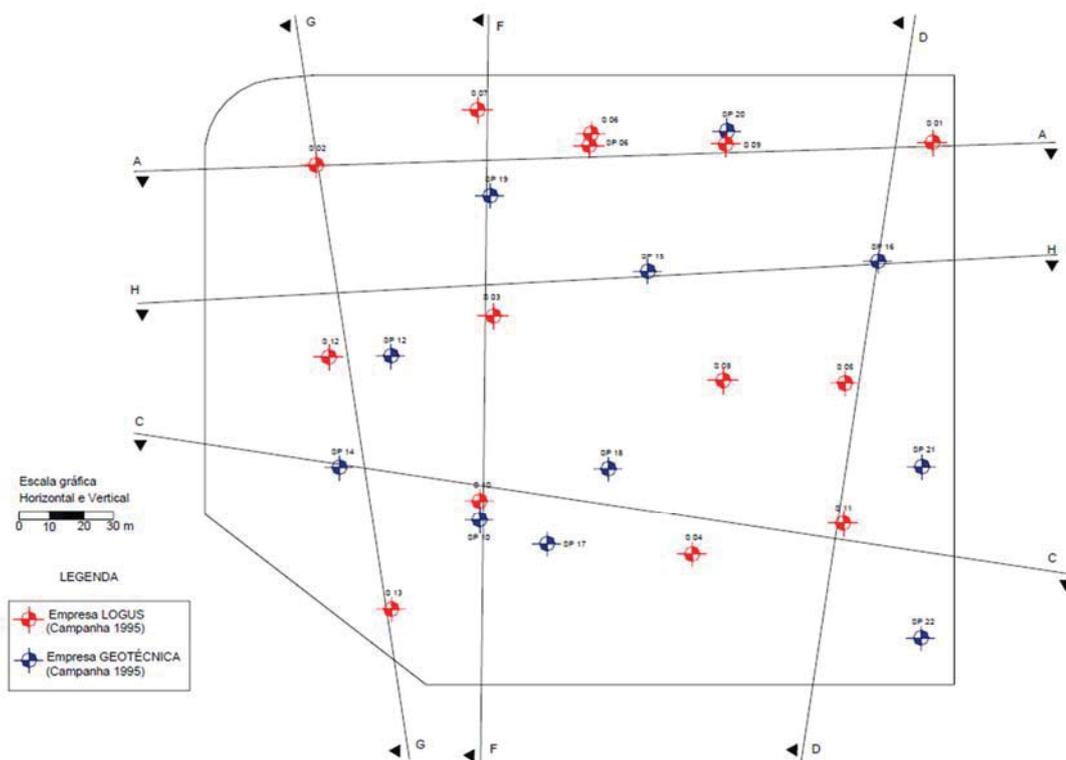


Figura 22 - Planta de localização das sondagens da primeira campanha em 1995 – Logus e Geotécnica (COPPETEC, 1995 e SPOTTI, 2000)

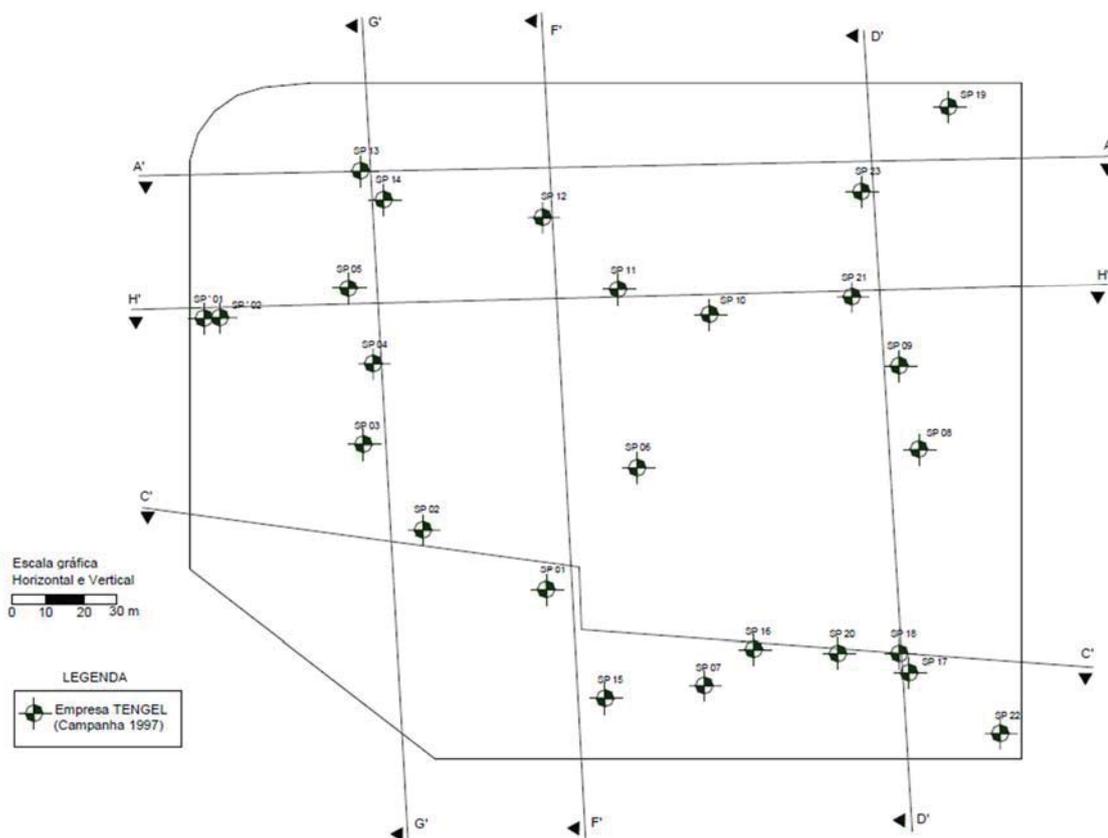


Figura 23 - Planta de localização das sondagens da segunda campanha em 1997 – Tengel (COPPETEC, 1995 e SPOTTI, 2000)

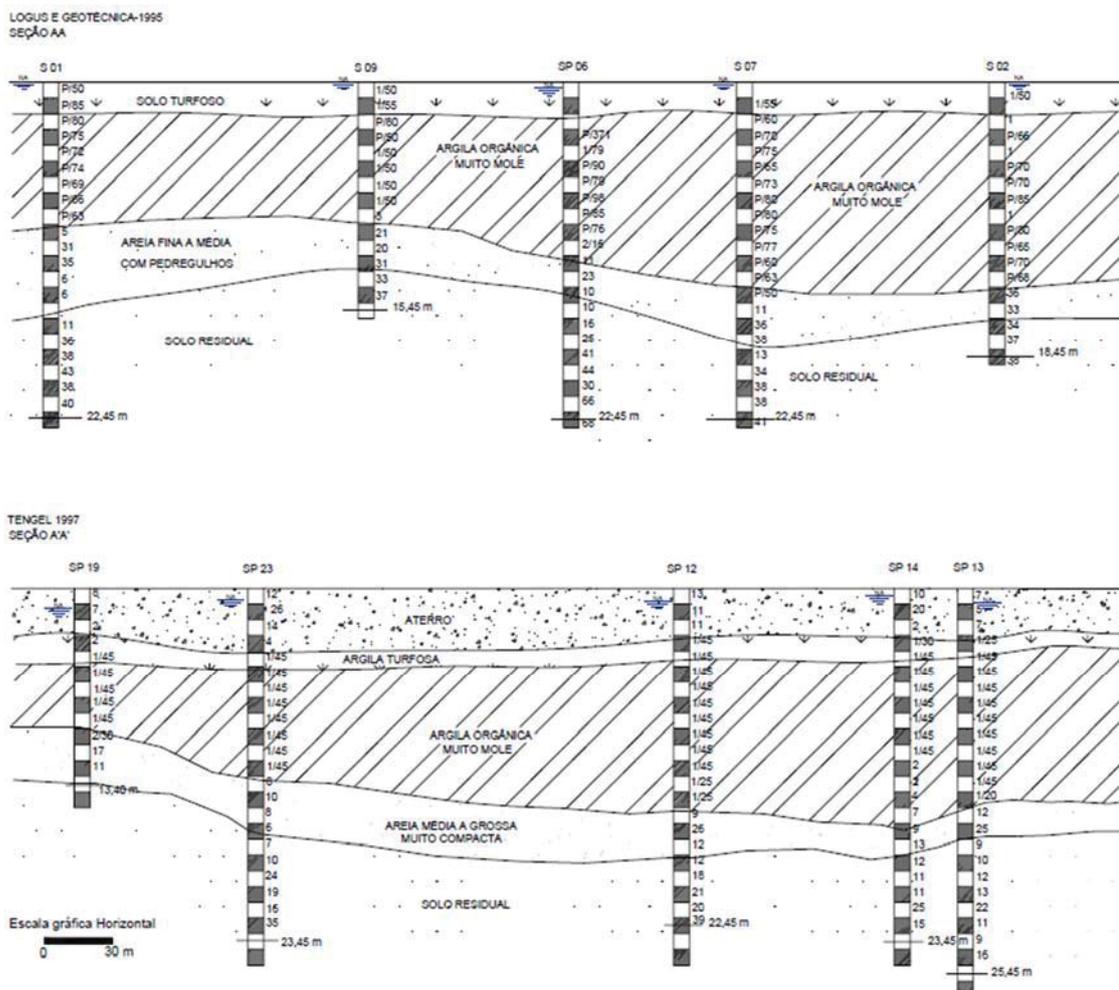


Figura 24 - Perfis de sondagens das seções AA (Logus e Geotécnica – 1995) e A'A' (Tengel – 1997) (Spotti, 2000)

Ensaio de campo e laboratório foram realizados no subsolo do local. Os ensaios de campo foram palheta, piezocone e SPT. O ensaio de palheta foi realizado em duas campanhas, sendo a primeira em 1995, utilizando um equipamento mecânico da Geonor e um elétrico da COPPE, e a segunda em 1997, utilizando apenas o equipamento elétrico da COPPE. Na Tabela 4 tem-se um resumo dos valores de  $S_u$  (kPa) obtidos através da palheta no solo mole do Senac. Vale ressaltar que foi observado o crescimento do valor de  $S_u$  com a profundidade no solo natural.

De acordo com Nascimento (1998), os ensaios de palheta pelo equipamento elétrico realizados antes e depois da execução do aterro (grau de adensamento  $U \approx 90\%$ ) permitiram uma avaliação do ganho de resistência  $\Delta S_u$  da argila mole com valores medidos variando entre 1,4 kPa e 12,3 kPa. Para as profundidades entre 2m e 6m, o valor médio de  $\Delta S_u$  foi igual a 10,1 kPa e, para as profundidades entre 7m e

12m, o valor médio de  $\Delta S_u$  foi igual a 5,3 kPa. Destaca-se que foram utilizados drenos verticais para aceleração dos recalques.

Tabela 4 - Resultados do ensaio palheta

	1995		1997
	Equipamento Mecânico	Equipamento Elétrico	Equipamento Elétrico
Solo natural	8 a 30 kPa	4 a 18 kPa	10 a 24 kPa
Solo amolgado	2 a 8 kPa	1 a 4 kPa	1 a 4 kPa

Os piezocones apresentaram valores de resistência de ponta que variam de 100 kPa para uma profundidade de 2 metros a 300 kPa para uma profundidade de 10 metros. Foram realizados 4 perfis de piezocone e, em um deles, no trecho de 6 e 6,5 metros, houve um aumento significativo da resistência de ponta, chegando a 2600 kPa, e uma rápida dissipação de poropressão, indicando uma lente de areia.

A caracterização de laboratório do material abrangeu ensaios de umidade natural, limite de liquidez e plasticidade, análises granulométricas, adensamento edométrico, propriedades químicas, triaxiais UU e CIU.

Tem-se uma quantidade significativa de casos históricos de aterros sobre solos moles no Brasil e, sendo assim, são apresentados, em forma de tabela, alguns desses aterros na Tabela 5.

Tabela 5 - Dados de alguns aterros sobre solo mole construídos no Brasil – 1ª Parte

Local do Aterro	Referências	Método Construtivo	Instrumentação	Cc/(1 + e <sub>0</sub> )	Su (kPa)	cv (cm <sup>2</sup> /s) x 10 <sup>-4</sup>	Espessura de Solo Mole (m)	Altura Final
SENAC - RJ	Spotti (2000), Rodrigues (1998), Crespo Neto (2004)	Aterro sobre drenos verticais	Placas de recalque, extensômetro magnético vertical, bench-marks, medidores de nível d'água, piezômetro de Casagrande e piezômetros elétricos	0,29 - 0,52	Palheta - Varia de 10 a 30 kPa UU - Varia de 10 a 20 kPa	2,3	3 - 12	3
	Borba (2007), Macedo (2004), Sandroni e Deotte (2008)	Aterro estaqueado reforçado com geogrelha	Placa de Recalque; Inclinômetro Vertical; Inclinômetro Horizontal; Eletroníveis	0,36 - 0,5	5 - 23	0,4 - 1,2	6 - 12	2,9
Sarapuí - II - RJ	Ferreira (1991), Almeida e Marques (2010)	Aterro sobre drenos verticais	Piezômetro	0,36- 0,41	8,3	5-40	6	3,5
SENAC - RJ	Spotti (2006)	Aterro estaqueado reforçado com geogrelha	Medidor de tração; placa de recalque; medidor de deformação; célula de tensão	0,29 - 0,52	Palheta - Varia de 10 a 30 kPa UU - Varia de 10 a 20 kPa	2,3	3 - 12	3-3,5

Continua →

Tabela 5 - Dados de alguns aterros sobre solo mole construídos no Brasil – 2ª Parte

Local do Aterro	Referências	Método Construtivo	Instrumentação	Cc/(1 + e <sub>o</sub> )	Su (kPa)	$\frac{c_v}{cm^2/s} \times 10^{-4}$	Espessura de Solo Mole (m)	Altura Final
Jacarepaguá - RJ	Teixeira (2012)	Aterro sobre drenos verticais	Placa de recalque; inclinômetro; piezômetro; sensores magnéticos	0,5-0,61	2 - 30	4-40	17	4,5
Porto Sudeste - Itaguaí - RJ	Roza (2012), Almeida et al (2012)	Coluna de Brita	Placa de recalque; inclinômetro; piezômetro; célula de tensão total; extensômetro magnético, etc	0,326	4 - 25	---	5 - 8	---
Pirajubá - SC	Oliveira (2006)	AE1 - Aterro reforçado com drenos verticais AE2 - Aterro reforçado AE3 - aterro convencional	Célula de carga, piezômetro de Casagrande, piezômetro elétrico, inclinômetro, extensômetro magnético, placa de recalque, marco superficial.	0,26 - 0,45	4 - 18	1 - 5	10 - 20	4 - 5,1
Sarapuá I - RJ	Ortigão (1980), Almeida e Marques (2002)	Aterro convencional	Piezômetros hidráulicos, placas de recalque superficial, marco superficial, inclinômetro, placas helicoidais profundas, extensômetro magnético vertical e horizontal	0,41±0,07	---	9	12	3,1
CE 1 - CEASA - RS	Soares (1997)	---	---	0,13 - 0,54	13,4 - 28,9	0,7 - 5,10	5 - 9	---

Tabela 5 - Dados de alguns aterros sobre solo mole construídos no Brasil – 3ª Parte

Local do Aterro	Referências	Método Construtivo	Instrumentação	Cc/(1 + e <sub>0</sub> )	Su (kPa)	cv (cm <sup>2</sup> /s) x 10 <sup>-4</sup>	Espessura de Solo de Mole (m)	Altura Final
CE 2 - Aeroporto Salgado Filho - RS	Soares (1997)	---	---	---	12 - 24	0,67 - 2,12	5 - 9	---
CE 3 - Tabai-Canoas - RS	Soares (1997)	---	---	---	9 - 19	---	5 - 9	---
Terminal Portuário de Sergipe - PE	Brugger (1996)	Construção em etapas	Placa de recalque, marco superficial, inclinômetro, piezômetro	---	15 - 25	1,25	4 - 7	---
ETE Alegria - Caju - RJ	Oliveira (1999)	Aterro convencional	Placa de recalque, inclinômetro	---	3-23	1,2 - 50	2 - 15	---
Rio Polímeros - Duque de Caxias - RJ	Formigheri (2003)	Aterro reforçado e com drenos verticais e sobrecarga	Piezômetro, inclinômetro, placa de recalque	---	2-10 (L) - 4-11 (C) - 4-15 (O)	2	7,0(L1) - 6,0(L3) - 6,0 (C)	3

Tabela 5 - Dados de alguns aterros sobre solo mole construídos no Brasil – 4ª Parte

Local do Aterro	Referências	Método Construtivo	Instrumentação	Cc/(1 + e <sub>0</sub> )	Su (kPa)	CV (cm <sup>2</sup> /s) x 10 <sup>-4</sup>	Espessura de Solo Mole (m)	Altura Final
Condomínio Barra da Tijuca - RJ	Bedeschi (2004)	Aterro sobre drenos verticais com geotêxtil	Placa de recalque, nível d'água, piezômetro elétrico, piezômetro de Casagrande, aranha magnética, inclinômetro, bench-marks	0,42	4 - 7	5	3 - 7,5	3-4,6
Barra da Tijuca - RJ	Carneiro (2014), Baldez (2013)	Aterro convencional	---	0,35 - 0,51	4-12	0,2 - 10	3-4	1,7
Juturnaíba - RJ	Coutinho (1986)	Aterro convencional com berma de equilíbrio	Placa de recalque, extensômetro magnético vertical, perfilômetro, marco superficial, inclinômetro, extensômetro magnético horizontal, piezômetro pneumático, piezômetro de Casagrande	0,31±0,12	4,6 - 38,2	1 -10	7	8,85
Barra da Tijuca - RJ - Terra Encantada	Tassi (2015), Sandroni (2001)	---	Placas de recalque	0,43-0,65	1-26	1-13	2 - >15	2,3 - 2,9
Macaé - RJ	Presente trabalho, Póvoa (2016)	Aterro reforçado com geogrelha	Placa de recalque, marco superficial e piezômetro	0,42-0,52	8,8	10	0 - 8,61	3,1 e 3,7

## 2.7. Patologias de Aterros sobre Solos Moles

Aterros sobre solos moles apresentam, de uma forma geral, dois tipos de problemas que precisam ser analisados em toda obra que são: recalques e estabilidade dos aterros.

Um programa de investigação detalhado é indispensável em projetos dessa magnitude; a ausência de uma investigação tem levado à adoção de critérios conservadores de projeto que, em muitos casos, envolve uma convivência duradoura com uma situação de elevado risco de ruptura dos elementos estruturais de fundação além do comprometimento econômico.

Diante deste fato, analisar o comportamento de deformação e estabilidade de aterros sobre solos moles é essencial para segurança das construções.

É possível encontrar algumas publicações relatando problemas de aterros sobre solos moles, como por exemplo: Bello (2004), Campos (2006), Dias (2010), Póvoa (2016) entre outras. A seguir, figuras 25 a 30, serão apresentados alguns problemas encontrados em obras sobre solos moles.



Figura 25 – Santos – SP - Edifício Maembi a esquerda da foto, inclinado em direção ao edifício Paineiras, à direita (Dias, 2010)



*Figura 26 – Subestação de Linhas de Transmissão da Light – RJ - Geradores mostrando tendências a tombamento, com trincas horizontais na base dos coroamentos das fundações (Campos, 2006)*



*Figura 27 - Subestação de Linhas de Transmissão da Light – RJ - Distorções de pórticos (Campos, 2006)*



*Figura 28 – Galpão Macaé - Desnível acentuado entre as lajes internas e os blocos de fundação dos pilares de estrutura metálica (Póvoa, 2016)*



*Figura 29 – Galpão Macaé - Ruptura de elementos de ligação entre as lajes internas e os blocos de fundação dos pilares da estrutura metálica (Póvoa, 2016)*



*Figura 30 – Galpão – PE - A, B – Abertura das juntas do piso próximo ao pilar; C – Detalhe do afundamento do bloco e deslocamento do piso; D – Detalhe da abertura das juntas do piso (Bello, 2004)*

## 2.8. Considerações Finais do Capítulo

Como foi dito anteriormente, a teoria de Biot é uma teoria complexa de realizar cálculos analíticos para resolução de problemas de adensamento. Uma ferramenta bastante utilizada para isso é a utilização de programas que utilizam o MEF. Já a Teoria Clássica de Terzaghi é a mais utilizada na Engenharia Geotécnica, apesar de suas limitações. O engenheiro deve saber analisar as informações para que ajuste ao seu caso de obra. Os registros da literatura trazem resultados bastante satisfatórios, até mesmo para grandes deformações.

Um estudo dos tipos de métodos construtivos sobre solo mole é importante em um projeto, para que o método a ser utilizado seja realmente o melhor. Saber como ocorre o adensamento do solo perante este método executivo é extremamente importante, pois com base nesse tipo de análise é que são definidas premissas do projeto.

De acordo com a pesquisa realizada sobre os vários tipos de instrumentação em aterros sobre solos moles, foram definidos os instrumentos que seriam possíveis para a presente pesquisa, devido ao prazo que nos foi dado pelo empreendedor para realizar o aterro, e pelo valor de cada instrumento.

Em relação à interpretação dos resultados da instrumentação, é necessário ter cautela ao analisar os resultados. Almeida e Marques (2010) citam possíveis causas de diferenças nos valores obtidos através da instrumentação e dos valores de laboratórios. São elas:

- a) Em laboratório, a análise é unidimensional, e em campo, as condições de contorno são diferentes;
- b) Em campo, há a ocorrência de lentes de areias, e as amostras de pequenas dimensões não reproduzem essa ocorrência em ensaios de laboratório;
- c) A compressão secundária em campo influencia a análise dos resultados.

A revisão sobre aterros construídos sobre solos moles indica que há inúmeros casos publicados na literatura, onde alguns desses são amplamente conhecidos e estudados no meio geotécnico, como o caso, por exemplo, dos aterros de Sarapuí.

As informações sobre as possíveis patologias de aterros sobre solos moles apresentadas neste trabalho destacam a importância de um estudo adequado do comportamento do solo mole quando submetido a carregamentos. Dessa forma, fica clara a importância do presente estudo, principalmente para região de Macaé, além de ser um banco de dados a mais para nossa literatura.

## Capítulo 3 – Estudo de Caso

### 3.1. Aterro Experimental

Neste tópico serão fornecidas informações sobre o depósito sedimentar de solo mole onde foi executado o aterro experimental, bem como informações sobre a geometria do aterro, caracterização do material do aterro, método construtivo, entre outras informações necessárias à construção do aterro.

#### 3.1.1. Caracterização Geotécnica do Local

O aterro experimental instrumentado está localizado em região de baixada localizada no município de Macaé – RJ. A camada de solo mole na região apresenta uma espessura média de 9 metros. A espessura do solo mole na baixada de Macaé é mais fina perto dos morros e mais espessa nas regiões dos cursos d'água, conforme exemplificado na Figura 31.

Essa variação da espessura do solo mole também é válida para a área de estudo, conforme se observa na sondagem do SPT 2 no Anexo 1. Os pontos de sondagem executados na área de estudo e também a locação do aterro experimental estão ilustrados na Figura 32.

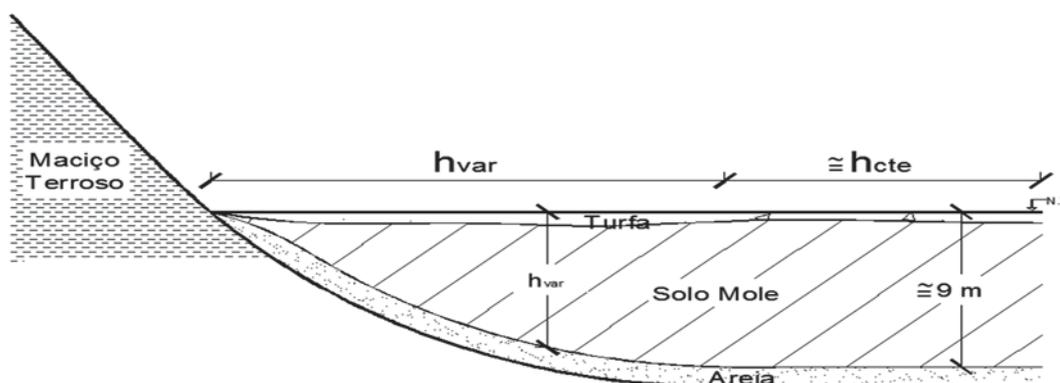


Figura 31 - Variação da espessura de solo mole na bacia de Macaé - RJ

O local do aterro experimental foi escolhido para ser construído sobre o ponto de sondagem correspondente ao SPT 2, como pode ser observado na Figura 32. Sendo assim, o dimensionamento do aterro, cálculos de estabilidade e construção das bermas de equilíbrio tem como base o SPT 2, sendo levado em consideração algumas variações, devido a possíveis irregularidades do maciço na extensão do aterro.



Figura 32 - Croqui dos pontos de sondagem (Imagem retirada do Google Earth)

Ao Norte, a área de estudo possui um maciço terroso do qual foi retirado o material utilizado para a construção do aterro. Nessa região também foi instalado o marco superficial de referência para o levantamento altimétrico.

Predominantemente, a área do presente estudo possui vegetação de cobertura composta por pasto e é utilizada fundamentalmente para fins agropecuários. Em alguns pontos, onde se notam alagadiços, observa-se vegetação do tipo taboa. O terreno, objeto do presente trabalho, possui um dique de proteção para controle de inundações em toda sua periferia.

Vale ressaltar que o nível d'água freático coincide praticamente com o nível do terreno. As figuras 33 e 34 ilustram a área de estudo em período de seca e em período de cheias, respectivamente.

A área de estudo possui uma topografia plana apresentando algumas leves ondulações em alguns trechos. Em relação ao solo mole, este possui formação sedimentar marinho, depositado durante o Período Quaternário. Estudos realizados na área relatam a formação do solo, como pode ser encontrado em Póvoa e Nascimento (2014).

Saber os parâmetros desse tipo de solo é fundamental para o projeto do aterro e, a Tabela 6 traz os principais parâmetros do solo mole da área de estudo.



