



**Universidade do Estado do Rio de Janeiro**

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Danielle Batista Dias de Araújo

**Análise das Deformações dos Aterros que Compõem a Obra do  
Arco Metropolitano do Rio de Janeiro**

Rio de Janeiro

2015

Danielle Batista Dias de Araújo

**Análise das Deformações dos Aterros que Compõem a Obra do Arco  
Metropolitano do Rio de Janeiro**



Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientadores: Prof.<sup>a</sup> Dr.<sup>a</sup> Ana Cristina Castro Fontenla Sieira  
Prof. Dr. Rogério Luiz Feijó

Rio de Janeiro

2015

CATALOGAÇÃO NA FONTE  
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

A658 Araújo, Danielle Batista Dias de.  
Análise das deformações dos aterros que compõem a obra do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro / Danielle Batista Dias de Araújo. - 2015.  
116 f.

Orientadores: Ana Cristina Castro Fontenla Sieira, Rogério Luiz Feijó.

Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Adensamento urbano – Dissertações. 3. Solos -- Consolidação -- Dissertações. 4. Rio de Janeiro, RJ - Dissertações. I. Sieira, Ana Cristina Castro Fontenla. II. Feijó, Rogério Luiz. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. VI. Título.

CDU 624.15

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta dissertação, desde que citada a fonte.

---

Assinatura

---

Data

Danielle Batista Dias de Araújo

**Análise das Deformações dos Aterros que Compõem a Obra do Arco  
Metropolitano do Rio de Janeiro**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em: 10 de Fevereiro de 2015.

Banca Examinadora:

---

Prof.<sup>a</sup> Dr.<sup>a</sup> Ana Cristina Castro Fontenla Sieira (Orientadora)  
Faculdade de Engenharia – UERJ

---

Prof. Dr. Rogério Luiz Feijó (Orientador)  
Faculdade de Engenharia – UERJ

---

Prof. Dr. Armando Prestes de Menezes  
Faculdade de Engenharia – UERJ

---

Prof.<sup>a</sup>. Dr.<sup>a</sup>. Alessandra Conde de Freitas  
Faculdade de Engenharia – UFRJ

Rio de Janeiro

2015

## DEDICATÓRIA

À minha mãe Maria José Correia Batista e ao meu pai Severino Dias de Araújo.

## AGRADECIMENTOS

À Deus, esta força superior, criadora do universo e presente em cada um de nós.

Aos meus pais, que tanto amo e que sempre priorizaram a minha educação e por todo o sacrifício que fizeram ao longo da vida para me darem a oportunidade de me dedicar aos estudos, pela compreensão e apoio nas horas difíceis e nos momentos de isolamento mas que resultaram na minha formação na graduação e agora neste trabalho realizado com muito carinho e muito esforço. Sem vocês eu não teria chegado até aqui e por isso esta conquista é nossa.

Aos meus orientadores, Prof.<sup>a</sup> Doutora Ana Cristina Castro F. Sieira e Prof. Doutor Rogério L. Feijó, pela excelente orientação, pela amizade, pelo auxílio oferecido em todos os momentos, me apresentando novos caminhos e me conduzindo nesta jornada constante que é o aprendizado da engenharia geotécnica.

Em especial a Ana Cristina Castro F. Sieira, essa pessoa generosa que me contagiou desde a sua primeira aula de geotécnica durante a graduação, me apresentando à geotecnia através da iniciação científica e me contagiando através do seu amor e entusiasmo pela profissão, acreditou em mim e ao longo do tempo passou de professora e orientadora a amiga, a qual eu não poderia deixar de definir como uma pessoa inteligente, atenciosa, carinhosa, generosa, humana, guerreira e linda. A você prof<sup>a</sup> Ana Cristina, meus sinceros, eternos e emocionados agradecimentos.

Aos professores do PGECIV-UERJ, pela atenção dedicada e pelos ensinamentos sólidos fornecidos durante o mestrado.

Aos meus colegas de mestrado, pela amizade demonstrada ao longo do tempo, companheirismo e horas de estudo na UERJ, principalmente nos finais de semana no Labbas.

Aos meus colegas de graduação, que tive o prazer de reencontrar no mestrado e compartilhar os momentos de estudos e que agora, com laços mais fortalecidos, são meus amigos para toda a vida. Em especial a Cynthia Bazani pelas palavras de incentivo, pela amizade e companheirismo ao longo dessa jornada cheia de obstáculos e desafios.

À minha família, que tanto amo, e faz parte da minha longa jornada, chamada vida. Aos que moram longe e aos que moram perto. Em especial a minha madrinha Maria da Glória, que mesmo longe, sempre se fez tão presente.

Aos meus amigos que fiz pela vida e em cada lugar que passei, pela compreensão da minha ausência, pelo apoio nos momentos mais estressantes e por tornarem os momentos de lazer sempre prazeroso e divertido e cheio de histórias para contar.

Aos meus amigos dos trabalhos voluntários que participo que talvez nunca vejam este agradecimento, mas eu não poderia deixar de citá-los, pois me acrescentam com toda a experiência que emana da interação com as pessoas em cada trabalho praticado com amor e carinho. O meio acadêmico e profissional tem a função de complementar a nossa base e nunca sobressair a ela, para que o nosso sentimento de humanidade seja sempre maior que o nosso ego.

À UERJ, universidade amada, que tanto contribuiu na minha formação acadêmica e profissional, desde os tempos da graduação e onde eu vivi momentos marcantes e especiais, que levarei para toda a minha vida.

A todos aqueles, que embora não citados nominalmente, contribuíram direta e indiretamente para a execução deste trabalho.

À Portaria Conjunta DER-RJ/UERJ Nº01 de 01 de Maio de 2010, que propiciou o desenvolvimento do presente estudo.

À CAPES pelo apoio financeiro.

A ciência exercita a capacidade, não o saber” – O valor de praticar com rigor, por algum tempo, uma ciência rigorosa não está propriamente em seus resultados: pois eles sempre serão uma gota ínfima, ante o mar das coisas dignas de saber. Mas isso produz um aumento de energia, de capacidade dedutiva, de tenacidade; aprende-se a alcançar um fim de modo pertinente. Neste sentido é valioso, em vista de tudo o que se fará depois, ter sido homem de ciência.

*Friedrich Nietzsche*

## RESUMO

ARAÚJO, Danielle Batista Dias de. *Análise das deformações dos aterros que compõem a obra do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro*. 116f. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

O presente trabalho tem como objetivo a análise numérica do comportamento dos aterros instrumentados que compõem a obra do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro. Os resultados da instrumentação de campo serão retroanalisados, juntamente com dados disponíveis na literatura, buscando-se a definição de parâmetros confiáveis, representativos do comportamento da argila compressível da região em estudo. O Arco Metropolitano do Rio de Janeiro é uma rodovia projetada que servirá como ligação entre as principais rodovias que cortam o município do Rio de Janeiro. Devido a presença de grandes espessuras de solo compressível em alguns trechos da região, cortados pelo traçado da rodovia, instrumentos de monitoramento, como placas de recalque e inclinômetros, foram utilizados para avaliar os deslocamentos verticais e horizontais dos aterros durante o processo construtivo. Para este trabalho foram selecionados trechos de aterros representativos, devido à magnitude dos recalques, qualidade do resultado da instrumentação e diferentes métodos construtivos. A partir da análise dos parâmetros de projeto e dos parâmetros encontrados na literatura, procede-se à simulação numérica do processo construtivo dos aterros selecionados com o programa PLAXIS, de elementos finitos, através de modelagem bidimensional. Os resultados numéricos são confrontados com a instrumentação de campo (placas de recalque e inclinômetros) e com os resultados de previsões teóricas (teoria de adensamento unidimensional). Os resultados comprovaram que a modelagem numérica mostrou-se uma ferramenta adequada para a previsão dos recalques totais, tempos de adensamento e ganho de resistência ao longo do tempo. A retroanálise do comportamento de aterros sobre solos moles permite a reavaliação das premissas de projeto, uma vez que as limitações das teorias de análise e a dificuldade na seleção de parâmetros, muitas vezes acarretam em estimativas de recalque incoerentes com as observações de campo.

Palavras-chave: Recalques por adensamento; Aterro sobre solos compressíveis; Simulação numérica.

## ABSTRACT

This study aims to numerical analysis of the behavior of instrumented embankments that compose the the Arco Metropolitano from Rio de Janeiro. The field instrumentation results will be retroanalysed, together with data available in the literature, seeking the definition of reliable parameters, representative of the behavior of compressible clay in the area of study. The Arco Metropolitano of Rio de Janeiro is a highway designed to link the main highways that cross the city of Rio de Janeiro. Due to the presence of large compressible soil thickness in some parts of the region, cut by the route of the highway, monitoring instruments, such as settlement plates and inclinometers, were used to evaluate the vertical and horizontal displacements of the landfill during the construction process. Representative landfills stretches were selected for this study due to the magnitude of settlements, quality of the result of instrumentation and different construction methods. By the analysis of the parameters from this project and the parameters found in the literature, it proceeds to the numerical simulation of the construction process of landfills selected with the PLAXIS software, of finite elements, through two-dimensional modeling. The numerical results are compared with field instrumentation (provided by settlement plates and inclinometer) and the results of theoretical predictions (one-dimensional consolidation theory). Results showed that the numerical modeling proved to be a suitable tool for the prediction of total settlements, thickening times and gaining strength over time. The back analysis of soft soils on landfill behavior allows the reassessment of project assumptions, once the limitations of the analysis of theories and the difficulty in the selection of parameters often results in estimates of repression inconsistent with the field observations.

Keywords: Settlement. consolidation; Embankment on soft soils; Numerical simulation.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Traçado do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro (www.skyscrapercity.com).....	21
Figura 2: Trecho em operação do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro (www.geoprojetos.com).....	22
Figura 3: Processo de adensamento.....	26
Figura 4: Drenos verticais (Almeida, 2010). ....	32
Figura 5: Adensamento unidimensional de uma camada de solo compressível sob o incremento de tensão vertical ( $\Delta\sigma$ ) (Martins e Abreu,2002). ....	35
Figura 6: Método de Asaoka (Ortigão, 1995). ....	40
Figura 7:Tipos de Construção de Asaoka (Almeida, 1996).....	40
Figura 8: <i>Bench Mark</i> (Adaptado do Projeto do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro) .....	44
Figura 9: Inclinômetro.....	45
Figura 10: Placa de Recalque (Adaptado do Projeto do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro) .....	46
Figura 11: Traçado do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro (SEOBRAS, 2007).....	49
Figura 12: Traçado do Segmento C – Lote 1 - Arco Metropolitano do Rio de Janeiro .....	50
Figura 13: Localização dos Aterros 3, 4 e 6 no Arco Metropolitano do Rio de Janeiro .....	52
Figura 14: Aterros Reforçados com Bermas (Projeto Arco Metropolitano do Rio de Janeiro) .....	53
Figura 15: Recalque e cota de aterro <i>versus</i> tempo: Aterro 3.....	54
Figura 16: Deslocamento Horizontal <i>versus</i> Profundidade – INPE 02 – Aterro 3.....	55
Figura 17: Recalque e cota de aterro <i>versus</i> tempo: Aterro 4.....	56
Figura 18: Deslocamento Horizontal <i>versus</i> Profundidade – INPE 08 – Aterro 4.....	57
Figura 19: Aterros Reforçados com Bermas (Projeto Arco Metropolitano do Rio de Janeiro) .....	58
Figura 20: Recalque e cota de aterro <i>versus</i> tempo: Aterro 6.....	58
Figura 21: Localização das Placas e do Inclinômetros no Aterro 3 - Pista Esquerda	60
Figura 22: Localização das Placas e do Inclinômetros no Aterro 4 - Pista Esquerda	61

Figura 23: Localização das Placas e do Inclinômetros no Aterro 6 - Pista Direita.....	62
Figura 24: Geometria adotada nas análises numéricas: Seção S3.....	69
Figura 25: Malha de Elementos Finitos Seção S3.....	69
Figura 26: Geometria Adotada nas Análises Numéricas Seção S4 .....	70
Figura 27: Malha de Elementos Finitos Seção S4.....	70
Figura 28: Geometria adotada nas análises numéricas: Seção S6.....	71
Figura 29: Malha de Elementos Finitos Seção S6.....	71
Figura 30: Variação de $e_0$ em função da profundidade (Adaptado de Antunes, 2012) .....	74
Figura 31: Variação de $C_c$ em função da profundidade (Adaptado de Antunes, 2012) .....	74
Figura 32: Faixas de valores de coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) (Adaptado de Antunes, 2012).....	75
Figura 33: Faixas de valores de CR (Adaptado de Antunes, 2012) .....	76
Figura 34: Faixas de valores de CR obtidos por retroanálise e dados da literatura (Adaptado de Antunes, 2012).....	78
Figura 35: Método gráfico de Asaoka para a placa de recalque PRPD 49 .....	79
Figura 36: Faixas de valores de coeficiente de adensamento vertical da retroanálise do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro ( $c_v$ ) (Adaptado de Antunes, 2012) .....	80
Figura 37: Fase de Cálculo – Aterro 3.....	83
Figura 38: Fase de Cálculo – Aterro 4.....	84
Figura 39: Fase de Cálculo – Aterro 6.....	85
Figura 40: Vetores de deslocamento totais do aterro 3.....	88
Figura 41: Resultado das análises numéricas: Seção S6 .....	89
Figura 42: Resultado das análises numéricas: Seção S3 .....	90
Figura 43: Resultado das análises numéricas: Seção S4 .....	91
Figura 44: Previsão de Recalques do Aterro 6 – <i>Soft Soil x Soft Soil Creep</i> .....	93
Figura 45: Previsão de Recalques do Aterro 6.....	96
Figura 46: Análise numérica unidimensional (Antunes, 2012) .....	98
Figura 47: Posicionamento do Inclinômetro INPE 02 no Aterro 3: Seção AA .....	98
Figura 48: Posicionamento do Inclinômetro (INPE 08) no Aterro 4: Seção BB .....	99
Figura 49: Deslocamentos horizontais previstos e medidos: Seção AA - Aterro 3....	99
Figura 50: Deslocamentos horizontais previstos e medidos: Seção BB - Aterro 4..	100
Figura 51: Análise das tensões efetivas e do excesso de poro-pressão – Aterro 6	101

Figura 52: Distribuição dos excesso de poro-pressão e das tensões efetivas ao longo do tempo .....	101
Figura 53: Análise de estabilidade, ao final da construção, pelo método de equilíbrio limite – Aterro 6 – FS = 1,58.....	102

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 : Valores de $U \times T^*$ (Martins e Abreu,2002).....	37
Tabela 2: Obtenção de CR por retroanálise .....	78
Tabela 3: Coeficiente de Adensamento ( $c_v$ ) .....	80
Tabela 4: Parâmetros dos Materiais.....	81
Tabela 5: Etapas de Construção do Aterro 3 .....	82
Tabela 6: Etapas de Construção do Aterro 4 .....	83
Tabela 7: Etapas de Construção do Aterro 6 .....	84
Tabela 8: Comparação entre os Recalques Medidos e Previstos .....	91
Tabela 9: Previsão de Recalques Secundários – Aterro 6 .....	92
Tabela 10: Recalques finais: Instrumentação <i>versus</i> Método de Asaoka (1978).....	95
Tabela 11: Tempo de Adensamento por Diferentes Métodos .....	97
Tabela 12: Parâmetros de Compressibilidade da Argila Mole Definidos no Projeto	103
Tabela 13: Comparação entre os recalques previstos com os parâmetros de projeto .....	104

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

CPT	Cone Penetration Test / Ensaio de Cone
CPTU	<i>Cone Penetration Test</i> , com medição da pressão neutra / Ensaio de Piezocone
DER-RJ	Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Rio de Janeiro
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes
E.U.A.	Estados Unidos da América
FEN	Faculdade de Engenharia
FUNDERJ	Fundação Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Rio de Janeiro
IN	Inclinômetro
INPD	Inclinômetro da Pista Direita
INPE	Inclinômetro da Pista Esquerda
IPR	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
LMS – UERJ	Laboratório de Mecânica dos Solos - Universidade do Estado do Rio de Janeiro
MEF	Método dos Elementos Finitos
NA	Normalmente Adensado
NBR	Norma Brasileira
PA	Pré-Adensado
PAC	Programa de Aceleração do Crescimento
PGECIV–UERJ	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade do Estado do Rio de Janeiro
PR	Placa de Recalque
PRPD	Placa de Recalque da Pista Direita

PRPE	Placa de Recalque da Pista Esquerda
RJ	Rio de Janeiro
SPT	Standard Penetration Test
UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro

## LISTA DE SÍMBOLOS

$a_v$	Coeficiente de compressibilidade
$c'$	Intercepto da envoltória de resistência do gráfico $\tau$ versus $\sigma$
$C_c$	Índice de compressão (índice de compressibilidade)
$C_r$	Índice de recompressão
$C_s$	Índice de expansão
$C_\alpha$	Coeficiente de compressão secundária
CR	Razão / Relação de Compressão
$c_h$	Coeficiente de adensamento horizontal
$c_v$	Coeficiente de adensamento vertical / Coeficiente de consolidação
$d_e$	Diâmetro de influência do dreno
$D_r$	Densidade relativa
$d_w$	Diâmetro do dreno
$e$	Índice de vazios
$e_o$	Índice de vazios inicial ou de campo
$e_{\sigma'_{vo}}$	Índice de vazios correspondente ao nível de tensão efetiva vertical inicial
E	Módulo de deformabilidade dos solos
$f_s$	Atrito lateral
G	Módulo de cisalhamento
$G_s$	Densidade específica das argilas
$H_d$	Espessura da camada de argila, de acordo com o nº de faces drenantes/ distância máxima de drenagem
$H_o$	Espessura inicial da camada de solo compressível
k	Coeficiente de permeabilidade
$k_o$	Coeficiente de empuxo lateral no repouso
$m_v$	Coeficiente de variação volumétrica
$N_{60}$	Fator que corresponde ao número de golpes de padrão americano, com energia liberada na ordem de 60% da energia teórica
$N_{SPT}$	Fator que corresponde ao número de golpes, no ensaio SPT
n	Razão entre o diâmetro de influência do dreno ( $d_e$ ) e o diâmetro do dreno ( $d_w$ )
OCR	<i>Over consolidation ratio</i> / Razão de sobre-adensamento

P	Carga aplicada
$q_c$	Resistência de ponta
$R_f$	Razão de Atrito
RPA	Razão de pré-adensamento
$S_u$	Resistência ao cisalhamento não-drenada indeformada
t	Tempo
$t_f$	Tempo final
$t_p$	Tempo relativo ao final do adensamento primário
$t_i$	Tempo inicial
$t_{i-1}$	Tempo anterior
$t_1$	Tempo relativo a leitura de $lnu_1$
$t_2$	Tempo relativo a leitura de $lnu_2$
u	Poropressão
$u_b$	Poropressão na base
$w_o$	Umidade inicial
z	Distância vertical / profundidade
$\alpha_1$	Inclinação da reta, em $ln(u)$ versus tempo
$\beta_1$	Inclinação da reta de Asaoka
$\Delta e$	Diferença entre o índice de vazios inicial da amostra ( $e_o$ ) e o índice de vazios correspondente ao nível de tensão efetiva vertical de campo ( $e_{\sigma'_{vo}}$ )
$\Delta h$	Variação de altura
$\Delta P$	Variação de cargas
$\Delta t$	Intervalo de tempo
$\Delta u$	Excesso / Variação de poropressão
$\varepsilon$	Deformação
$\varepsilon_v$	Deformação vertical
$\varepsilon_{vo}$	Deformação axial no nível de tensão inicial de campo
$\phi'$	Ângulo de atrito efetivo
$\gamma$	Peso específico
$\gamma_{sat}$	Peso específico saturado
$\rho$	Recalque
$\rho_{asaoka}$	Recalque final, pelo método de Asaoka
$\rho_i$	Valores de recalque, nos tempos $t_i$

$\rho_{i-1}$	Valores de recalque, nos tempos $t_{i-1}$
$\rho_{\text{real}}$	Recalque final real de campo
$\sigma$	Tensão
$\sigma_h$	Tensão total horizontal
$\sigma_v$	Tensão total vertical
$\sigma'_v$	Tensão efetiva vertical
$\sigma'_{vf}$	Tensão efetiva vertical final
$\sigma'_{vm}$	Tensão efetiva de pré-adensamento
$\sigma'_{vo}$	Tensão efetiva vertical inicial ou de campo

## SUMÁRIO

<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>20</b>
<b>1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>25</b>
<b>1.1 Compressibilidade</b> .....	<b>25</b>
<b>1.2 Recalque por Adensamento</b> .....	<b>27</b>
1.2.1 Recalque .....	27
1.2.2 Adensamento – Teoria de Terzaghi (1943).....	29
1.2.3 Adensamento com drenagem combinada radial e vertical.....	32
1.2.4 Correção da Teoria de Terzaghi considerando Grandes Deformações .....	34
1.2.5 Solução Aproximada para o Adensamento Unidimensional com Grandes Deformações (Martins e Abreu, 2002) .....	34
1.2.6 O Efeito da Submersão de Aterros.....	37
1.2.7 Método de Asaoka (1978) .....	38
<b>1.3 Instrumentação de Campo</b> .....	<b>42</b>
1.3.1 <i>Bench Mark</i> (Referência Profunda) .....	43
1.3.2 Inclinômetro.....	44
1.3.3 Placa de Recalque .....	46
<b>1.4 Considerações Finais</b> .....	<b>47</b>
<b>2 DESCRIÇÃO DA ÁREA EM ESTUDO</b> .....	<b>48</b>
<b>2.1 Localização do Segmento em Estudo</b> .....	<b>48</b>
<b>2.2 Seções Representativas do Estudo</b> .....	<b>52</b>
2.2.1 Seção Representativa - Aterro 3 .....	52
2.2.2 Seção Representativa - Aterro 4 .....	55
2.2.3 Seção Representativa - Aterro 6 .....	57
<b>2.3 Considerações Finais</b> .....	<b>63</b>
<b>3 METODOLOGIA DA ANÁLISE NUMÉRICA</b> .....	<b>64</b>
<b>3.1 Programa PLAXIS</b> .....	<b>64</b>
3.1.1 Subprograma INPUT .....	64
3.1.2 Subprograma CALCULATION.....	67
3.1.3 Subprograma OUTPUT .....	67
3.1.4 Subprograma CURVES.....	68
<b>3.2 Definição das Geometrias Adotadas nas Análises Numéricas</b> .....	<b>68</b>
3.2.1 Seção em Estudo - S3.....	68

3.2.2 Seção em Estudo - S4.....	70
3.2.3 Seção em Estudo - S6.....	71
<b>3.3 Modelos Constitutivos Adotados .....</b>	<b>72</b>
<b>3.4 Parâmetros Geotécnicos para a Região do Empreendimento .....</b>	<b>72</b>
3.4.1 Compilação de Parâmetros Obtidos na Literatura.....	73
3.4.2 Parâmetros Obtidos por Retroanálise da Instrumentação de Campo .....	76
3.4.3 Resumo dos Parâmetros Geotécnicos utilizados nas Análises.....	81
<b>3.5 Processo Construtivo .....</b>	<b>82</b>
<b>3.6 Considerações Finais .....</b>	<b>86</b>
<b>4 ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>	<b>87</b>
<b>4.1 Análise dos Recalques: Confronto entre as Previsões Analíticas e</b>	
<b>    Numéricas .....</b>	<b>87</b>
<b>4.2 Influência da Compressão Secundária.....</b>	<b>92</b>
<b>4.3 Previsão dos Recalques Finais pelo Método de Asaoka .....</b>	<b>94</b>
<b>4.4 Influência da Redução da Altura de Drenagem no Tempo de Adensamento</b>	<b>95</b>
<b>4.5 Análise dos Deslocamentos Horizontais .....</b>	<b>97</b>
<b>4.6 Ganhos de Resistência e Estabilidade dos Aterros.....</b>	<b>101</b>
<b>4.7 Discussão entre os Parâmetros Adotados no Projeto Executivo e os</b>	
<b>    Parâmetros Reavaliados .....</b>	<b>103</b>
<b>4.8 Considerações Finais .....</b>	<b>105</b>
<b>5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....</b>	<b>106</b>
<b>5.1 Conclusões .....</b>	<b>106</b>
<b>5.2 Recomendações para Trabalhos Futuros.....</b>	<b>107</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>108</b>

## INTRODUÇÃO

O desenvolvimento sócio-econômico, sempre crescente no país, tem expandido o crescimento urbano. Com isso, surge a necessidade de investimentos cada vez maiores em infra-estrutura urbana e de transporte para atender as necessidades das novas regiões importadoras e exportadoras, de forma a não sobrecarregar as vias já existentes e melhorar o tráfego das mesmas. Do ponto de vista geotécnico, áreas adequadas à construção ou ampliação de rodovias, para atender as melhores rotas, têm interceptado grandes espessuras de solos moles, devido às grandes ocupações urbanas no Brasil terem ocorrido principalmente ao longo da costa litorânea. Estes espessos depósitos de solos compressíveis, do ponto de vista geológico, foram originados no período quaternário, a cerca de 10 mil anos atrás, quando a água oriunda do descongelamento das geleiras encobriu os vales e as planícies litorâneas, e devido ao comportamento regressivo refletido no abaixamento do nível do mar. Essas formações são um grande desafio geotécnico devido à complexidade do comportamento de grandes espessuras de solos compressíveis e às condições de contorno referente a cada tipo de construção decorrente da sobrecarga de aterros. O lançamento de aterro sobre os solos compressíveis apresenta dois grandes desafios: (1) a estabilidade referente à segurança dos aterros e do solo de fundação durante, e imediatamente após a construção, e (2) os valores de recalques finais e a evolução com o tempo (Brugger, 1996). Como resposta a estes grandes desafios, vários métodos construtivos têm sido adotados, tais como, construção do aterro em etapas, bermas de equilíbrio, aterros reforçados, inserção de drenos verticais, entre outros.

Preliminarmente destaca-se que o desenvolvimento desta pesquisa foi subsidiado pela Portaria Conjunta DER-RJ/UERJ N°01 de 01 de Maio de 2010, que estabelece um convênio entre a Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ) e o Departamento de Estradas e Rodagens (DER-RJ).

Idealizado em 1970, o Arco Metropolitano do Rio de Janeiro foi viabilizado pelo Governo do Estado do Rio de Janeiro a partir de 2007 e é um dos principais projetos do programa de Aceleração do Crescimento (PAC). O Arco Metropolitano tem como principal finalidade fazer a conexão rodoviária entre a BR-101/Norte e a BR 101/Sul interligando ao longo de 145 km de extensão oito municípios. Com isso,

há uma melhoria da mobilidade, evitando-se o tráfego intenso pelas vias urbanas da região metropolitana do estado do Rio de Janeiro, visto que todas as importações ou exportações oriundas do estado passarão pelo Arco Metropolitano. Além disso, objetiva-se aumentar a acessibilidade ao Porto de Itaguaí e promover o desenvolvimento social e econômico das regiões que não possuem economia expressiva.

O traçado do arco rodoviário liga o município de Itaboraí ao Porto de Itaguaí interligando os municípios de Guapimirim, Magé, Duque de Caxias, Nova Iguaçu, Japeri, Seropédica e Itaguaí, todos dentro do Estado do Rio de Janeiro (Figura 1).



**Figura 1: Traçado do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro (www.skyscrapercity.com)**

As atividades envolvidas compõem, em linhas gerais: drenagem, terraplanagem, obras de arte especiais como viadutos, pontes, passarelas e passagem subterrânea, e obras correntes.

O traçado da rodovia intercepta diversos trechos com camadas espessas de argila orgânica mole, o que dificulta a previsão da real da magnitude dos recalques, podendo comprometer a geometria e funcionalidade dos projetos. Ressalta-se que cada solo é composto por particularidades como a formação geológica que caracteriza cada região, pelo intemperismo químico e físico, os quais estão relacionados ao clima de cada região, sendo, portanto, as investigações geológico-geotécnicas de campo e de laboratório, ferramentas de suma importância para subsidiar um estudo geotécnico de qualidade, resultando na escolha de técnicas

adequadas. Diante das dificuldades referentes a investigações e ensaios geotécnicos de qualidade, torna-se imprescindível o constante monitoramento dos aterros, com o auxílio de instrumentos (placas de recalque, inclinômetros, entre outros), de forma a acompanhar a evolução gradual dos deslocamentos verticais e horizontais dos maciços durante o período construtivo.

Atualmente o Projeto do Arco Metropolitano encontra-se em fase final de construção em alguns trechos, estando sua maioria em pleno funcionamento, como mostra a Figura 2.



**Figura 2: Trecho em operação do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro (www.geoprojetos.com)**

## **Objetivos**

O presente trabalho contempla a análise do comportamento dos aterros instrumentados que compõem o Arco Metropolitano do Rio de Janeiro, visando à avaliação da magnitude das deformações ocorridas durante o processo de lançamento das camadas dos aterros e ao longo do tempo, bem como a verificação dos parâmetros e premissas de projeto, através de análises numéricas.

## **Metodologia e Estrutura da Dissertação**

A metodologia utilizada na concepção desta dissertação foi baseada em dados de projeto, coleta de informações de campo e pesquisas realizadas na região do empreendimento e compiladas pela Engenheira Carolina Mansur Antunes, durante a fase de elaboração da Dissertação de Mestrado (Antunes, 2012). A pesquisa foi desenvolvida através de diversas visitas técnicas aos aterros instrumentados, canteiros, laboratórios e aos demais setores do empreendimento, permitindo uma maior integração com o cotidiano das atividades desenvolvidas na obra. As análises executadas por Antunes (2012) admitiram um modelo unidimensional para reprodução do processo construtivo dos aterros, através do programa computacional Plaxis, de elementos finitos.

O presente trabalho buscou a reprodução do comportamento dos aterros a partir de um modelo bidimensional. Os resultados numéricos obtidos foram confrontados com as leituras da instrumentação de campo (placas de recalque e inclinômetros) e com as previsões teóricas.

Os parâmetros geotécnicos dos solos compressíveis foram reavaliados, levando-se em consideração as faixas de valores propostas na literatura para a região em estudo.

A presente Dissertação foi organizada em 5 capítulos, a saber:

O Capítulo 1 aborda a revisão bibliográfica com a finalidade de inserir os conhecimentos teóricos, subsidiando o estudo em questão. Foram comentados aspectos relativos à compressibilidade, adensamento, recalques e técnicas construtivas sobre solos moles.

O Capítulo 2 apresenta o traçado do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro, além de delimitar e caracterizar as áreas que foram selecionados para este estudo,

apresentando, de forma objetiva, o resultado da instrumentação de campo (placas de recalque e inclinômetros) e as soluções de projeto geotécnico utilizadas em cada seção.

O Capítulo 3 aborda a metodologia de análise numérica utilizada nos aterros instrumentados, descrevendo de forma objetiva o software PLAXIS na reprodução do processo construtivo, definindo as geometrias adotadas e os modelos constitutivos. Este capítulo também trata da análise e definição dos parâmetros geotécnicos das argilas moles, através de comparações com os valores anteriormente estudados e obtidos por demais autores para a área em estudo, como os valores de Razão de Compressão (CR) e de coeficiente de adensamento ( $c_v$ ), obtidos a partir de retroanálises realizadas com os registros das placas de recalque, situadas nos trechos em estudo.

O capítulo 4 apresenta e discute o resultado da modelagem numérica e confronta os resultados da instrumentação de campo com as previsões numéricas (Plaxis), analíticas (teoria clássica) e gráficas (Método de Asaoka). Contempla ainda este capítulo a discussão sobre o efeito da submersão dos aterros, da compressão secundária, da redução da altura de drenagem durante o processo de adensamento e do ganho de resistência com o tempo.

O capítulo 5 apresenta as conclusões do estudo e as sugestões para pesquisas futuras.

## **1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Os depósitos de solos moles compressíveis podem apresentar grandes deformações, ou seja, deformações que possam ser superior a 10% da altura da camada de solo mole. A tentativa de previsão da magnitude dessas deformações conduziu ao desenvolvimento de teorias de adensamento que consideram o solo como uma massa homogênea, unidimensional e infinitesimal.

Em muitos casos, essas teorias fornecem resultados satisfatórios, com previsões rápidas e simplificadoras. No entanto, essas teorias não consideram as mudanças de compressibilidade e permeabilidade do solo ao longo do processo de adensamento.

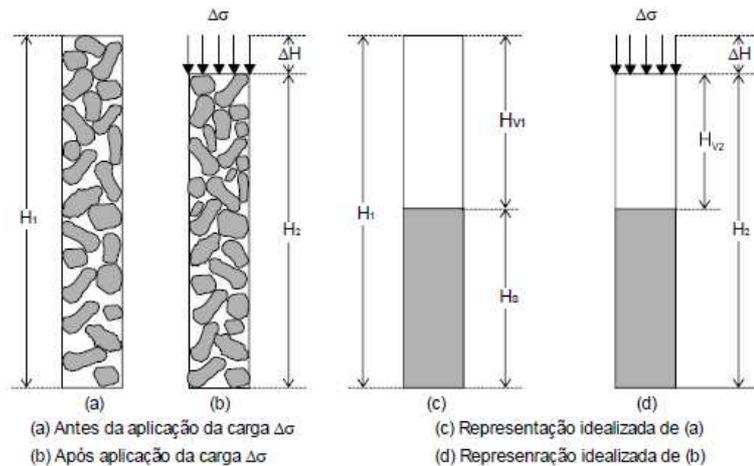
A possibilidade de previsões numéricas na construção em solos compressíveis aparece como uma alternativa capaz de prever de forma mais eficaz o comportamento dos solos moles durante o processo de construção e em longo prazo.

O presente capítulo apresenta aspectos gerais sobre os fenômenos de compressibilidade e adensamento, e discute o efeito da submersão e da redução da altura de drenagem durante o processo de adensamento.

### **1.1 Compressibilidade**

A compressibilidade do solo ocorre basicamente pela diminuição do seu volume pela ação de cargas aplicadas (Taylor, 1942).

O solo pode ser considerado um esqueleto compressível de partículas sólidas com espaços vazios entre elas, que podem conter água e/ou ar. Quando carregado, um solo pode sofrer grandes deformações, que ocorrerem em forma ou em volume. A variação de volume em um solo saturado ocorre em função da expulsão de água dos vazios com transferência gradual de tensões da água para a estrutura sólida, não ocorrendo alterações nas dimensões laterais, somente diminuição da espessura, como mostra a Figura 3.



**Figura 3: Processo de adensamento**

A partir de um carregamento vertical em um solo saturado e confinado lateralmente, a Teoria Clássica de Adensamento (Terzaghi, 1943) expressa o valor da tensão efetiva ( $\sigma'$ ), que representa a tensão suportada pelo esqueleto sólido do solo, relacionando duas tensões, como mostra o Princípio das Tensões Efetivas:

$$\sigma' = \sigma - u \quad \text{Eq - 1-1}$$

A tensão normal total ( $\sigma$ ) é a carga aplicada em qualquer ponto dentro da massa de solo e a poropressão ( $u$ ) é a parcela suportada pela água que preenche os espaços vazios entre as partículas sólidas.

Sempre que houver uma variação de volume em uma massa de solo, esta é consequência da variação do estado de tensões efetivas. Porém, a recíproca não é verdadeira, isto é, pode ocorrer uma variação no estado de tensões efetivas sem variação de volume. É o que ocorre nos carregamentos não drenados. Desta forma, pode-se definir compressibilidade, de maneira genérica, como sendo a relação entre a deformação volumétrica específica ( $\epsilon_v$ ) e a variação do estado de tensões efetivas. Assim, a compressibilidade é função da rigidez do esqueleto sólido e da história de tensões.

## 1.2 Recalque por Adensamento

### 1.2.1 Recalque

Recalque é o deslocamento vertical descendente ocorrido na superfície do solo devido à variação de volume imposta pela aplicação de um carregamento (Craig, 2007).

O acréscimo de tensão em um solo saturado, provocado por um carregamento, é imediatamente absorvido pela parcela de água presente nos vazios do solo, gerando excesso de poropressão. Com o processo de drenagem, o excesso de poropressão se dissipa lenta e gradualmente ao longo do tempo, e os esforços, inicialmente absorvidos pela água, são transferidos para a estrutura sólida do solo, provocando alterações no valor inicial da tensão efetiva.

#### 1) Recalque por adensamento primário

O recalque por adensamento primário é resultado de uma mudança de volume nos solos muito compressíveis devido à expulsão da água que ocupa os espaços vazios do solo.

O recalque em solos normalmente adensados (RPA = 1,0) pode ser expresso por:

$$\rho = \frac{H_0}{(1+e_0)} \cdot C_c \cdot \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}} \quad \text{Eq - 1-2}$$

Sendo:

$H_0$  = espessura inicial da camada de solo compressível;

$e_0$  = índice de vazios inicial;

$C_c$  = índice de compressão;

$\sigma'_{vf}$  = tensão efetiva vertical final;

$\sigma'_{vo}$  = tensão efetiva vertical inicial.

O recalque em solos pré-adensados é calculado a partir das seguintes expressões:

- Se  $\sigma'_{vf} < \sigma'_{vm}$ :

$$\rho = \frac{H_0}{(1+e_0)} \cdot C_r \cdot \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}} \quad \text{Eq - 1-3}$$

Onde:  $\sigma'_{vm}$  = tensão efetiva de pré-adensamento;

$C_r$  = índice de recompressão.

- Se  $\sigma'_{vf} > \sigma'_{vm}$ :

$$\rho = \frac{H_0}{(1+e_0)} \cdot \left[ C_r \cdot \log \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} + C_c \cdot \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right] \quad \text{Eq - 1-4}$$

## 2) Recalque por compressão secundária

O recalque secundário é uma compressão adicional nos solos compressíveis e saturados que acontece após a estabilização (constância) das tensões efetivas e se deve ao fato da relação entre o índice de vazios e tensão efetiva ser uma função do tempo (Buisman, 1936). Este tipo de recalque possui maior incidência em argilas muito plásticas e solos orgânicos e deve ser incorporado nas análises, sendo pouco expressivo na maioria dos solos.

O recalque por compressão secundária é expresso por:

$$\rho_s = \frac{H_0}{(1+e_0)} \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{t_f}{t_p} \quad \text{Eq - 1-5}$$

Onde:

$e_0$  = índice de vazios inicial;

$H_0$  = espessura inicial da camada de solo compressível;

$C_\alpha$  = coeficiente de compressão secundária;

$t_f$  = tempo final (tempo associado à vida útil da obra);

$t_p$  = tempo relativo ao final do adensamento primário.

A compressão secundária tem sido estudada por muitos autores devido a sua complexidade, pois diferente do adensamento primário, que ocorre pelo princípio das tensões efetivas, o adensamento secundário não pode ser explicado pelo excesso de poropressão (Futai, 2010). Diante de tal desafio, muitas teorias, referidas ao adensamento primário ocorrendo junto com o secundário, foram publicadas por Taylor e Merchant (1940); Gibson e Lo (1961); Zaretsky (1967); Barden (1968); Bjerrum (1973) Martins et al (1997), entre outros.

### 1.2.2 Adensamento – Teoria de Terzaghi (1943)

O adensamento é o processo lento e gradual de variação de volume do solo que ocorre após a aplicação de um acréscimo de tensão, devido à dissipação do excesso de poropressão na água compreendida entre as partículas sólidas do solo. Este processo tem elevada relevância para os solos compressíveis e saturados, pois o adensamento está relacionado com a facilidade com a qual a água é capaz de drenar através do solo.

Para simplificar o modelo de cálculo, a teoria clássica de Terzaghi (1943) se baseia nas seguintes hipóteses:

- O solo é saturado;
- O solo é homogêneo;

- A compressão é unidimensional, ocorre somente na direção da carga;
- O fluxo d'água é unidirecional (vertical);
- É válida a Lei de Darcy;
- A compressibilidade dos grãos e da água é desprezível em relação à compressibilidade do arcabouço sólido;
- As propriedades do solo não variam no processo de adensamento;
- As deformações são infinitesimais;
- A variação do índice de vazios com o aumento da tensão efetiva é linear.

A transferência de esforços da água para a parte sólida se dá através da dissipação dos excessos de poropressão, com a expulsão da água dos vazios do solo. Sendo assim, ressalta-se a utilização das equações de fluxo, de continuidade e da lei de Darcy (1856), para a dedução da Equação de Adensamento de Terzaghi.

A Equação de Adensamento Unidimensional de Terzaghi, para carregamento variável no tempo, é dada por:

$$c_v \cdot \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2} = \frac{\partial \Delta u}{\partial t} - \frac{\partial \sigma_v}{\partial t} \quad \text{Eq - 1-6}$$

Sendo:

$c_v$  = coeficiente de adensamento vertical;

$\Delta u$  = excesso de poropressão;

$t$  = tempo;

$z$  = distância vertical entre um ponto e a superfície de aplicação do carregamento;

$\sigma_v$  = tensão vertical.

A Equação de Adensamento de Terzaghi, para carregamento instantâneo, é dada por:

$$c_v \cdot \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2} = \frac{\partial \Delta u}{\partial t} \quad \text{Eq - 1-7}$$

Esta equação diferencial relaciona a variação da poropressão ao longo da profundidade, através do tempo. O coeficiente de adensamento vertical reflete as características do solo, como as propriedades de permeabilidade e

compressibilidade. O valor de  $c_v$  está relacionado diretamente a velocidade do processo de transferência de tensões entre a água (poropressão) e o arcabouço sólido (tensão efetiva).

Na integração desta equação diferencial, a variável tempo é associada ao coeficiente de adensamento e à distância de drenagem, dada pela expressão:

$$T = \frac{c_v \cdot t}{H_d^2} \quad \text{Eq - 1-8}$$

Onde: T = Fator tempo

$c_v$  = coeficiente de permeabilidade ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )

t = tempo (s)

$H_d$  = distância de drenagem (m)

O cálculo de recalque ( $\rho$ ) em determinado tempo resulta do somatório das deformações dos diversos elementos ao longo da profundidade. O grau de adensamento médio U, denominado Porcentagem de Recalque, é a média dos graus de adensamento ao longo da profundidade e pode ser expresso pela equação:

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \cdot e^{-M^2 T}, \text{ com } M = \frac{\pi}{2} \cdot (2m+1) \quad \text{Eq - 1-9}$$

Multiplicando-se a porcentagem de adensamento médio (U) pelo recalque total ( $\rho_{\text{total}}$ ) correspondente ao acréscimo de tensão, obtém-se o recalque sofrido considerando a dissipação da poropressão até o tempo t. Dessa forma é possível conhecer o comportamento da camada de solo compressível ao longo do tempo.

$$\rho(\text{tempo}) = U \times \rho_{\text{total}} \quad \text{Eq - 1-10}$$

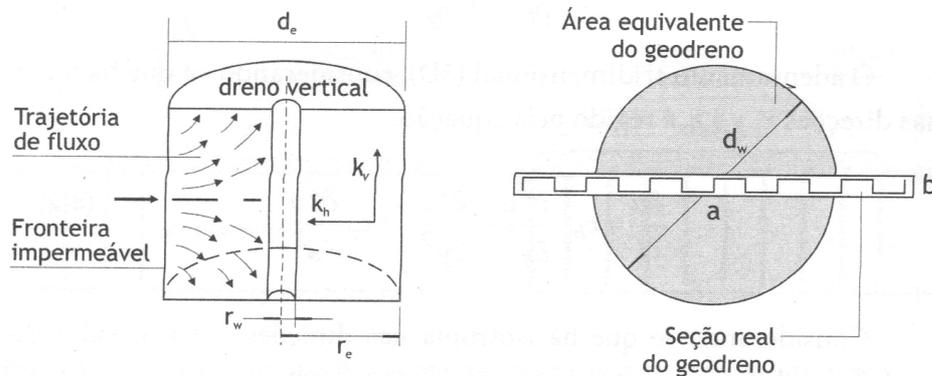
### 1.2.3 Adensamento com drenagem combinada radial e vertical

Na utilização de drenos verticais em camadas de espessuras inferiores a 10 metros, por exemplo, deve-se considerar, além da drenagem vertical, também a drenagem radial. A ocorrência simultânea das duas drenagens é chamada de drenagem combinada.

A Eq - 1-11 representa o adensamento vertical decorrente de um fluxo combinado vertical e horizontal, utilizando elementos drenantes verticais de formato cilíndrico em função de coordenadas cilíndricas.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_h \left[ \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right] + C_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \quad \text{Eq - 1-11}$$

Onde:  $C_v$  é o coeficiente de adensamento vertical,  $C_h$  é o coeficiente de adensamento horizontal e  $r$  é a distância radial medida do centro de drenagem até o ponto considerado, conforme apresentado na Figura 4.



**Figura 4: Drenos verticais (Almeida, 2010).**

Barron (1948) resolveu a parcela da equação para drenagem radial, considerando um cilindro de solo com dreno vertical, para a condição de deformações verticais iguais (equal strain), obtendo o grau de adensamento médio da camada,  $U_h$ :

$$U_h = 1 - e^{-\left[\frac{8 \cdot T_h}{F(n)}\right]} \quad \text{Eq - 1-12}$$

Onde:

$$T_h = \frac{c_h \cdot t}{d_e^2} \quad \text{Eq - 1-13}$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \cong \ln(n) - 0,75 \quad \text{Eq - 1-14}$$

$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad \text{Eq - 1-15}$$

Onde:

$d_e$  – diâmetro de influência do dreno (Figura 4)

$d_w$  – diâmetro do dreno ou diâmetro equivalente de um geodreno com seção retangular (Figura 4)

$T_h$  – fator de tempo para drenagem horizontal

$F(n)$  – função da densidade do dreno

Convém ressaltar que os coeficientes de adensamento e os valores de permeabilidade a serem empregados são os relativos à faixa de variação da tensão *in situ* a que o solo compressível está submetido.

Carrilho (1942) resolveu a Eq - 1-11 pelo método de separação das variáveis e obteve a porcentagem média de adensamento radial combinada U:

$$(1 - U) = (1 - U_v) - (1 - U_r) \quad \text{Eq - 1-16}$$

Onde:  $U_v$  = Adensamento vertical e  $U_h$  = Adensamento radial

#### 1.2.4 Correção da Teoria de Terzaghi considerando Grandes Deformações

Olson e Ladd (1979) afirmam que, no caso de grandes deformações, os erros cometidos com o uso da teoria clássica podem ser minorados usando-se um valor médio constante para a distância de drenagem:

$$H_d = H_{od} - \frac{\rho}{2n} \quad \text{Eq - 1-17}$$

Sendo:  $H_{od}$  é a distância de drenagem inicial,  $H_d$  é a distância de drenagem final,  $\rho$  o recalque a tempo infinito e  $n$  o número de faces drenantes.

Martins e Abreu (2002) propõem uma solução aproximada para o adensamento unidimensional envolvendo grandes deformações, utilizando-se a teoria de Terzaghi por etapas. A solução proposta diz respeito apenas à influência do encurtamento do caminho de drenagem sobre a velocidade de adensamento, e será descrita no item subsequente.

#### 1.2.5 Solução Aproximada para o Adensamento Unidimensional com Grandes Deformações (Martins e Abreu, 2002)

A teoria clássica de adensamento é restrita aos casos de deformações infinitesimais, considerando a distância de drenagem constante ao longo de todo o processo de adensamento. Com isso, espera-se que os erros cometidos sejam tão maiores quanto maiores forem as deformações.

O método proposto por Martins e Abreu (2002) apresenta uma solução aproximada para o adensamento unidimensional com grandes deformações utilizando a teoria de Terzaghi por etapas, porém levando em consideração a diminuição da distância de drenagem que ocorre em consequência da

compressibilidade do solo. Esta solução aproximada mostra a influência deste encurtamento sobre a velocidade do adensamento.