Figura 33 - Área em período de seca (Póvoa e Nascimento, 2014)



Figura 34 - Área em período de cheia (Póvoa e Nascimento, 2014)

Tabela 6 - Principais Parâmetros do solo mole da área de estudo (Póvoa, 2016)

Espessura (m)	5-12
$w_{nat}$ (%)	200
LL (%)	180
IP (%)	110
% argila	60-80
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	12,6
$e_0$	5,2
CR	0,46
Cc	2,6 a 3
$c_v$ (cm <sup>2</sup> /s) x 10 <sup>-7</sup>	1,2
$S_u$ (kPa) (UU)	5-7,5

### 3.1.2. Projeto do Aterro Experimental

A construção do aterro experimental teve como objetivo a determinação dos parâmetros de resistência e de compressibilidade do maciço. Esse procedimento é feito observando-se o comportamento real do aterro através de instrumentação apropriada de campo e, por retroanálise, faz-se a aferição dos parâmetros característicos do maciço.

Neste sentido, o aterro foi construído, induzido à ruptura e, posteriormente, estabilizado para se permitir a observação dos recalques por adensamento em longo prazo. Inclusive, o projeto previu uma parte do aterro que seria levado à ruptura e outra que seria mantido em condição estável. Isso para que se garantisse uma parte do aterro em condição estável para observação dos recalques ao longo do tempo. O aterro também visou observar a influência da presença de reforço de base durante o processo de ruptura.

O projeto do aterro incluía a colocação de uma geogrelha em parte da base dos aterros, desse modo foi feito o contato com a Empresa HUESKER para uma parceria na pesquisa, e foi fornecida a Geogrelha Fortrac 80T.

É importante destacar que houve complicações até obter-se a licença ambiental para construção do aterro experimental. O empreendedor estava interessado com a ideia, mas o INEA embargou a obra, o que atrasou o cronograma traçado inicialmente. Devido ao atraso e à baixa expectativa de liberação da obra por parte do INEA, o projeto do aterro foi paralisado.

O método construtivo foi definido antes de o INEA embargar a pesquisa e, para conseguir a licença, foram necessárias reuniões com órgãos públicos da cidade que exigiram um projeto prévio de como ficariam os aterros após a construção. Assim, foi estabelecida a geometria do aterro experimental. A Figura 35 mostra a primeira fase do projeto, onde é apresentada a planta baixa do aterro de conquista, juntamente com a geogrelha. A Figura 36 ilustra a planta baixa da construção dos aterros. Inicialmente, o aterro experimental foi subdividido em 2 aterros, sendo o primeiro com altura final de 2,5 metros e o segundo com altura final de 5,0 metros, ambas as alturas medidas acima do aterro de conquista. Os aterros foram, ainda, subdivididos em mais 2 partes cada uma, totalizando 4 partes, sendo 2 partes com altura de 2,5 metros e as 2 restantes com altura de 5,0 metros. Uma das partes de cada aterro recebeu reforço

da geogrelha Fortrac. As dimensões de projeto da base do aterro maior, denominado aterro 2, foram de 41,4 m X 32,8 m de comprimento, enquanto as dimensões da crista do aterro 2 foram de 10 m X 20 m de comprimento. Já no aterro menor, denominado aterro 1, as dimensões de projeto da base do aterro e da crista foram de 31,4 m X 22,8 m de comprimento, respectivamente.

As dimensões apresentadas na Figura 36 são diferentes das descritas acima pelo fato de ter chegado à ruptura antes da altura inicialmente prevista. Destaca-se que a ruptura foi induzida, intencional, e que a altura de 5,0 m de altura no aterro 2 foi para efeito de projeto. Sendo assim, a Figura 36 traz informações de como o aterro foi, de fato, construído em campo. As figuras 37, 38 e 39 trazem as seções transversais dos aterros após a construção. O layout da instrumentação no aterro 1 está ilustrado na Figura 40, enquanto do aterro 2 encontra-se na Figura 41.

Como a intenção foi ir alteando o aterro até a ruptura, não foi calculado inicialmente o comprimento das bermas de equilíbrio. Sendo assim, esperou-se a ruptura para serem dimensionadas as bermas de equilíbrio.

A seguir será detalhada a construção do aterro experimental do presente trabalho.

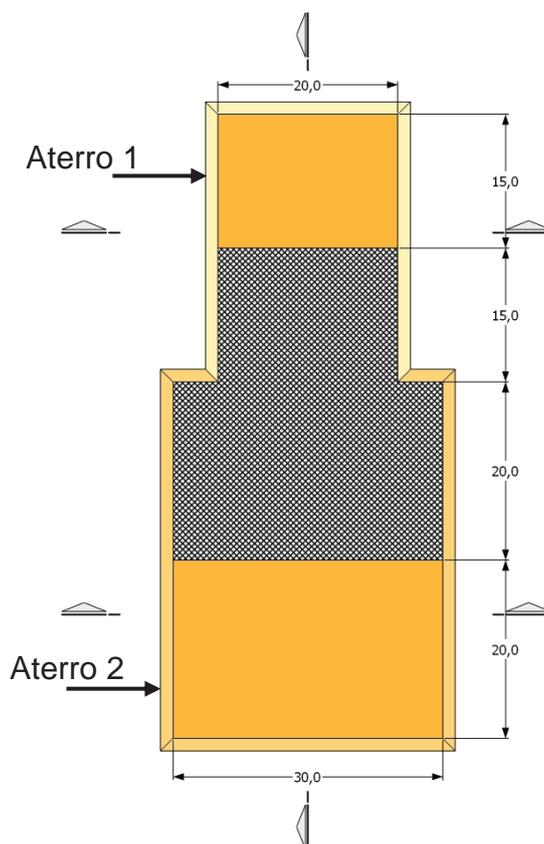


Figura 35 - Planta baixa do projeto inicial do aterro de conquista e instalação da geogrelha. (medidas em metro)

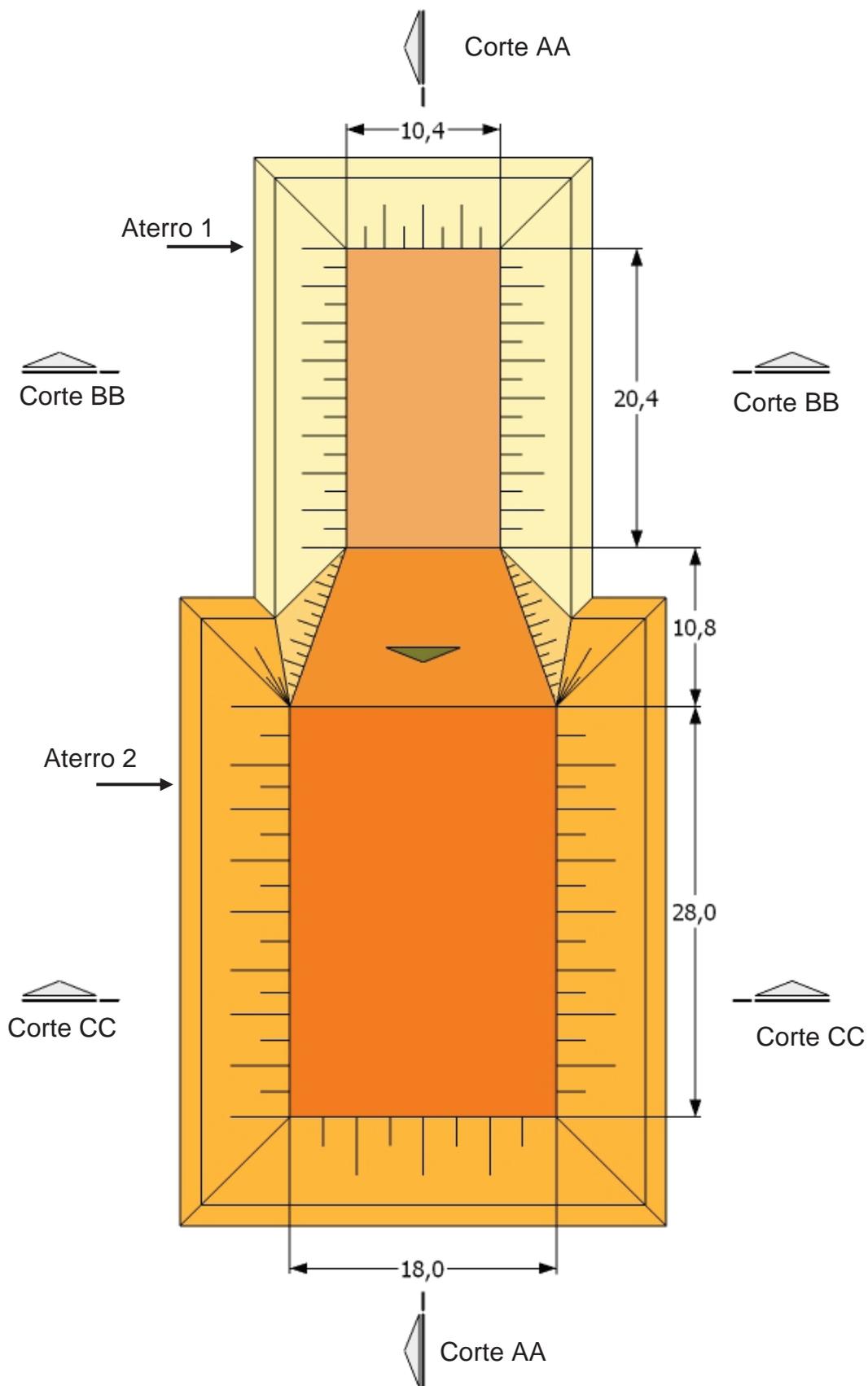


Figura 36 – Planta baixa do aterro experimental (medidas em metro)

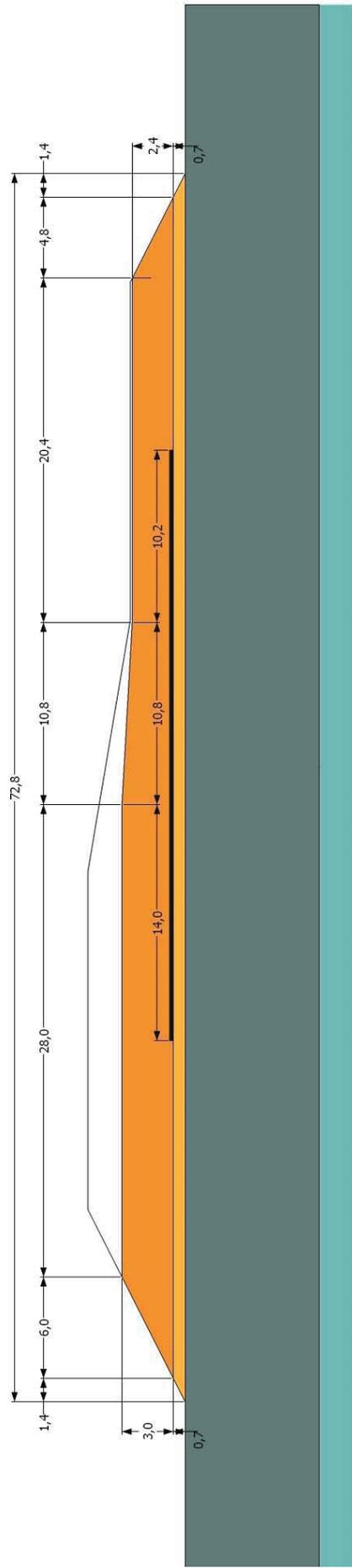


Figura 37 – Corte AA do aterro experimental (medidas em metro)

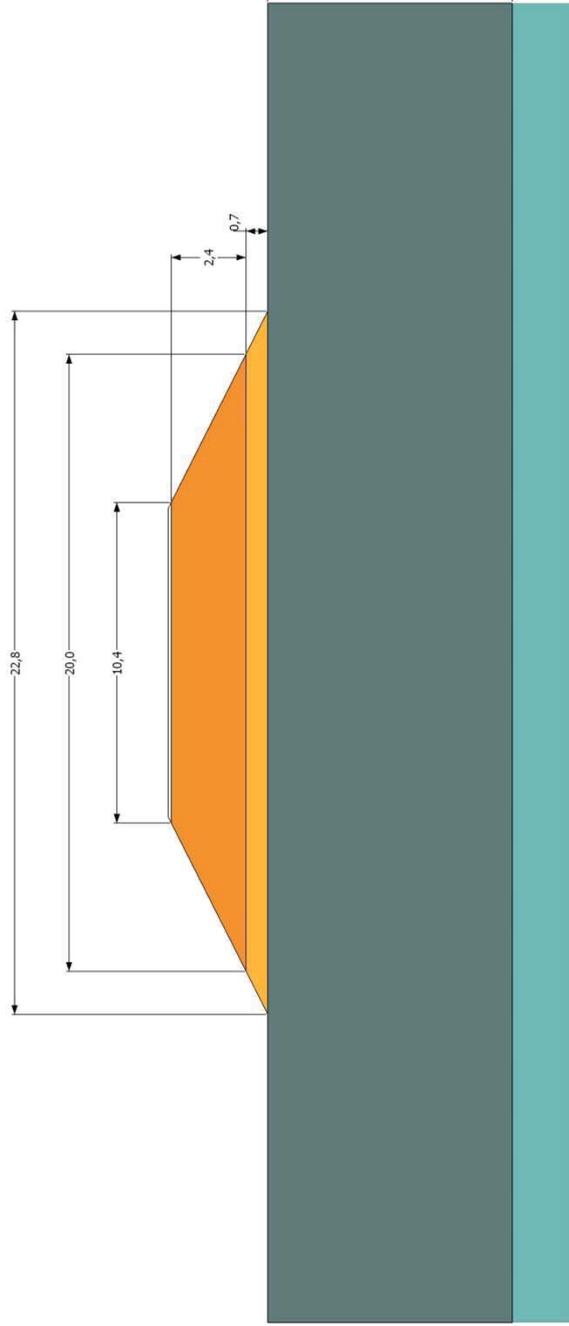


Figura 38 - Corte BB do aterro experimental (medidas em metro)

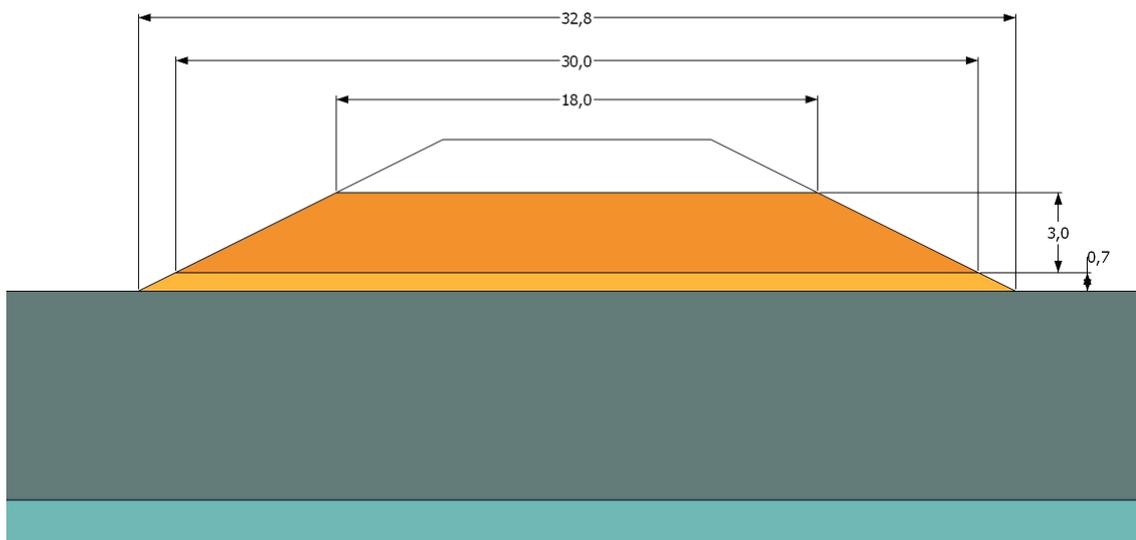


Figura 39 - Corte CC do aterro experimental (medidas em metro)

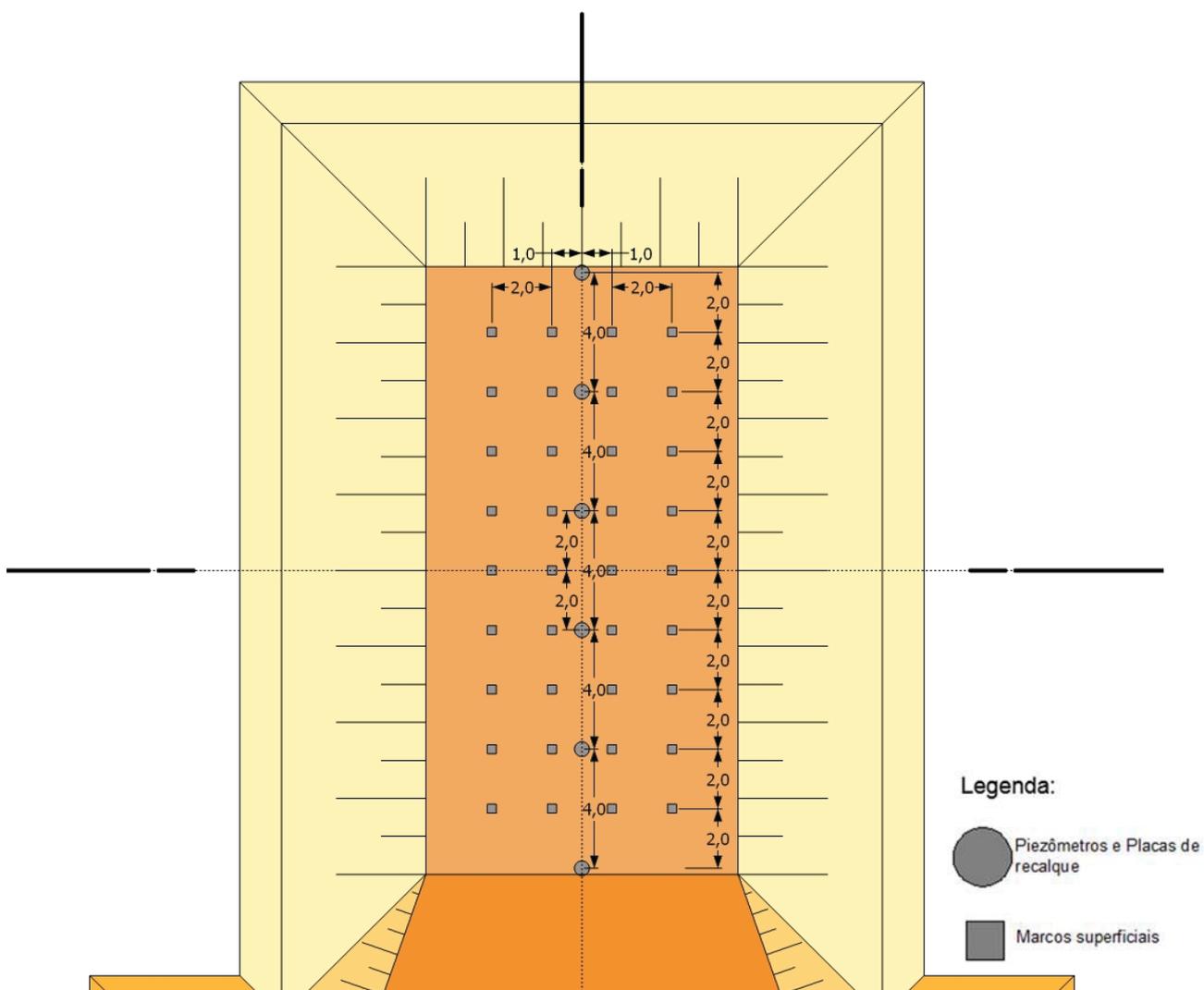


Figura 40 - Detalhamento da instrumentação no platô do aterro 1 (medidas em metro)

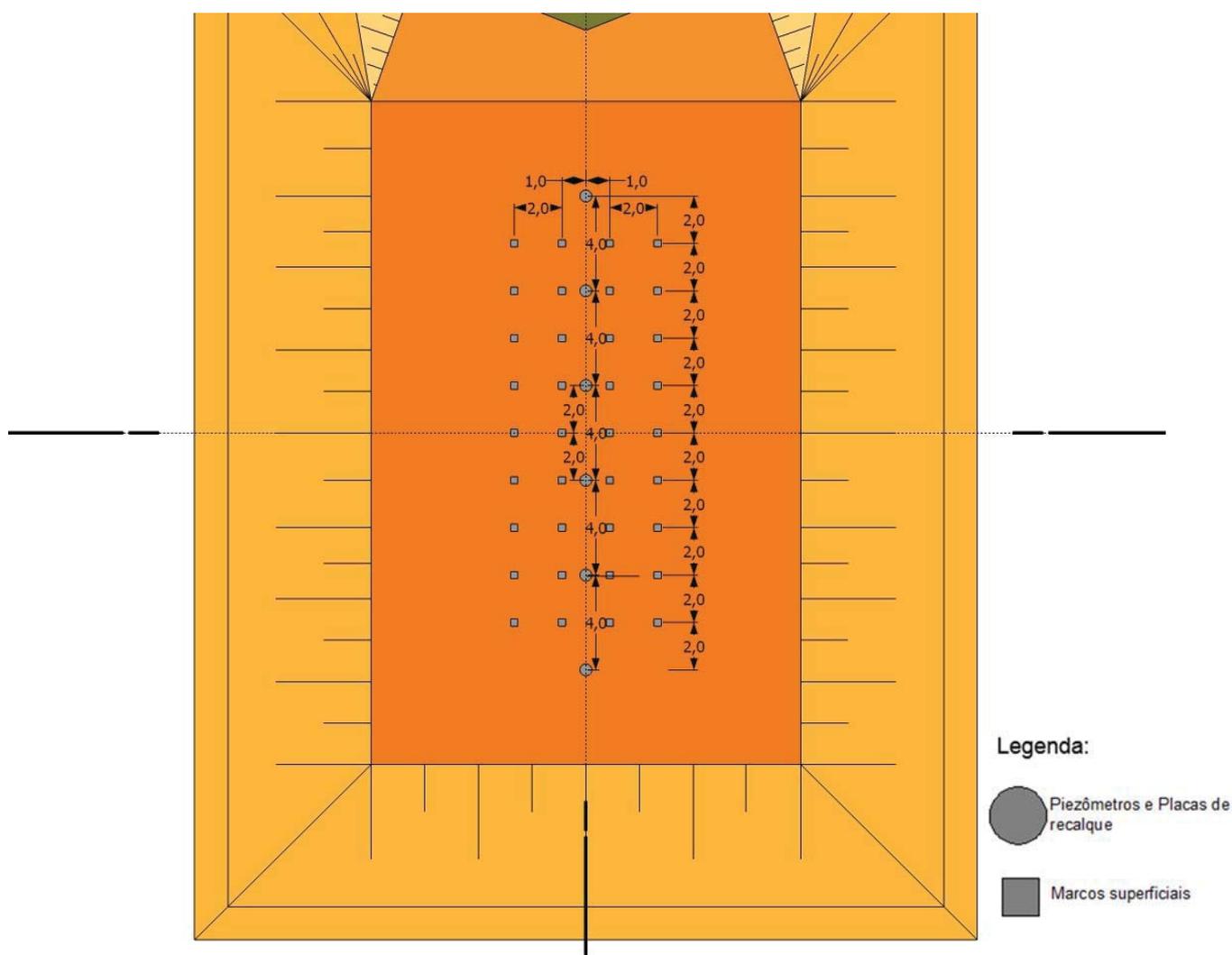


Figura 41 - Detalhamento da instrumentação no platô do aterro 2 (medidas em metro)

### 3.1.3. Execução do Aterro Experimental

A execução do aterro experimental ocorreu da seguinte maneira: a obra iniciou-se no dia 08 de abril de 2015, com a raspagem e limpeza do local do aterro, sendo utilizado um trator para realizar o serviço. No dia seguinte, iniciou-se o lançamento do acesso para as máquinas, que continuou no dia 10 de abril, quando também se iniciou o lançamento do aterro de conquista.

No dia 11 de abril de 2015 foi finalizado o lançamento da camada drenante, que também funcionou como aterro de conquista. O material utilizado será descrito adiante. A altura final dessa camada foi de 0,70 metros. As figuras 42 e 43 exibem as fotografias da construção desta primeira etapa do aterro. Nesta etapa foram utilizados quatro caminhões basculante, duas retroescavadeiras e uma escavadeira.



Figura 42 - Construção do acesso para as máquinas



Figura 43 - Finalização da construção da camada drenante

No dia 13 de abril de 2015 iniciou-se a instalação dos piezômetros, das placas de recalque e a colocação da geogrelha. Os piezômetros consistiram em um tubo de 50mm diâmetro, cuja parte inferior, denominada filtro, tinha cerca de 30 cm de altura perfurados e envolto por uma tela que foi amarrada. Na extremidade do tubo colocou-se um cap, também perfurado e com uma tela em seu interior. Inicialmente, no laboratório, os tubos tinham 2 metros de comprimento e o tubo restante foi emendado na fase de instalação. Detalhes do piezômetro e sua instalação encontram-se delineados nas figuras 44 e 45.

Nos aterros, instalaram-se 12 piezômetros, previamente marcados e alinhados antes do início da instalação. Os piezômetros serão nomeados de PZ neste trabalho, sendo numerados de 1 a 12, tendo como início o lado direito da Figura 37. Assim, em cada aterro, foram instalados 6 piezômetros. O aterro 1 incluiu os PZ 1 ao PZ 6, enquanto o aterro 2 abrangeu os piezômetros nomeados de PZ 7 ao PZ 12. Iniciou-se a instalação dos piezômetros com o auxílio de uma cavadeira, que foi utilizada para ultrapassar a camada drenante e chegar à camada de solo mole. Em seguida, fez-se perfuração a trado. Terminada a perfuração, limpava-se o furo, sendo utilizado o próprio trado para realizar a limpeza, e depois verificava-se a limpeza inserindo um tubo PVC no furo até que este saísse com a ponta limpa.

Com o furo limpo, foi lançada a primeira camada de areia, para formar um bulbo e, em seguida, inseriu-se o piezômetro até ser apoiado na areia. Posteriormente, foi lançada outra camada de areia, calculada para que todo o filtro, e 10 cm acima, fossem cobertos por areia. Posteriormente, foi lançada a bentonita em forma de grãos de aproximadamente 5 mm de diâmetro. Depois de lançada a bentonita, completou-se o furo com solo e areia. Este procedimento foi repetido por todos os outros 11 piezômetros. A profundidade de instalação dos piezômetros encontra-se na Tabela 7.

Enquanto o PZ 1 era instalado, a geogrelha estava sendo lançada sobre o aterro, figuras 46 e 47. Foi utilizado um caminhão tipo munck para levar a geogrelha até o aterro e colocá-la na área previamente delimitada. No dia 14 de abril, continuou-se a instalação dos piezômetros e começou-se o lançamento da primeira camada do aterro.