Para considerar as variações da espessura da camada ( $H$ ) e, conseqüentemente, do comprimento de drenagem ( $H_d$ ), os autores propuseram uma correção do Fator Tempo ( $T$ ). Assim sendo, é considerada a espessura média da camada em um determinado período, ou seja, (Figura 5).

$$H_t = \frac{H_0 + (H_0 - \rho_t)}{2} \quad \text{Eq - 1-18}$$

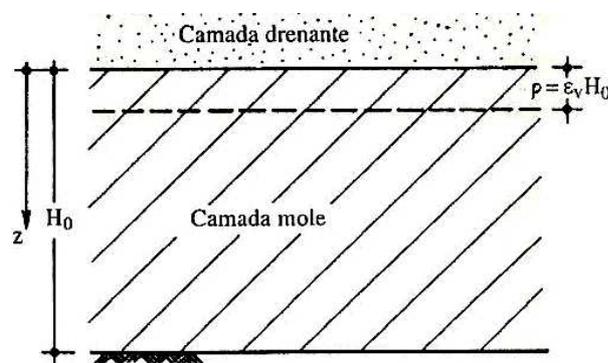
Onde:  $H_0$  = espessura inicial

$H_t$  = espessura final

$\rho_t$  = recalque no tempo  $t$

O recalque total ( $\rho$ ) pode ser expresso em termos de porcentagem da espessura inicial  $H_0$  da camada de solo compressível como:

$$\rho = \epsilon_v \times H_0 \quad \text{Eq - 1-19}$$



**Figura 5: Adensamento unidimensional de uma camada de solo compressível sob o incremento de tensão vertical ( $\Delta\sigma$ ) (Martins e Abreu,2002).**

Onde:  $\epsilon_v$  é a deformação específica vertical, associada ao incremento de tensão ( $\Delta\sigma$ ), em tempo infinito.

O recalque total pode ser então reescrito como:

$$\rho_t = \bar{U}(t) \cdot \rho = \bar{U}(t) \cdot \varepsilon_v \cdot H_0 \quad \text{Eq - 1-20}$$

Substituindo a Eq. 1-20 na Eq. 1.18, tem-se que a espessura média da camada em um determinado tempo seja dada por:

$$H_t = \frac{2.H_0 - \bar{U}(t) \cdot \varepsilon_v \cdot H_0}{2} = H_0 - \frac{\bar{U}(t)}{2} \cdot \varepsilon_v \cdot H_0 \quad \text{Eq - 1-21}$$

Pela teoria de adensamento de Terzaghi, a previsão do recalque para um dado tempo  $t$  é feita a partir da relação entre a porcentagem média de adensamento e o fator tempo  $T$ . Assim sendo, as variações da espessura da camada durante o processo de adensamento podem ser incorporadas, corrigindo-se o fator tempo, definido por:

$$T^* = \frac{C_v t}{H_d^2} = \frac{C_v t}{\left[ H_{d0} - \frac{\bar{U}}{2} \cdot \varepsilon_v \cdot H_{d0} \right]^2} = \frac{C_v t}{H_{d0}^2 \left[ 1 - \frac{\bar{U}}{2} \cdot \varepsilon_v \right]^2} = \frac{T}{\left[ 1 - \frac{\bar{U}}{2} \cdot \varepsilon_v \right]^2} \quad \text{Eq - 1-22}$$

Onde:  $C_v$  é o coeficiente de adensamento vertical e  $H_{d0}$  é a altura de drenagem inicial.

A partir deste processo incremental que leva em consideração o efeito da diminuição da distância de drenagem, os autores construíram uma tabela com valores de fator tempo modificados  $T^*$  (Tabela 1). Com isso, é possível prever de forma mais coerente a evolução dos recalques ao longo do tempo, no caso de deformações expressivas.

Tabela 1 : Valores de U x T\* (Martins e Abreu,2002)

$\bar{U}\%$	T	T* ( $\epsilon_v = 10\%$ )	T* ( $\epsilon_v = 20\%$ )	T* ( $\epsilon_v = 30\%$ )	T* ( $\epsilon_v = 40\%$ )	T* ( $\epsilon_v = 50\%$ )	T* ( $\epsilon_v = 60\%$ )	T* ( $\epsilon_v = 70\%$ )	T* ( $\epsilon_v = 80\%$ )
5	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002
10	0,008	0,008	0,008	0,008	0,008	0,008	0,007	0,007	0,007
15	0,017	0,017	0,016	0,016	0,016	0,015	0,015	0,015	0,015
20	0,031	0,030	0,029	0,029	0,028	0,027	0,026	0,026	0,025
25	0,049	0,047	0,046	0,044	0,043	0,041	0,040	0,038	0,037
30	0,071	0,068	0,065	0,063	0,060	0,058	0,055	0,053	0,050
35	0,096	0,092	0,087	0,083	0,079	0,075	0,071	0,068	0,064
40	0,126	0,119	0,113	0,107	0,101	0,095	0,089	0,084	0,079
45	0,159	0,150	0,141	0,132	0,123	0,115	0,108	0,100	0,093
50	0,196	0,183	0,171	0,159	0,148	0,137	0,127	0,117	0,107
55	0,238	0,221	0,205	0,189	0,174	0,160	0,146	0,134	0,121
60	0,286	0,264	0,242	0,223	0,202	0,184	0,167	0,151	0,135
65	0,340	0,311	0,283	0,259	0,233	0,210	0,188	0,168	0,149
70	0,403	0,366	0,331	0,299	0,266	0,237	0,210	0,185	0,162
75	0,477	0,429	0,385	0,344	0,304	0,267	0,234	0,203	0,175
80	0,567	0,506	0,449	0,397	0,347	0,301	0,260	0,222	0,188
85	0,684	0,605	0,531	0,463	0,399	0,342	0,290	0,243	0,202
90	0,848	0,741	0,642	0,552	0,468	0,393	0,327	0,268	0,217
95	1,129	0,973	0,829	0,699	0,580	0,475	0,382	0,302	0,236
99	1,781	1,504	1,251	1,026	0,823	0,646	0,496	0,370	0,268

### 1.2.6 O Efeito da Submersão de Aterros

A submersão do aterro promove um alívio de tensões ao longo do tempo, referente à carga efetivamente aplicada, devido ao empuxo d'água que passa a atuar na parte do aterro que submerge.

Admitindo-se um aterro extenso construído sobre uma camada mole com o nível d'água coincidindo com a superfície do terreno, o acréscimo de tensão ( $\Delta\sigma$ ) transmitido a toda camada mole equivale a:

$$\Delta\sigma = \gamma.h$$

Eq - 1-23

Sendo:  $\gamma$  = peso específico e  $h$  = altura de aterro

De acordo com a teoria de adensamento, o acréscimo de tensão vertical total se transformará, a longo prazo, em acréscimo de tensão vertical efetiva ( $\Delta\sigma'$ ). O recalque a tempo infinito será determinado pela curva do ensaio oedométrico para esta variação da tensão efetiva.

No entanto, ocorre que ao final do processo de adensamento, a submersão do aterro fará com que o acréscimo de tensão vertical seja equivalente a:

$$\sigma\Delta'=(h_{at} - \rho).\gamma + \gamma_{sub}.\rho \qquad \text{Eq - 1-24}$$

Onde:  $\gamma_{sub}$  é o peso específico submerso do aterro.

Este problema pode ser resolvido iterativamente, de forma que na primeira interação todo o acréscimo de tensão vertical se transformará em acréscimo de tensão efetiva. Nas iterações subseqüentes, considera-se o efeito da submersão, como indica a Eq. 24, onde o valor do recalque é descontado. Com este novo valor de acréscimo de tensão vertical efetiva, calcula-se a nova estimativa para o recalque e assim sucessivamente.

O processo iterativo termina quando na n-ésima iteração a diferença  $\rho_n - \rho_{n+1}$  for menor que uma dada tolerância, por exemplo, 1% (Martins e Abreu, 2002).

### 1.2.7 Método de Asaoka (1978)

O método de Asaoka (1978), modificado por Magnan e Deroy (1980), tem como objetivo calcular o valor do recalque total e os coeficientes de adensamento vertical ( $c_v$ ) e horizontal ( $c_h$ ) a partir de um processo gráfico alimentado por informações de campo, obtidas pelos registros das placas de recalque instaladas nos aterros instrumentados. Este método não impõe restrições quanto à variação dos coeficientes de compressibilidade e permeabilidade ao longo do tempo, uma vez

que utiliza informações de campo (Almeida 1996). No entanto, o método de Asaoka admite coeficiente de adensamento constante ao longo do tempo. Este método também pode ser estendido para casos de construção de aterros em etapas ou para incorporação da parcela de compressão secundária (Magnan e Deroy, 1980).

A partir do gráfico de recalque *versus* tempo, em escala aritmética (Figura 6a), constrói-se um segundo gráfico (Figura 6b), plotando a escala de tempo em intervalos iguais ( $\Delta t$ ), sendo aconselháveis intervalos entre 15 e 100 dias (Ortigão 1995), *versus* os recalques  $\rho_{i-1}$ , onde para cada valor de tempo ( $t_i$ ) os valores de recalque ( $\rho_i$ ) no tempo  $i$  são plotados em função dos recalques no tempo  $i + 1$  ( $\rho_{i-1}$ ) como indicado na Figura 6b. No tempo infinito, os valores de  $\rho_i$  e  $\rho_{i-1}$  são iguais.

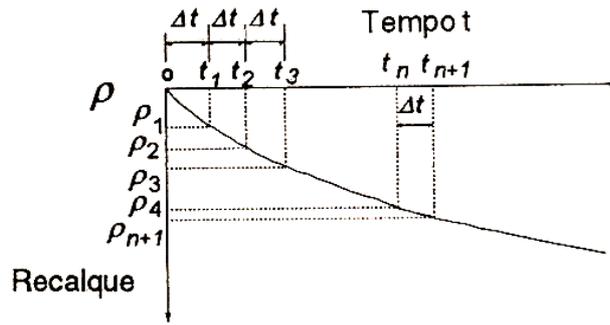
Em seguida, traça-se uma reta interpolando os pontos do segundo gráfico. Desenha-se uma reta com  $45^\circ$  tendo origem no ponto (0,0), que intercepta a reta interpolada. Desta forma, obtém-se  $c_v$  a partir da relação (Ortigão, 1995):

$$c_v = \frac{5.H_d^2.\ln\beta_1}{12.\Delta t} \quad \text{Eq - 1-25}$$

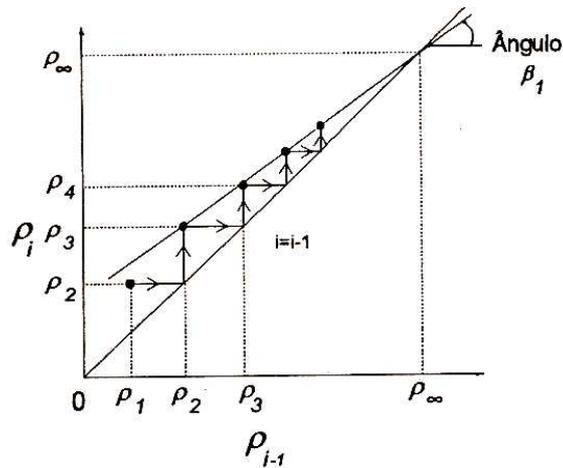
Sendo:  $H_d$  = distância de drenagem;  
 $\Delta t$  = intervalo de tempo;  
 $\beta_1$  = inclinação da reta de Asaoka.

Para que o método de Asaoka seja utilizado com segurança, são necessários registros de placas de recalques com magnitudes de pelo menos 60% do valor de recalque final.

O método de Asaoka pode ser estendido para casos de construção de aterros em etapas ou para a incorporação da parcela de compressão secundária, como mostra a Figura 7.



(a) Gráfico de recalque *versus* tempo



(b) Obtenção do recalque final

Figura 6: Método de Asaoka (Ortigão, 1995).

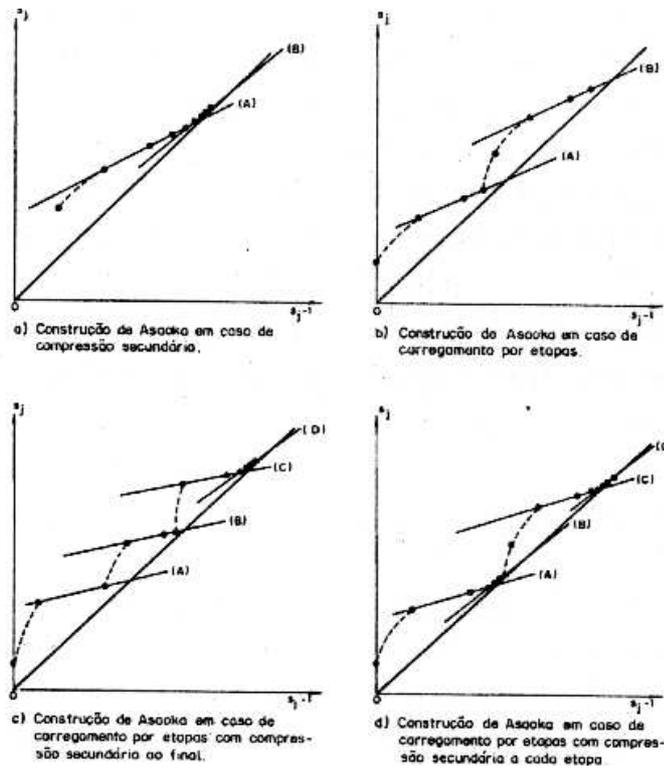


Figura 7: Tipos de Construção de Asaoka (Almeida, 1996)

A modificação do método de Asaoka (1978) proposta por Magnan e Deroy (1980), foi elaborada com a finalidade de se obter, além dos valores de recalque final e coeficiente de adensamento vertical, o valor do coeficiente de adensamento horizontal.

Para adensamento com drenagem radial, se utiliza a seguinte formulação:

$$c_h = -\frac{d_e^2}{8} \cdot F(n) \cdot \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad \text{Eq - 1-26}$$

Sendo:

$H_d$  = distância de drenagem;

$\Delta t$  = intervalo de tempo;

$\beta_1$  = inclinação da reta de Asaoka;

$F(n) = \ln(n) - 0,75$ ;

$n$  = razão entre o diâmetro de influência do dreno ( $d_e$ ) e o diâmetro do dreno ( $d_w$ ).

$d_e$  = diâmetro de influência do dreno, conforme figura 4, onde:

$d_e = 1,13 \times s$  (para a área quadrangular);

$d_e = 1,05 \times s$  (para a área triangular);

$s$  = espaçamento entre drenos.

Para obtenção de drenagem combinada (Nacci e Schnaid, 2001), utiliza-se a expressão:

$$c_h = \frac{d_e^2 \cdot F(n)}{8} \cdot \left[ -\frac{\ln \beta_1}{\Delta t} - \frac{\pi \cdot c_v}{4 \cdot H_d^2} \right] \quad \text{Eq - 1-27}$$

Onde:

$H_d$  = distância de drenagem;

$c_v$  = coeficiente de adensamento vertical;

$F(n)$  = função da razão do espaçamento entre drenos  $n=d_e/d_w$  ( $F(n) = \ln(n)-0,75$ );

$\Delta t$  = intervalo de tempo;

$\beta_1$  = inclinação da reta de Asaoka;

$d_w$  = diâmetro equivalente do dreno vertical pré-fabricado, onde:

$$d_w = 2 \cdot \frac{(a+b)}{\pi};$$

$d_e$  = diâmetro de influência do dreno, onde:

$d_e = 1,13.s$  (para a área quadrangular);

$d_e = 1,05.s$  (para a área triangular);

$s$  = espaçamento entre drenos.

Nacci e Schnaid (2001) relatam que o método de Asaoka (1978), utilizado para a estimativa do valor de recalque final, e a modificação deste método proposta por Magnan e Deroy (1980), para a retroanálise de parâmetros de adensamento, são em geral satisfatórios para a análise de aterros sobre solos moles. A simplicidade de aplicação dos métodos é considerada vantajosa. Os autores ressaltam ainda que, em processo de adensamento de camadas nas quais se utilizavam drenos verticais, o adensamento secundário exerce pouca influência na estimativa do recalque final por Asaoka, sendo o valor obtido correspondente ao adensamento primário.

### 1.3 Instrumentação de Campo

A instrumentação de campo permite o monitoramento do comportamento dos aterros sobre solos compressíveis, auxiliando no planejamento da obra e principalmente no que se refere à segurança nas fases de carregamento e descarregamento. Quando realizada com os devidos cuidados na instalação dos instrumentos e na coleta de dados, a instrumentação fornece leituras bastante representativas e possibilita:

- Monitorar as poropressões geradas durante as etapas de construção, e a velocidade de dissipação;

- Acompanhar e avaliar os deslocamentos horizontais e verticais e a evolução dos recalques que ocorrerão durante e após a execução dos aterros sobre solos moles;
- Monitorar a estabilidade da obra em casos críticos;
- Verificar a acurácia de métodos de projeto e realizar determinação e/ou aferição dos parâmetros representativos do subsolo, possibilitando ainda estabelecer recomendações para obras futuras (Nacci e Schnaid, 2001);
- Verificar a adequação do método construtivo, com possibilidade de ajuste da geometria e dos parâmetros geotécnicos adotados na elaboração do projeto.

Nacci e Schnaid (2001) ressaltam também a importância da instrumentação nas obras, sugerindo o monitoramento do processo de adensamento, devido às incertezas quanto à estimativa de parâmetros e dos riscos, oriundos da baixa resistência e alta compressibilidade dos depósitos de argilas moles. A retroanálise das leituras permite a estimativa do valor final de recalque e a determinação dos parâmetros de adensamento *in situ*, que refletem o desempenho da obra geotécnica (velocidade de deformação).

A finalidade básica dos instrumentos aplicados aos aterros em estudo será descrita, de forma sucinta, a seguir.

### 1.3.1 Bench Mark (Referência Profunda)

O *Bench Mark* (Referência Profunda) é um marco de referência de nível indeslocável utilizado como referência para o monitoramento dos deslocamentos verticais e dos deslocamentos horizontais. Este instrumento deve ser instalado fora da área de interferência do aterro e é constituído por uma haste de aço, revestida por um tubo de PVC, inserida no solo em uma profundidade que será definida pelo encontro com rocha ou solo resistente, como mostra a Figura 8. O *Bench Mark* recebe uma cabeça de leitura feita de bronze, similar à da placa de recalque.

Logo após a instalação, deverá ser feito um levantamento topográfico para a definição da cota e da coordenada de implantação do Bench Mark. As leituras de

cotas e coordenadas de implantação servirão como referência para o monitoramento dos deslocamentos verticais (placas de recalque), e horizontais (marcos superficiais).

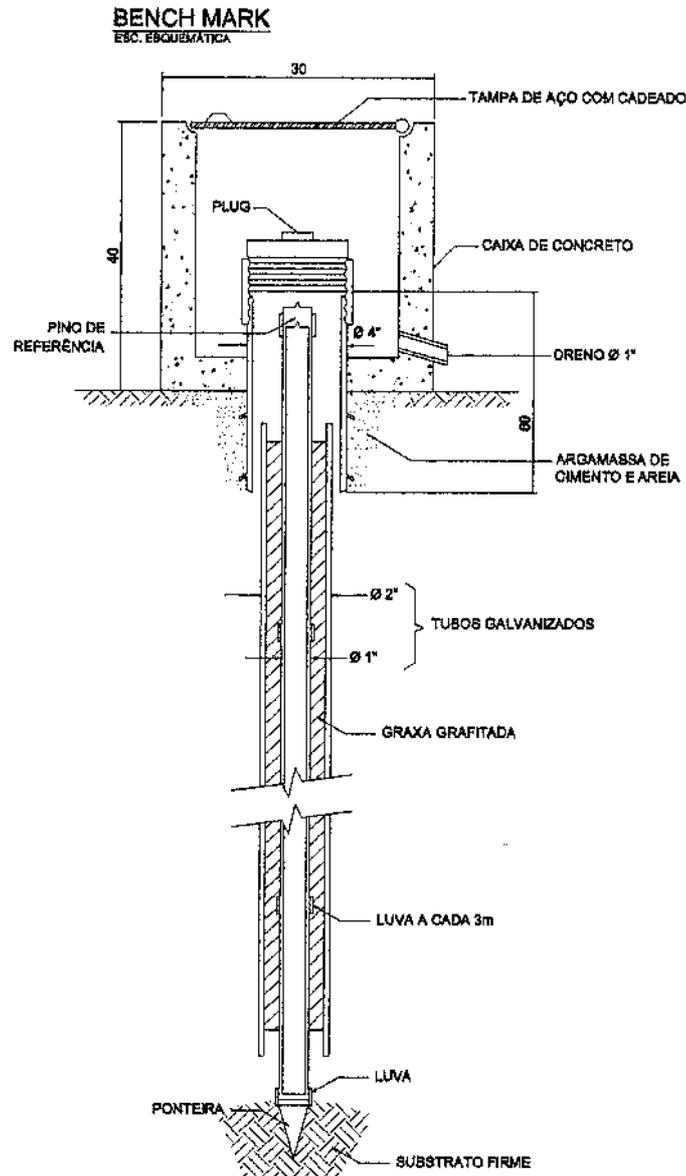
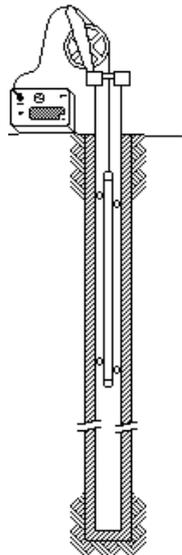


Figura 8: *Bench Mark* (Adaptado do Projeto do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro)

### 1.3.2 Inclinômetro

O inclinômetro é um instrumento utilizado para a medição dos deslocamentos horizontais e utilizado verticalmente para monitorar o comportamento de aterros, encostas e barragens. O inclinômetro é composto por uma haste cilíndrica com um sensor de inclinação embutido no seu interior e de duas ou quatro rodas distribuídas nas laterais, como mostra a Figura 9. Este instrumento é instalado através de uma perfuração no maciço onde é inserido um tubo de acesso do equipamento, contendo ranhuras ortogonais para direcionar o sensor deslizante, segundo procedimentos preconizados em normas técnicas. Após sua instalação, são realizadas leituras constantes nas duas direções ortogonais. Ressalta-se que os tubos dos inclinômetros devem ser instalados ao longo de toda a profundidade de solo a ser monitorado, mantendo o equipamento cravado com, no mínimo, 3 (três) metros abaixo da interface prevista para movimentação.

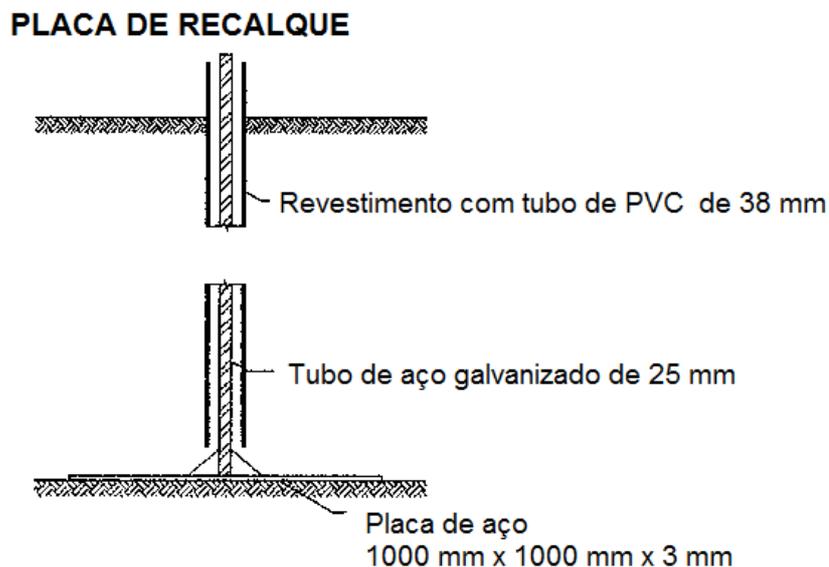


**Figura 9: Inclinômetro e tubo guia**

O tubo normalmente é instalado em furos de sondagens e são feitas medições de deslocamentos ao longo do tempo para monitorar os deslocamentos do solo. Durante a instalação, deve-se garantir o correto posicionamento das ranhuras e a verticalidade dos tubos do inclinômetro. E durante as leituras devem-se ter cuidados com a correta direção do eixo e a espera do tempo para equalização das medidas no aparelho receptor.