Terminada a instalação de cada piezômetro, colocava-se a placa de recalque, Figura 48, ao lado, sendo esta revestida na base para evitar possíveis danos. Foi utilizado um tubo PVC para diminuir o atrito entre a haste da placa e o material do aterro. A nomenclatura das placas neste trabalho será de PR, acrescido do número de referência.

A equipe que trabalhou no aterro nunca havia trabalhado com aterro instrumentado, o que, a princípio, dificultou o serviço - que tudo teve que ser feito com uma maior atenção para que os motoristas das máquinas se acostumassem com a instrumentação. Mesmo com todos os cuidados, perderam-se 2 piezômetros no dia 14 de abril. Com a quebra, foram instalados outros 2, afastando-se 1 metro, para dentro do aterro, de cada piezômetro quebrado.

No dia 15 de abril, foi compactada parte da primeira camada do aterro. Para a compactação do aterro, utilizou-se um rolo compactador tipo vibratório denteado, Figura 49, sendo executadas 8 passadas em todas as camadas do aterro. Enquanto o rolo compactava uma praça do aterro, outras camadas eram lançadas. As camadas foram lançadas com uma espessura média de 30 cm, para que, depois de compactadas, chegassem a uma espessura final de aproximadamente 20 cm.

Ao redor da placa de recalque e do piezômetro, a compactação foi feita manualmente, sendo delimitado um retângulo ao redor dos instrumentos para que não fossem quebrados pelo compactador. A parte que foi compactada manualmente encontra-se destacada na Figura 50.

Devido à chuva, alguns dias não foi possível o trabalho, já que a movimentação dos caminhões era impraticável. As figuras 51, 52 e 53 esclarecem o andamento da construção do aterro experimental.

Não foi feito controle de compactação *in situ* para verificação da umidade em que estava sendo compactado o aterro, mas, em cada camada, eram retiradas duas amostras, embaladas por um papel filme e envoltas por um pano úmido, sendo transportadas para o Laboratório de Engenharia Civil da UENF, LECIV, para realização de ensaios, a fim de determinar a umidade e o peso específico do solo após a compactação. A Tabela 10 traz os valores em cada camada calculados em laboratório.



Figura 44 - Perfuração a trado para instalação do piezômetro



Figura 45 - Detalhe do filtro do piezômetro

*Tabela 7 - Profundidade dos Piezômetros*

<b>Piezômetro</b>	<b>Profundidade</b>
PZ 1	-1,8
PZ 2	-3,45
PZ 3	-1,2
PZ 4	-3,37
PZ 5	-1,2
PZ 6	-1,47
PZ 7	-1,2
PZ 8	-1,85
PZ 9	-3,1
PZ 10	-2,6
PZ 11	-1,7
PZ 12	-1,7



Figura 46- Instalação da Geogrelha



Figura 47- Finalização da instalação da Geogrelha



Figura 48 - placa de recalque já com o tubo PVC



Figura 49 - Rolo vibratório denteado



Figura 50 - Detalhe da compactação manual entre os piezômetros e as placas de recalque



Figura 51 - Compactação da 2ª camada do aterro



Figura 52 – Compactação da 3ª camada do aterro



Figura 53 – Finalização do aterro 1

Os procedimentos referentes ao lançamento das camadas do aterro, citados acima, foram repetidos até o término do aterro 1, que se deu no dia 6 de maio, pela manhã, quando foi alcançada uma altura de 2,4 m acima da camada drenante, totalizando uma altura de 3,1 m. A partir dessa data, a velocidade de carregamento do aterro foi dada de forma lenta, até ocorrer a ruptura no aterro 2, que ocorreu no dia 9 de maio.

Após o término do aterro 1, todo o procedimento concentrou-se no aterro 2, que começou a apresentar algumas trincas quando alcançou a altura igual a 3,5 m. Continuou-se o alteamento do aterro até o dia 8 de maio, que foi numa sexta-feira, chegando a uma altura final de 3,7 m. No sábado, pela manhã, foi observada a ruptura do aterro 2. Destaca-se que a ruptura ocorreu no canto do aterro 2, portanto, será esta região a ser analisada na retroanálise. Houve uma ruptura progressiva no aterro 1, mas não será tratada neste trabalho.

Vale ressaltar que as trincas da ruptura se propagaram pela seção longitudinal do aterro até chegar à região da geogrelha onde, nitidamente houve uma retenção do processo de ruptura, com um desvio da trinca. As figuras 54, 55, 56 e 57 mostram a ruptura do aterro 2, enquanto as figuras 58 e 59 apresentam o aterro 1 após ruptura do aterro 2. Foi realizado um mapeamento das trincas, o que pode ser visto na Figura 60.



Figura 54 - Ruptura do Aterro 2



Figura 55 - Levantamento lateral de solo na seção longitudinal do aterro 2



Figura 56 - Ruptura do Aterro 2 – desvio das trincas



Figura 57 - Levantamento lateral de solo



Figura 58 - Trincas longitudinal no Aterro 1



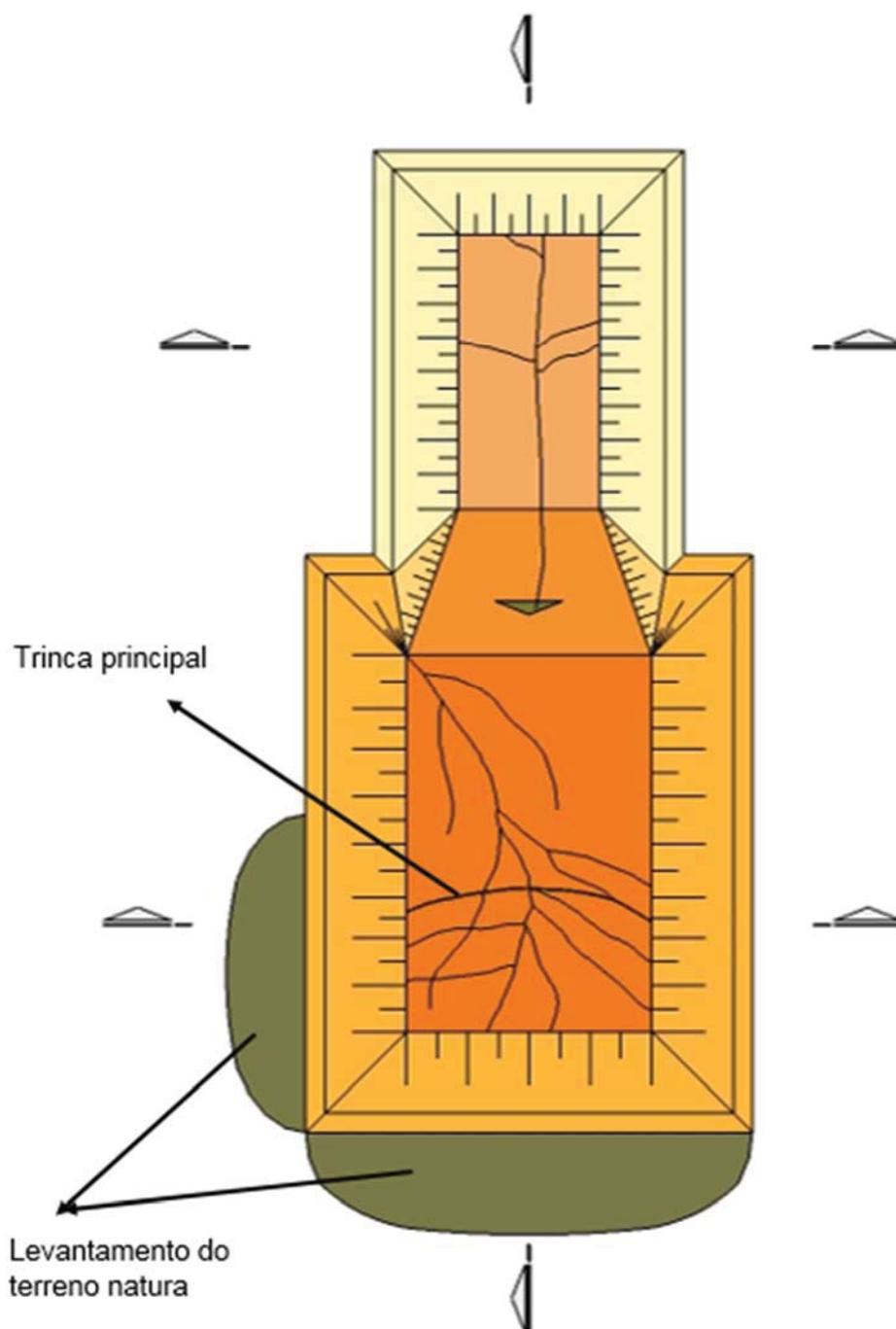
Figura 59 - Trincas transversais no Aterro 1

Com a ruptura, foi verificada em qual altura o aterro rompeu para ser feita uma retroanálise, a fim de estimar a resistência não drenada do solo mole para então, ser possível o dimensionamento das Bermas de Equilíbrio. O programa utilizado para cálculo foi o Slide, da Rocscience. Detalhes do cálculo da retroanálise e dos parâmetros utilizados serão tratados no próximo capítulo.

O cálculo da estimativa da resistência não drenada do solo mole, inicialmente, ou seja, antes da retroanálise, foi feito utilizando a Equação 10.

$$H_c = \frac{5,5 \times S_u}{\gamma_{at}} \quad (10)$$

onde:  $H_c$  é a altura crítica do aterro,  $S_u$  é a resistência não drenada do solo mole e  $\gamma_{at}$  é o peso específico do aterro. Detalhes da retroanálise serão discutidos no Capítulo 4.



*Figura 60 - Trincas no Aterro Experimental*

Após o cálculo da estabilização do aterro, deu-se início à recuperação do aterro no dia 11 de maio. Primeiramente, foi jogado material sobre o aterro rompido, para que o aterro fosse uniformizado e as trincas da ruptura fossem preenchidas. Destaca-se que a altura final dos aterros após a ruptura foi de 3,7 m no aterro 2 e de 3,1 m no aterro 1.

Terminado o nivelamento do aterro, foram efetuados os cortes do talude do aterro e, em seguida, começou-se a construção das Bermas Laterais, com o mesmo material

do aterro. A construção da Berma Lateral durou quatro dias, terminando no dia 15 de maio, uma sexta-feira. Com isso, faltava apenas a instalação dos marcos superficiais na crista do aterro. A instalação dos marcos, por problemas técnicos, ocorreu 27 dias após o término das Bermas de Equilíbrio, sendo instalados nos dias 11 e 12 de junho, sendo a primeira leitura feita no dia 13 de junho.

O monitoramento do aterro continua desde então, sendo feitas comparações entre as medidas da instrumentação e as previsões analíticas, e os resultados serão apresentados no Capítulo 5.

A Figura 61 traz a configuração final do aterro, após a construção das bermas de equilíbrio. As figuras 62 a 65 mostram as dimensões das bermas de equilíbrio do aterro menor e maior. Já a Figura 66 apresenta uma imagem real do aterro construído, retirada do Google Earth.

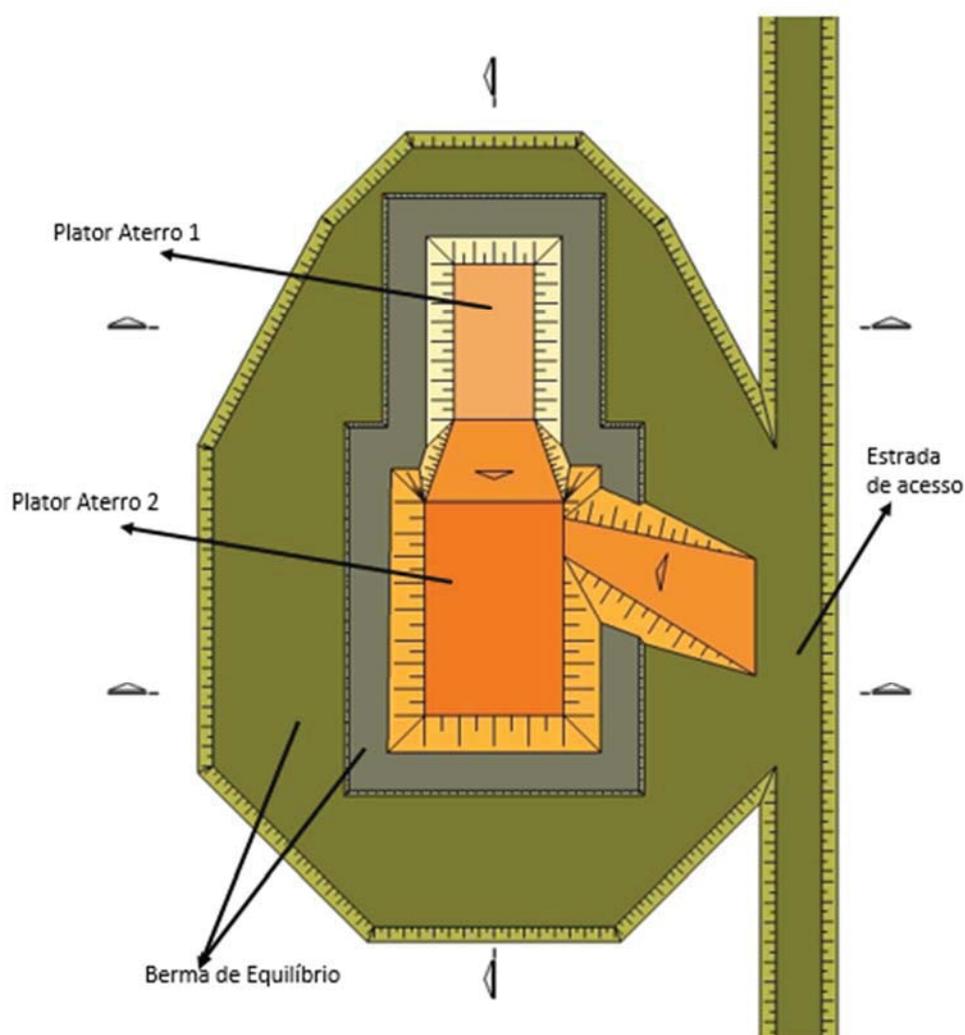


Figura 61 - Layout do projeto do aterro experimental com as bermas de equilíbrio

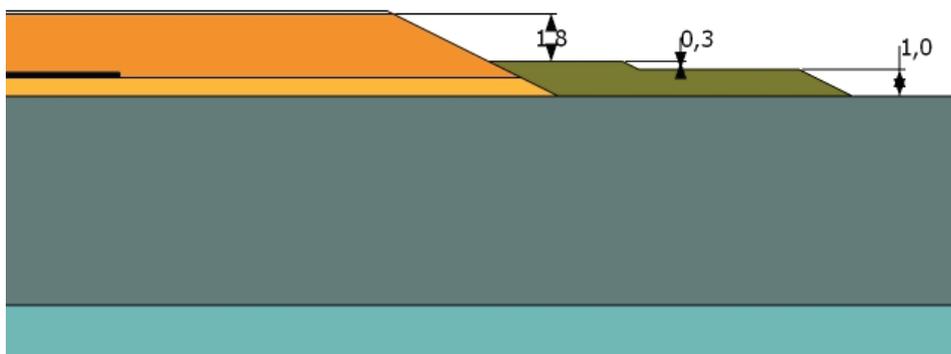


Figura 62 - Alturas das bermas do aterro 1 (medidas em metro)

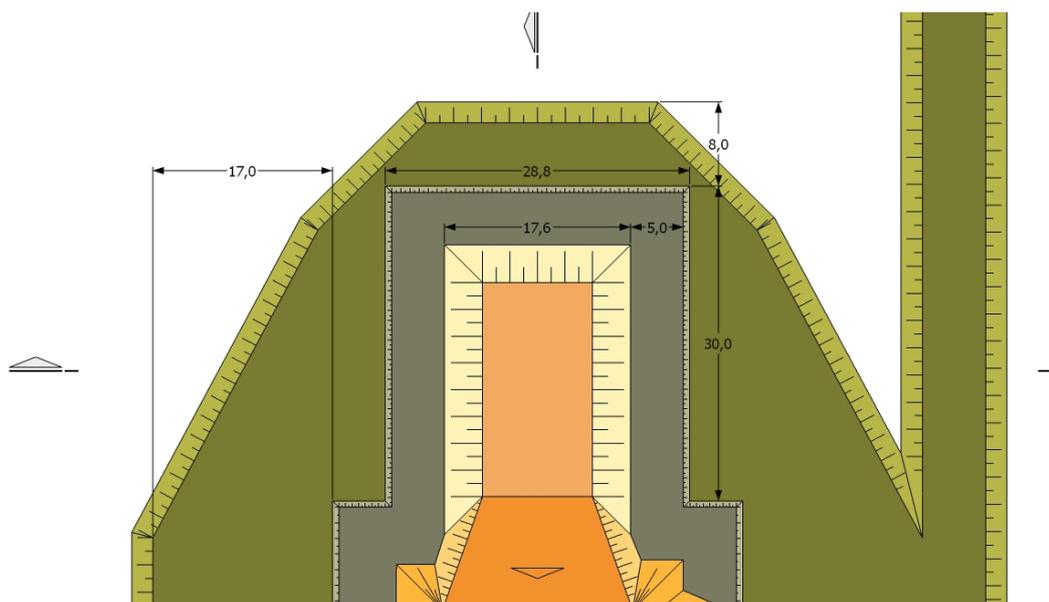


Figura 63 - Dimensões das bermas do aterro 1 (medidas em metro)

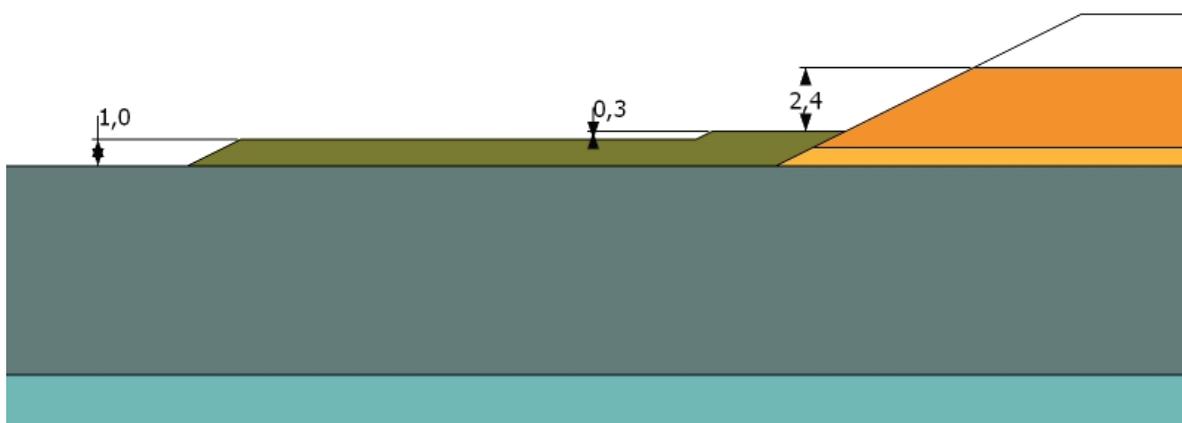


Figura 64 - Alturas das bermas do aterro 2 (medidas em metro)

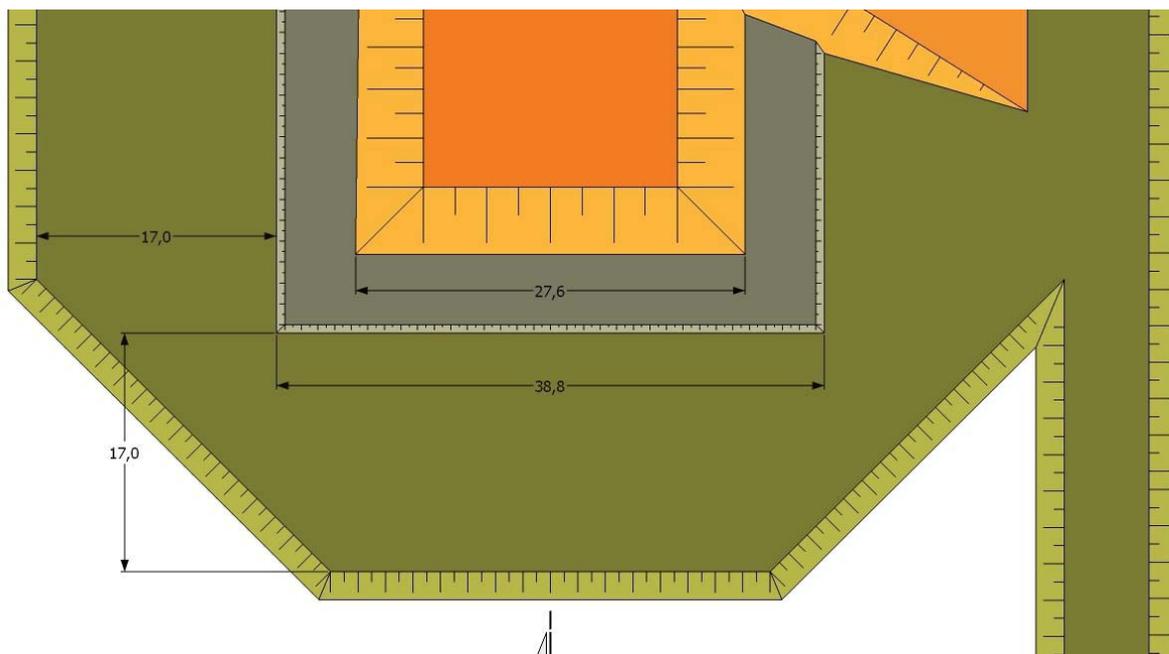


Figura 65 - Dimensões das bermas do aterro 2 (medidas em metro)



Figura 66 - Vista do Google Earth do aterro experimental

A seguir, serão fornecidas informações sobre os ensaios realizados nos materiais do aterro.

### 3.1.4. Caracterização Geotécnica do Material do Aterro

A área de estudo onde foi construído o aterro possui uma área de empréstimo, de onde foi retirado todo material para construção do aterro. Dessa forma, foram coletadas amostras dos diferentes tipos de solos disponíveis para construção do aterro, a fim de se fazer a caracterização completa em laboratório. Os resultados das análises são apresentados a seguir.

#### 3.1.4.1. Granulometria

Foram determinados os Limites de Atterberg, de acordo com as normas ABNT NBR 7180 (1988) e ABNT NBR 6459 (1984) e, as análises granulométricas foram realizadas conforme ABNT NBR 6508 (1984) e ABNT NBR 7181 (1988). A Tabela 8 exibe os resultados obtidos dos ensaios caracterização completa para as 3 amostras ensaiadas e, a Figura 67 traz as curvas granulométricas dos materiais ensaiados.

Tabela 8 - LL, LP e G das três amostras ensaiadas

	Limite de Liquidez (%)	Limite de Plasticidade (%)	Densidade real dos grãos (g/cm <sup>3</sup> )
Amostra 1	47,5	29,3	2,67
Amostra 2	58,5	29,5	2,67
Amostra 3	---	---	2,67

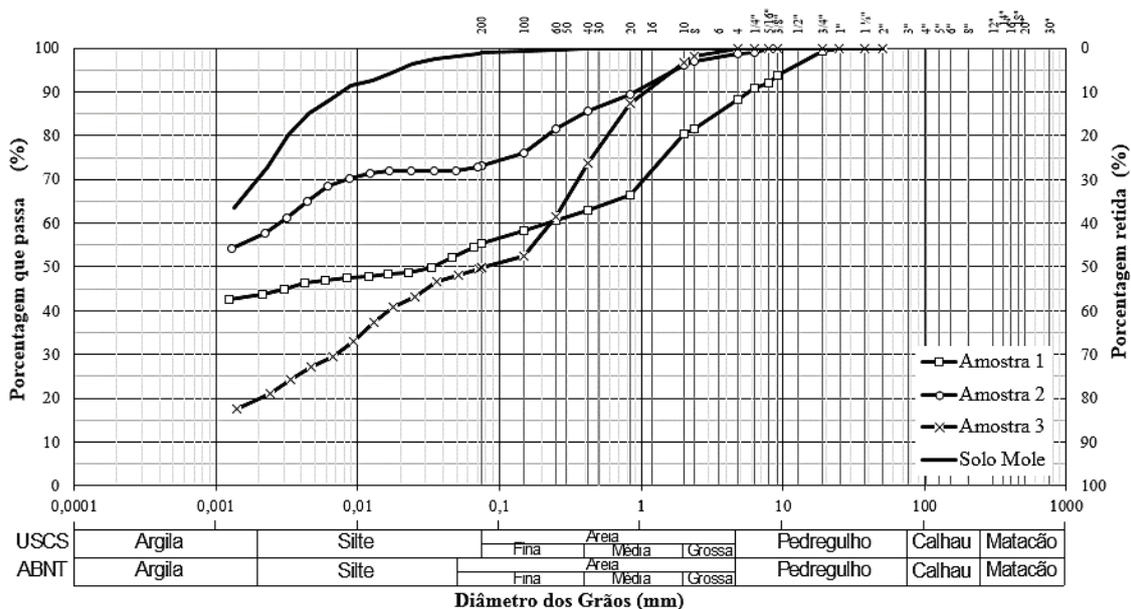


Figura 67 - Curva Granulométrica das Amostras da área de empréstimo

Os dados obtidos nos ensaios de granulometria são mostrados na Tabela 9.

Tabela 9 - Dados obtidos nos ensaios de caracterização

	Classificação (USCS)	D <sub>10</sub>	D <sub>15</sub>	D <sub>30</sub>	D <sub>50</sub>	D <sub>60</sub>	D <sub>85</sub>	Cc	Cu
Amostra 1	CL	0,0003	0,0004	0,0009	0,0335	0,2232	3,5895	0,0117	769,66
Amostra 2	CH	0,0002	0,0004	0,0007	0,0012	0,0028	0,3985	0,7692	11,70
Amostra 3	SM	0,0008	0,0012	0,0070	0,0816	0,2343	0,7684	0,2653	295,69
Solo Mole	OH	0,0002	0,0003	0,0006	0,0011	0,0013	0,0045	1,5	6

### 3.1.4.2. Compactação

Foi executado ensaio de compactação também nos solos da jazida de empréstimo, onde foi utilizado o ensaio de compactação Proctor com energia normal, segundo a ABNT NBR 7182 (1988). Os resultados encontram-se na Figura 68.

Foi realizada uma estimativa da curva de compactação do aterro no campo, que também está representada na Figura 68.