### 1.3.3 Placa de Recalque

A placa de recalque tem por objetivo medir os deslocamentos verticais do solo de fundação, em função da construção dos aterros. Sua instalação é posicionada na interface fundação-aterro, antes das etapas de lançamento das camadas de solo, sendo adequadamente nivelada, possuindo uma haste central (Figura 10). Durante o alteamento do aterro, hastes adicionais são acopladas às existentes e leituras constantes são realizadas para se obter um efetivo monitoramento do maciço. Através das leituras e análises dos dados fornecidos pelas placas de recalque, pode-se avaliar o processo de adensamento dos aterros ao longo do tempo e prever o surgimento de problemas geotécnicos.



**Figura 10: Placa de Recalque (Adaptado do Projeto do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro)**

Segundo recomendações de projeto, as leituras dos recalques devem ser realizadas de acordo com o andamento da obra, porém durante as fases iniciais da obra, devem ser feitas três leituras semanais, sendo os deslocamentos comparados com os recalques previstos durante o projeto executivo. Com base no resultado da

análise comparativa, devem ser feitos ajustes nos projetos e, conseqüentemente, alterações no tempo de execução dos aterros podem ser necessárias.

#### **1.4 Considerações Finais**

O presente capítulo introduziu elementos teóricos e práticos referentes ao tema objeto deste trabalho. Tais abordagens são fundamentais para a compreensão do estudo do comportamento de aterros instrumentados com diferentes métodos construtivos e para a adequada avaliação da magnitude dos recalques ao longo do tempo.

O capítulo subsequente abordará a descrição da área em estudo e apresentará as seções representativas deste trabalho, assim como os métodos construtivos utilizados em cada uma das seções.

## **2 DESCRIÇÃO DA ÁREA EM ESTUDO**

O presente capítulo tem como objetivo apresentar um panorama global dos aterros executados no Arco Metropolitano do Estado do Rio de Janeiro, que foram selecionados para este estudo. Serão relatados, de forma objetiva, aspectos gerais referentes aos aterros instrumentados, à delimitação da área de estudo e às soluções de projeto geotécnico.

Dada a magnitude da obra e a presença de espessas camadas de solo de fundação com alta compressibilidade e baixa resistência, os aterros foram instrumentados com placas de recalque e inclinômetros, instalados em diferentes estações de monitoramento, com o objetivo de acompanhar e avaliar a evolução dos recalques e dos deslocamentos horizontais dos aterros durante o processo construtivo.

### **2.1 Localização do Segmento em Estudo**

O Arco Metropolitano do Rio de Janeiro consiste em uma rodovia (BR 493/RJ) de aproximadamente 145 km de extensão, que interliga 8 (oito) municípios do Estado do Rio de Janeiro, sendo eles: Itaboraí, Guapimirim, Magé, Duque de Caxias, Nova Iguaçu, Japeri, Seropédica e Itaguaí.

As obras destinadas à realização do Arco Rodoviário foram divididas em 4 (quatro) segmentos, como mostra a Figura 11:

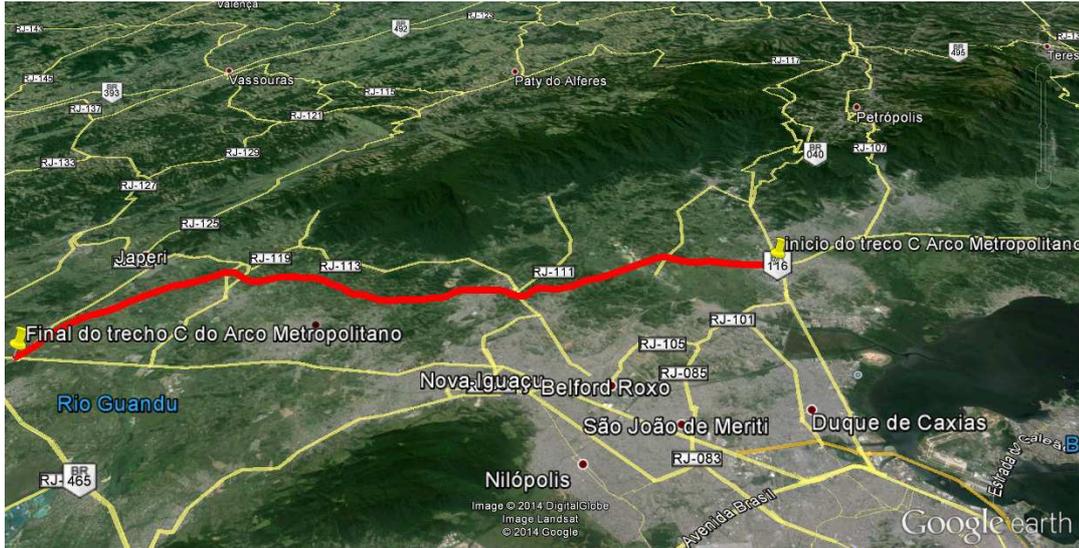
- Segmento A: consiste no segmento da BR - 493 (Rodovia de Contorno da Baía de Guanabara) e possui a extensão aproximada de 25 km;
- Segmento B: consiste no segmento da BR - 101 (Sul) – Rodovia Rio – Santos e possui a extensão aproximada de 22 km;
- Segmento C: consiste no segmento da BR - 493 / RJ 109 e possui a extensão total de 70,9 km. (Responsável: Governo do Estado do Rio de Janeiro);

- Segmento D: consiste no segmento da BR - 116 (Norte) – Rodovia Rio – Teresópolis e possui a extensão aproximada de 22 km.



**Figura 11: Traçado do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro (SEOBRAS, 2007)**

O presente trabalho tem como foco o estudo dos aterros instrumentados do lote 1, do segmento segmento C do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro (Figura 12) situado entre o km 48,5 e o km 63. Tal região foi escolhida, em função da presença mais relevante de depósitos de argila mole, além de este trabalho ser a continuidade dos estudos iniciados por Antunes (2012), o qual foi subsidiado pela Portaria Conjunta DER-RJ/UERJ N°01 de 01 de Maio de 2010.



**Figura 12: Traçado do Segmento C – Lote 1 - Arco Metropolitano do Rio de Janeiro**

O traçado do segmento C, que compreende os Lotes de 1 a 4, tem início na interseção entre a BR-040 e o ramo norte da BR-116 (sentido Magé), no município de Duque de Caxias. A partir daí, o traçado segue, até interceptar a RJ-111 ao sul da Vila de Cava. O traçado prossegue na direção oeste, paralelo ao ramal de Japeri do Trem Metropolitano da Supervia, cruzando as rodovias RJ-119 e RJ-093, entre o centro de Japeri e Engenheiro Pedreira. Desse ponto em diante, atravessa o Rio Guandu, adentrando o município de Seropédica, seguindo até a interseção com a BR-116 (Sul). Em seguida cruza a BR-465, antiga Rio – São Paulo, nas proximidades da Floresta Nacional Mário Xavier. Deste ponto, o traçado se desenvolve na direção sudoeste, atravessando, pela parte oeste, o Município de Seropédica e transpondo o Rio Piranema. Prosseguindo na mesma direção atravessando a região de Chapecó, já na divisa com o município de Itaguaí, o traçado transpõe o Córrego Eufrásia e o Rio Mazomba, infletindo para sul. Corre paralelo à encosta da Serra da Mazomba, em seu trecho final, atravessando o Canal Santo Antônio e o Rio Mazomba e cruzando a rodovia BR-101 já na altura do acesso ao Porto de Itaguaí (Antunes, 2012).

O traçado do empreendimento corta vários trechos que apresentam camadas expressivas de argila mole. Sendo assim, para garantir as soluções propostas em projeto e garantir a segurança da obra, os aterros que compõem o Arco Metropolitano foram monitorados constantemente, com o auxílio de placas de recalque e inclinômetros, de forma a acompanhar a evolução gradual dos recalques

e os movimentos horizontais ao longo do tempo, bem como o lançamento das camadas de aterro, durante o período construtivo.

O traçado da rodovia é constituído de 2 faixas de tráfego. Considerando que os instrumentos foram instalados em trechos de construção de pistas distintas, as placas de recalque e inclinômetros receberam as seguintes nomenclaturas:

- PRPD: Placa de Recalque da Pista Direita;
- PRPE: Placa de Recalque da Pista Esquerda;
- INPD: Inclinômetro da Pista Direita;
- INPE: Inclinômetro da Pista Esquerda;

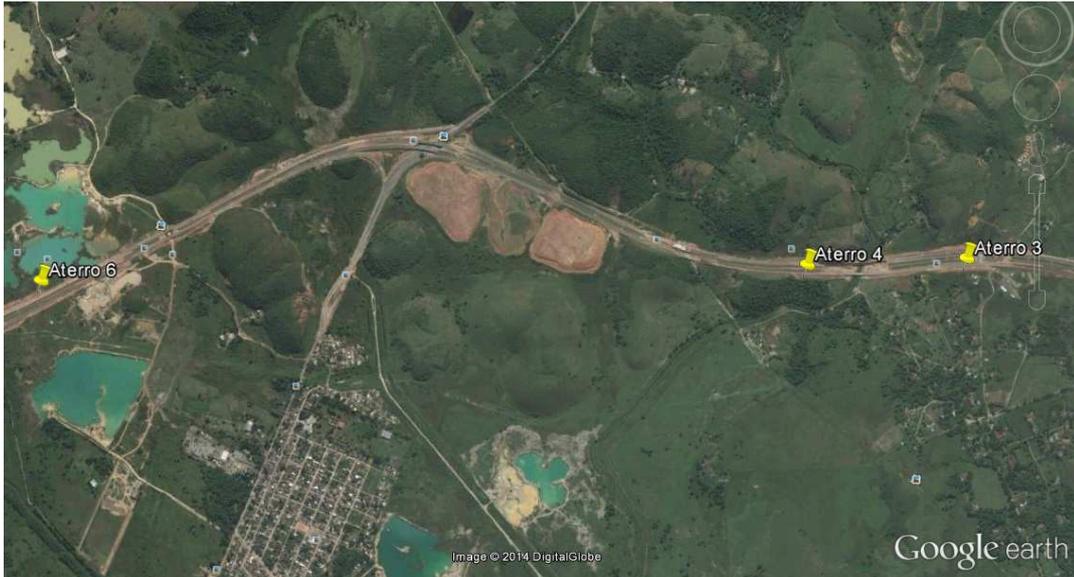
O lote 1 do segmento C compreende 11 (onze) aterros instrumentados, os quais foram analisados considerando os levantamentos de campo e, de posse das informações contidas nos Relatórios de Acompanhamento de Instrumentação Geotécnica – Lote 1 (de Fevereiro de 2013 a Março de 2013). Após a análise dos relatórios, foram selecionados 3 (três) aterros como objeto de estudo deste trabalho. A escolha levou em consideração fatores como:

- ✓ Apresentação de recalques significativos;
- ✓ Controle da altura das camadas de aterro lançadas durante a fase de execução;
- ✓ Qualidade dos dados fornecidos pela instrumentação;
- ✓ Confiabilidade nos instrumentos.

Diante do exposto, os aterros selecionados para este estudo foram:

- Aterro 3;
- Aterro 4;
- Aterro 6.

A Figura 13 mostra a localização dos aterros e o item subsequente descreve os aterros selecionados.

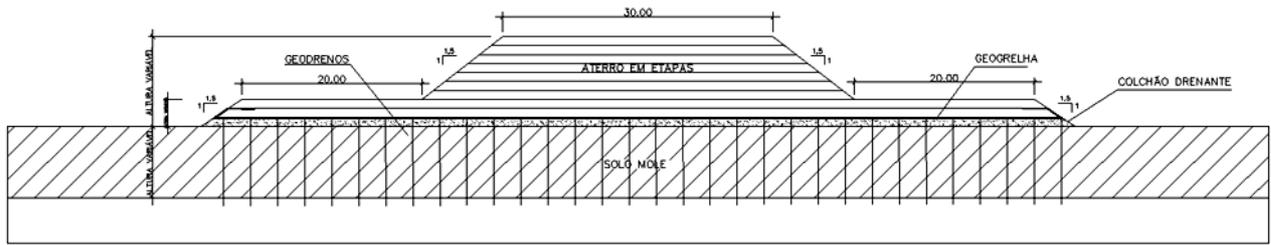


**Figura 13: Localização dos Aterros 3, 4 e 6 no Arco Metropolitano do Rio de Janeiro**

## **2.2 Seções Representativas do Estudo**

### **2.2.1 Seção Representativa - Aterro 3**

A análise dos boletins de sondagens de projeto e dos boletins complementares permitiu a obtenção de um perfil geológico-geotécnico representativo da região, possibilitando o traçado da estratigrafia do subsolo. As sondagens executadas, no trecho que apresentou maior compressibilidade no Aterro 3, indicaram camadas de argila arenosa muito mole a mole, compressível, com espessuras variando entre 6,70 m e 7,50 m. Próximo a este trecho, situam-se as placas de recalques PRPE 04 a PRPE 06. Devido à expressiva camada de solo mole, a solução adotada para o trecho consistiu na execução de aterro reforçado sobre geodrenos, com bermas de equilíbrio e construção em etapas, como mostra a Figura 14.



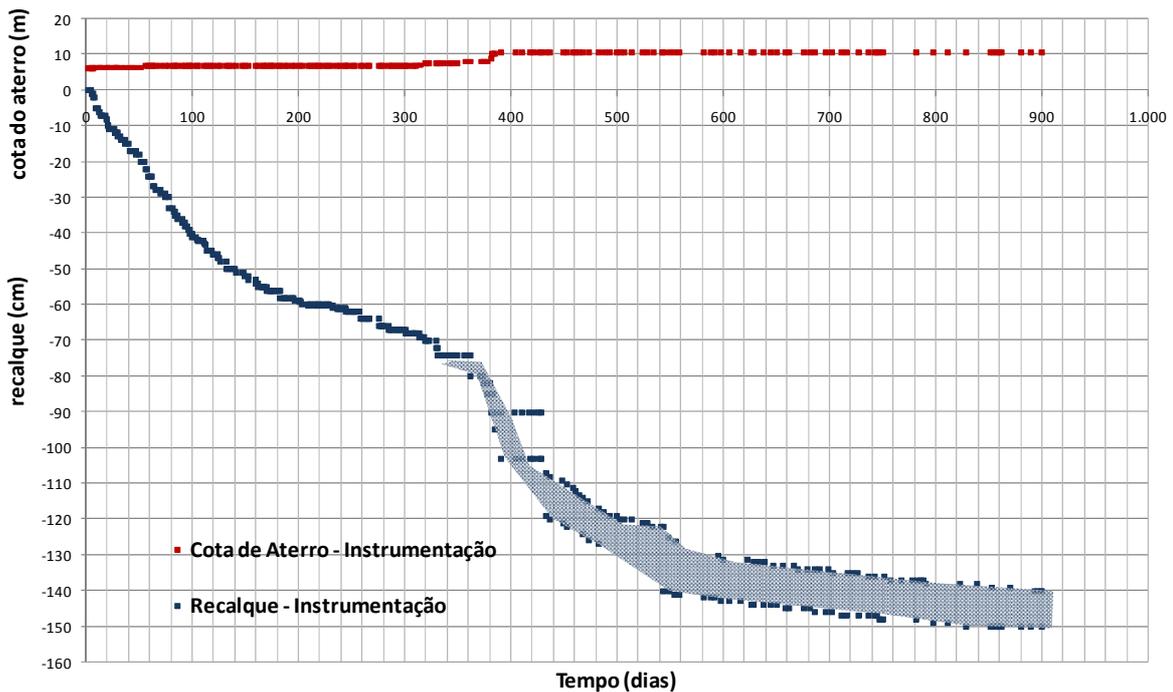
**Figura 14: Aterros Reforçados com Bermas (Projeto Arco Metropolitano do Rio de Janeiro)**

A adoção de bermas tem como objetivo garantir a estabilidade dos aterros, e a utilização de geogrelha para reforço objetiva a redução dos deslocamentos horizontais. Conforme preconizado em projeto, a geogrelha utilizada na execução dos aterros possui resistência à tração longitudinal de 400 kN/m (Antunes, 2012).

Durante as obras de terraplenagem, considerou-se a execução de um espalhamento inicial de aterro de conquista de 50 cm de espessura mínima, nos trechos de afloramento de camadas compressíveis, a fim de garantir uma capacidade de suporte mínima para as máquinas e os equipamentos.

Os dados de instrumentação das placas de recalque detectaram que os recalques acumulados no Aterro 3 atingiram até 140 cm no lado direito e até 150 cm no lado esquerdo do aterro. Tendo em vista a magnitude da obra e a dificuldade de se reproduzir fielmente as etapas de lançamento de camadas de aterro, optou-se por estabelecer e avaliar intervalos de recalque. A Figura 15 apresenta o intervalo fornecido pelas diferentes placas de recalque analisadas no estudo das seções que apresentam geodrenos, são elas:

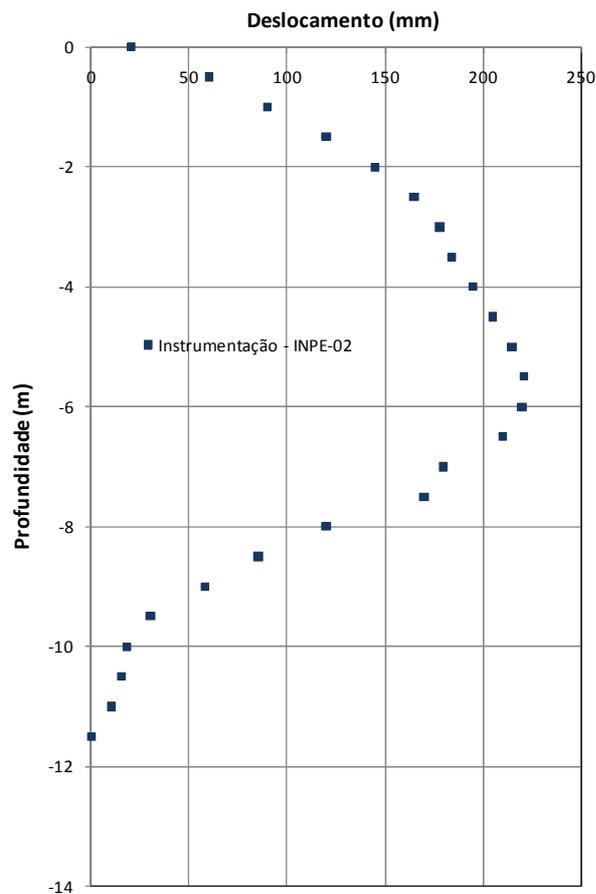
- PRPE 06 – Placa de Recalque Pista Esquerda;
- PRPE 07 – Placa de Recalque Pista Esquerda.



**Figura 15: Recalque e cota de aterro versus tempo: Aterro 3**

Os dados de instrumentação das placas PRPE 06 e PRPE 07 mostram uma altura média de aterro da ordem de 6,0 m. Para esta altura de aterro, as placas apresentaram recalques entre 140 cm e 150 cm. Observa-se que os valores de recalque apresentam tendência à estabilização. Cabe ressaltar que as discontinuidades observadas nos gráficos são decorrentes de intervalos maiores na coleta de dados de campo.

O inclinômetro INPE 02, localizado na extremidade do aterro, forneceu valores de deslocamentos horizontais de até 220 mm, como mostra a Figura 16.



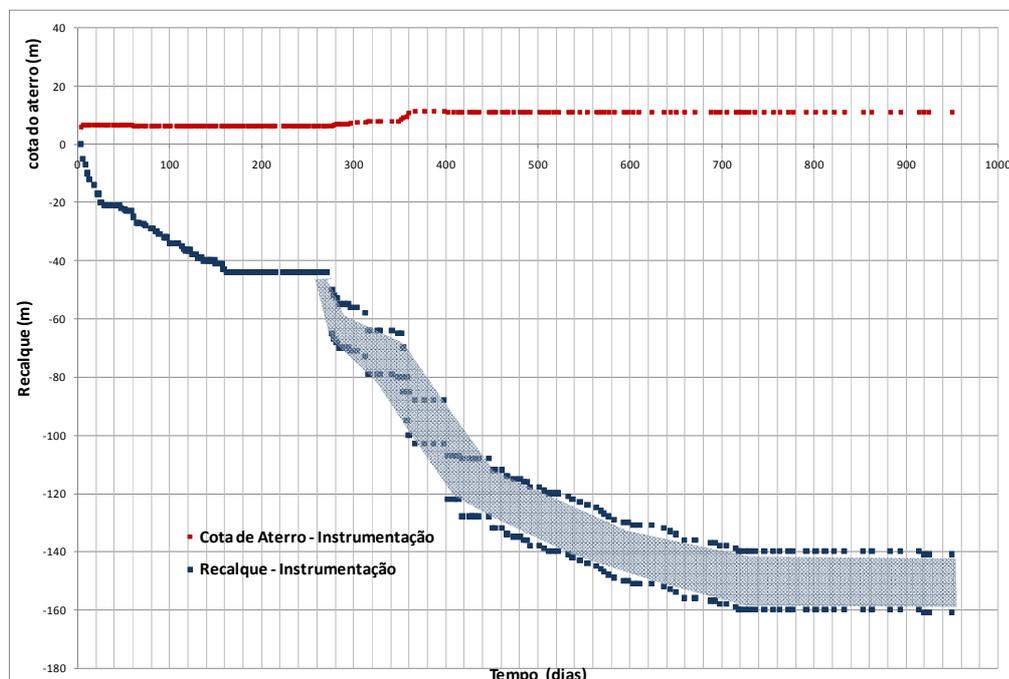
**Figura 16: Deslocamento Horizontal *versus* Profundidade – INPE 02 – Aterro 3**

### 2.2.2 Seção Representativa - Aterro 4

No Aterro 4, no trecho próximo às placas PRPE 23 e PRPE 25, as sondagens indicaram camadas de argila arenosa muito mole a mole, compressível, com espessuras variando entre 7,85 m e 8,90 m. Devido à expressiva camada de solo mole, a solução adotada para o trecho consistiu em aterro reforçado sobre geodrenos, com bermas de equilíbrio e construção em etapas, como mostrado na Figura 14 do item 2.2.1.

Os dados de instrumentação detectaram que os recalques acumulados no Aterro 4 atingiram até 160 cm em ambos os lados, esquerdo e direito. Tendo em vista a magnitude da obra e a dificuldade de se reproduzir fielmente as etapas de lançamento de camadas de aterro, foram estabelecidos intervalos de recalque (Figura 17), sendo o Aterro 4 representado por duas placas de recalques, a saber:

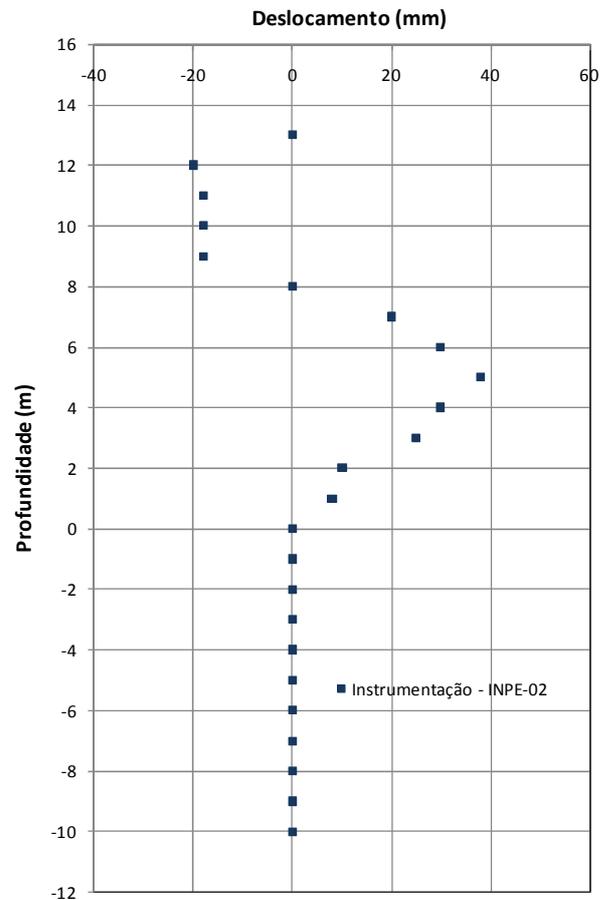
- PRPE 23 – Placa de Recalque Pista Esquerda;
- PRPE 25 – Placa de Recalque Pista Esquerda.



**Figura 17: Recalque e cota de aterro versus tempo: Aterro 4**

Os dados de instrumentação das placas PRPE 23 e PRPE 25 mostram uma altura média de aterro da ordem de 6,0 m. Para esta altura de aterro, o intervalo de recalques varia entre 140 cm a 160 cm. Observa-se que os valores de recalque também apresentam tendência à estabilização em função da presença de geodrenos. Vale ressaltar que os gráficos apresentaram descontinuidade devido à ocorrência de intervalos maiores na coleta de dados de campo.

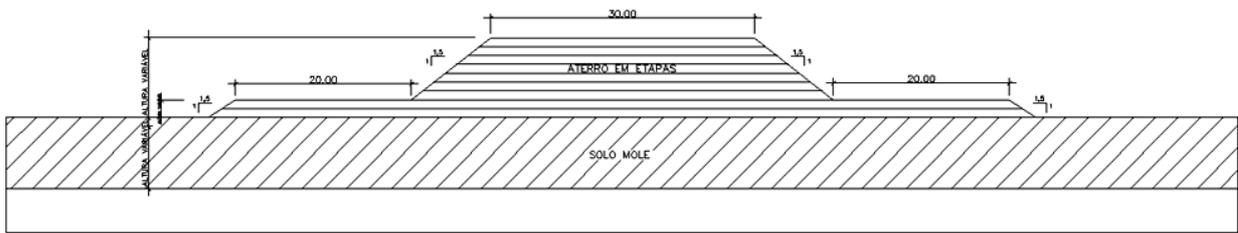
O inclinômetro INPE 08, localizado na extremidade do aterro, forneceu deslocamentos horizontais de até 38 mm (Figura 18).



**Figura 18: Deslocamento Horizontal versus Profundidade – INPE 08 – Aterro 4**

### 2.2.3 Seção Representativa - Aterro 6

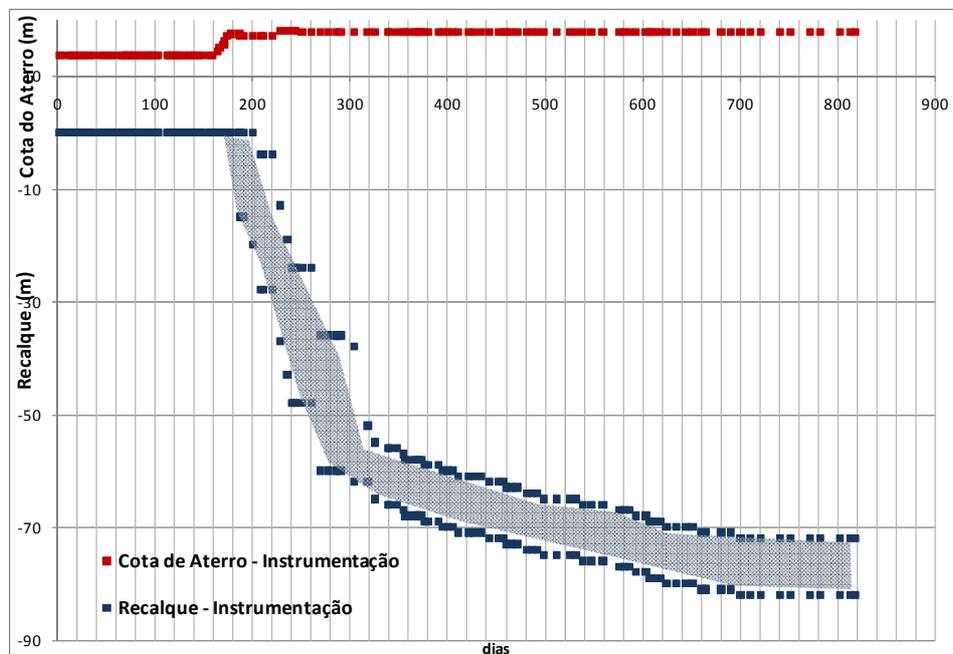
As sondagens localizadas próximo às placas PRPD 49 e PRPD 50 indicaram camada de argila siltosa muito mole a mole, com espessuras variando entre 3,35 m e 4,0 m, subjacente a uma camada de silte, com espessura de 1,5 m. Para este trecho, a solução adotada consistiu na execução de aterro construído em etapas, com bermas de equilíbrio, como mostra a Figura 19. Ressalta-se que não foram implantados geodrenos para aceleração dos recalques, provavelmente em função da espessura mais reduzida de solo mole.



**Figura 19: Aterros Reforçados com Bermas (Projeto Arco Metropolitano do Rio de Janeiro)**

Os dados de instrumentação detectaram que os recalques acumulados no Aterro 6 atingiram até 82 cm nas placas da pista direita e até 75 cm na pista esquerda. Mais uma vez, optou-se por estabelecer uma faixa de recalques (Figura 20), tendo em vista a magnitude da obra e a dificuldade de se reproduzir fielmente as etapas de lançamento de camadas de aterro. A faixa foi definida pelas placas:

- PRPD 49 – Placa de Recalque Pista Direita;
- PRPD 50 – Placa de Recalque Pista Direita.



**Figura 20: Recalque e cota de aterro versus tempo: Aterro 6**

Os dados de instrumentação placas PRPD 49 e PRPD 50 mostram que o aterro apresenta uma altura média da ordem de 7,0 m de altura, com valores máximos de recalque entre 70 cm a 80 cm. Observa-se que, apesar de uma altura de aterro maior quando comparado com os aterros 3 e 4, os valores de recalque medidos foram menores, devido à menor espessura da camada de solo compressível. A descontinuidade, também presente neste gráfico, se deve à ocorrência de intervalos maiores na coleta de dados de campo. No Aterro 6 não foram, instalados inclinômetros.

A Figura 21 a Figura 23 apresentam a localização, em planta, das placas de recalque e dos inclinômetros dos aterros 3, 4 e 6, apresentados neste capítulo.

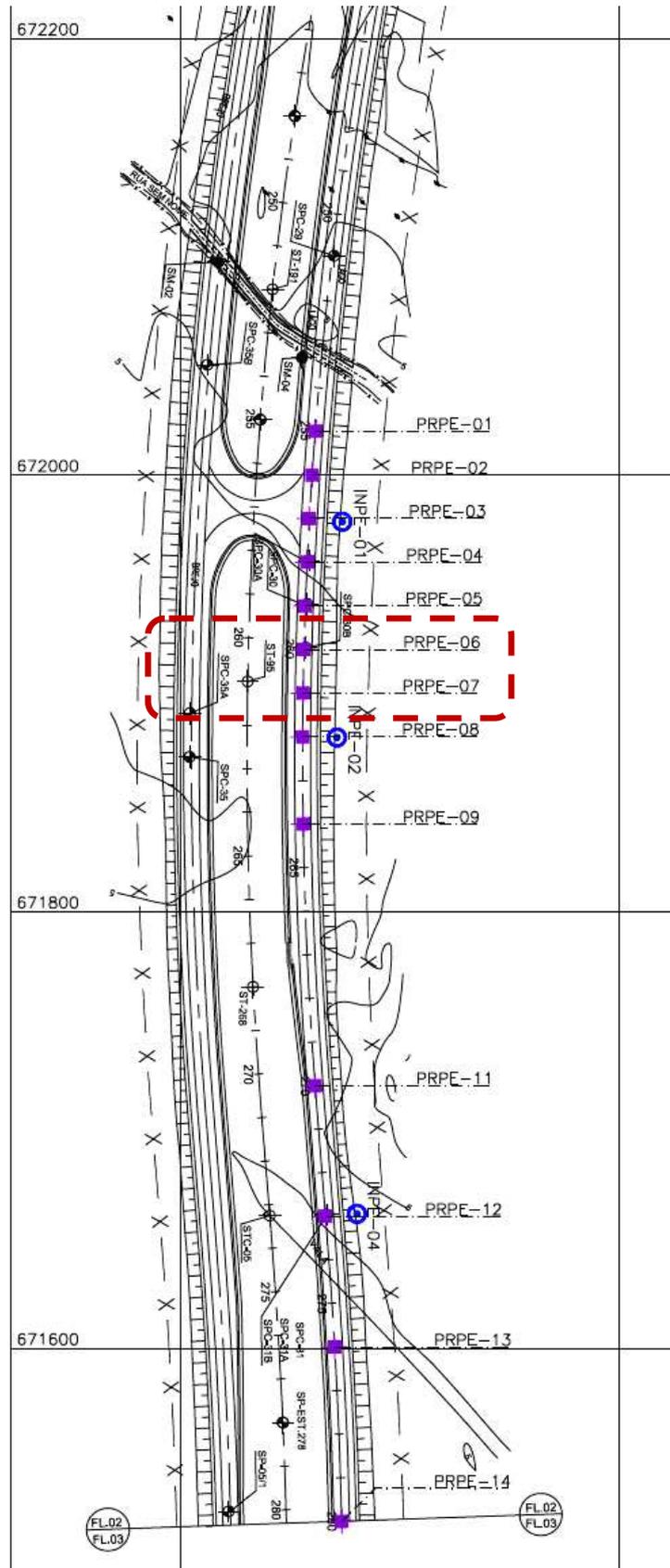


Figura 21: Localização das Placas e do Inclínômetros no Aterro 3 - Pista Esquerda



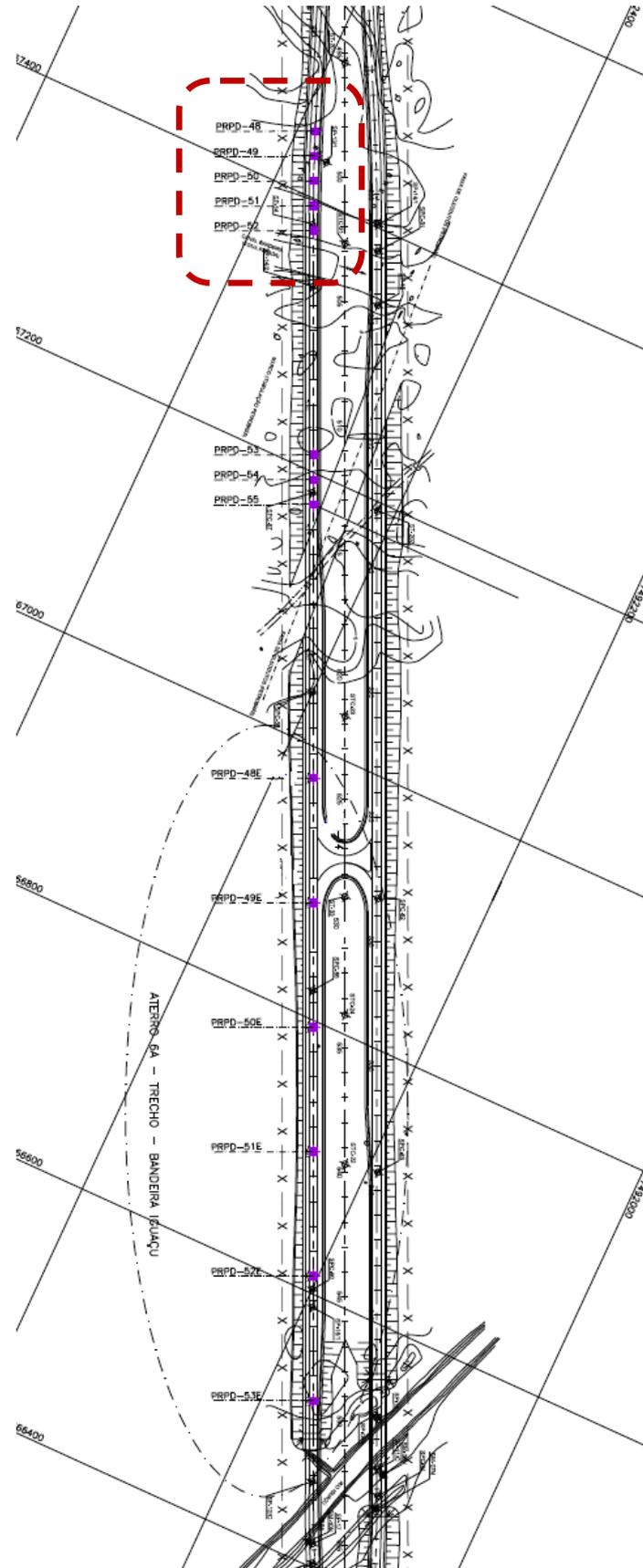


Figura 23: Localização das Placas e do Inclinoômetros no Aterro 6 - Pista Direita

### **2.3 Considerações Finais**

O presente capítulo teve por finalidade caracterizar e delimitar a área em estudo, bem como apresentar a análise global das leituras fornecidas pela instrumentação de campo dos aterros 3, 4 e 6 do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro.

A partir das leituras frequentes das placas de recalque, é possível realizar a análise do comportamento dos aterros durante o processo construtivo. Os capítulos subsequentes apresentam a simulação numérica do processo construtivo dos aterros, buscando-se estabelecer parâmetros representativos do solo compressível.

### 3 METODOLOGIA DA ANÁLISE NUMÉRICA

O presente capítulo apresenta aspectos relativos ao programa computacional adotado, como: introdução da geometria, modelos constitutivos, seleção de parâmetros representativos do comportamento dos materiais, e metodologia construtiva.

Contempla ainda este capítulo a retroanálise dos resultados da instrumentação, buscando-se a definição de parâmetros representativos da argila mole.

#### 3.1 Programa PLAXIS

A previsão do comportamento de aterros sobre solos moles apresenta condições de contorno diversas, o que requer ferramentas numéricas que apresentem modelos constitutivos avançados para simular o comportamento de tais materiais.

O software Plaxis consiste em um programa que utiliza o Método de Elementos Finitos (MEF) e foi desenvolvido, especificamente, para a realização de análises de deformações e estabilidade de obras geotécnicas (Brinkgreve, 2002).

Este programa foi utilizado como ferramenta principal deste estudo, por se apresentar como uma ferramenta que possibilita a simulação de diversas condições de contorno, incorporando diferentes etapas construtivas e modelos constitutivos diversos.

O programa PLAXIS possui estrutura computacional dividida, basicamente, em 4 (quatro) sub-programas, sendo eles: *Input*, *Calculation*, *Output* e *Curves*. A seguir será feita uma breve descrição de cada sub-programa.

##### 3.1.1 Subprograma INPUT

O subprograma Input consiste na entrada de dados para a criação do modelo. Esta etapa contempla: a introdução da geometria do problema, a escolha dos

modelos constitutivos e dos parâmetros representativos dos materiais, a definição das condições de contorno e de nível d'água, a introdução de deslocamentos prescritos e/ou carregamentos, a adoção de elementos drenantes (*drain*) e de interface ou elementos estruturais (geossintéticos, ancoragens e suportes).

Para as seções com a presença de geodrenos verticais, foi utilizado o elemento *drain*, materializado por uma linha, que de acordo com o manual de referência do Plaxis, neste ponto o excesso de poropressão é sempre zero. O *drain* não pode ser especificado com qualquer característica, tais como raio e permeabilidade, apenas a posição e o espaçamento entre os drenos podem ser definidos.

Uma vez definidos a geometria, os modelos constitutivos, as propriedades dos materiais e as condições de contorno, a malha de elementos finitos é gerada automaticamente, com elementos de 6 ou 15 nós, podendo ser refinada local ou globalmente, de acordo com a necessidade.

Após a geração da malha, são impostas as condições iniciais do problema, levando-se em consideração, ou não, a presença de água.

O software PLAXIS dispõe de 6 (seis) modelos constitutivos, sendo eles: Elástico-Linear, *Mohr Coulomb*, *Hardening Soil*, *Soft Soil*, *Soft Soil Creep* e *Jointed Rock*.

Vale lembrar que a adoção de um determinado modelo constitutivo para a realização das simulações no PLAXIS acarretará na adoção de diferentes parâmetros geotécnicos.

A seguir, serão abordados os modelos constitutivos disponíveis no *software* PLAXIS, com ênfase nos modelos utilizados neste trabalho. A adoção do modelo mais representativo é fundamental para a obtenção de bons resultados.

#### 1) Modelo Linear Elástico

O modelo linear elástico é fundamentado na relação tensão-deformação regida pela Lei de Hooke (1676), onde as tensões verticais são proporcionais ao módulo de deformabilidade ( $E$ ). A utilização deste modelo é limitada, tendo em vista a não linearidade observada no comportamento dos solos.

Para a representação dos solos a partir do modelo linear elástico, faz-se necessário o conhecimento dos seguintes parâmetros:  $\gamma$  (peso específico),  $E$  (módulo de deformabilidade) e  $\nu$  (coeficiente de Poisson).

## 2) Modelo *Mohr Coulomb* (MMC)

O modelo Mohr-Coulomb é um modelo elástico perfeitamente plástico, empregado para representar a ruptura por cisalhamento de solos e rochas. Este modelo é assim designado porque o material apresenta um comportamento linear elástico até atingir a ruptura, definida pela envoltória de Mohr Coulomb.

No presente trabalho, este modelo foi adotado para a reprodução do comportamento dos materiais de aterros lançados em campo, bem como dos solos arenosos (camada drenante) localizados abaixo das camadas de solos compressíveis.

Para a representação dos solos a partir do modelo *Mohr Coulomb*, faz-se necessário o conhecimento dos seguintes parâmetros:  $\gamma$  (peso específico),  $E$  (módulo de deformabilidade),  $\nu$  (coeficiente de Poisson),  $\phi'$  (ângulo de atrito efetivo),  $c'$  (coesão efetiva) e  $k$  (permeabilidade).

## 3) Modelos *Soft Soil* (MSS) e *Soft Soil Creep* (MSSC)

Este modelo permite a reprodução das deformações sofridas por solos moles, que têm como características alta compressibilidade e baixa permeabilidade, considerando os estágios de carregamento e os tempos de adensamento. Por este motivo, o modelo *Soft Soil* foi adotado na representação dos solos argilosos moles de fundação da área em estudo.

A adoção deste modelo requer a definição do peso específico  $\gamma$  (peso específico), dos parâmetros de resistência:  $\phi'$  (ângulo de atrito efetivo) e  $c'$  (coesão efetiva), do coeficiente de permeabilidade  $k$ , dos índices de compressibilidade:  $C_c$  (coeficiente de compressão) e  $C_r$  (coeficiente de recompressão), e do índice de vazios inicial  $e_0$ .

Ressalta-se que o modelo *Soft Soil* não incorpora a fase de adensamento secundário (compressão secundária, parâmetro geotécnico  $C_\alpha$ ), sendo esta função

ativada no modelo *Soft Soil Creep*. Neste caso, faz-se necessária a introdução do parâmetro  $C_\alpha$  (índice de compressão secundária).

### 3.1.2 Subprograma CALCULATION

O segundo sub-programa (*Calculation*) permite a realização de uma série de cálculos de elementos finitos, sendo as análises de deformações diferenciadas em: *Plastic* (carregamento plástico), *Consolidation* (adensamento), e *Phi-c Reduction* (determinação do fator de segurança). Na determinação do fator de segurança, o programa compara a resistência ao cisalhamento do solo com as tensões cisalhantes mobilizadas em um dado ponto da massa de solo.

Assim como na prática da Engenharia, o programa permite, na fase de cálculo, a simulação de carregamentos e descarregamentos imediatos, ou em tempos pré-estabelecidos, a introdução de períodos de adensamento e a ativação dos elementos estruturais e de interfaces. A sub-rotina de cálculo pode ser dividida em um número de etapas, com tempos pré-estabelecidos, de forma a reproduzir fielmente o processo construtivo no campo.

Nesta etapa, também é possível atualizar as poropressões e a malha de elementos finitos. Recomenda-se a atualização da malha em casos onde é prevista a ocorrência de grandes deformações, que, em geral, ocorrem em aterros sobre solos compressíveis.

### 3.1.3 Subprograma OUTPUT

A partir deste subprograma, o usuário obtém os resultados das análises e a malha deformada. Podem ser extraídas as tensões (totais, efetivas, cisalhantes e poropressões), as deformações, os deslocamentos e os pontos de plastificação. Os resultados podem ser visualizados a partir da interface gráfica ou em forma de tabelas.

### 3.1.4 Subprograma CURVES

Consiste na fase de obtenção de saídas gráficas, permitindo a visualização das curvas de deslocamento, tensões ou poropressões ao longo do tempo, referentes a pontos pré-selecionados na fase de *cálculo*. Os dados que alimentam estes gráficos podem ser importados em forma de tabela, o que possibilita a reprodução dos mesmos em outros *softwares* para comparação com dados externos.

## **3.2 Definição das Geometrias Adotadas nas Análises Numéricas**

No presente trabalho, o programa PLAXIS 8.2 foi utilizado com a finalidade de reproduzir o comportamento dos aterros durante o processo construtivo. Para tanto, foram selecionadas seções típicas, consideradas mais representativas da região em estudo. A escolha de tais seções levou em consideração a existência de recalques expressivos, e a qualidade dos resultados da instrumentação de campo, como salientado e apresentado no Capítulo 2.

As análises numéricas foram executadas para três seções, denominadas S3, S4 e S6 localizadas nos Aterros 3, 4 e 6, respectivamente.

Como comentado anteriormente, as seções S3 e S4 localizam-se em regiões onde foram instalados geodrenos verticais, para aceleração dos recalques. A seção S6, no entanto, localiza-se em uma região onde não foi necessária a instalação de geodrenos, em função da menor espessura de argila mole.

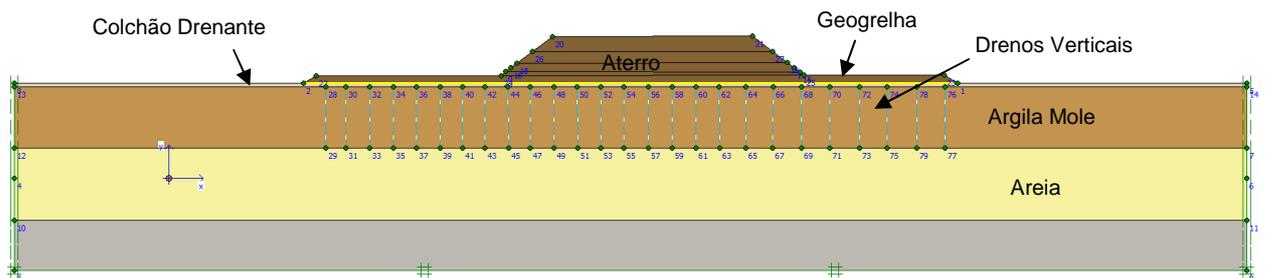
### 3.2.1 Seção em Estudo - S3

Na região da seção S3, a solução de projeto consistiu em aterros reforçados de 6,0 m de altura, com bermas para a garantia da estabilidade, e drenos verticais para aceleração dos recalques.