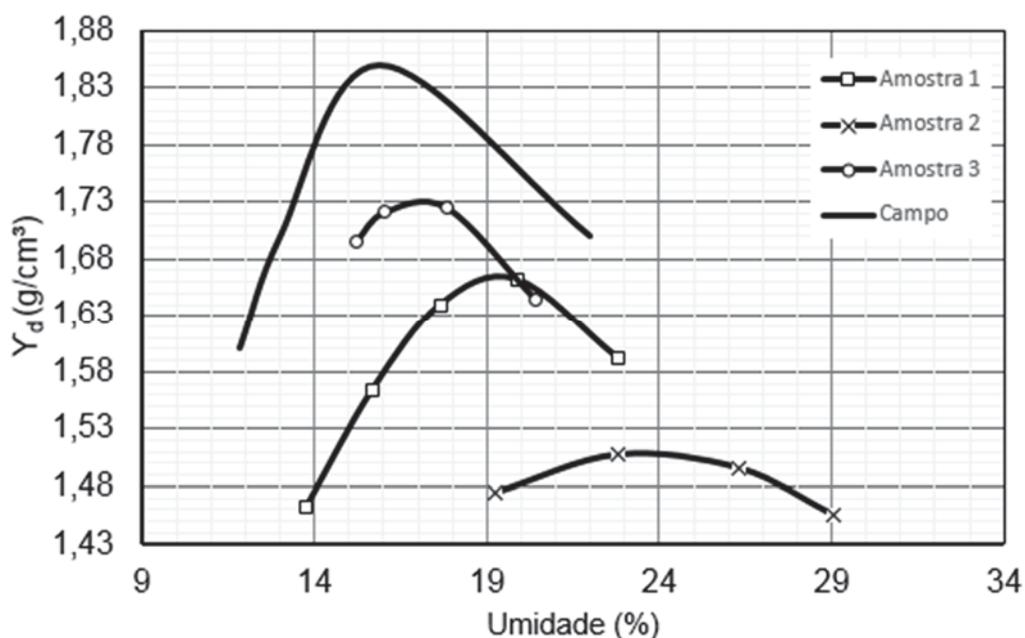


Figura 68 - Curva de Compactação das amostras da área de empréstimo

### 3.1.4.3. Camadas do Aterro e Camada Drenante

Na camada drenante, foi utilizado o material da amostra 3, devido a sua permeabilidade ser maior do que a dos solos das amostras 1 e 2. Para as camadas do aterro, utilizou-se solo da amostra 2 e para o acesso das máquinas, foi usado material da amostra 1.

A cada camada do aterro, retirou-se amostras para determinação de umidade, peso específico natural ( $\gamma_{nat}$ ) e peso específico seco ( $\gamma_d$ ). Vale ressaltar que, todas as amostras foram retiradas logo após o lançamento e a compactação de cada camada. Os resultados estão na Tabela 10, e estão representados por média de cada camada.

*Tabela 10 - Resumo do controle das camadas de campo*

<b>Camada</b>	<b><math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>
Conquista	15,0
1 <sup>a</sup> camada	19,5
2 <sup>a</sup> camada	18,0
3 <sup>a</sup> camada	20,0
4 <sup>a</sup> camada	20,0
5 <sup>a</sup> camada	19,0
6 <sup>a</sup> camada	20,0
7 <sup>a</sup> camada	19,0
8 <sup>a</sup> camada	19,0
9 <sup>a</sup> camada	18,0
10 <sup>a</sup> camada	17,5
11 <sup>a</sup> camada	17,0
12 <sup>a</sup> camada	18,0

### 3.2. Considerações Finais do Capítulo

Estudos como este são relevantes para o avanço da Engenharia Geotécnica. Parcerias com iniciativa privada para pesquisa são sempre proveitosas para ambos os lados, e o presente trabalho é fruto desse tipo de parceria.

A Região de Macaé – RJ apresenta uma bacia de solo mole com variações em sua extensão, sendo observadas espessuras maiores em locais com percurso d'água. Na área de estudo do aterro experimental, essa variação é bastante similar, tendo ao pé do maciço terroso espessuras menores de solo mole e, ao centro do terreno espessuras maiores. A quantidade de sondagens realizadas é pequena, mas é capaz de nos informar que o perfil da área de estudo realmente revela solo de baixíssima capacidade de suporte.

## Capítulo 4 – Análise de Estabilidade de Aterros sobre Solos Moles

### 4.1. Métodos de Análise de Estabilidade para Aterros sobre Solo Mole

Na literatura, é possível encontrar métodos de análise de estabilidade de taludes e aterros, baseados no princípio do equilíbrio limite. O método de equilíbrio limite consiste na determinação do equilíbrio de uma massa ativa de solo, a qual pode ser delimitada por uma superfície de ruptura circular, poligonal ou de outra geometria qualquer. O método assume, ainda, que a ruptura se dá ao longo de uma superfície e que todos os elementos ao longo dessa superfície atingem simultaneamente a mesma condição de  $FS=1$ .

A Figura 69 ilustra o método das lamelas, normalmente utilizado para análise de estabilidade de taludes. Nela, são mostradas as forças atuantes em cada lamela.

A literatura disponibiliza uma diversidade de métodos para análise de estabilidade, alguns dos quais referidos na Tabela 11.

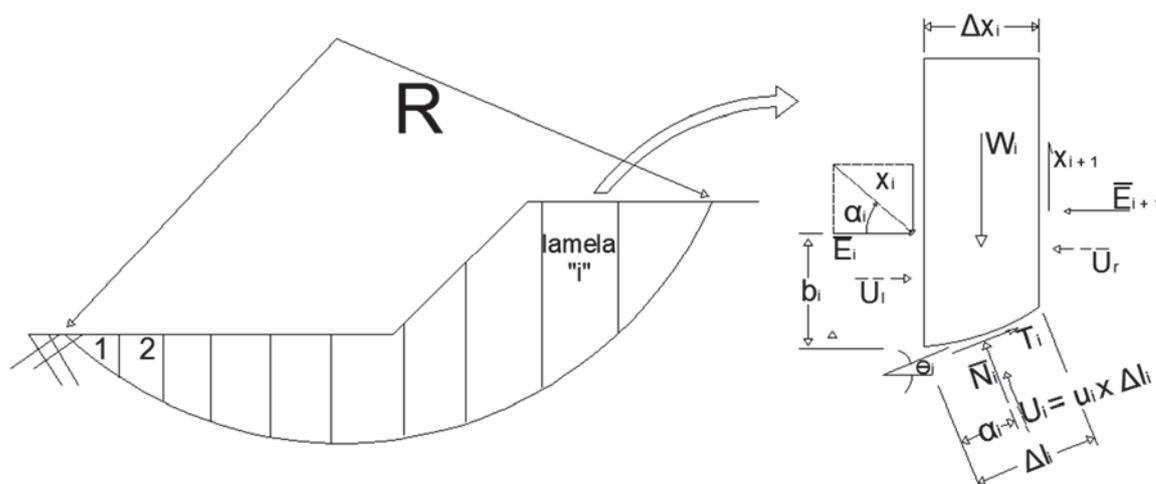


Figura 69 - Superfície circular e método de lamelas para análise de estabilidade (adaptado de Lambe e Whitman, 1979)

A formulação do conceito de equilíbrio limite acarreta uma quantidade de incógnitas superior ao número de equações disponíveis, o que torna o problema estaticamente indeterminado. Assim, os métodos de análise de estabilidade diferem entre si pelas considerações que cada um assume em suas formulações.

Tabela 11 - Considerações de alguns métodos de análise de estabilidade

<b>Método</b>	<b>Características</b>	<b>Hipóteses</b>
Fellenius (1936)	Superfície de ruptura circular Satisfaz o equilíbrio de momentos	Resultante é paralela à inclinação média da fatia
Bishop Simplificado (1955)	Superfície de ruptura circular Satisfaz o equilíbrio de momentos Satisfaz o equilíbrio de forças verticais	Resultante é horizontal
Janbu Simplificado (1968)	Superfície de ruptura qualquer Satisfaz o equilíbrio de forças verticais	Resultante é horizontal e um fator de correção é usado para considerar a força entre fatias
Spencer (1967)	Superfície de ruptura qualquer Satisfaz o equilíbrio de momentos Satisfaz o equilíbrio de forças verticais	A resultante possui uma inclinação constante ao longo de toda a massa
Morgenstern e Price (1965)	Superfície de ruptura qualquer Satisfaz o equilíbrio de momentos Satisfaz o equilíbrio de forças verticais	A direção da resultante é definida por uma função

O método de Fellenius é um dos mais conservadores, e assim tende a fornecer valores menores de FS, enquanto que o método de Bishop simplificado, apesar de também apresentar simplificações, fornece resultados mais confiáveis do que o de Fellenius. O método de Spencer é um método rigoroso, pois se propõe a satisfazer todas as equações de equilíbrio, além de não desprezar as forças interlamelares. Os métodos de Fellenius e Bishop simplificado são métodos que revelam superfícies circulares. Já os métodos de Janbu e Morgenstern e Price exibem superfícies não circulares, sendo também métodos rigorosos e que satisfazem todas as equações de equilíbrio. O método de Spencer também apresenta superfície não circular.

#### 4.2. Análise de Estabilidade do Aterro Experimental

Serão apresentados, a seguir, todos os critérios e métodos adotados para análise de estabilidade do aterro experimental, bem como sua retroanálise.

##### 4.2.1. Descrição das Análises de Estabilidade

Neste trabalho, foi utilizado o método do equilíbrio limite, pelo procedimento de lamelas. Para tanto, foram empregados o método de Bishop simplificado, Fellenius, Janbu Simplificado, GLE/Morgenstern-Price e Spencer, mas serão fornecidos aqui apenas os resultados de Bishop simplificado.

#### 4.2.1.1. Resistência não drenada do solo mole

O valor da resistência não drenada do solo que se tinha disponível foi obtido através de ensaios triaxiais UU realizados por Póvoa (2016), cuja dissertação está em andamento, e o valor encontrado no ensaio foi de 7,5 kPa. Dessa maneira, será realizada a retroanálise para encontrar o valor da resistência não drenada do solo e comparado com o resultado do ensaio de laboratório. Será também observado o valor encontrado através da Equação 10, apresentada no Cap. 3 deste trabalho para comparação dos valores.

Devido à impossibilidade de execução de um ensaio de campo tipo palheta ou CPTu no local do aterro, a resistência não drenada do solo está sendo considerada constante ao longo da profundidade. Ensaios de adensamento forneceram um peso específico do solo mole de 12,64 kN/m<sup>3</sup>.

O critério de ruptura adotada para camada de solo mole foi de  $\Phi=0$ , ou análise em termos de tensões totais, em que o parâmetro essencial é a resistência não drenada do solo.

#### 4.2.1.2. Aterro de Conquista e Material do Aterro

Tanto para o aterro de conquista, quanto o material do aterro, foi considerado o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Assim, o peso específico médio do aterro de conquista e do material do aterro adotados estão na Tabela 12.

Foi coletada amostra indeformada do material do aterro e do aterro de conquista, após lançado em campo, para realização do ensaio de cisalhamento. Os resultados obtidos no ensaio e considerados encontram-se na Tabela 12.

*Tabela 12 - Resultado dos ensaios do material do aterro e do aterro de conquista*

	<b>c'</b>	<b><math>\Phi'</math></b>	<b><math>\gamma_{\text{médio}}</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Desvio Padrão do <math>\gamma_{\text{médio}}</math></b>
Aterro de conquista	5,5	34	15	0,1
Corpo do Aterro	21	38,3	18,7	0,1

#### 4.2.1.3. Alturas de Aterros relativas às camadas de construção

O controle da altura do aterro foi feito, em campo, de acordo com as hastes da placa de recalque no decorrer do aterro. Quando terminou o aterro 1, o controle do alteamento do aterro foi realizado também com acompanhamento topográfico. O controle permitiu a determinação exata da altura do aterro no momento da ruptura.

#### 4.2.1.4. Reforço utilizado

O reforço utilizado foi a Geogrelha Fortrac 80T, da empresa HUESKER. Destaca-se que o posicionamento da geogrelha no aterro experimental indica que o mecanismo de ruptura na região reforçada foi interrompido. Comparações do aterro com o reforço e este sem reforço serão dadas adiante.

#### 4.2.2. Retroanálise da Ruptura do Aterro

Como não houve ensaios de palheta, não será necessária a aplicação do fator de correção de Bjerrum, proposto por Bjerrum (1972).

Para encontrar o valor da resistência não drenada do solo mole, fez-se uso da análise de estabilidade da seção 1 da Figura 70. Foram realizadas diversas tentativas, alterando o valor de  $S_u$ , até chegar em um valor de  $FS=1$ . Após encontrar o valor da resistência não drenada, foi possível realizar outras análises no aterro com a finalidade de avaliar o seu comportamento. Destaca-se que o valor inicial da resistência não drenada utilizado na retroanálise foi o obtido a partir da Equação 10, apresentada no Capítulo 3, onde foi adotado a altura crítica de 3,5 m, tendo em vista que foi quando iniciou-se o aparecimento de trincas no aterro. Na Figura 60, é possível verificar as trincas no aterro após a ruptura.

A seguir serão apresentadas as análises de estabilidade para a situação em que foi encontrada a resistência não drenada do solo mole para um  $FS=1$ .

As seções 2 e 3, da Figura 70, foram analisadas com e sem a presença da geogrelha, para ser verificada sua eficácia no processo de ruptura, ou o quanto esta aumenta o  $FS$  do aterro. O resultado encontra-se na Figura 72.

A Figura 71 ilustra o resultado da análise de estabilidade da seção 1. Todas as análises que foram realizadas para encontrar a resistência não drenada do solo mole

se acham resumidas na Tabela 13. Destaca-se que a superfície de ruptura foi induzida no programa.

Foi também feito um gráfico que expõe a variação do fator de segurança com a carga aplicada no aterro, ou seja, a cada camada lançada foi possível calcular um FS do aterro, conforme Figura 72.

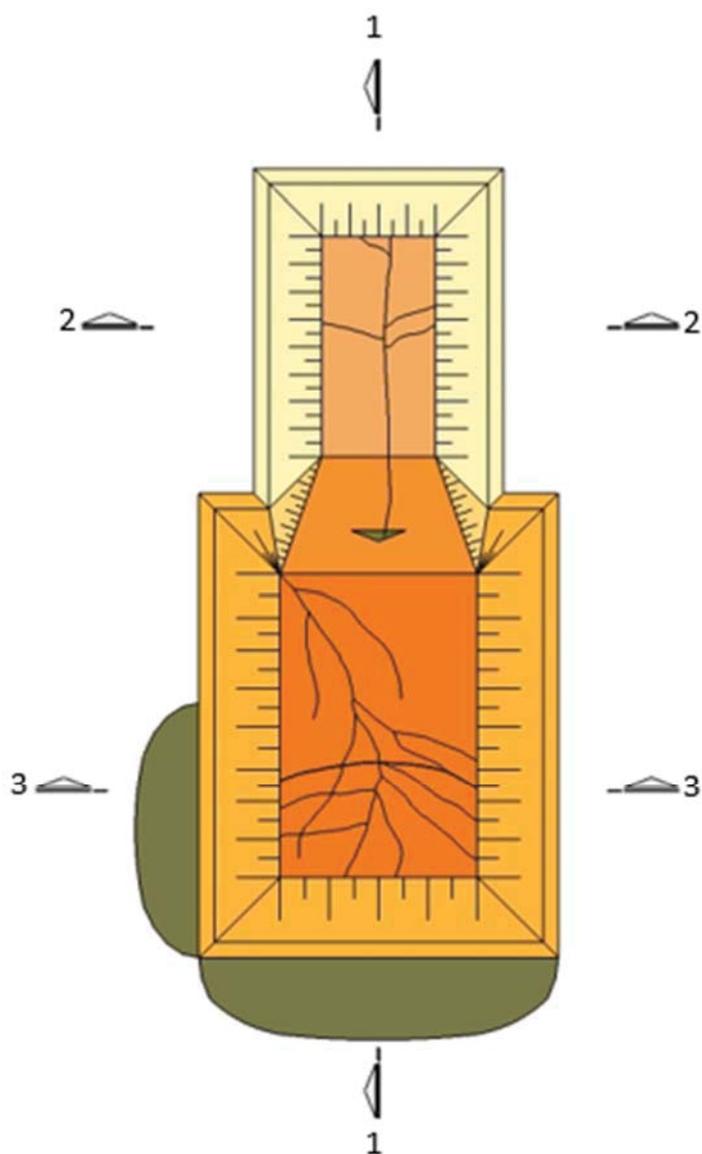


Figura 70 - Sessões analisadas na análise de estabilidade do aterro

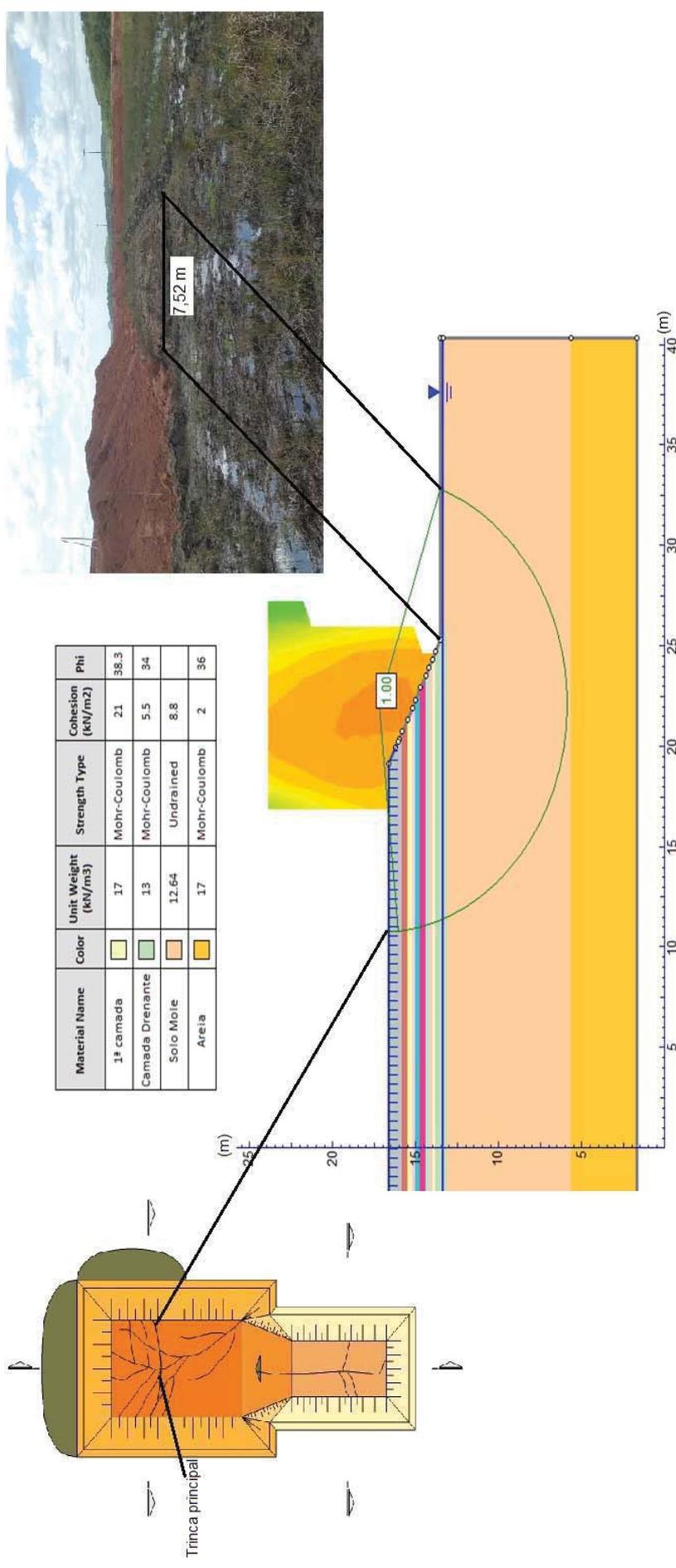


Figura 71 - Análise de Estabilidade do Aterro - Sessão 1

Tabela 13 - Relação das tentativas de encontrar a resistência não drenada do solo mole

Su	FS
12	1,35
11	1,24
10	1,13
9	1,02
8,9	1,01
8,8	1,00
7,5	0,85

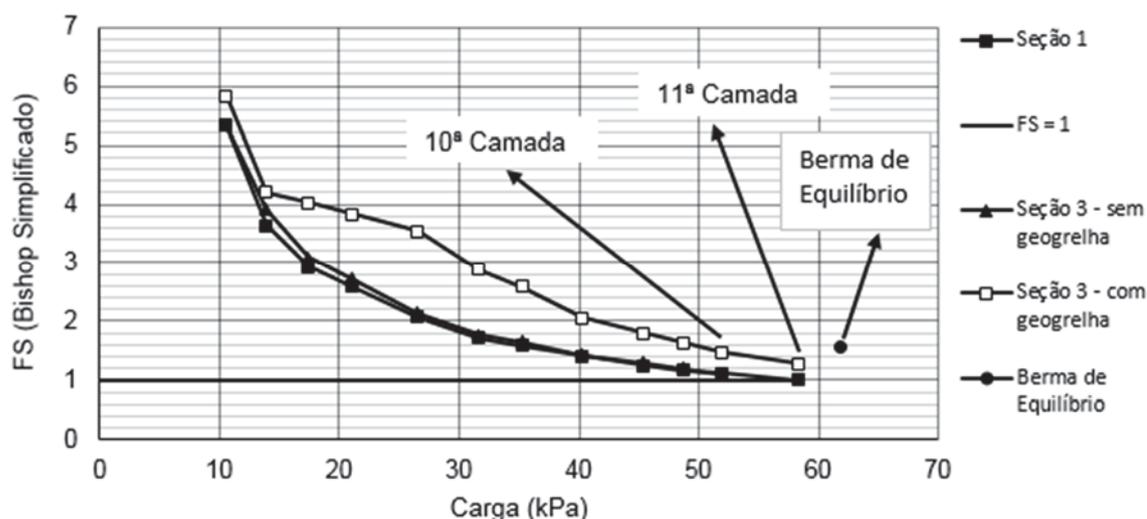


Figura 72 - Variação do Fator de Segurança com a carga até o final da construção do aterro

Nota-se, no gráfico, que na seção 3 - sem a geogrelha - o aterro sofreria ruptura também, mas a geogrelha evitou essa ruptura. É observado também o quanto a berma de equilíbrio aumentou o FS do aterro.

#### 4.2.3. Resultados das Análises de Estabilidade da Berma de Equilíbrio

Com a ruptura do aterro, fez-se a retroanálise para aferir o valor da resistência não drenada do solo mole para, em seguida, ser realizado o dimensionamento das Bermas de Equilíbrio. Os resultados aqui apresentados foram baseados nas seções apresentadas na Figura 70.

Foram efetuadas várias tentativas para as bermas de equilíbrio e, no final, foram levadas em consideração distâncias no terreno que deveriam ser respeitadas, de acordo com as leis ambientais e a quantidade de material que foi possível utilizar, já que perante o INEA teve-se que estimar, inicialmente, um volume de terra que seria escavado. As análises estão representadas nas figuras 73, 74, 75 e 76.

Como não se sabe o estado da geogrelha após a ruptura, esta não foi levada em consideração nas seções 2 e 3 para a análise de estabilidade da Berma de Equilíbrio.

As bermas de equilíbrio foram dimensionadas para atenderem as normas do DNER-PRO-381/98, e os FS recomendados estão ilustrados na Tabela 14. A descrição de cada classe encontra-se na Tabela 15.

*Tabela 14 - Fatores de segurança mínimo exigido pelo DNER-PRO (DNER, 1998)*

<b>Classe do Aterro</b>	<b>FS mínimo</b>
I	1,4
II	1,3
III	1,2

*Tabela 15 - Descrição das Classes do Aterro, segundo DNER-PRO (1998)*

<b>Classe</b>	<b>Descrição</b>
I	Aterros junto a estruturas rígidas, bem como aterros próximos a estruturas sensíveis. Sua extensão deve ser pelo menos 50 m para cada lado da interseção.
II	Não estão próximos a estruturas sensíveis e são maiores que 3 m.
III	Não estão próximos a estruturas sensíveis e são menores que 3 m.