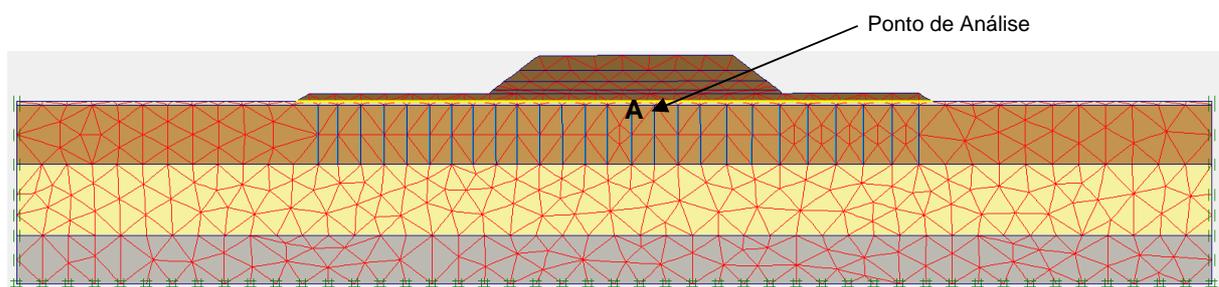
De acordo com os boletins de sondagem, o perfil geotécnico é composto por uma camada de argila mole arenosa com espessura de 7,5 m, assente sobre uma camada de areia siltosa compacta. O nível d'água foi detectado na superfície do terreno.

Para a simulação dos drenos verticais, foi utilizado o elemento “*drain*” fornecido pelo Plaxis. Este elemento consiste em uma linha na qual o excesso de poropressão é sempre nulo, e suas deformações são compatibilizadas com o solo a ser drenado. A Figura 24 apresenta a geometria adotada nas análises numéricas.

As condições de contorno consistiram em apoios do 2º gênero na base da malha para impedimento dos deslocamentos horizontais e verticais, e apoios do 1º gênero nas laterais da malha para a restrição dos deslocamentos horizontais. A Figura 25 apresenta a malha de elementos finitos, composta por 959 elementos triangulares de 15 nós.



**Figura 24: Geometria adotada nas análises numéricas: Seção S3**



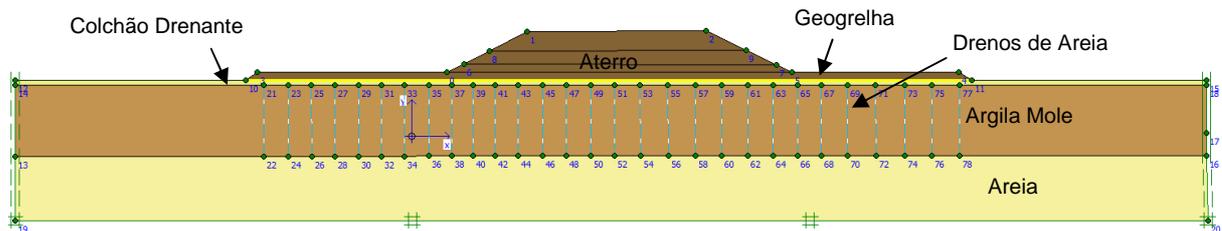
**Figura 25: Malha de Elementos Finitos Seção S3**

### 3.2.2 Seção em Estudo - S4

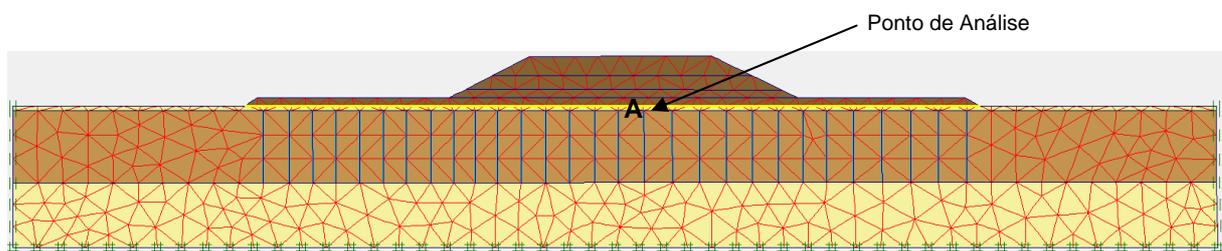
Na região da seção S4, a solução de projeto foi a mesma da seção S3, que consistiu em aterros reforçados sobre geodrenos, com bermas para a garantia da estabilidade. Nesta seção, os aterros atingiram 6,0 m de altura, como indica a Figura 26.

O perfil geotécnico definido a partir de boletins de sondagem caracteriza-se por uma camada de argila mole de 8,0 m de espessura sobrejacente a uma camada de areia, com o nível d'água na superfície do terreno.

As condições de contorno foram as mesmas adotadas para a seção S3, bem como a forma de representação dos drenos verticais no modelo. A Figura 27 apresenta a malha de elementos finitos, composta por 864 elementos triangulares de 15 nós.



**Figura 26: Geometria Adotada nas Análises Numéricas Seção S4**



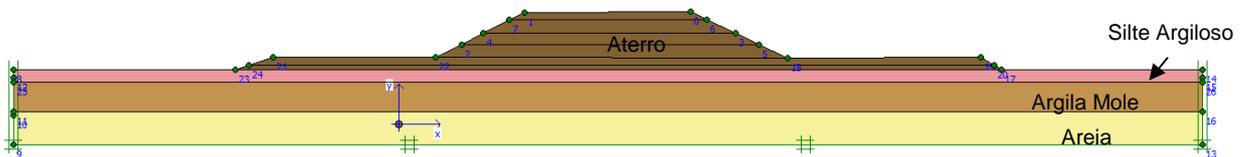
**Figura 27: Malha de Elementos Finitos Seção S4**

### 3.2.3 Seção em Estudo - S6

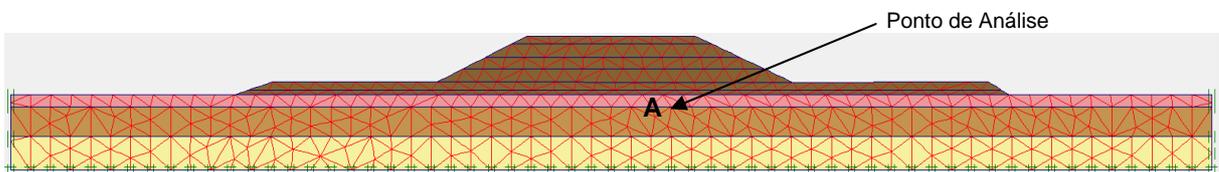
A solução de projeto para esta seção consistiu em aterros reforçados com bermas para a garantia da estabilidade. O aterro, de altura igual a 7,0 m, resulta em uma sobrecarga que impõe o recalque por adensamento na camada de solo compressível. A Figura 28 apresenta a geometria adotada nas análises numéricas.

Boletins de sondagem indicaram a presença de uma camada de argila arenosa mole com espessura de 4,0 m e  $N_{SPT}$  igual a 2 golpes, assente sobre uma camada de areia siltosa compacta e subjacente a uma camada de silte argiloso de 1,5 m. O nível d'água foi detectado na superfície do terreno.

Similar aos modelos anteriormente apresentados, as condições de contorno consistiram em apoios do 2º gênero na base da malha para impedimentos dos deslocamentos horizontais e verticais, e apoios do 1º gênero nas laterais da malha para a restrição dos deslocamentos horizontais. A Figura 29 apresenta a malha de elementos finitos, composta por 935 elementos triangulares de 15 nós.



**Figura 28: Geometria adotada nas análises numéricas: Seção S6**



**Figura 29: Malha de Elementos Finitos Seção S6**

### **3.3 Modelos Constitutivos Adotados**

A qualidade de uma modelagem numérica está diretamente relacionada à escolha adequada de modelos constitutivos representativos dos materiais envolvidos.

Em projetos de aterros sobre solos compressíveis, é fundamental a adoção de modelos capazes de considerar a compressibilidade dos solos argilosos moles e a dissipação das poropressões ao longo do tempo. Para tanto, foi utilizado o modelo *soft soil* para representação das argilas moles.

O aterro funciona como uma sobrecarga que impõe as deformações do solo de fundação. Para representação do aterro, foi adotado o modelo Mohr Coulomb, uma vez que existe uma preocupação com a estabilidade do talude.

Para a simulação do solo arenoso subjacente à camada de argila mole, foi utilizado o modelo Linear Elástico, uma vez que estes solos não sofrem processo de adensamento, e a compressibilidade é governada pelo módulo de deformabilidade (E).

### **3.4 Parâmetros Geotécnicos para a Região do Empreendimento**

O presente item aborda a seleção dos parâmetros geotécnicos para a região na qual se inserem os aterros do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro.

Serão definidas as faixas de valores dos parâmetros a serem utilizados, tanto nas análises numéricas, quanto nas previsões analíticas.

Em projetos de aterros sobre solos compressíveis, as incertezas quanto à evolução do processo de adensamento são muitas, implicando em dúvidas quanto à magnitude das deformações e à estabilidade dos aterros. Para a realização das análises numéricas e analíticas, é imprescindível a seleção de parâmetros geotécnicos confiáveis para a região que comporta o empreendimento em estudo, a fim de se obter resultados mais próximos das condições reais de campo.

A definição dos parâmetros representativos dos materiais envolvidos na análise do comportamento dos aterros que compõem o Arco Metropolitano do Rio de

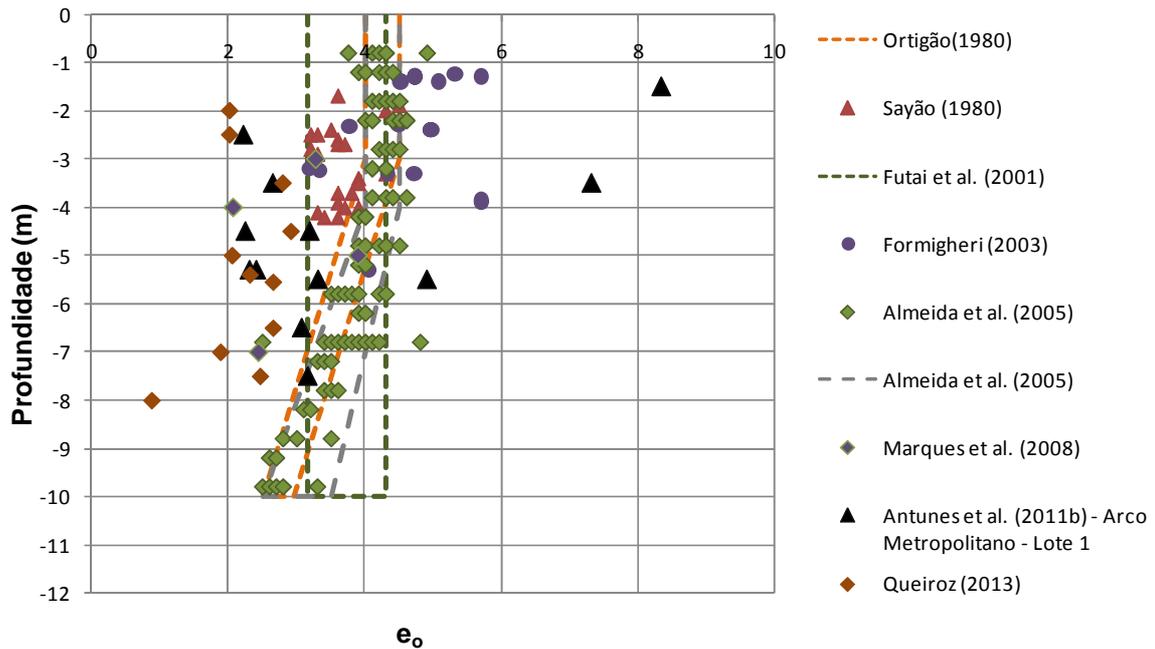
Janeiro foi feita com base em resultados de ensaios de adensamento executados na fase de projeto, em informações disponíveis na literatura para a região da Baixada Fluminense do Estado do Rio de Janeiro, e na interpretação das leituras fornecidas pelas placas de recalque, que permitiram a definição da razão de compressibilidade (CR) e do coeficiente de adensamento ( $c_v$ ) por retroanálise.

Cabe salientar que na fase de projeto, dispunha-se de ensaios de adensamento. No entanto, a análise destes resultados feita por Antunes (2012) indicou que todas as amostras apresentaram elevado grau de amolgamento, sendo qualificadas como muito ruim (critério de Lunne et al, 1997) ou muito pobre (critério de Coutinho et al, 2001). Diante disso, Antunes (2012) optou pela obtenção dos parâmetros a partir da retroanálise da instrumentação e de informações disponíveis na literatura para a região em estudo.

#### 3.4.1 Compilação de Parâmetros Obtidos na Literatura

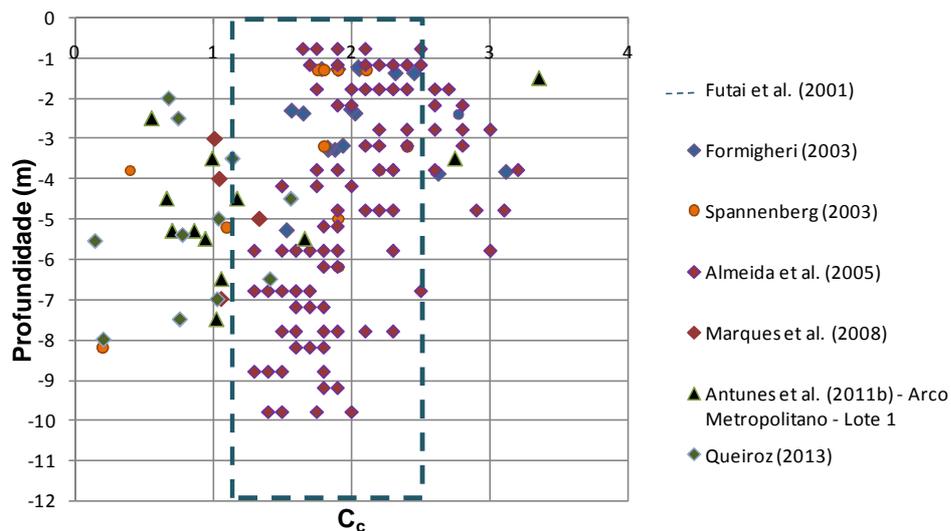
A Figura 30 a Figura 32, apresentam as faixas de valores de índice de vazios inicial ( $e_0$ ), índice de compressão ( $C_c$ ) e coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) obtidas pelos diversos autores na literatura, juntamente com os valores obtidos por Antunes et al. (2011b).

Os valores de índice de vazios inicial ( $e_0$ ) concentraram-se na faixa de 2,0 a 5,0 (Figura 30), mostrando uma tendência de decréscimo com a profundidade. No estudo realizado por Antunes 2012, com os resultados dos ensaios realizados no empreendimento em estudo, os valores de  $e_0$  concentraram-se na faixa de 2,23 a 4,91, com apenas algumas amostras com valores superiores (amostras de má qualidade).



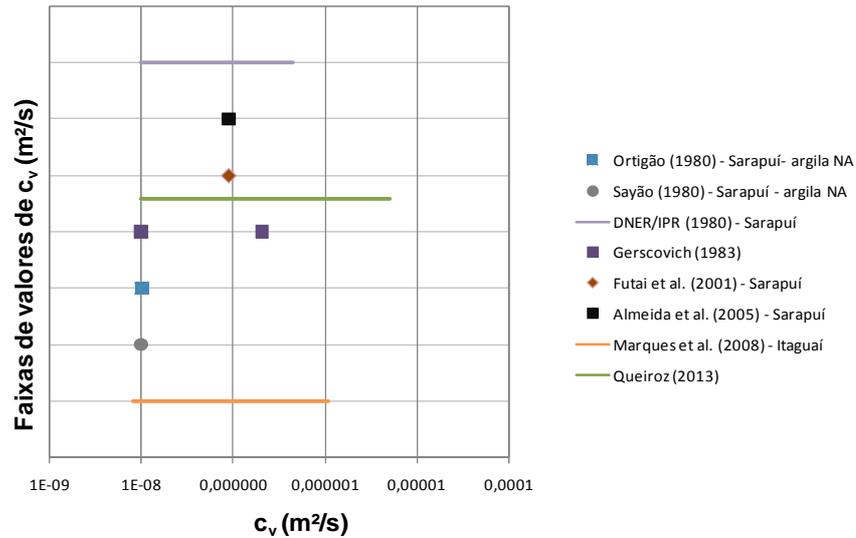
**Figura 30: Variação de  $e_0$  em função da profundidade (Adaptado de Antunes, 2012)**

Com relação ao índice de compressibilidade ( $C_c$ ), observa-se uma grande dispersão de valores para a região (Figura 31), com uma maior concentração de valores entre 1,2 e 2,5.



**Figura 31: Variação de  $C_c$  em função da profundidade (Adaptado de Antunes, 2012)**

Na Figura 32, são fornecidas as faixas de valores de  $c_v$  estudados por diversos autores, para a Região da Baixada Fluminense, onde se observa uma variação de  $c_v$  entre  $1 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$  e  $2 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ .

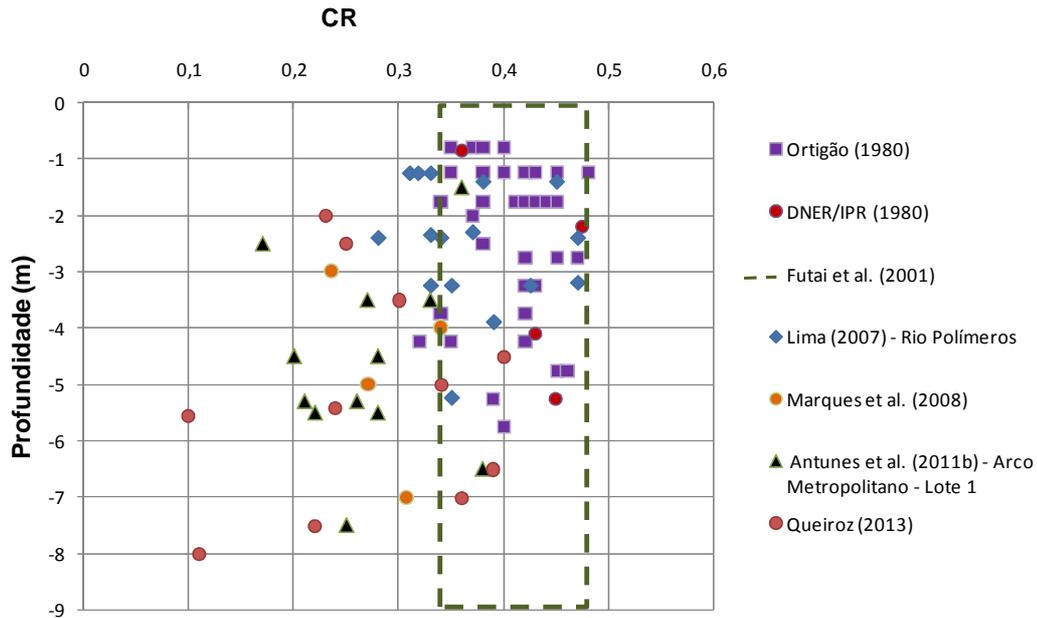


**Figura 32: Faixas de valores de coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) (Adaptado de Antunes, 2012)**

Os valores de coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) da argila mole, obtidos por diferentes autores, para a região da Baixada Fluminense, apresentam grande variabilidade. A faixa de variação situa-se entre  $4,0 \times 10^{-6}$  m/dia a  $5,0 \times 10^{-3}$  m/dia, com um valor médio de  $2,70 \times 10^{-3}$  m/dia. Os ensaios de projeto, analisados por Antunes (2012) reportam a uma faixa de  $k$  de, aproximadamente,  $1,7 \times 10^{-4}$  m/dia a  $1,7 \times 10^{-3}$  m/dia (Antunes et al., 2011a).

Cabe ressaltar que nas análises teóricas, faz-se necessário o valor do coeficiente de adensamento para a previsão da evolução dos recalques ao longo do tempo. O programa PLAXIS, no entanto, requer a permeabilidade ao invés de  $c_v$ . Desta forma, as análises numéricas consideraram um valor de  $k$  igual a  $3 \times 10^{-4}$  m/dia, dentro da faixa da literatura.

Com relação ao parâmetro razão de compressão (CR) das argilas moles, os valores de CR obtidos na literatura (adaptados de Lima, 2007) situaram-se em uma faixa de 0,24 a 0,48 (Figura 33). Valores de projeto do Arco Metropolitano situaram-se, em sua maioria, entre 0,20 e 0,30. De um modo geral, os valores definidos por outros autores mostraram-se superiores, com um valor médio da ordem de 0,33.



**Figura 33: Faixas de valores de CR (Adaptado de Antunes, 2012)**

Os ensaios de caracterização de projeto, executados em amostras extraídas do local de estudo e compilados por Antunes (2002), indicaram valores de peso específico da argila orgânica ( $\gamma$ ) na faixa de 12 kN/m<sup>3</sup> a 14 kN/m<sup>3</sup> e valor médio de densidade dos grãos ( $G_s$ ) de 2,60. Desta forma, para as análises e simulações numéricas, optou-se pela adoção de um valor médio de peso específico da argila orgânica igual a 13 kN/m<sup>3</sup>.

### 3.4.2 Parâmetros Obtidos por Retroanálise da Instrumentação de Campo

No presente trabalho, foram executadas retroanálises da instrumentação de campo, buscando-se uma maior confiabilidade nos parâmetros geotécnicos. A retroanálise buscou a determinação do coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) nos trechos sem a presença de geodrenos, e a determinação da razão de compressão (CR), nos trechos onde os recalques já se encontram estabilizados.

Em síntese, a metodologia adotada foi a seguinte:

1. As placas inseridas em trechos com a presença de geodrenos verticais terão os valores de recalques finais reais confrontados com as previsões de recalques segundo o método de Asaoka (1978). Para estas seções, serão obtidos, também, os valores da Razão de Compressão (CR), a partir de retroanálises, segundo a equação de cálculo de recalques para a fase de adensamento primário (Eq – 1-3).
2. As placas inseridas em trechos sem a presença de geodrenos verticais também terão os valores de recalques finais reais confrontados com as previsões de recalques segundo o método de Asaoka (1978). Adicionalmente, foi determinado o coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ), segundo o método de Asaoka (1978).

A Tabela 2 apresenta os valores de CR obtidos a partir da retroanálise das placas de recalque instaladas nos aterros em estudo. Os valores de CR retroanalizados apresentaram-se, em sua maioria, em uma faixa de 0,18 a 0,29, levemente inferior à faixa obtida por Antunes (2012), com CR entre 0,20 e 0,30. De um modo geral, a retroanálise forneceu valores inferiores de compressibilidade, quando comparado com os valores encontrados na literatura para a Baixada Fluminense.

Nas previsões numéricas e analíticas, foi adotado um valor médio de  $CR=0,26$ . A Figura 34 confronta a faixa de valores retroanalizados com os valores encontrados na literatura e observa-se graficamente que o resultado retroanalizado coincide com os resultados determinados na fase de projeto do Arco Metropolitano.