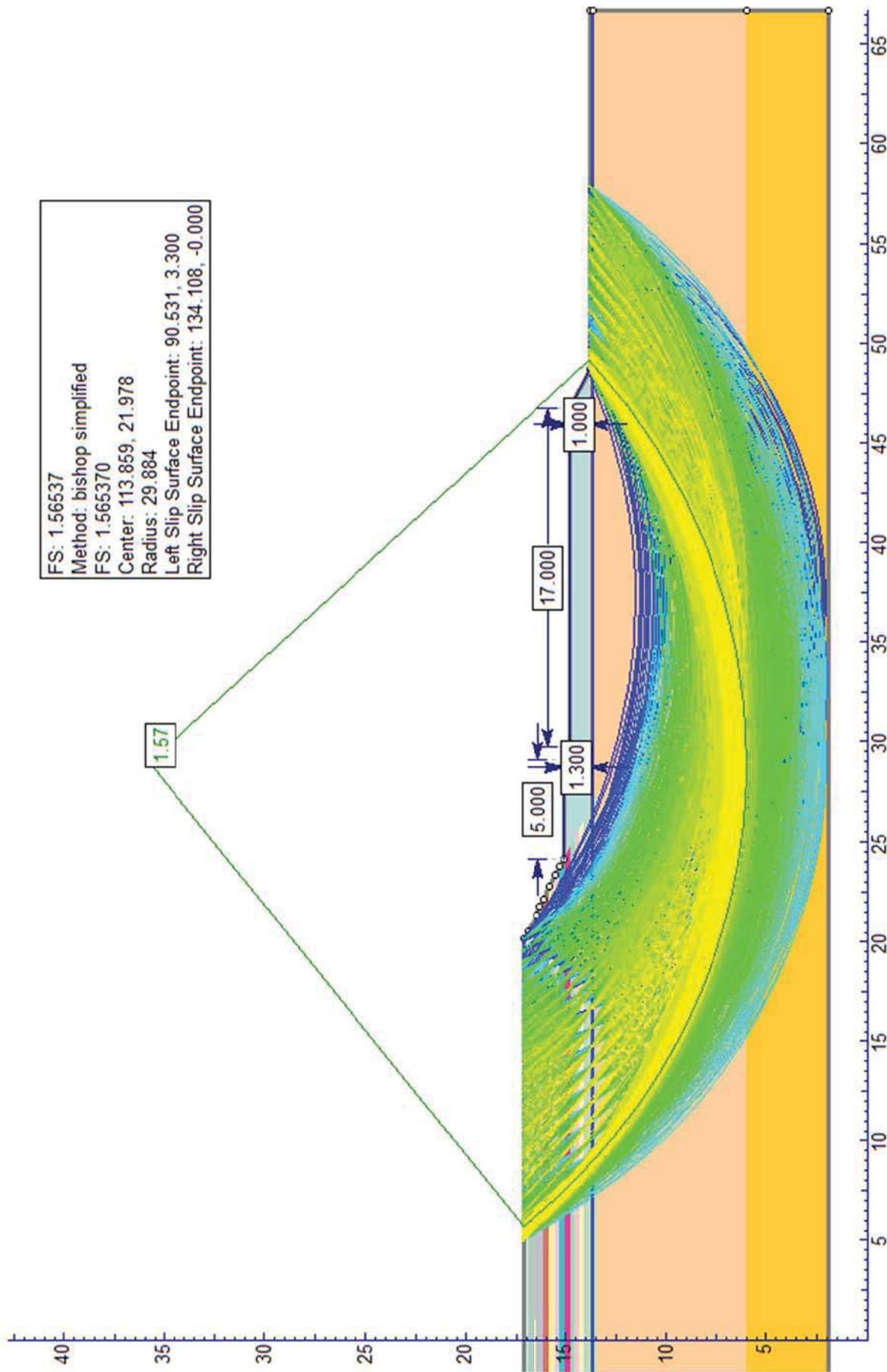


Figura 73 - Análise de Estabilidade da construção da Berma de Equilíbrio - Seção 1 – lado esquerdo

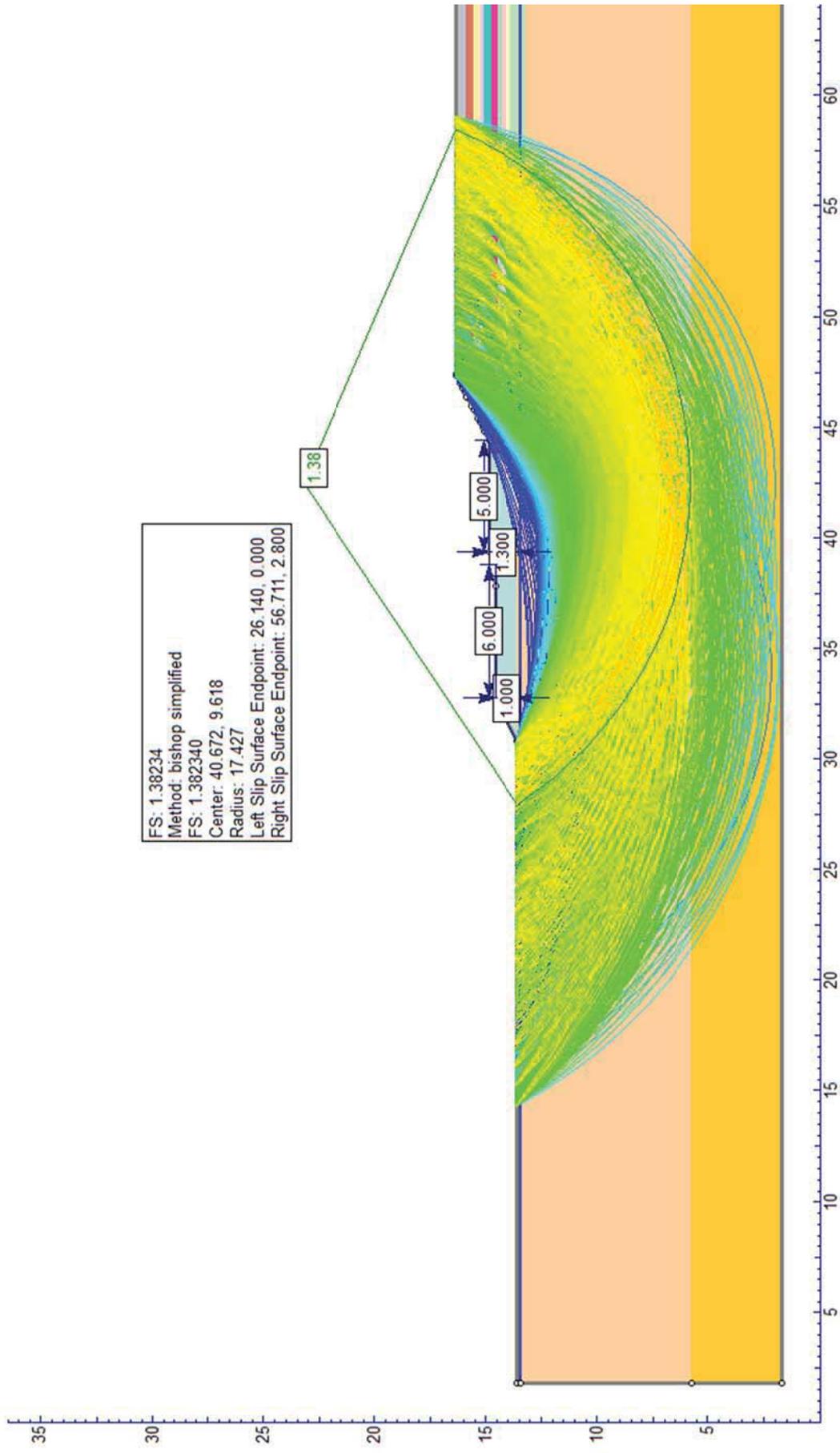


Figura 74 - Análise de Estabilidade da construção da Berma de Equilíbrio - Seção 1 – lado direito

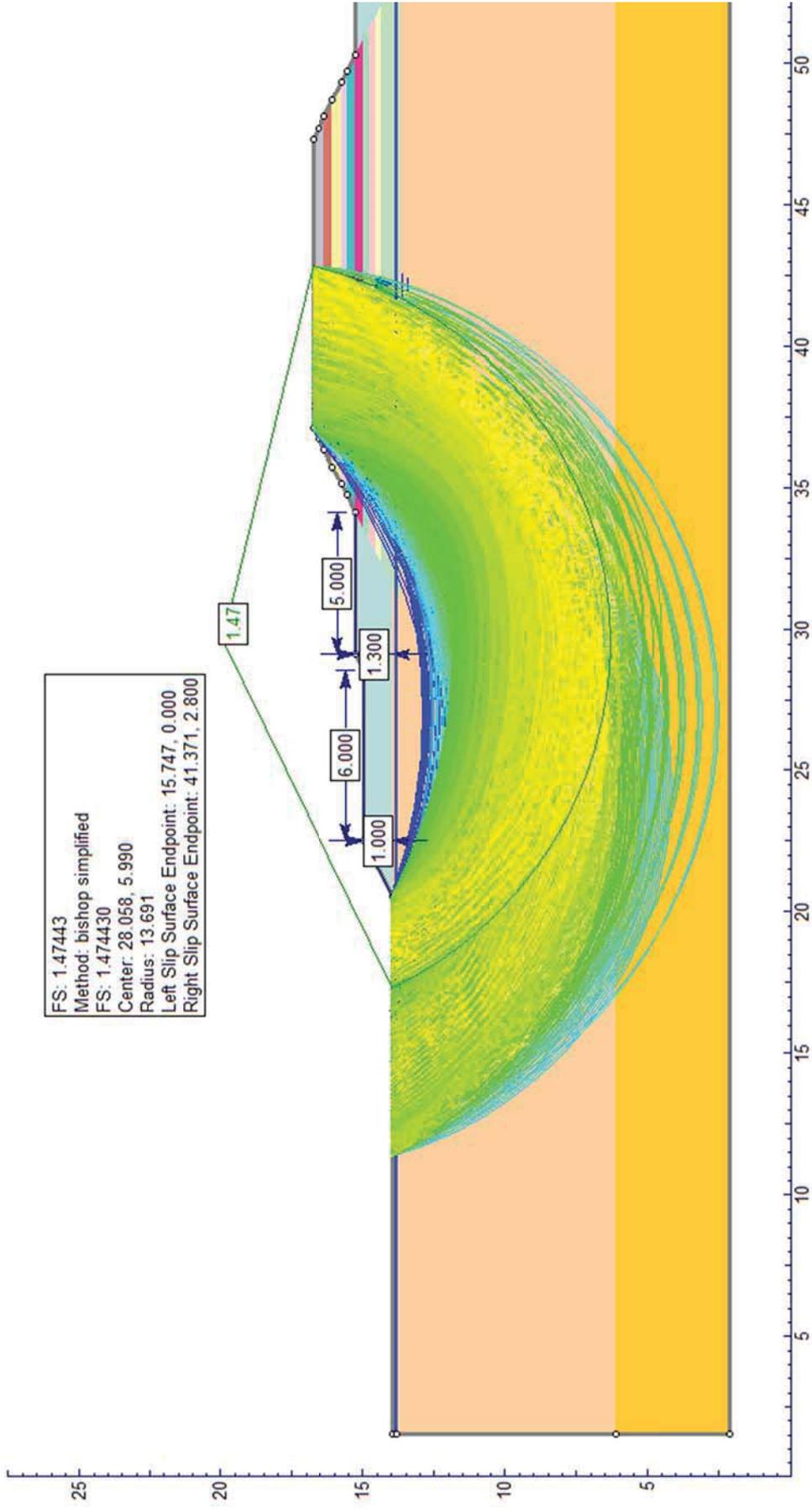


Figura 75 - Análise de Estabilidade da construção da Berma de Equilíbrio - Seção 2

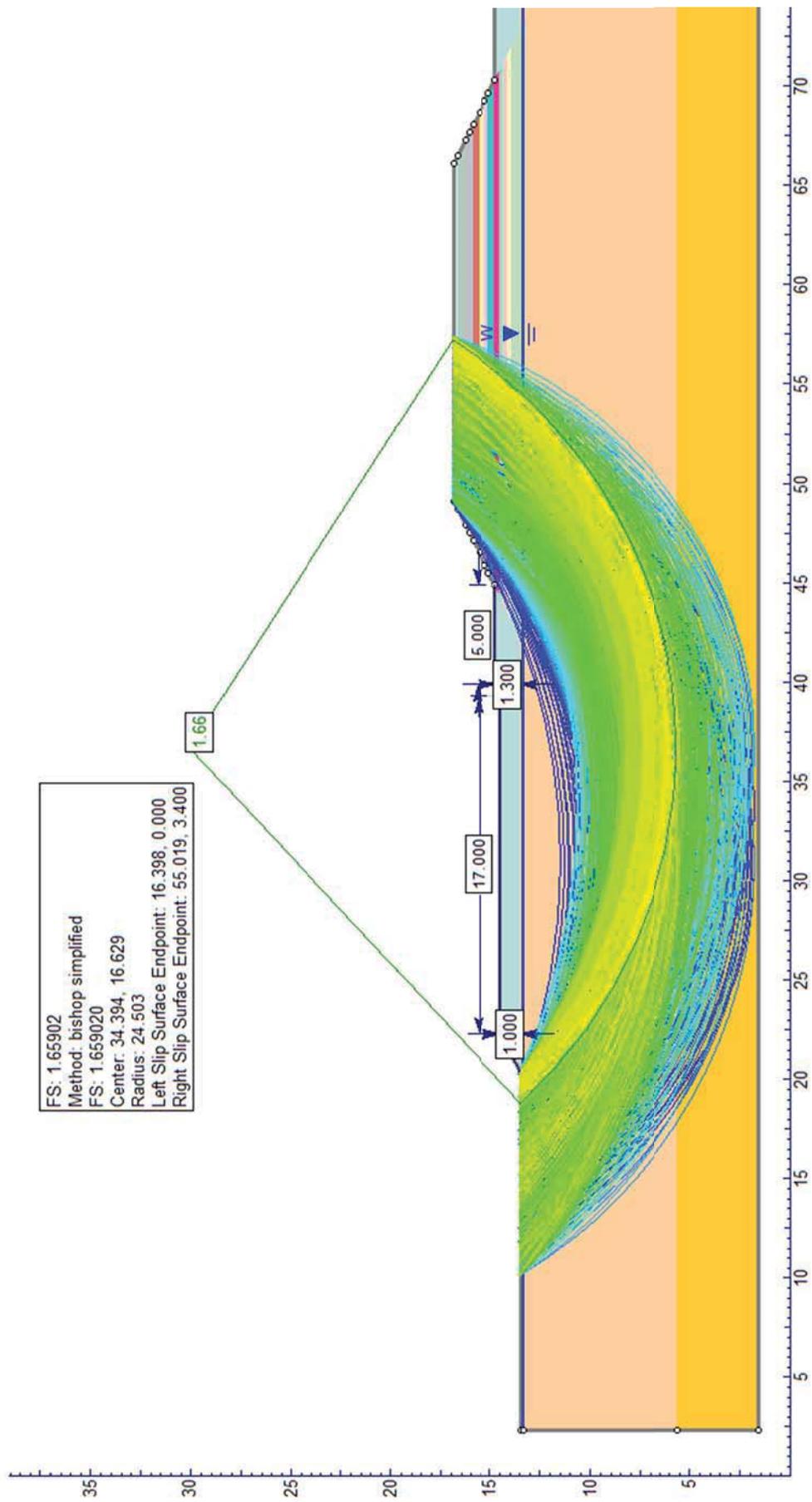


Figura 76 - Análise de Estabilidade da construção da Berma de Equilíbrio - Seção 3

#### 4.2.4. Considerações Finais

A retroanálise do aterro teve um resultado satisfatório, tendo em vista que foi encontrada uma resistência não drenada de 8,8 kPa e, de acordo com a Tabela 13, a resistência não drenada pelo ensaio triaxial UU foi de 7,5 kPa. Embora os valores não sejam iguais, eles apresentam uma boa proximidade. Essa diferença pode ser explicada pelas condições de contorno que são diferentes de campo e do laboratório. Pode-se dizer também que, no processo de retirada de amostra, esta sempre sofrerá alívio de tensões, por melhor que seja a amostragem, o que vai acarretar em uma diferença, ainda que pequena, no resultado final.

Em campo, notou-se uma ruptura clara no aterro 2 e, no aterro 1, não foi observado tal fato. Os resultados das análises mostram exatamente isso: ruptura apenas no aterro 2. As bermas de equilíbrio foram calculadas com um FS acima dos limites mínimos, conforme Tabela 14.

## Capítulo 5 – Análise dos resultados das deformações

### 5.1. Estimativa de Recalque pela Teoria de Adensamento

Este tópico tem a finalidade de fornecer os resultados dos recalques imediatos e primários do aterro da presente pesquisa. Os recalques secundários não serão estudados neste trabalho.

Os recalques imediatos foram calculados com base na teoria da elasticidade. A teoria de Terzaghi foi utilizada para cálculo dos recalques primários.

#### 5.1.1. Recalque Imediato

O recalque imediato foi calculado conforme apresentado no capítulo 2. Vale destacar que os valores de  $\underline{E}$  e  $\underline{\nu}$  devem ser para situações não drenadas, e estes passam a ser chamados  $\underline{E}_u$  e  $\underline{\nu}_u$ , respectivamente.

Com a realização dos cálculos do recalque imediato, os valores encontrados foram de 0,15 m para o aterro 1 e 0,30 m para o aterro 2.

#### 5.1.2. Recalque Primário

Com as considerações mencionadas no tópico 2.2.1.2, foram realizados os cálculos dos recalques por adensamento primário para os dois aterros, e os resultados encontram-se na Tabela 16. Vale destacar que, para efeito de cálculo, foi considerado que o solo mais superficial possui característica de solo pré-adensado, devido à variação constante do lençol freático. Os cálculos foram realizados com o auxílio do programa comercial Microsoft Excel, sendo desenvolvida uma planilha com todas as variáveis envolvidas.

*Tabela 16 - Resumo dos recalques primários*

	<b>Aterro 1</b>	<b>Aterro 2</b>
$\rho_p$ (m)	2,46	2,60

#### 5.1.3. Recalque primário com Efeito de Submersão

Como é de conhecimento no meio geotécnico, o recalque de um aterro sobre solo mole depende de parâmetros geotécnicos, da espessura do solo mole e do acréscimo

de tensão efetiva que a obra gera. Este acréscimo é considerado constante ao longo do tempo, após o final da obra, o que induz a um valor conhecido de  $\Delta\sigma'_v$ , que é previamente determinado. Em terrenos com solos dessa categoria, é muito comum o nível d'água estar muito próximo da superfície e, isso faz com que a parte do aterro que sofre recalque se torne submersa, o que diminui o acréscimo de tensão previsto, devido ao empuxo da água. Este fenômeno é conhecido como submersão do aterro e faz com que o recalque primário sofra uma diminuição.

Martins e Abreu (2002) propuseram um método iterativo para cálculo de recalque considerando o efeito da submersão de aterros. A descrição do método não será apresentada neste trabalho.

Após os cálculos feitos utilizando o método de Martins e Abreu (2002), chegou-se a valores de recalque menores do que os calculados pela teoria de Terzaghi, sem o efeito da submersão, o que era esperado realmente. O recalque por adensamento primário encontrado para o aterro 1 foi de 2,16 m e para o aterro 2 foi de 2,31 m.

#### 5.1.4. Recalque Total

O recalque total para este trabalho - que não está considerando o recalque secundário -, é a soma do recalque imediato e primário. Neste estudo, o recalque primário que será considerado terá o efeito da submersão. Sendo assim, o valor do recalque final, que para o meio geotécnico é quando ocorre 90% do adensamento do solo mole, está na Tabela 17.

*Tabela 17 - Resumo dos recalques do Aterro*

	<b>Aterro 1</b>	<b>Aterro 2</b>
$\rho_i$ (m)	0,15	0,30
$\rho_p$ (m)	2,16	2,31
$\rho_t$ (m)	2,31	2,61

#### 5.2. Resultados da Instrumentação de Campo

Após a instalação dos piezômetros e das placas de recalque, iniciaram-se as leituras. As leituras dos piezômetros começaram primeiro e as leituras das placas

foram posteriores, pois estas dependiam de topógrafos para sua realização. Foi feita uma leitura inicial, após a instalação das placas, sendo referência para futuras interpretações das leituras.

As leituras dos piezômetros foram feitas periodicamente, sendo que, no período construtivo, eram feitas leituras diárias. Já as leituras das placas de recalque, foram em um intervalo de tempo maior, devido a problemas técnicos com profissionais que realizavam as leituras.

Os marcos superficiais foram instalados no fim da construção do aterro, e suas leituras são feitas juntamente com as das placas de recalque. Após a construção do aterro, as leituras dos piezômetros são feitas 2 vezes na semana, enquanto que as leituras das placas e dos marcos são feitas, em média, 2 vezes no mês.

Os resultados da instrumentação estão próximos aos valores calculados pela teoria, como pode ser observado nas figuras a seguir.

A Figura 77 traz os resultados da PR-4 e do MS-25, sendo feita uma comparação com o resultado da teoria de Terzaghi, levando em consideração a submersão do aterro bem como o recalque imediato. Os demais resultados encontram-se no Apêndice 1.

Embora o foco do trabalho sejam a retroanálise da ruptura e a estimativa dos recalques, como formam parte da presente dissertação a confecção, instalação e leituras do piezômetro, o resultado do PZ 4 e PZ 8 estão expostos nas figuras 78 e 79, respectivamente. Os demais resultados dos piezômetros encontram-se no Apêndice 2.

As leituras das placas de recalque e dos marcos superficiais não começaram do eixo x, em virtude de uma estimativa dos recalques já ocorridos que os instrumentos não mediram. Foi feita, então, uma estimativa para a leitura inicial destes instrumentos começarem a partir de um deslocamento estimado, com base na quantidade de dias.

A Tabela 18 traz os recalques calculados pela teoria de Terzaghi e os medidos pelas placas de recalque. Já a Tabela 19 mostra uma comparação entre variações de recalque em um período de tempo entre a placa de recalque, o marco superficial e a teoria de Terzaghi. O intervalo de tempo corresponde ao dia inicial e final das leituras

dos marcos superficiais. É apresentado um valor médio de cada instrumento em cada aterro, e comparado com a teoria de Terzaghi.

Observa-se na Tabela 20, que o valor medido em campo na PR-12 é maior do que o estimado pela Teoria de Terzaghi, o que é justificado pela ruptura do aterro, que foi exatamente na zona da PR-12, o que causou um rebaixamento do nível da PR-12.

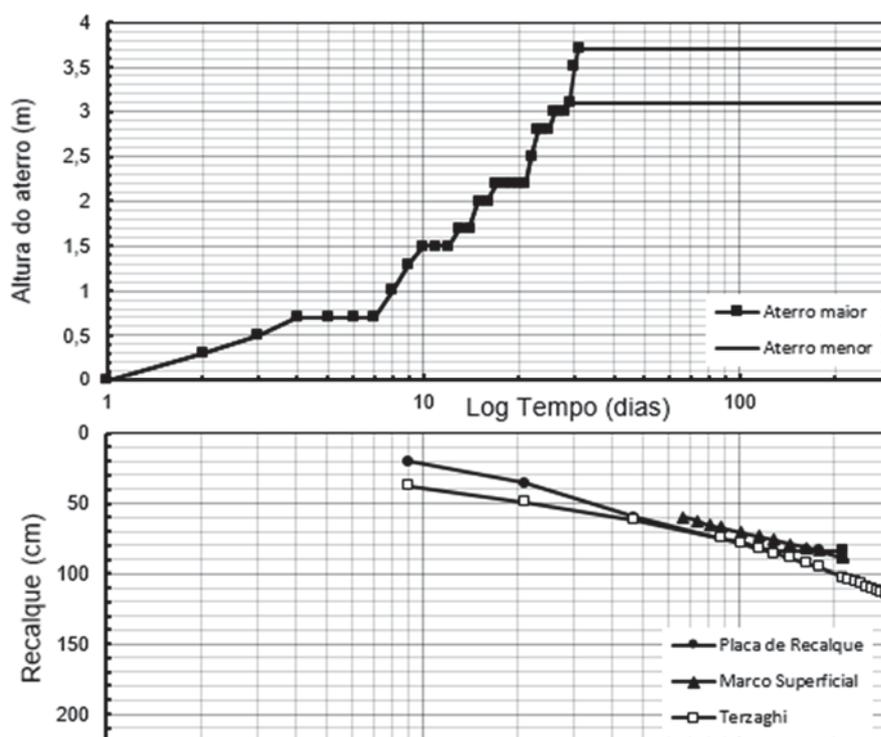


Figura 77 – Comparação das medidas da PR-4 e do MS-25 com a teoria de Terzaghi

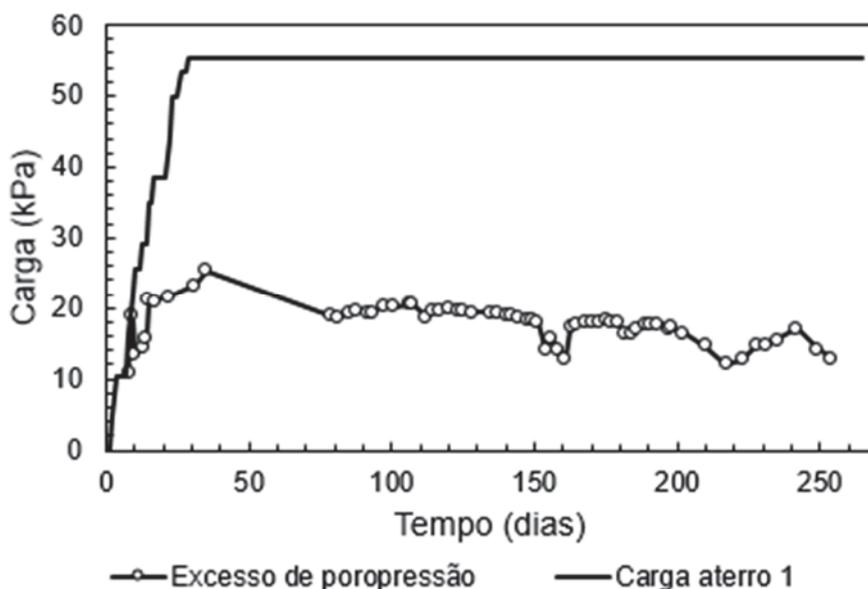


Figura 78 - Leituras piezométricas do PZ 4

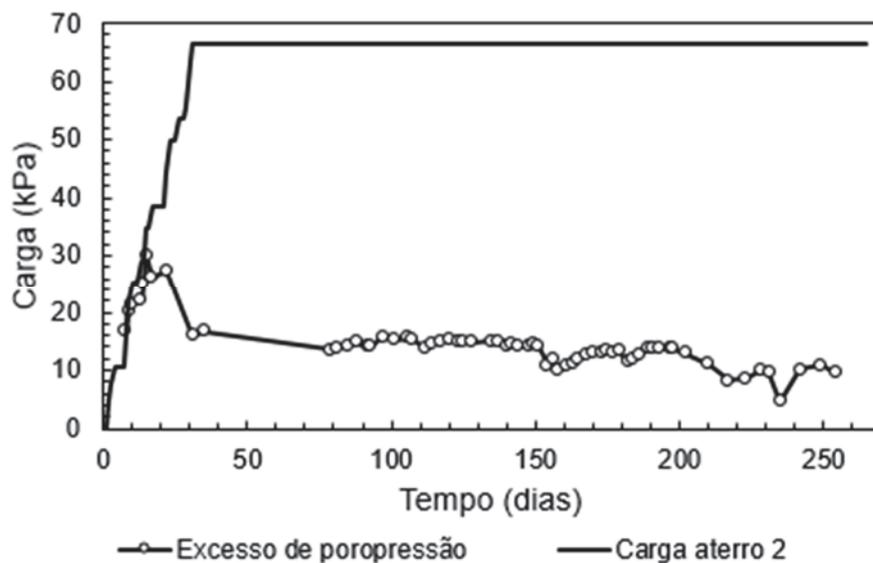


Figura 79 - Leituras piezométricas do PZ 8

Tabela 18 - Comparação dos recalques calculados pela teoria e os medidos pelas placas de recalque, para um tempo de 214 dias

Placa	Recalque	
	Teoria (m)	Medido (m)
1	1,02	0,88
2	1,02	0,91
3	1,02	0,94
4	1,02	0,958
5	1,02	0,976
6	1,02	0,948
7	1,23	1,11
8	1,23	1,118
9	1,23	1,11
10	1,23	1,11
11	1,23	1,18
12	1,23	1,269

Tabela 19 - Média dos recalques (m) medidos em campo e os estimados pela teoria para um período de 126 dias

Teoria		Marco		Placa	
Aterro 1	Aterro 2	Aterro 1	Aterro 2	Aterro 1	Aterro2
0,27	0,28	0,206	0,253	0,222	0,234

### 5.3. Estimativa de Recalque pelo Método de Asaoka

As leituras das placas de recalque que foram consideradas são apenas as que foram feitas após o término do aterro, ou seja, quando o carregamento aplicado chegou ao seu valor máximo, conforme comentado por Massad (1982).

Foram feitas estimativas para o aterro 1 e para o aterro 2 e, para tanto, foram utilizados os dados de todas as placas disponíveis no projeto. As figuras 80, 81, 82 e 83 ilustram uma aplicação gráfica do método de Asaoka para a PR-5 no aterro 1 e, para a PR-11 no aterro 2, respectivamente. Já a Tabela 20 resume todos os recalques a tempo infinito pelo método de Asaoka e os compara com os últimos recalques medidos pelas placas de recalque.

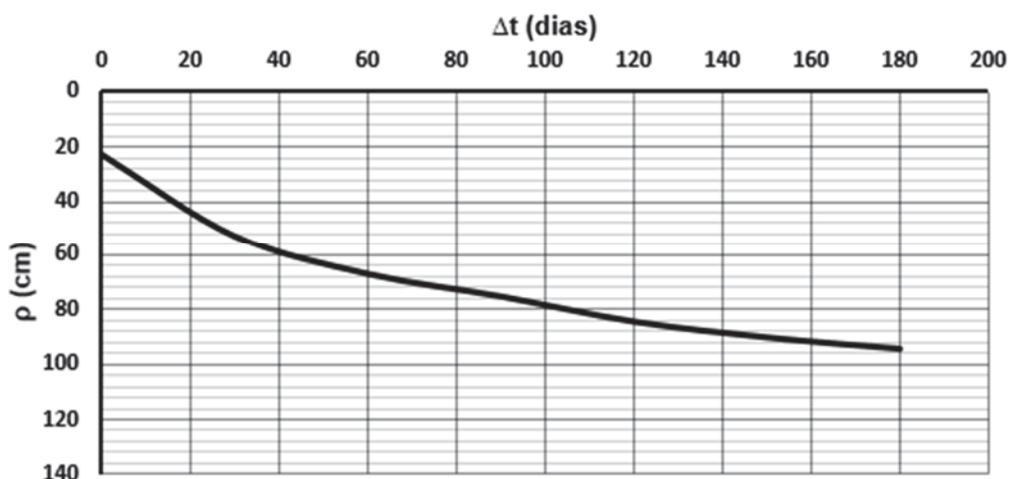


Figura 80 - Gráfico recalque x tempo - Método de Asaoka – PR-3

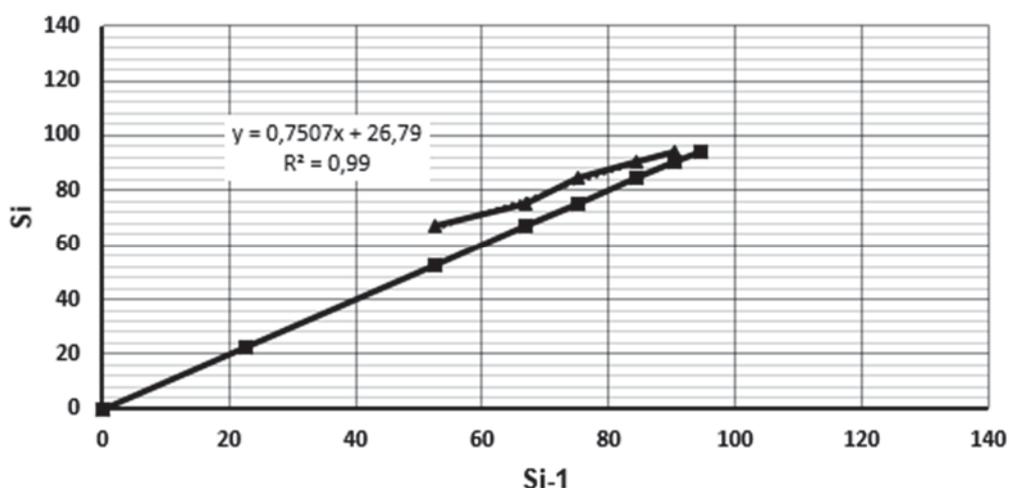


Figura 81 - Estimativa do recalque a tempo infinito pelo método de Asaoka – PR-3

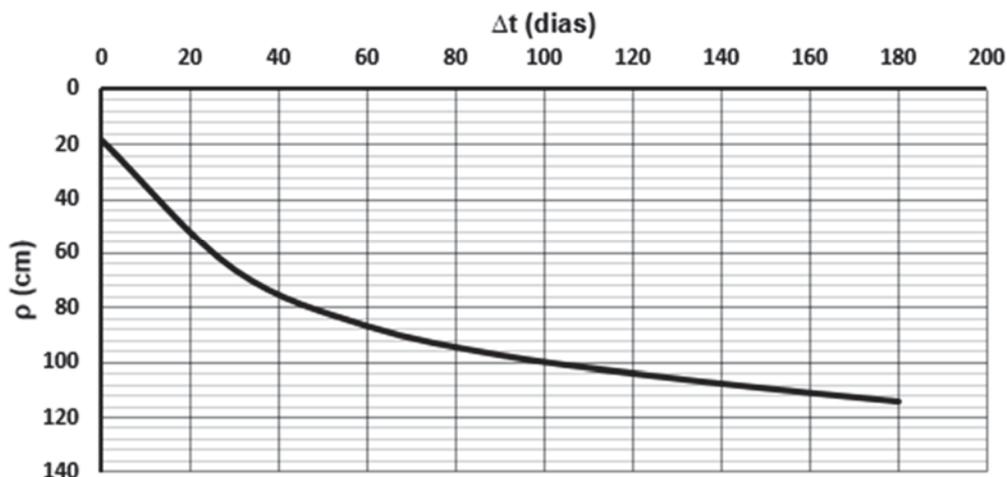


Figura 82 - Gráfico recalque x tempo - Método de Asaoka - PR

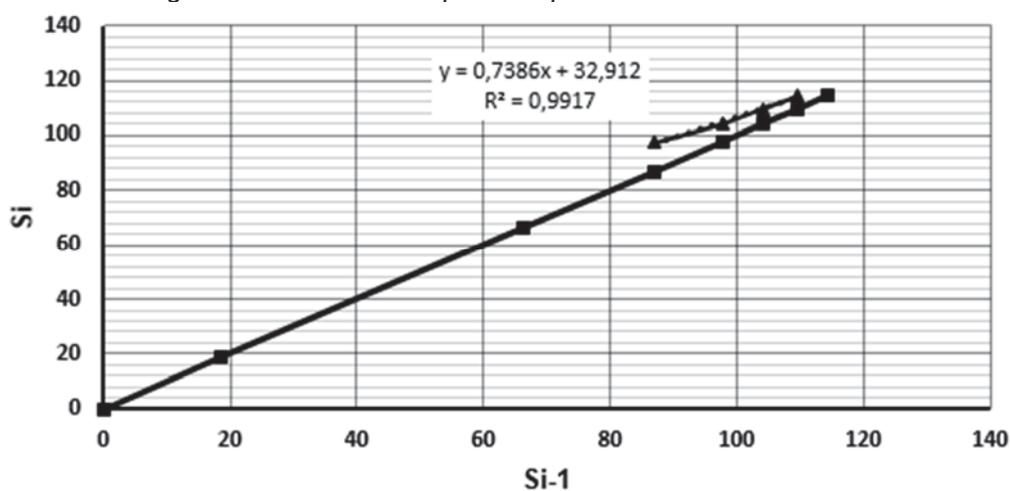


Figura 83 - Estimativa do recalque a tempo infinito pelo método de Asaoka – PR-11

Tabela 20 - Comparação do Método de Asaoka com as Placas de Recalque

	Método de Asaoka (m)	Último recalque medido (m)	Tempo (dias)
PR-1	0,879	0,88	214
PR-2	0,919	0,91	214
PR-3	0,950	0,94	214
PR-4	1,079	0,958	214
PR-5	1,075	0,976	214
PR-6	1,032	0,948	214
PR-7	1,135	1,11	214
PR-8	1,149	1,118	214
PR-9	1,139	1,11	214
PR-10	1,117	1,11	214
PR-11	1,185	1,18	214
PR-12*	1,237	1,269	214

\* - região de onde ocorreu a ruptura

Pinto (2001) publicou um trabalho sobre considerações do método de Asaoka. Um de seus comentários foi que o período analisado no método afeta os valores dos recalques a tempo infinito.

Massad (1982) também realizou estudos sobre o método e chegou à conclusão de que o Método de Asaoka é absolutamente correto para fenômenos que possam ser expressos por meio de uma equação exponencial. Pela teoria de Terzaghi, a porcentagem de adensamento que corresponde ao trecho exponencial da curva de adensamento é para valores superiores a 52,6%.

Esse fato é um fator importante para a diferença em algumas placas de recalque, em relação aos recalques estimados e medidos. Como não há drenos verticais no aterro, o processo de adensamento é bastante lento, o que dificulta a utilização dos resultados apenas para valores com porcentagem de adensamento superiores a 52,6%. Embora o processo de adensamento não tenha alcançado a faixa acima de 52,6%, os resultados são muito satisfatórios, o que indica que o método de Asaoka é uma boa ferramenta para estimar recalques.

#### 5.4. Estimativa do Coeficiente de Adensamento Vertical pelo Método de Asaoka

A fórmula para estimativa do coeficiente de adensamento, pelo método de Asaoka, está representada na Equação 11.

$$c_v = \frac{-5}{12} \times h_d^2 \times \frac{\log_e \beta_1}{\Delta t} \quad (11)$$

O valor de  $\beta_1$  é encontrado conforme Figura 14, no Capítulo 2.

Vale destacar que o valor de  $\Delta t$  recomendado é o que esteja entre 30 e 90 dias. A Tabela 21 traz todos os valores de  $c_v$  calculados pelo método de Asaoka.

A diferença entre os valores apresentados na Tabela 21 se deve a diversos fatores, tais como mencionados no capítulo 2 deste trabalho. Um dos fatores é que, nos ensaios de laboratório como, por exemplo, no adensamento, a análise é unidimensional, uma situação de contorno diferente da encontrada em campo. Por essa razão, e por outras já citadas, é que encontram-se valores, em campo, maiores que os valores obtidos por ensaios de laboratório. A Tabela 22 traz informações sobre a relação do coeficiente de adensamento vertical de campo e laboratório, bem como a relação de campo e laboratório para a resistência não drenada de alguns aterros construídos no Brasil.

Tabela 21 - Valores de  $c_v$  segundo método de Asaoka

	$c_v$ (cm/s) - Asaoka	$c_v$ (cm/s) - Laboratório	Fator de Comparação
PR-1	1,26E-02	1,00E-03	12
PR-2	1,14E-02	1,00E-03	11
PR-3	1,10E-02	1,00E-03	11
PR-4	6,40E-03	1,00E-03	6
PR-5	7,10E-03	1,00E-03	7
PR-6	7,15E-03	1,00E-03	7
PR-7	1,07E-02	1,00E-03	10
PR-8	1,01E-02	1,00E-03	10
PR-9	1,04E-02	1,00E-03	10
PR-10	1,22E-02	1,00E-03	12
PR-11	1,18E-02	1,00E-03	12
PR-12	1,54E-02	1,00E-03	15

Tabela 22 - Relação de campo e laboratório de alguns aterros no Brasil

Local	Referência	$S_{ucampo}/S_{ulab}$	$C_{vcampo}/C_{vlab}$
Itaguaí - RJ	Queiroz (2013)	1,40	---
Sesc/Senac - RJ	Lacerda e Almeida (1995), Spotti (2000)	1,2 - 1,5	20-30
Barra da Tijuca - RJ	Baroni (2010)	---	6
Sarapuí - RJ	Gerscovich (1983), Ortigão (1980)	0,77 - 2,30	20-30
Recife - PE	Bello (2004)	1,5	---
Juturnaíba - RJ	Coutinho (1986)	1,23	---
Macaé - RJ	Póvoa (2016), Presente trabalho	1,17	6-15

### 5.5. Considerações Finais

De acordo com os dados apresentados, convém afirmar que os recalques manifestados estão dentro do esperado. A consideração da submersão faz com que os valores da teoria de Terzaghi sejam corrigidos para valores mais próximos do que ocorrem de fato na prática. Ainda assim, há uma variação pequena, comparada ao valor total do recalque.

O método de Asaoka para a estimativa de recalques e coeficiente vertical de adensamento foi razoável. Os recalques, - embora os dados analisados não estejam

dentro da faixa de adensamento sugerida pela literatura -, revelaram resultados bastante semelhantes aos medidos na última leitura das placas. Já o coeficiente de adensamento vertical mostrou, em alguns casos, uma variação significativa, o que pode ser explicado pelas condições de contorno diferentes do campo e do laboratório.

## Capítulo 6 – Conclusões e Sugestões

Este capítulo tem a finalidade de expor as principais conclusões concebidas com a finalização do presente trabalho. Também serão apresentadas sugestões e recomendações para futuros trabalhos.

### 6.1. Conclusões

O presente trabalho teve por objetivo realizar a retroanálise da ruptura do aterro experimental e aferir o valor de  $S_u$  e ainda verificar os recalques medidos no campo com os recalques estimados pela teoria de Terzaghi. Os resultados obtidos mostram que os objetivos foram atingidos com sucesso.

Os parâmetros geotécnicos utilizados no presente trabalho estão próximos dos parâmetros apresentados pela literatura, conforme apresentado por Póvoa (2016). Com relação ao método construtivo utilizado no aterro, bem como a instrumentação geotécnica, estes são amplamente conhecidos no meio geotécnico e adequados para uma pesquisa.

A utilização da geogrelha no aterro serviu para analisar sua eficácia no processo de ruptura. As análises mostraram que houve um processo de desvio das trincas causados pela geogrelha, o que conclui que a geogrelha foi eficaz no momento da ruptura do aterro, que ocorreu quando foi alcançada uma altura de 3,5 m. Com a construção das bermas de equilíbrio chegou-se na situação esperada de projeto: o aterro foi estabilizado e as leituras dos instrumentos puderam continuar normalmente.

Pela retroanálise, utilizada para aferir a resistência não drenada do solo mole, foi obtido o valor de 8,8 kPa de  $S_u$ , cujo valor está na mesma faixa do resultado obtido por Póvoa (2016) no ensaio triaxial UU, que foi de 7,5 kPa. Destaca-se ainda uma semelhança com valores encontrados na literatura.

As análises das placas de recalque e dos marcos superficiais forneceram resultados bem próximos dos recalques estimados pela teoria de Terzaghi. As placas de recalque do aterro 1 mediram recalque, em um período de 214 dias, na ordem de grandeza de 1 m, enquanto o aterro 2, no mesmo período, forneceu recalques da ordem de 1,15 m. Os marcos superficiais, durante o período analisado, forneceram valores de recalque da ordem de 0,20 m para o aterro 1 e de 0,30 para o aterro 2. Ainda em relação à instrumentação de recalque, observou-se uma concordância entre

as curvas das placas e dos marcos, onde apresentam uma semelhança em sua forma ao longo do tempo.

É importante destacar o efeito da submersão do aterro no cálculo final do recalque primário, tendo em vista que o valor final do recalque sofre uma redução significativa. A consideração deste efeito forneceu uma boa concordância entre os recalques estimados pela teoria e os recalques medidos na instrumentação, sendo observadas variações na ordem de centímetros.

A aplicação do método de Asaoka para estimar os recalques a tempo infinito, apesar dos dados analisados não estarem dentro da faixa adequada, apresentou resultados bem próximos aos observados em campo, com variações da ordem de 10 cm. Os valores do coeficiente vertical, também estimados pelo método de Asaoka, estiveram em uma faixa próxima aos valores obtidos em laboratório, sendo observado uma razão entre o coeficiente de campo e de laboratório em uma faixa de 6 a 15.

## 6.2. Sugestões

Diante dos desafios encontrados na presente pesquisa e da experiência adquirida no decorrer deste trabalho, faço algumas sugestões para futuros trabalhos no aterro experimental:

- Análise numérica do aterro em termos de tensão x deformação pelo método de elementos finitos;
- Estudo do processo de dissipação da poropressão durante a construção do aterro e no processo de ruptura;
- Estudo dos recalques devido ao adensamento secundário do aterro experimental.

## Referências Bibliográficas

- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1988). *Solo - Análise granulométrica*: NBR 7181. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1984). *Solo - Determinação do limite de liquidez*: NBR 6459. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1988). *Solo - Determinação do limite de plasticidade*: NBR 7180. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1984). *Massa específica real dos grãos*: NBR 6508. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1988). *Solo - Ensaio de compactação*: NBR 7182. Rio de Janeiro.
- Almeida, M.S.S, Marques, M.E.S. (2002) The Behavior of Sarapui Soft Organic Clay. *International Workshop on Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*, Singapore.
- Almeida, M. S. S., Marques, M. E. S. (2010) *Aterros sobre solos moles: Projeto e desempenho*. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 254p.
- Almeida, M. S. S., Marques, M. E. S. (2014) Curso Solos Moles. Curso apresentado no Club de Engenharia, Rio de Janeiro – RJ, 25 e 26 de julho de 2014.
- ALMEIDA, M.S.S., LIMA, B.T., BARONI, M., RICCIO. M., FAGUNDES, D.F., PRAGANA, A., & GOLDENSTEIN, M. (2012). Uso de colunas de brita no porto sudeste, Itaguaí, RJ. *SEFE7 – Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia*. São Paulo, Brasil.
- Araújo, D. B. D. (2015) Análise das Deformações dos Aterros que Compõem a Obra do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Universidade do Estado do Rio de Janeiro – UERJ, 118p.
- Asaoka, A. (1978) Observational procedure of settlement prediction. *Soils and Foundations*, v. 18, n. 4, p. 67-101.
- Baldez, B. S. (2013). *Avaliação Dos Parâmetros De Compressibilidade Da Camada De Argila Mole Da Baixada De Jacarepaguá, Após Longo Período De Sobrecarga De Aterro*, Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Universidade do Estado do Rio de Janeiro – UERJ, 146p.
- Baroni, M (2010) *Investigação Geotécnica em Argilas Orgânicas Muito Compressíveis em Depósitos da Barra da Tijuca*. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, 270p.

- Bedeschi, M. V. R. (2004) *Recalques em Aterro Instrumentado Construído sobre Depósito Muito Mole com Drenos Verticais na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro*. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, 184p.
- Bello, M. I. M. C. V. (2004) *Estudo da Ruptura em Aterros sobre Solos Moles – Aterro do Galpão localizado na BR – 101 – PE*. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Recife – PE, Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, 231p.
- Biot, M. A. (1941) General theory of three-dimensional consolidation. *Journal of applied physics*, v. 12, n. 2, p. 155-164.
- Bishop, A. W. (1955) The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique*, Great Britain, v. 5, n. 1, p. 7-17.
- Bjerrum, L. (1972) Embankments on soft ground. *Specialty Conference on Earth and Earth-Supported Structures*. West Lafayette, USA. vol. 2. p. 1-54.
- Borba, A. (2007) *Análise De Desempenho De Aterro Experimental Na Vila Pan-Americana*. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, 162p.
- Brasil, M. R. (2015) *Cálculo de Recalques por Adensamento Unidimensional*. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, 230p.
- Brugger, P. J. (1996) *Análise de Deformações em Aterros sobre Solos Moles*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, 269p.
- Campos, A. C. S. L. (2006) *Características de Compressibilidade de uma Argila Mole da Zona Industrial de Santa Cruz, Rio de Janeiro*. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-RJ, 175p.
- Carneiro, R. (2014) *Previsão do Comportamento da Argila Mole da Baixada de Jacarepaguá: O Efeito da Submersão do Aterro e do Adensamento Secundário*. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Universidade do Estado do Rio de Janeiro – UERJ, 146p.
- COPPETEC (1995) *Análise de Estabilidade e Recalques e Proposição de metodologia construtiva para o Centro de Tecnologia de Educação, SENAC, Barra da Tijuca*, Relatório 2B, Programa de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ.

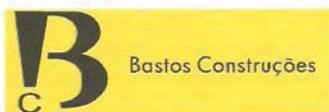
- Coutinho, R. Q. (1986) *Aterro Experimental Instrumentado Levado à Ruptura sobre Solos Orgânicos de Juturnaíba*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, 646p.
- Crespo Neto, F.N. (2004) *Aprimoramento do Equipamento de Palheta Elétrico visando o Estudo do Efeito da Velocidade*. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, 302p.
- Dias, M. S. (2010) *Análise do Comportamento de Edifícios apoiados em Fundação Direta no bairro da Ponta da praia na cidade de Santos*. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). São Paulo – SP, Universidade de São Paulo – USP, 166p.
- DNER. (1998) *Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias*. DNER: Rio de Janeiro. 227p.
- Ellstein, A. (1971) Settlement prediction through the sinking rate. *Revista Latino Americana de Geotecnia*, v. 1, n. 3, p. 231-237.
- Escário, V.; Uriel, S. (1961) Determining the coefficient of consolidation and horizontal permeability by radial drainage. *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Paris - France. v. 1, p. 83-87.
- Fellenius, W. (1936) Calculation of the stability of earth dams. *Transactions of the 2nd congress on large dams*. International Commission on Large Dams (ICOLD) Paris, p. 445-463.
- Ferreira, C. A. M. (1991) *Análise de Dados Piezométricos de um Aterro sobre Argila Mole com Drenos Verticais*. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, 278p.
- Formigheri, L. E. (2003) *Comportamento de um Aterro Sobre Argila Mole da Baixada Fluminense*. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-RJ, 203p.
- Gerscovich, D. M. S. (1983) *Propriedade da Camada Ressecada do Depósito de Sarapuí*. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-RJ, 246p.
- Jambu, N. (1968) Slope stability computations. *Soil Mechanics and Foundations Engineering Report*. The Technical University of Norway.
- Lambe, T. W., Whitman, R. V. (1979) *Soil Mechanics*. 1. ed. New York: *John Wiley and Sons*, 553p.

- Lacerda, W. A.; Almeida, M. S. S. (1995) Engineering properties of regional soils: residual soils and soft clays. *X Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Guadalajara. vol 4, p. 133-187.
- Long, R. P.; Carey, P. J. (1978) Analysis of Settlement data from Sand Drained Areas. *Transportation Research Record*, Washington, n. 678, p. 37-40.
- Macedo, E.O. (2004) *Investigação da Resistência Não Drenada In Situ através de Ensaio de Penetração de Cilindro*. 2004. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, 120p.
- MAGNAN, J. P.; DEROY, J. M. (1980) Analyse graphique des tassements observés sous les ouvrages. *Bull. Liaison Labo. P. &Ch.*, 109, sept-oct 1980.
- Martins, I. M., Abreu, F. (2002) Uma Solução Aproximada para o Adensamento Unidimensional com Grandes Deformações e Submersão de Aterros. *Solos e Rochas*, n. 25, p. 3-14.
- Massad, F. (1982) Método Gráfico para o Acompanhamento da Evolução dos Recalques com o Tempo. *VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, Olinda – PE. V. 2.
- Morgenstern, N.R.; Price, V. E. (1965) The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique*, n.15, p. 79-93.
- Nascimento, I. N. S. (1998) *Desenvolvimento e Utilização de um Equipamento de Palheta Elétrica in situ*. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, 143p.
- Oliveira, J. R. M. S. (1999) *Controle de Estabilidade em Aterros sobre Solos Moles*. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, 219p.
- Oliveira, H. M. (2006) *Comportamento de Aterros Reforçados sobre Solos Moles levados à Ruptura*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, 507p.
- Orleach, P. (1983) *Techniques to evaluate the Field Performance of Vertical Drains*. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Massachusetts – EUA, Massachusetts Institute of Technology – MIT, 159p.
- Ortigão, J. A. R. (1980) *Aterro Experimental Levado à Ruptura sobre Argila Cinza do Rio de Janeiro*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, 728p.

- Pedreira, C. L. D. S., Dias, C. R. R. (2010) Caso Histórico - Estudo do Recalque de Fundações Superficiais Sobre Solo Mole. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Gramado – RS.
- Pinto, C. D. S. (2001) Considerações sobre o Método de Asaoka. *Solos e Rochas*, São Paulo - SP, v. 24.
- Póvoa, L. M. M. (2016) *Caracterização Geotécnica de um Depósito de Solo Mole em Área de Baixada Localizada em Macaé-RJ*. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Campos dos Goytacazes – RJ, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – UENF, 157p.
- Póvoa, L. M. D. M.; Nascimento, P. N. C. (2014) *Projeto de Aterro sobre Solo Mole para Viabilizar a Ocupação em Área de Baixada Localizada em Macaé-RJ*. Tese (Projeto Final em Engenharia Civil). Campos dos Goytacazes – RJ, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – UENF, 95p.
- Poulos, H. G.; Davis, E. H. (1974) Elastic solutions for soils and rocks mechanics. New York: *John Wiley and Sons*, 424p.
- Queiroz, C. M. (2013) *Propriedades Geotécnicas de um Depósito de Argila Mole da Região de Itaguaí-RJ*. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Belo Horizonte – MG, Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, 118p.
- Rodrigues, A. S. (1998) *Avaliação do Desempenho de Drenos Verticais Pré-Fabricados em Solo Orgânico Compressível*. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, 178p.
- Roza, F. C. (2012) *Comportamento de Obras sobre Solos Moles com Colunas de Brita*. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, 184p.
- Sandroni, S. S. (2001) Recalques em Solos Extremamente Moles Costeiros Brasileiros. *Encontro Propriedades das Argilas Moles Brasileiras*, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- Sandroni, S. S; Deotti, L.O.G. (2008) Instrumented test Embankments on Piles AND Geogrid Platforms at the Panamerican Village, Rio de Janeiro. *PAN AMERICAN GEOSYNTHETICS CONFERENCE & EXHIBITION*, Cancún, Mexico. CDROM.
- SCOTT, R. F. (1961) New Method of Consolidation Coefficient Evaluation. *Jour. Soil. Mech. and Found.* p. 29-39.
- Silva, A. E. F. D. (2003) *Análise de Estabilidade à Ruptura Global de Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos Considerando os Efeitos do Tempo*.