Tabela 2: Obtenção de CR por retroanálise

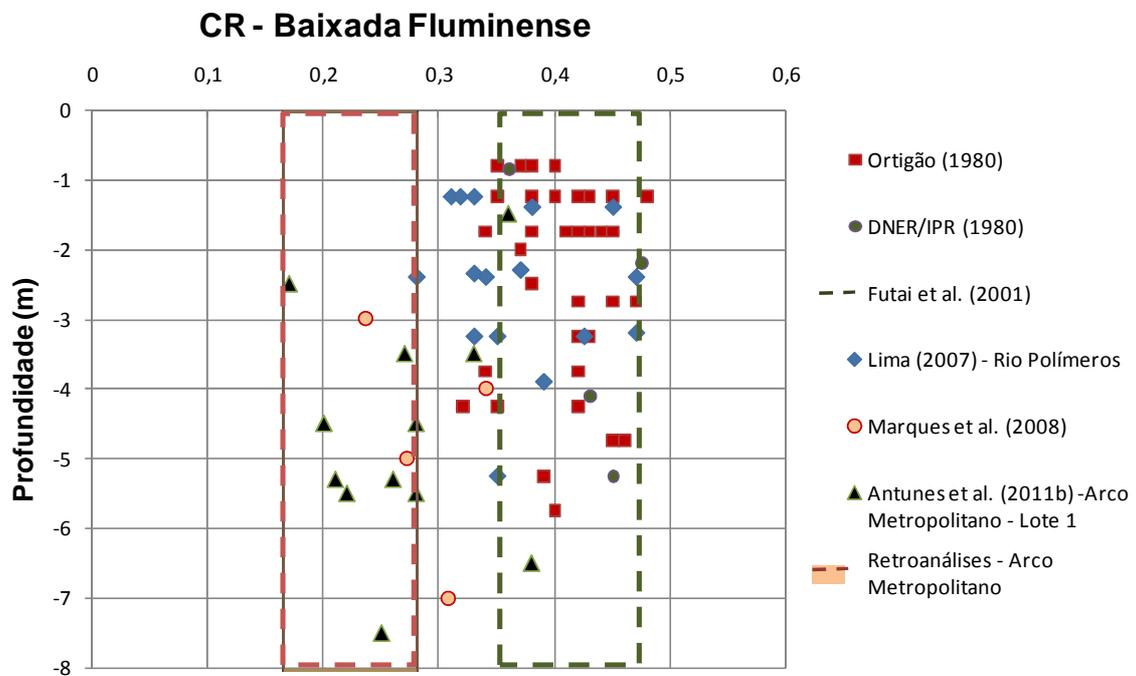
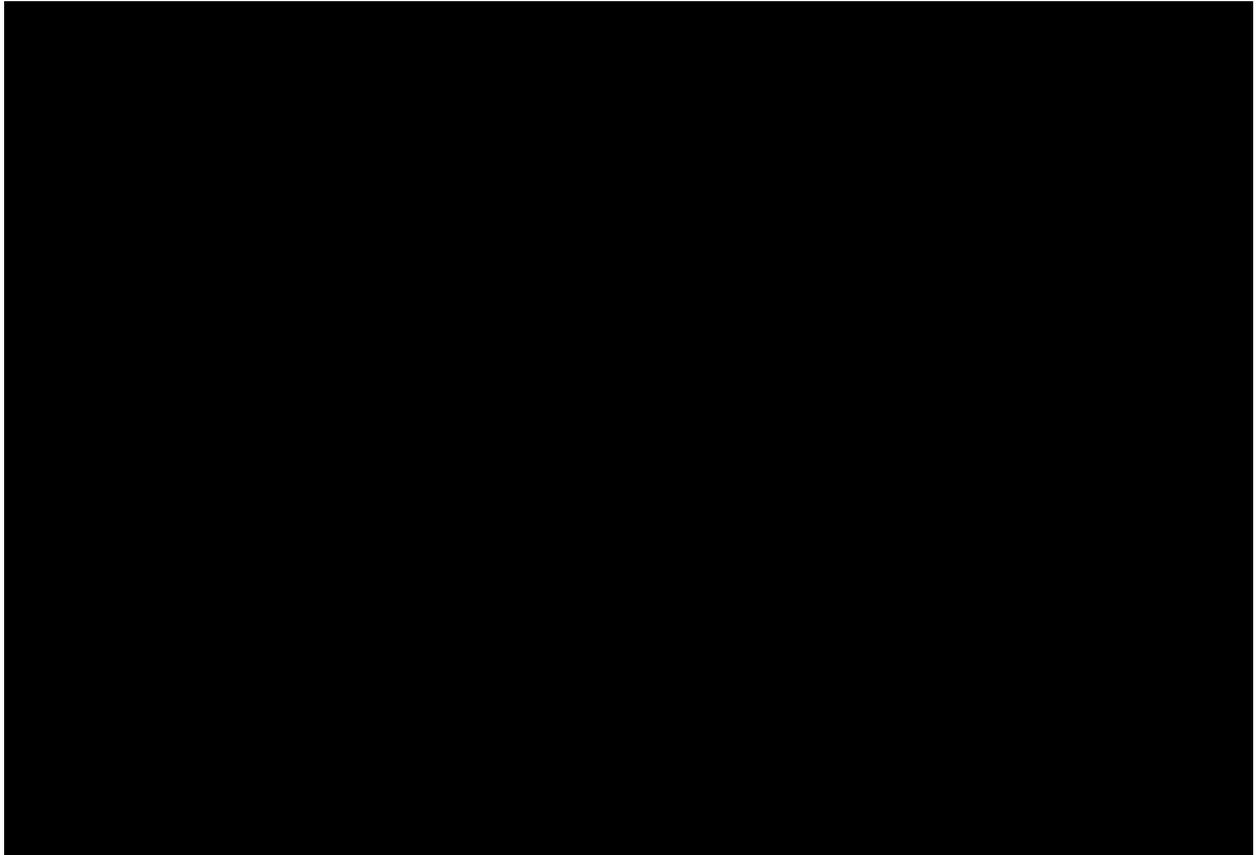
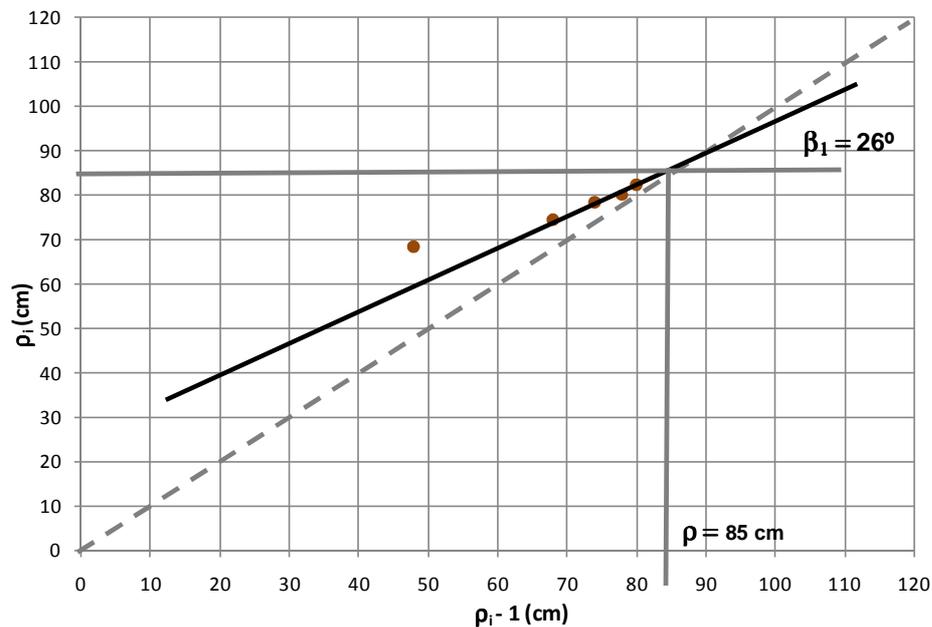


Figura 34: Faixas de valores de CR obtidos por retroanálise e dados da literatura  
(Adaptado de Antunes, 2012)

A retroanálise para determinação de  $c_v$  foi realizada com os resultados das placas de recalque instaladas no Aterro 6. Tal escolha se deve ao fato desta seção não possuir drenos verticais, tornando a evolução de recalques primários condicionada à permeabilidade real do solo compressível, obtendo-se dessa forma resultados mais representativos. Nas seções com drenos verticais, o adensamento é acelerado por drenagem radial.

Através dos registros das placas de recalque inseridas neste trecho foi possível determinar o coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ), segundo o método de Asaoka (1978).

O método de Asaoka (1978) é muito útil na estimativa do valor do coeficiente de adensamento ( $c_v$ ). Obtém-se, graficamente, o valor do ângulo  $\beta_1$  e, em seguida, por formulação numérica, tem-se o valor de  $c_v$  (conforme a eq-25). A Figura 35 exemplifica a obtenção gráfica de  $c_v$  pelo método de Asaoka, a partir dos registros de deslocamentos verticais em função do tempo, da placa de recalque PRPD 49.



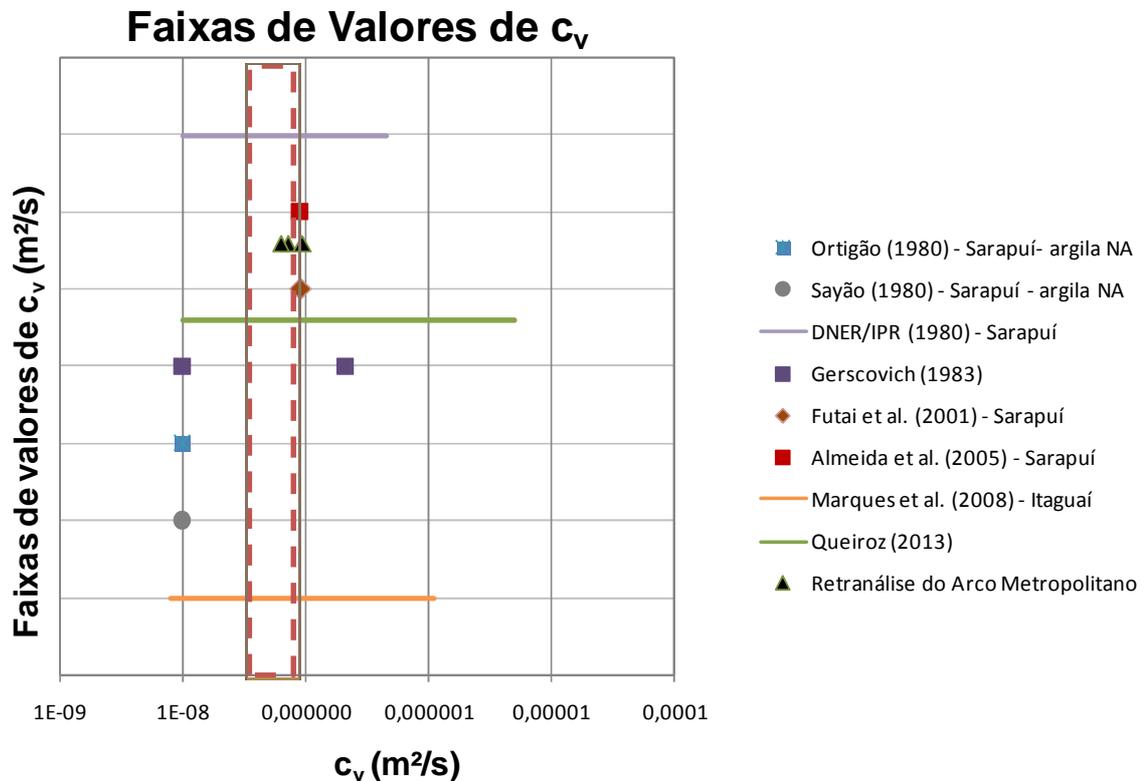
**Figura 35: Método gráfico de Asaoka para a placa de recalque PRPD 49**

A Tabela 3 apresenta os valores de  $c_v$  obtidos através dos registros de recalque das placas localizadas em trechos sem a presença de drenos verticais. A faixa de variação de  $c_v$  encontrada através do método de Asaoka situa-se entre

$6,20 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$  e  $9,37 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ . Este resultado encontra-se dentro da faixa apresentada na literatura, como indica a Figura 36.

**Tabela 3: Coeficiente de Adensamento ( $c_v$ )**

Placa de Recalque	Recalque Final (cm)	Sondagem $H_d$	$\beta_1$		$\Delta t$ (ano)	$c_v$ ( $\text{m}^2/\text{s}$ )
			( $^\circ$ )	(rad)		
PRPD 48	40	4	34	0,593	1,8	$6,20 \times 10^{-8}$
PRPD 49	82	4	26	0,454	1,8	$9,37 \times 10^{-8}$
PRPD 50	73	3,5	26	0,454	1,8	$7,17 \times 10^{-7}$
PRPD 51	64	3,5	26	0,454	1,8	$7,17 \times 10^{-8}$
PRPD 52	60	3,5	26	0,454	1,8	$7,17 \times 10^{-8}$



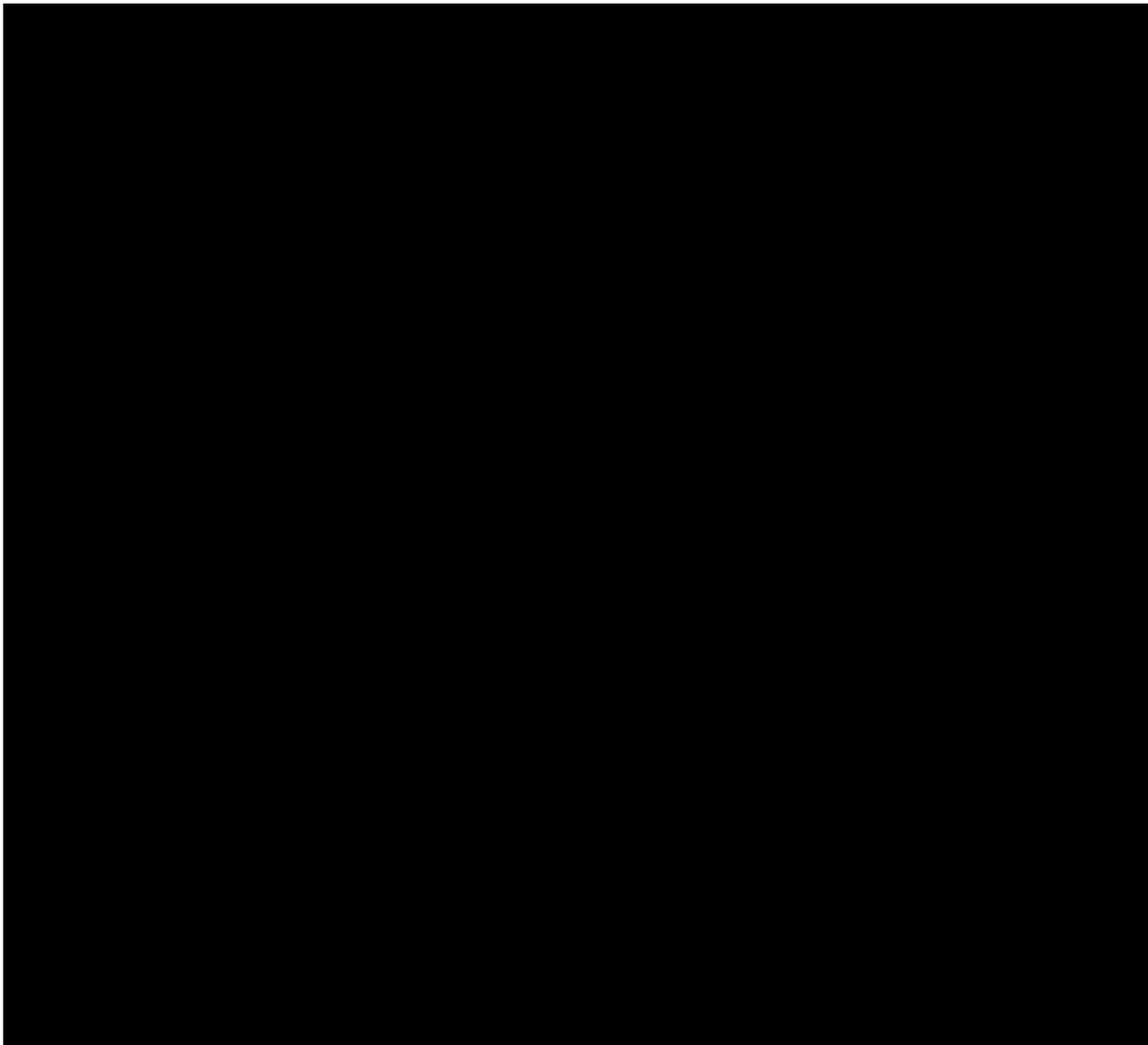
**Figura 36: Faixas de valores de coeficiente de adensamento vertical da retroanálise do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro ( $c_v$ ) (Adaptado de Antunes, 2012)**

### 3.4.3 Resumo dos Parâmetros Geotécnicos utilizados nas Análises

A Tabela 4 reúne a seleção dos parâmetros adotados nas análises realizadas no presente trabalho. Estes parâmetros são considerados representativos para a argila mole da região onde estão localizadas as seções em estudo.

Ressalta-se que estes parâmetros serão adotados nas análises numéricas executadas com o programa Plaxis e nas estimativas realizadas analiticamente a partir da teoria clássica.

**Tabela 4: Parâmetros dos Materiais**

The table content is completely redacted with a solid black box.

### 3.5 Processo Construtivo

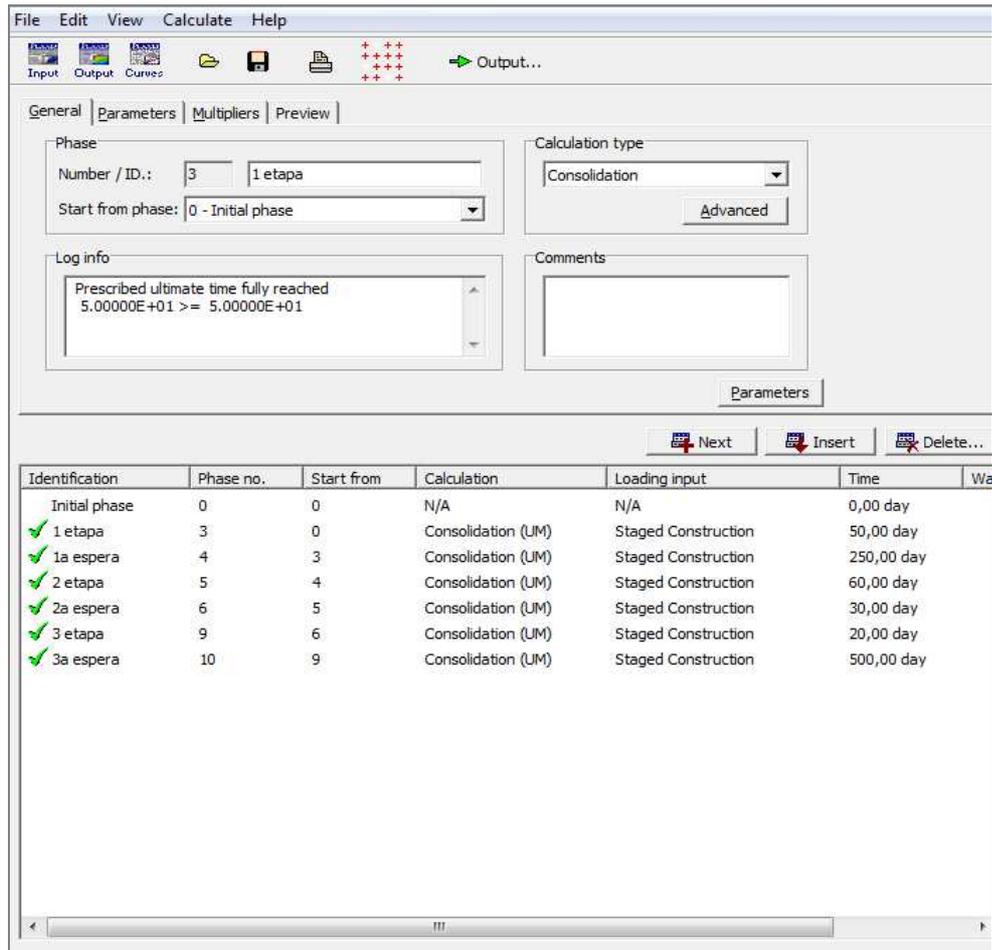
Após a inserção da geometria, dos modelos constitutivos, dos parâmetros geotécnicos e das condições de contorno no subprograma *Input*, procede-se à introdução das etapas de cálculo no subprograma *Calculation*.

A fase de cálculo procurou reproduzir fielmente a sequência construtiva de campo, respeitando as espessuras de aterro lançadas e os tempos de espera. Por se tratar de um problema que envolve adensamento, o método de cálculo adotado foi o *Consolidation*.

A Tabela 5 a Tabela 7 apresenta os processos construtivos inseridos no programa computacional, referente às seções S3, S4 e S6, respectivamente. A Figura 37 a Figura 39 ilustra o processo na fase de cálculo.

**Tabela 5: Etapas de Construção do Aterro 3**

Etapa construtiva	Altura Total de Aterro (m)	Intervalo de Tempo (dias)	Tempo Acumulado (dias)
Lançamento da 1 <sup>a</sup> camada de aterro	2,0	50	50
Tempo de adensamento		250	300
Lançamento da 2 <sup>a</sup> camada de aterro	4,0	60	360
Tempo de adensamento		30	390
Lançamento da 3 <sup>a</sup> camada de aterro	6,0	20	410
Tempo de adensamento		500	910



**Figura 37: Fase de Cálculo – Aterro 3**

**Tabela 6: Etapas de Construção do Aterro 4**

Etapa construtiva	Altura Total de Aterro (m)	Intervalo de Tempo (dias)	Tempo Acumulado (dias)
Lançamento da 1ª camada de aterro	2,0	30	30
Tempo de adensamento		230	260
Lançamento da 2ª camada de aterro	4,0	60	320
Tempo de adensamento		40	360
Lançamento da 3ª camada de aterro	6,0	60	420
Tempo de adensamento		550	970

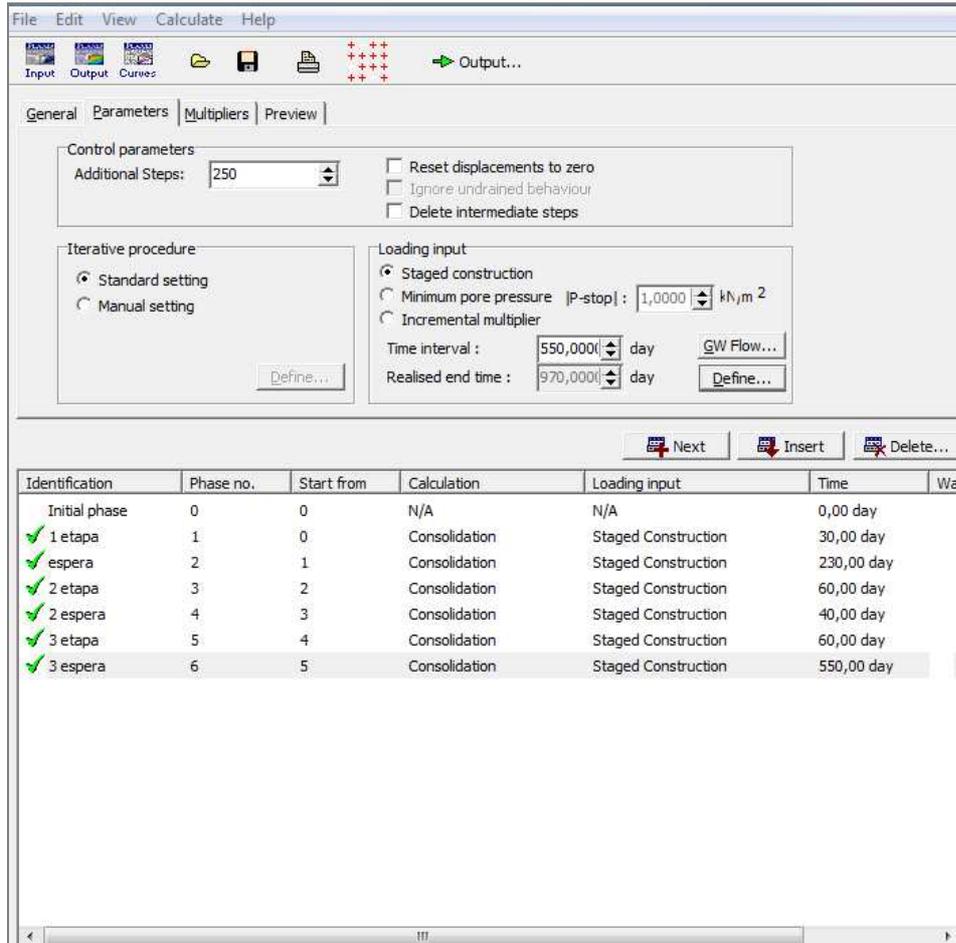


Figura 38: Fase de Cálculo – Aterro 4

Tabela 7: Etapas de Construção do Aterro 6

Etapa construtiva	Altura Total de Aterro (m)	Intervalo de Tempo (dias)	Tempo Acumulado (dias)
Lançamento da 1ª camada de aterro	0,5	5	5
Tempo de adensamento		10	15
Lançamento da 2ª camada de aterro	1,5	5	20
Tempo de adensamento		10	30
Lançamento da 3ª camada de aterro	3,0	5	35
Tempo de adensamento		25	60
Lançamento da 4ª camada de aterro	4,5	10	70
Tempo de adensamento		15	85
Lançamento da 5ª camada de aterro	6,0	50	135
Tempo de adensamento		270	405
Lançamento da 6ª camada de aterro	7,0	45	450
Tempo de adensamento		200	800

File Edit View Calculate Help

Input Output Curves Output...