- Tese (Mestrado em Engenharia Civil). São José dos Campos – SP, Instituto Tecnológico de Aeronáutica – ITA, 162p.
- Soares, J. M. (1997) *Estudo Do Comportamento Geotécnico Do Depósito De Argila Mole Da Grande Porto Alegre*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Rio Grande do Sul – RS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, 332p.
- Spencer, E. A. (1967) Method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslices forces. *Geotéchnique*, n.17. p. 11-26.
- Spotti, A. P. (2000) *Monitoramento de Aterro sobre Argila Orgânica Mole com Drenos Verticais*. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, 195p.
- Spotti, A. P. (2006) *Aterro Estaqueado Reforçado Instrumentado sobre Solo Mole*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, 407p.
- Tan, S. B. (1971) Empirical method for estimating secondary and total settlements. *Asian Regional conf. on Soil Mech. and Foundation Engineering*, Bangkok. v. 2. p. 147-151.
- Tassi, M. C. (2015) *Estudo sobre Recalques em Camada de Solo Mole Submetida a 18 anos de Compressão Unidimensional – O Caso Terra Encantada*. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-RJ, 247p.
- Teixeira, C. F. (2012) *Análise dos Recalques de um Aterro Sobre Solos Muito Moles da Barra da Tijuca–RJ*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-RJ, 326p.
- Terzaghi, K. (1943) *Theoretical soil mechanics*. 1. ed. New York: John Wiley & Sons. 510p.
- Zaeyen, V. D. B., Lopes, F. R. (2006) Uso de Ensaio de Integridade para Controle de Qualidade de Estacas Moldadas in loco na ETE Sarapuí. *VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, Curitiba – PR. v. 2.

## ANEXO 1



Bastos Construções

ESTACAS SONDAGENS TOPOGRAFIA

RUA PROF. ANA BENEDITA, 444 - GLORIA - MACAÉ/RJ

## SONDAGEM À PERCUSSÃO

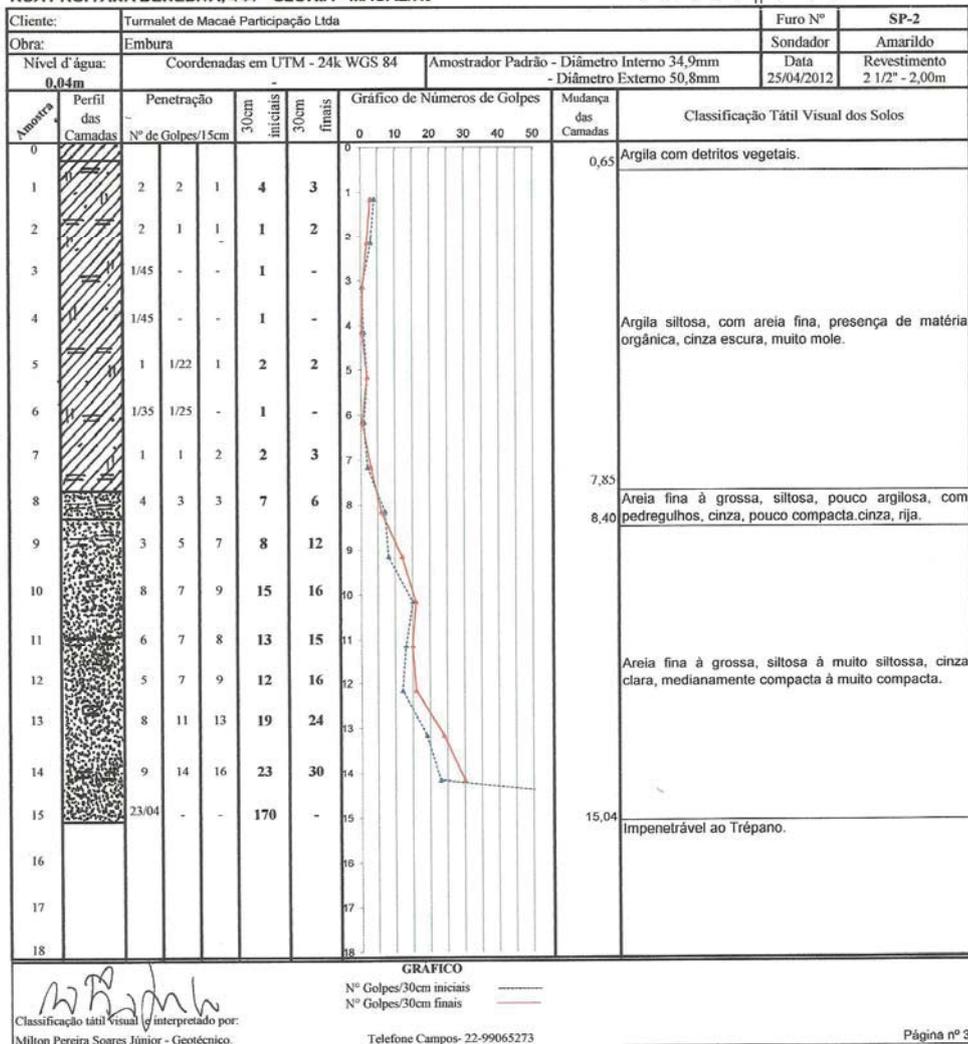


Figura 84 - SPT 02

## Apêndice 1

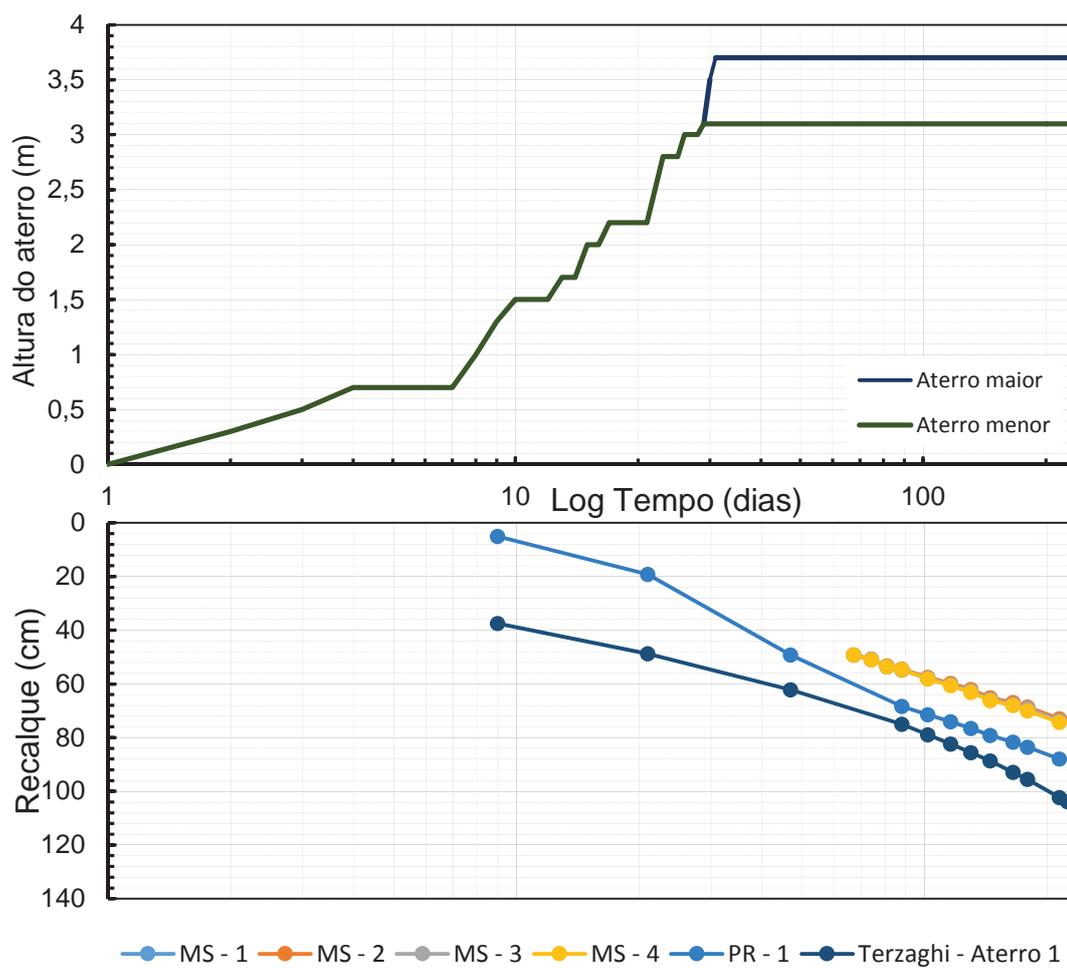


Figura 85 - PR-1, MS-1, MS-2, MS-3, MS-4 e Teoria de Terzaghi

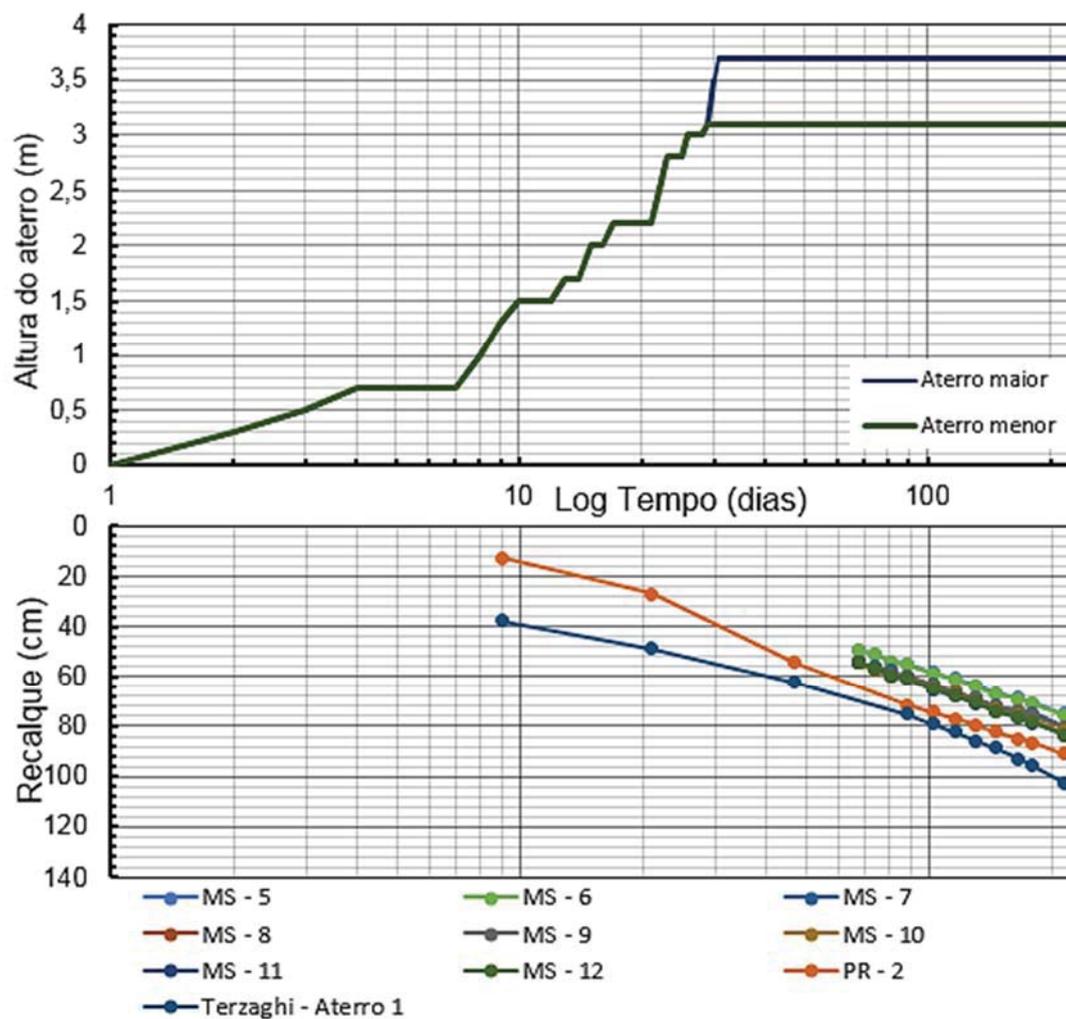


Figura 86 - PR-2, MS-5, MS-6, MS-7, MS-8, MS-9, MS-10, MS-11, MS-12 e teoria de Terzaghi

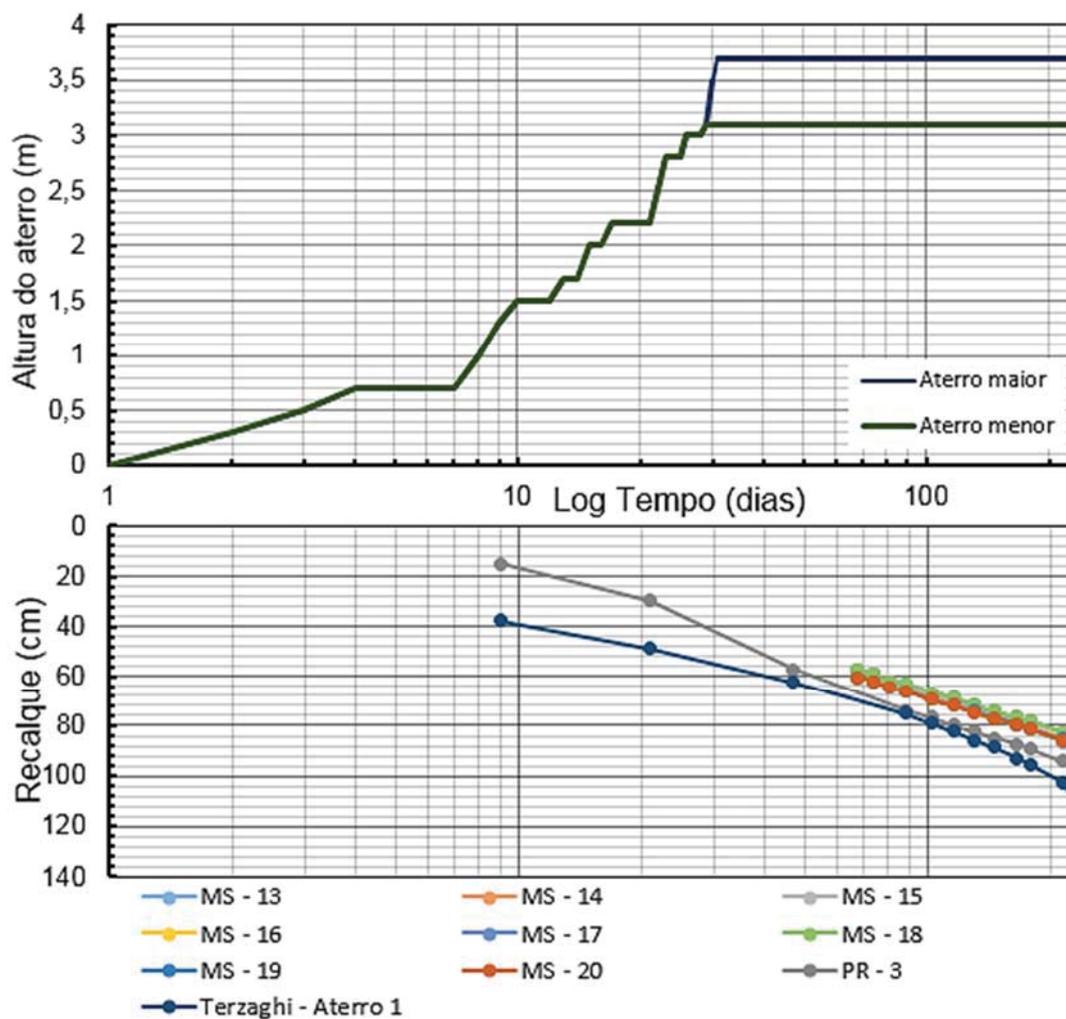


Figura 87 - PR-3, MS-13, MS-14, MS-15, MS-16, MS-17, MS-18, MS-19, MS-20 e teoria de Terzaghi

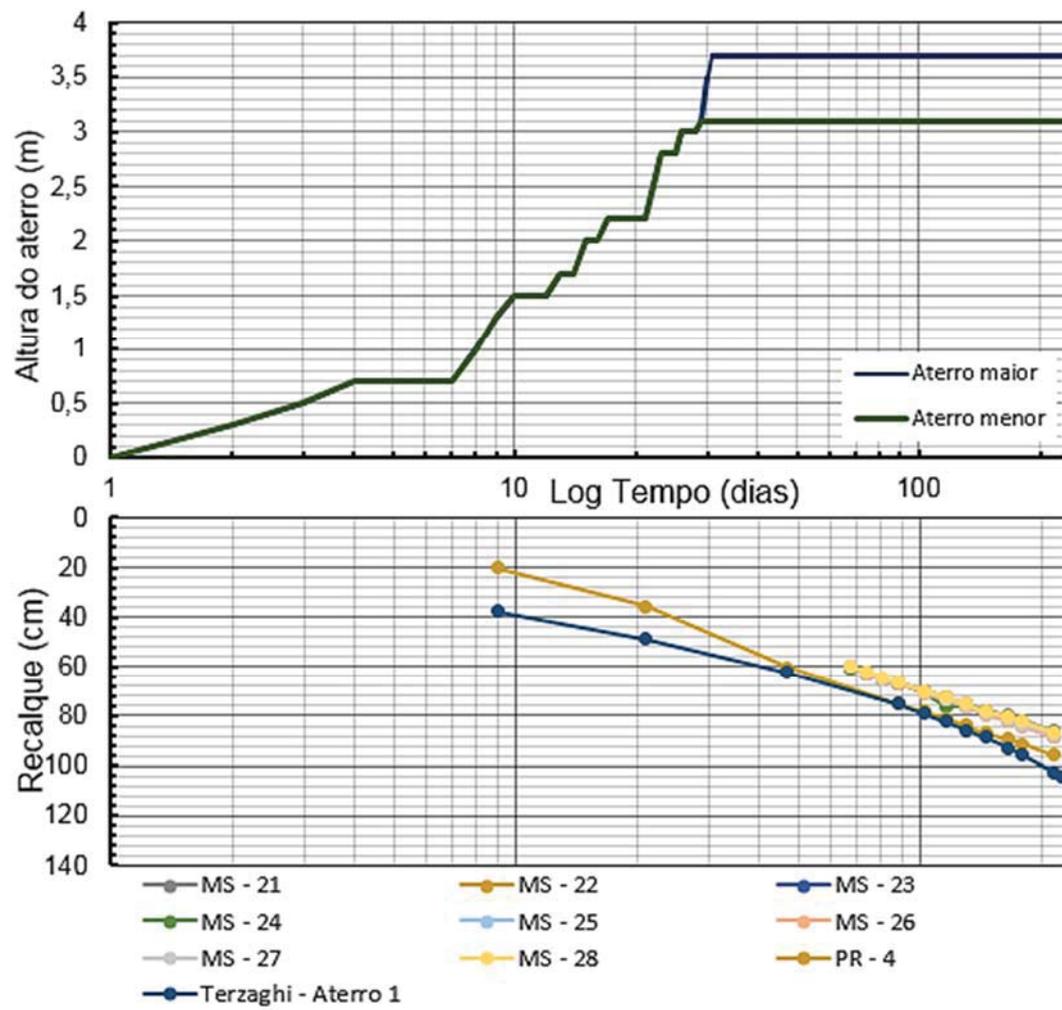


Figura 88 - PR-4, MS-21, MS-22, MS-23, MS-24, MS-25, MS-26, MS-27, MS-28 e teoria de Terzaghi

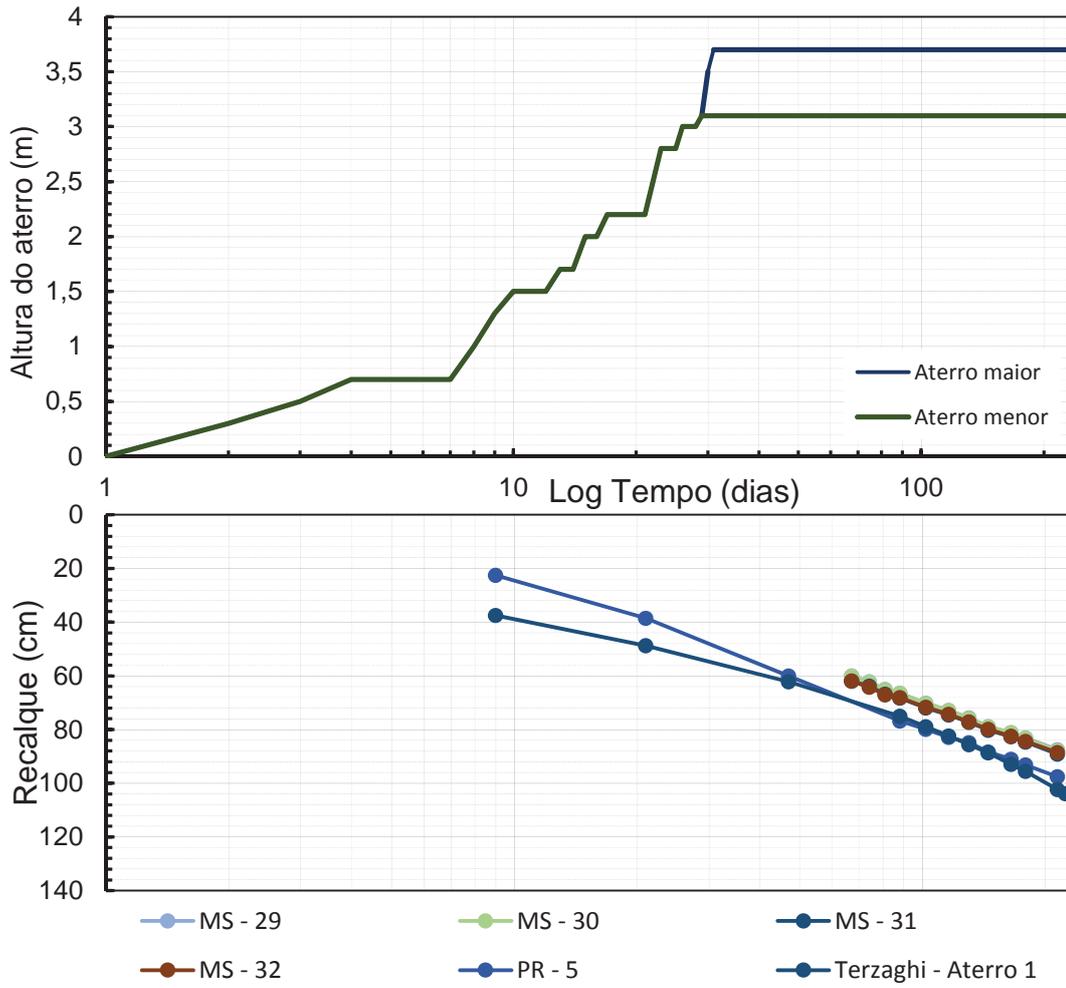


Figura 89 - PR-5, MS-29, MS-30, MS-31, MS-32 e teoria de Terzaghi

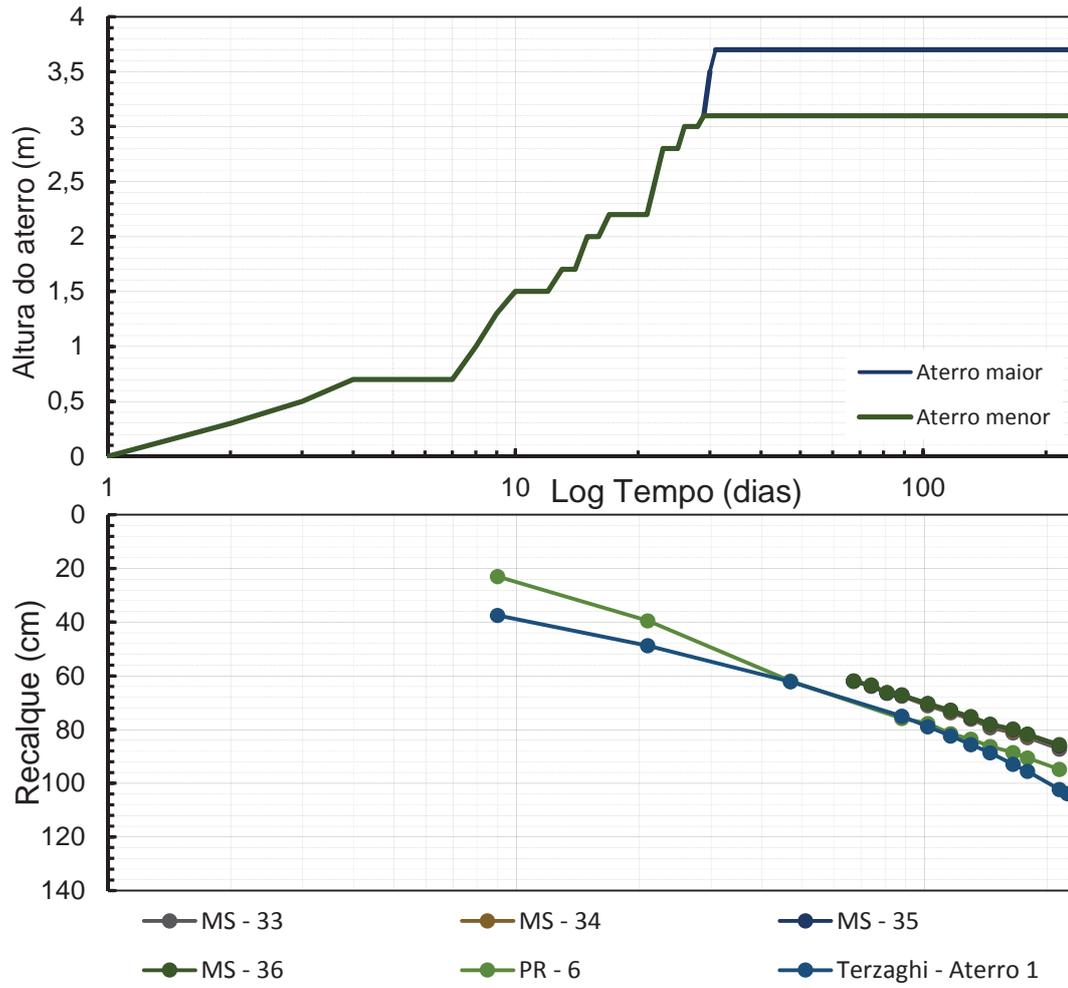


Figura 90 - PR-6, MS-33, MS-34, MS-35, MS-36 e teoria de Terzaghi

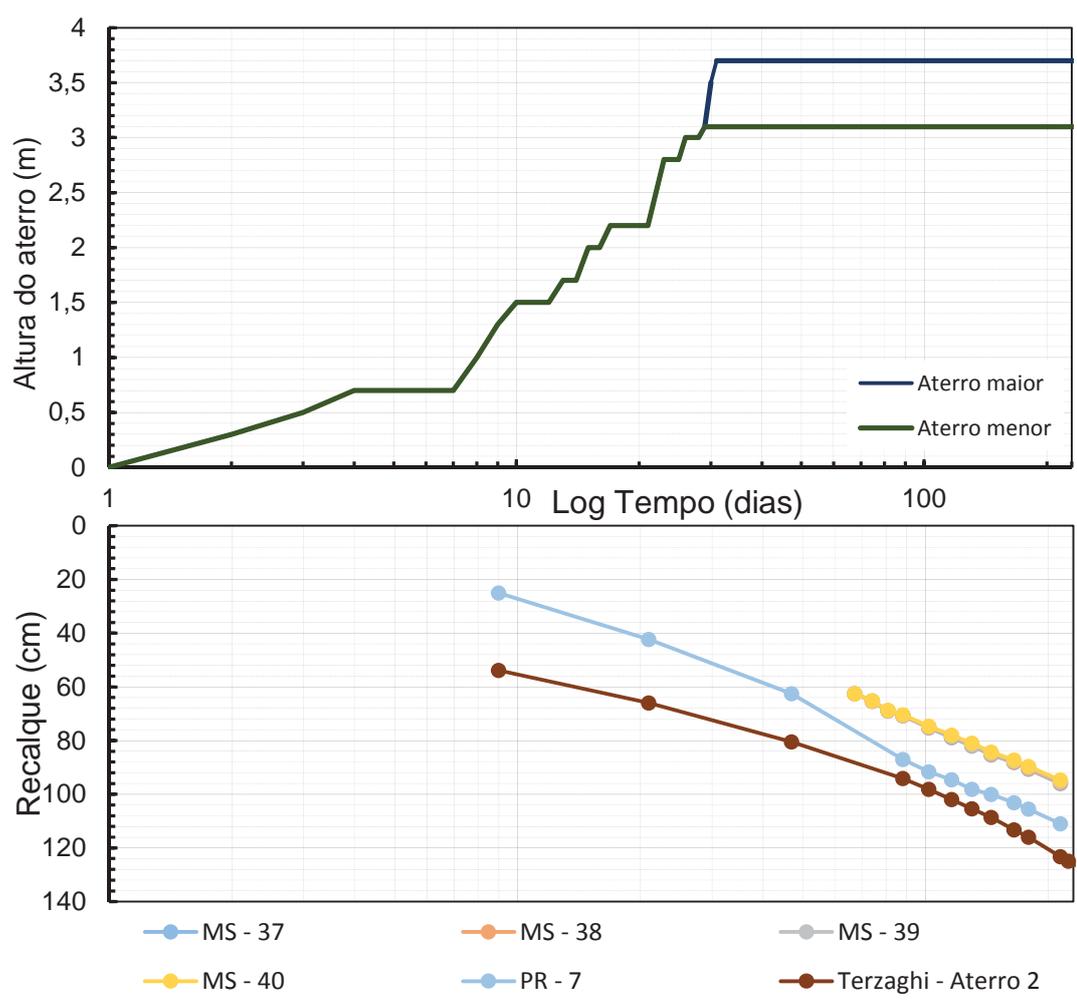


Figura 91 - PR-7, MS-37, MS-38, MS-39, MS-40 e teoria de Terzaghi

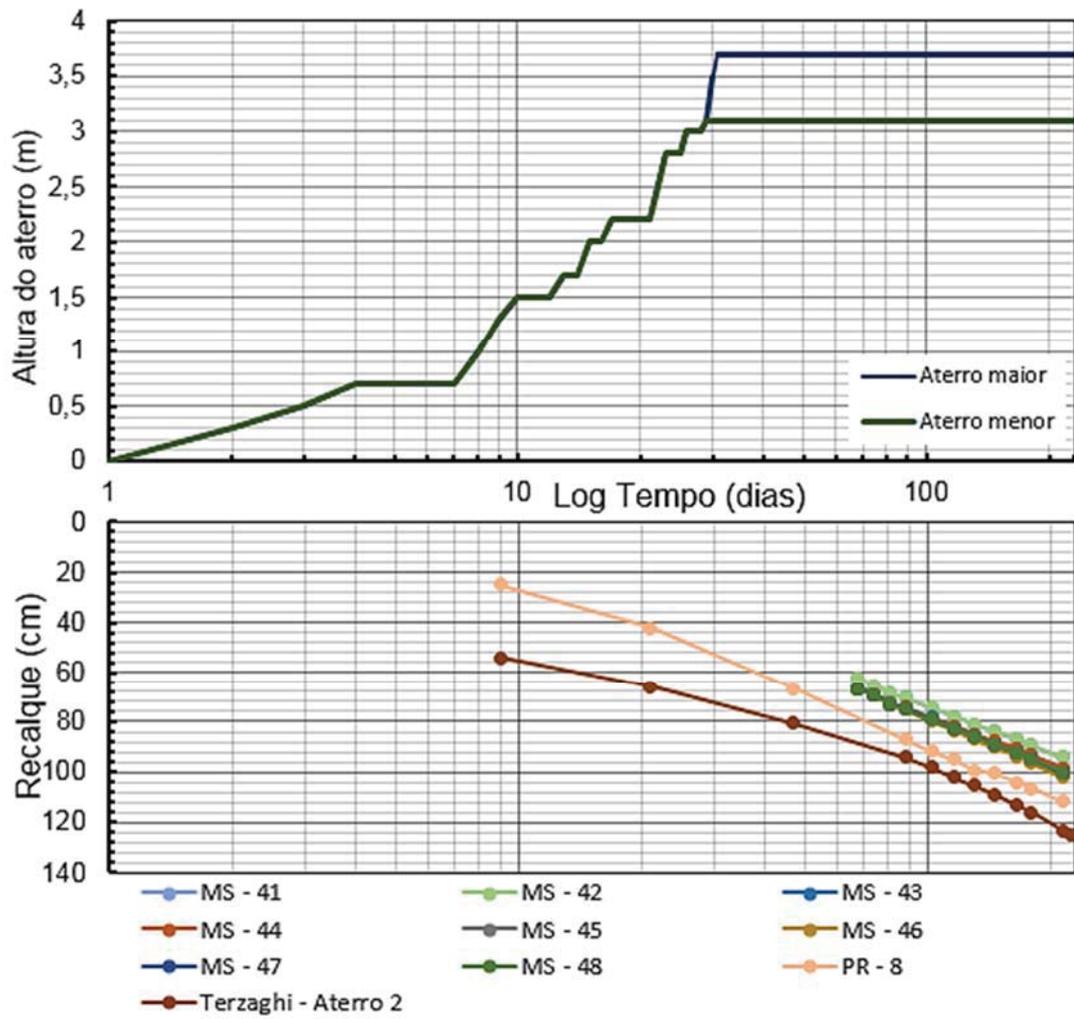


Figura 92 - PR-8, MS-41, MS-42, MS-43, MS-44, MS-45, MS-46, MS-47, MS-48 e teoria de Terzaghi

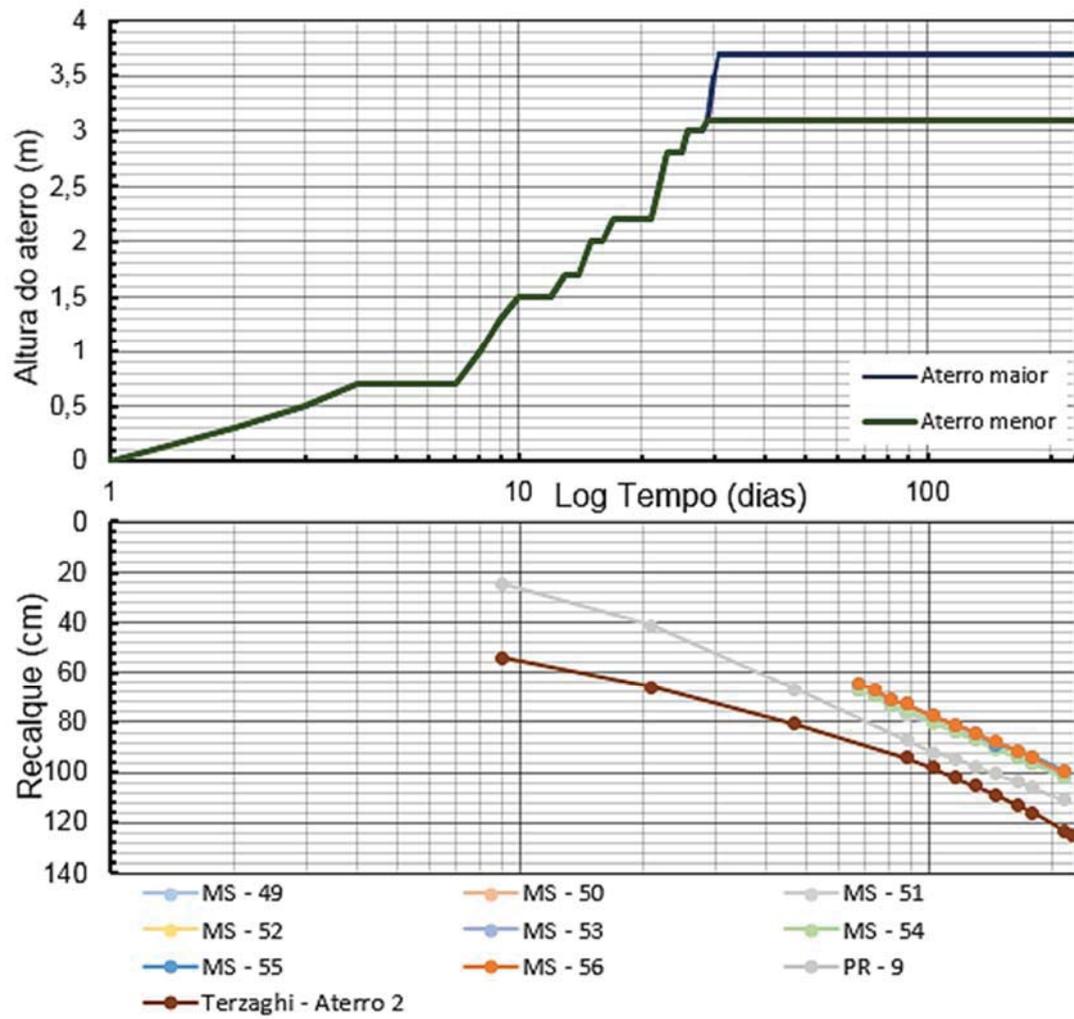


Figura 93 - PR-9, MS-49, MS-50, MS-51, MS-52, MS-53, MS-54, MS-55, MS-56 e teoria de Terzaghi

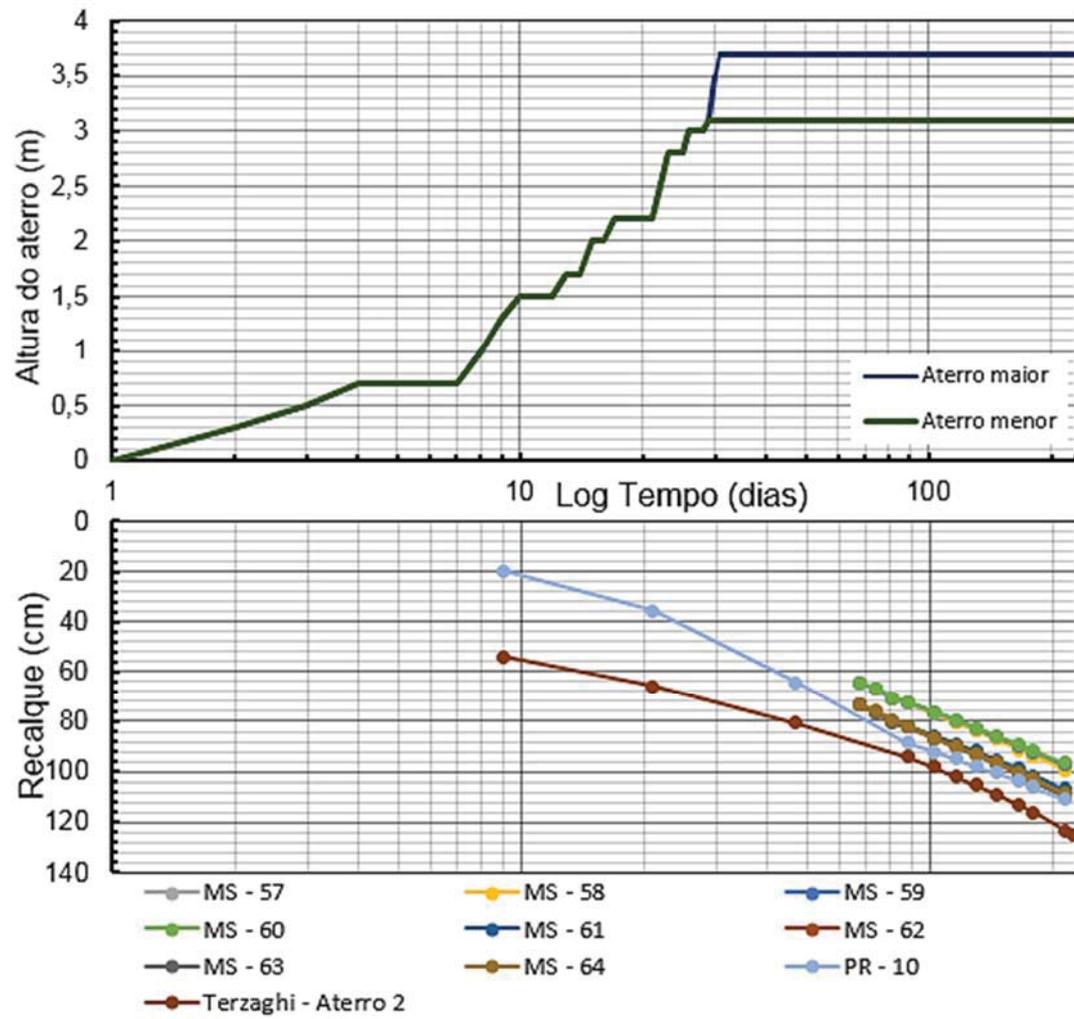


Figura 94 - PR-10, MS-57, MS-58, MS-59, MS-60, MS-61, MS-62, MS-63, MS-64 e teoria de Terzaghi

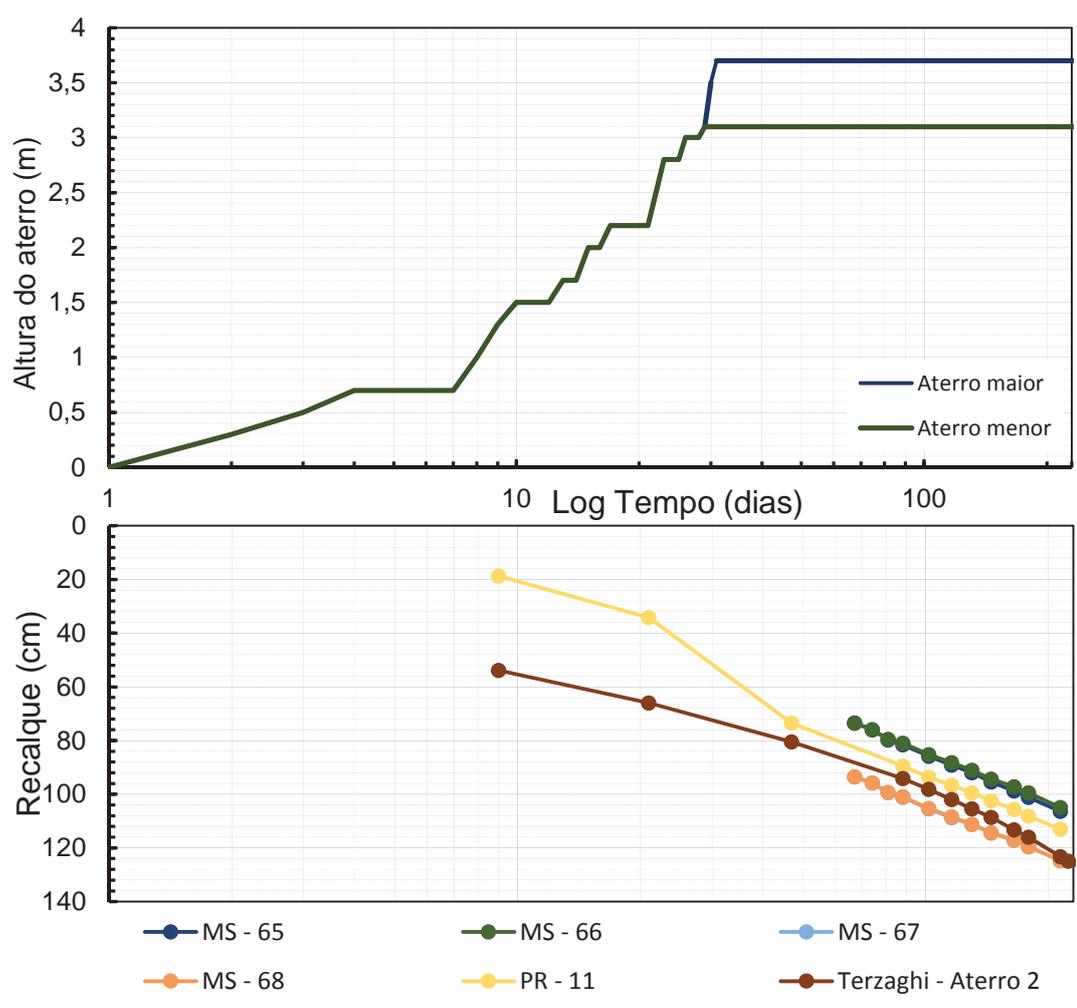


Figura 95 - PR-11, MS-65, MS-66, MS-67, MS-68 e teoria de Terzaghi

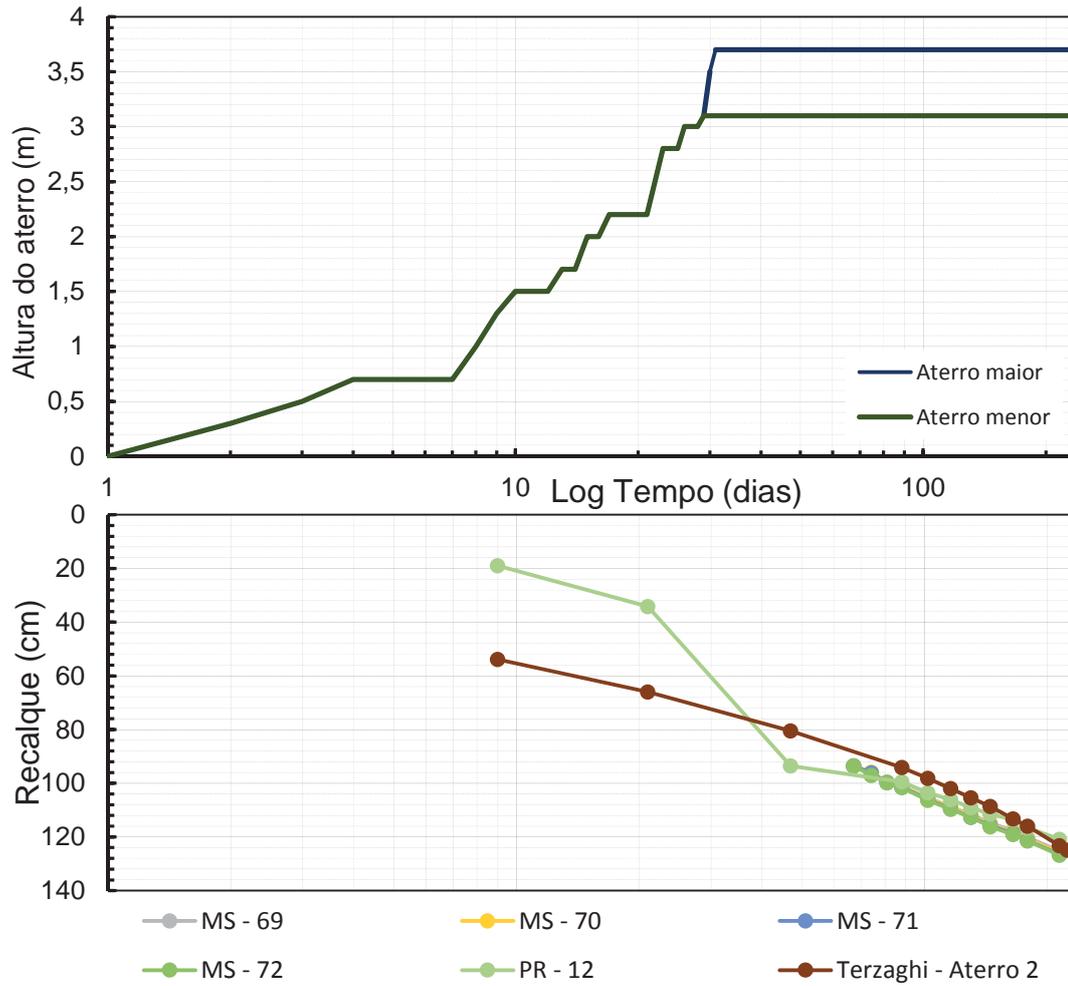


Figura 96 - PR-12, MS-68, MS-69, MS-70, MS-71, MS-72 e teoria de Terzaghi

## Apêndice 2

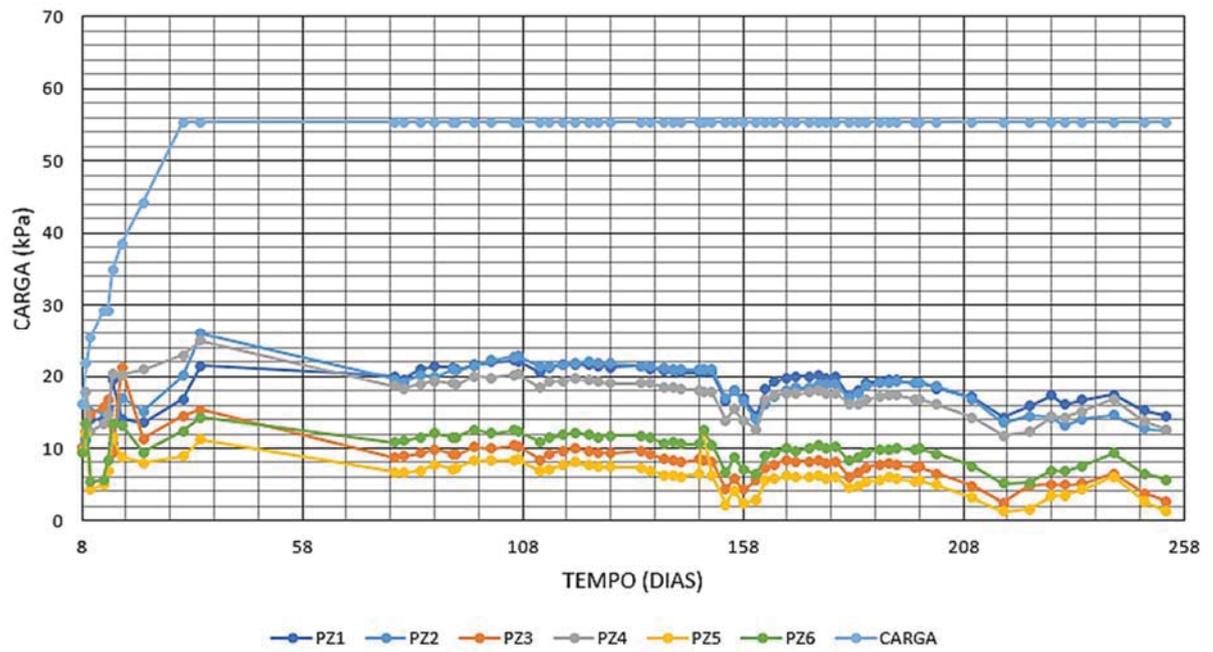


Figura 97 - Variação do excesso de poropressão dos piezômetros do aterro 1

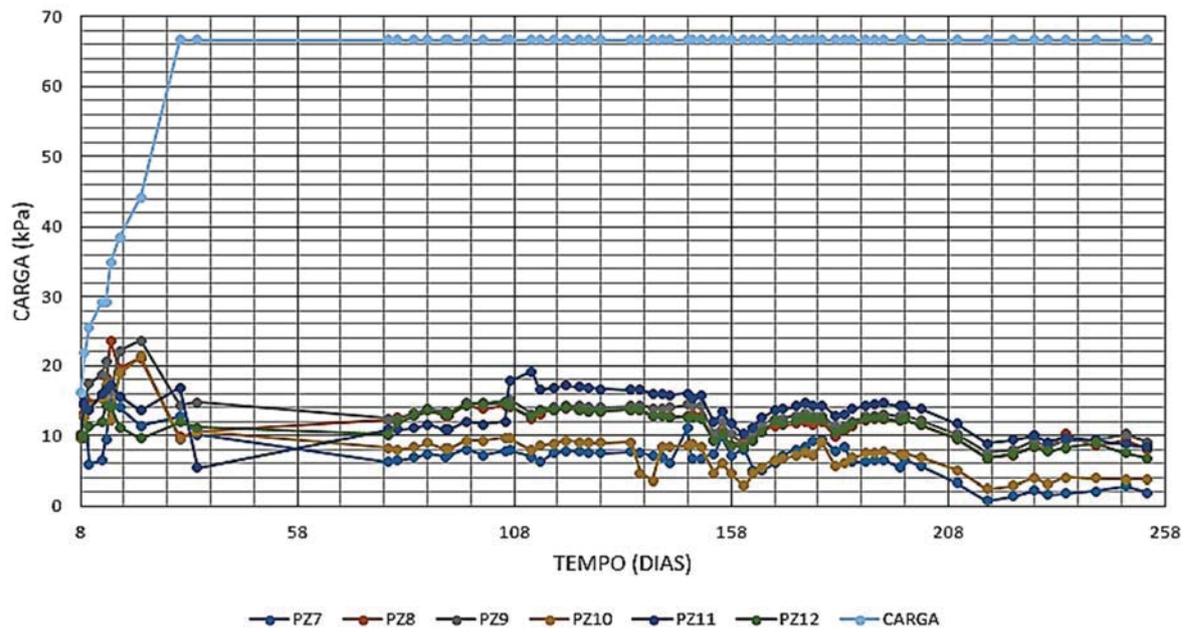


Figura 98 - Variação do excesso de poropressão dos piezômetros do aterro 2