General Parameters Multipliers Preview

Phase  
 Number / ID.: 12   
 Start from phase: 11 - 6 tapa

Calculation type  
 Consolidation

Log info  
 Prescribed ultimate time fully reached  
 8.00000E+02 >= 8.00000E+02

Comments

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Wa
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 day	
✓ espera	13	0	Plastic	Staged construction	150,00 day	
✓ 1 etapa	1	13	Consolidation	Staged Construction	5,00 day	
✓ espera	2	1	Consolidation	Staged Construction	10,00 day	
✓ 2 etapa	3	2	Consolidation	Staged Construction	5,00 day	
✓ espera	4	3	Consolidation	Staged Construction	10,00 day	
✓ 3 etapa	5	4	Consolidation	Staged Construction	5,00 day	
✓ espera	6	5	Consolidation	Staged Construction	25,00 day	
✓ 4 etapa	7	6	Consolidation	Staged Construction	10,00 day	
✓ espera	8	7	Consolidation	Staged Construction	15,00 day	
✓ 5 etapa	9	8	Consolidation	Staged Construction	50,00 day	
✓ espera	10	9	Consolidation	Staged Construction	270,00 day	
✓ 6 tapa	11	10	Consolidation	Staged Construction	45,00 day	
✓ espera	12	11	Consolidation	Staged Construction	200,00 day	

Figura 39: Fase de Cálculo – Aterro 6

### **3.6 Considerações Finais**

O presente Capítulo procurou abordar os aspectos referentes à modelagem numérica. O programa Plaxis foi apresentado de forma sucinta, destacando-se os aspectos mais importantes para as análises executadas na presente dissertação.

Na busca de parâmetros representativos da argila mole, foram compilados dados de estudos na Baixada Fluminense, e foram executadas retroanálises com os resultados das placas de recalque instaladas no Arco Metropolitano. Com isso, foi possível estabelecer faixas de valores confiáveis para os parâmetros, bem como definir valores médios a serem adotados nas análises numéricas.

Os parâmetros  $c_v$  e CR foram obtidos pelo método gráfico de Asaoka e por retroanálise dos recalques medidos, respectivamente. Observou-se que a faixa de valores de CR obtida por retroanálise mostrou-se inferior às faixas pesquisadas na literatura para a região da Baixada Fluminense.

O Capítulo 4 apresenta os resultados das análises numéricas, confrontando os resultados da instrumentação de campo (placas de recalque e inclinômetros) com as previsões numéricas (Plaxis), analíticas (teoria clássica) e gráficas (método de Asaoka).

## 4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

O presente Capítulo apresenta e discute os resultados da modelagem numérica das três seções apresentadas e discutidas nos Capítulos 2 e 3. As previsões numéricas foram confrontadas com a instrumentação de campo (placas de recalques e inclinômetros), e com os resultados de previsões analíticas, feitas a partir da teoria clássica.

Contempla ainda este Capítulo uma discussão sobre o efeito da submersão dos aterros, da compressão secundária, e da redução da altura de drenagem durante o processo de adensamento.

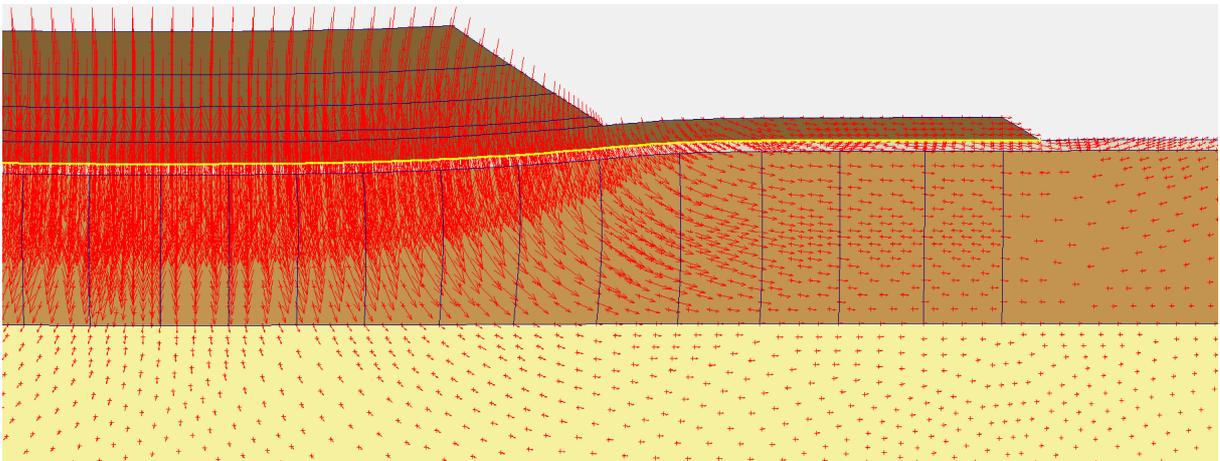
### 4.1 Análise dos Recalques: Confronto entre as Previsões Analíticas e Numéricas

Os resultados das previsões numéricas fornecidas para as seções S3, S4 e S6, localizadas nos Aterros 3, 4 e 6, respectivamente, foram confrontados com os resultados de previsões analíticas e com os dados das placas de recalque. Na previsão analítica, o recalque foi estimado pela teoria clássica (Eq. 2) e a evolução dos recalques com o tempo foi feita a partir da Teoria de Adensamento Unidimensional de Terzaghi (Eq. 10) para a seção S6, sem drenos verticais. No caso das seções S3 e S4, que apresentam drenos verticais, foi utilizada a Eq. 16 (Carrilho, 1942).

Como ressaltado anteriormente, as seções S3 e S4 localizam-se em regiões onde foram instalados drenos verticais, e a seção S6 localiza-se em região sem drenos. Diante disso, procedeu-se inicialmente à análise da seção S6, por apresentar a geometria mais simples, e por ter o comportamento ao longo do tempo condicionado apenas pela permeabilidade do solo mole compressível.

A Figura 41 compara a evolução dos recalques com o tempo prevista numericamente pelo programa Plaxis 8.2 com os valores medidos nas placas de recalque do Aterro 6 e os recalques estimados pela teoria clássica. Observa-se, para

os parâmetros adotados, que as previsões numéricas e teóricas mostraram-se dentro da faixa de valores fornecidos pelas placas de recalque. O programa PLAXIS forneceu um valor de recalque final de 0,75 m, levemente inferior ao estimado pela teoria clássica, correspondente a 0,78 m. Este resultado é coerente, tendo em vista que as análises numéricas consideram o efeito da submersão do aterro, reduzindo o valor da sobrecarga e, conseqüentemente, os valores de recalque final quando comparado com a previsão teórica. Outro aspecto que deve ser ressaltado na interpretação dos resultados é que as previsões teóricas são essencialmente unidimensionais. As previsões numéricas, no entanto, apresentam a possibilidade de deslocamento horizontal da massa de solo, o que reduz os deslocamentos verticais. A Figura 40 mostra os vetores de deslocamentos totais previstos numericamente, onde se observa uma tendência de movimentação circular, com componentes horizontais e verticais.

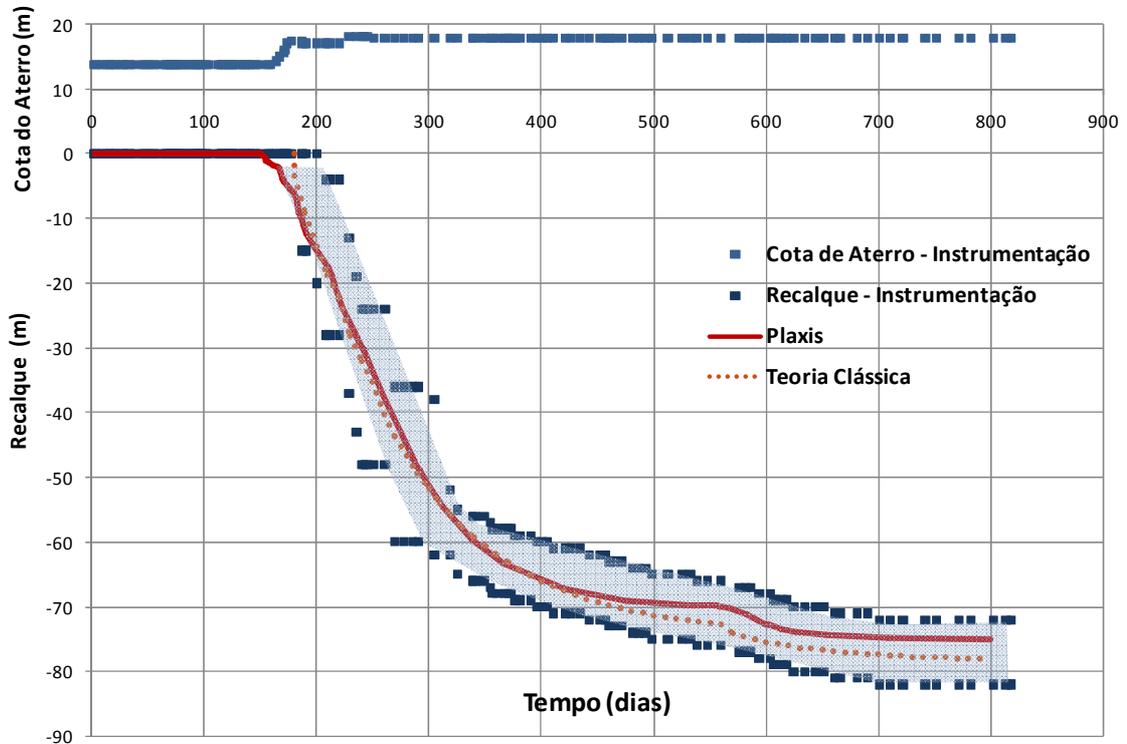


**Figura 40: Vetores de deslocamento totais do aterro 3**

Antunes (2012) apresenta a simulação numérica do processo construtivo de aterros do Arco Metropolitano. Em seu trabalho, as análises numéricas foram essencialmente unidimensionais, resultando em pequenas diferenças quando comparado com a teoria clássica.

Os resultados mostram que os parâmetros de compressibilidade adotados ( $C_c = 1,2$  e  $e_0 = 3,5$ ) são representativos do comportamento da argila mole, tendo em

vista que os valores de recalques finais mostraram-se bem ajustados com os fornecidos pelas placas.

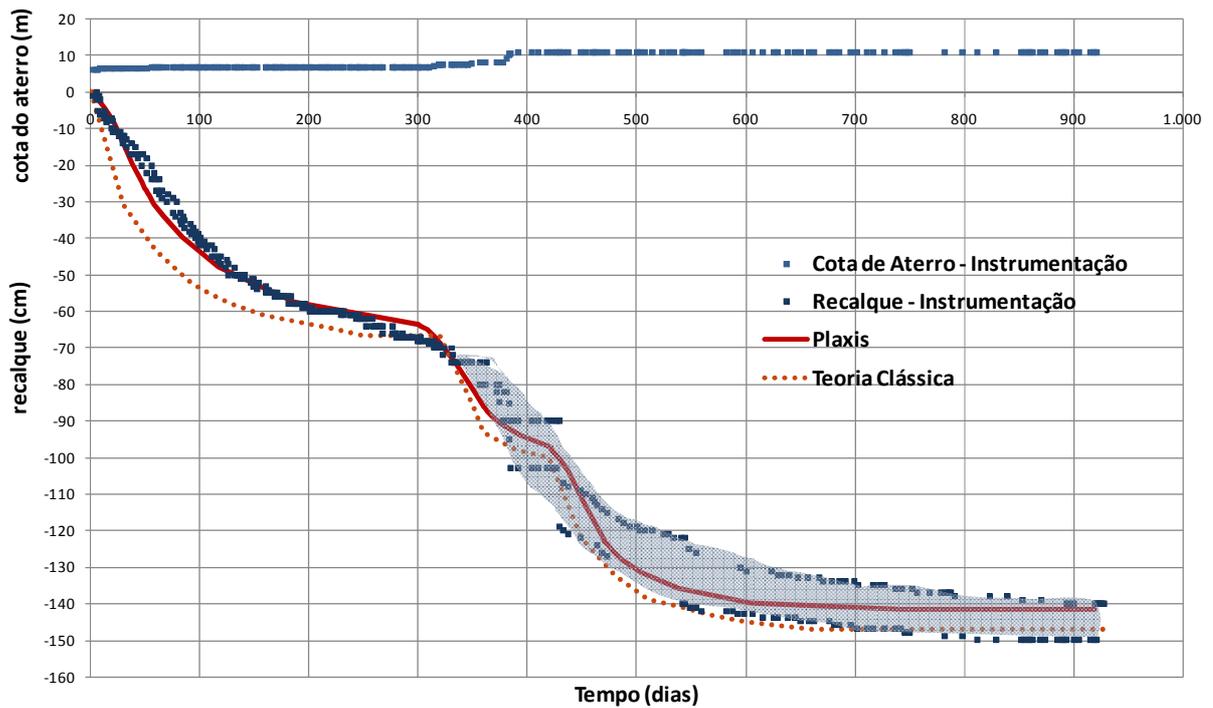


**Figura 41: Resultado das análises numéricas: Seção S6**

Com relação à evolução dos recalques com o tempo, observa-se que após a aplicação do último estágio de aterro, as placas de recalque tendem a estabilizar para um tempo aproximado de 500 dias. O mesmo comportamento foi previsto numericamente, confirmando o valor de coeficiente de permeabilidade adotado ( $c_v = 7,5 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ ). Pela teoria de adensamento, os recalques tendem a estabilizar para um tempo igual a 550 dias. Mais uma vez, os resultados mostraram-se coerentes. A teoria clássica não incorpora em suas análises a redução da altura de drenagem durante o processo de adensamento, conduzindo a tempos de estabilização superiores ao previstos em análises por elementos finitos. Este assunto será abordado com mais detalhes no Item 4.4.

A Figura 42 apresenta a evolução de recalques com o tempo, obtida para a Seção S3, a partir dos diferentes métodos. Mais uma vez, observa-se que o

programa Plaxis forneceu valores de recalques inferiores ( $\rho = 1,41 \text{ m}$ ) aos estimados pela teoria clássica ( $\rho = 1,47 \text{ m}$ ), e que os valores obtidos encontram-se dentro da faixa estabelecida a partir dos resultados da instrumentação de campo. Essas diferenças podem ser explicadas pelo efeito da submersão e pela consideração bidimensional das análises numéricas.

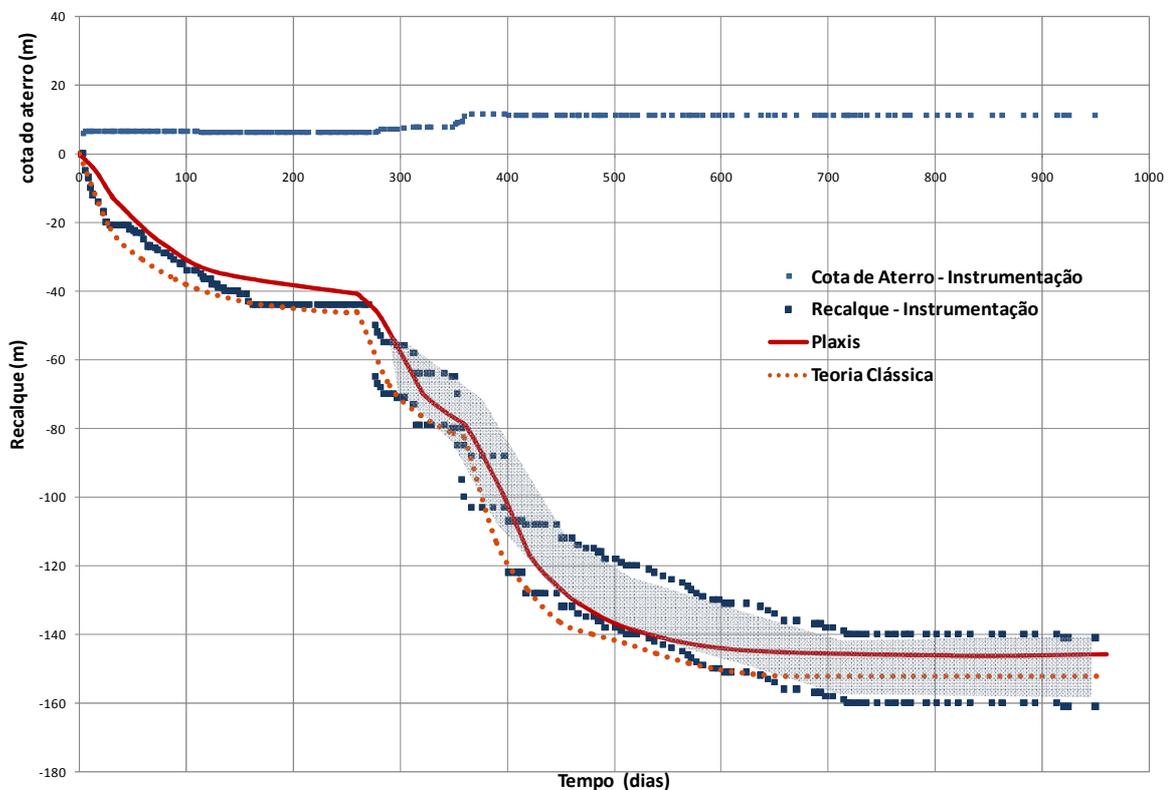


**Figura 42: Resultado das análises numéricas: Seção S3**

Para a seção S4, as previsões analíticas e numéricas apresentaram um comportamento satisfatório dentro da faixa de deformações apresentada pelas placas de recalques do Aterro 4, como mostra a Figura 43. Os recalques totais previstos numericamente foram da ordem de  $1,46 \text{ m}$ , mais uma vez inferiores aos obtidos pela teoria clássica ( $\rho = 1,50 \text{ m}$ ).

A Tabela 8 resume os valores de recalques obtidos pelos diferentes métodos de análise para os aterros 3, 4 e 6. Em todos os casos, as análises numéricas forneceram valores inferiores de recalque, quando comparados com a Teoria Clássica. No entanto, as previsões analíticas e numéricas mostraram-se dentro da faixa de recalques definida pela instrumentação de campo.

É importante destacar como a boa seleção de parâmetros pode conduzir a resultados satisfatórios. Em projetos de aterros sobre solos compressíveis, as incertezas quanto aos parâmetros de compressibilidade e coeficiente de adensamento podem conduzir a diferenças de comportamento significativas. Uma boa previsão pode promover um grande impacto no custo e no tempo das obras de terraplanagem, devido à quantidade de material a ser utilizado. Destaca-se, também, a importância da escolha de tratamentos adequados em obras sobre solos compressíveis.



**Figura 43: Resultado das análises numéricas: Seção S4**

**Tabela 8: Comparação entre os Recalques Medidos e Previstos**

Aterro	Recalques (m)		
	Placa de Recalque	Análise Numérica	Teoria Clássica
3	1,36 - 1,45	1,41	1,47
4	1,41 - 1,60	1,46	1,50
6	0,72 - 0,81	0,76	0,78

## 4.2 Influência da Compressão Secundária

O modelo constitutivo *Soft Soil Creep* permite a simulação numérica dos efeitos oriundos da compressão secundária. Este modelo difere do *Soft Soil* pela introdução do coeficiente de adensamento secundário ( $C\alpha$ ) nas análises.

No presente trabalho, foi realizada uma retroanálise para o Aterro 6, utilizando diferentes valores de  $C\alpha$  no modelo constitutivo *Soft Soil Creep*. Os resultados foram comparados com o comportamento da camada compressível resultante das análises com o modelo *Soft Soil*.

As análises consideraram valores de  $C\alpha$  entre 0,05 e 0,07. Ensaio realizado por Spannenberg (2003) forneceram  $C\alpha$  igual a 0,06 para a região em estudo, o qual também é concordante com a faixa de valores sugerida por Ladd (1971), que indica valores de  $C\alpha$  entre 0,065 e 0,100 para solos com características da argila de Sarapuí.

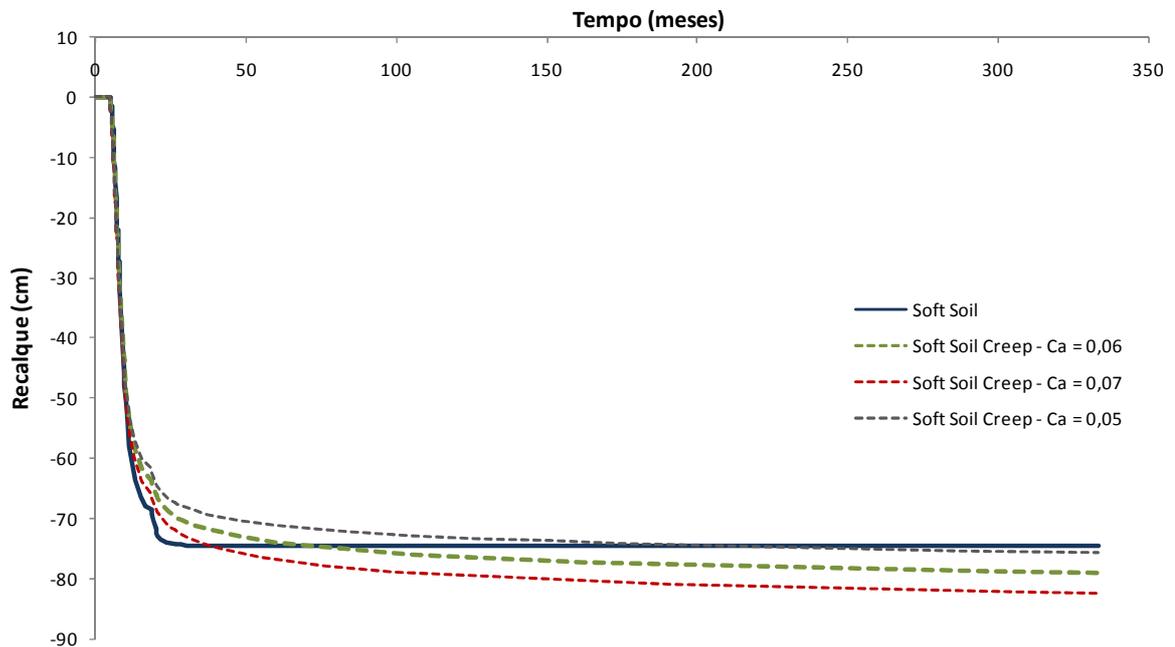
Os valores de recalque secundário previstos numericamente foram confrontados com os estimados pela teoria clássica (Equação 5). A Tabela 9 apresenta os valores de recalque secundário encontrados pela simulação numérica e pela teoria clássica para um tempo de adensamento de 28 anos.

**Tabela 9: Previsão de Recalques Secundários – Aterro 6**

Método	$\rho$ secundário (cm)		
	$c\alpha = 0,05$	$c\alpha = 0,06$	$c\alpha = 0,07$
<i>Soft Soil Creep</i>	2,0	4,0	7,0
Teoria Clássica	4,2	5,1	6,4

Os resultados mostram que os valores de recalque secundários previstos pelo modelo *Soft Soil Creep* são bastante sensíveis ao valor de  $C\alpha$ . Considerando  $C\alpha$  igual a 0,06, o valor do adensamento secundário corresponderia a 4,0 cm, enquanto a teoria clássica fornece um valor igual 5,1 cm. Para  $C\alpha$  igual a 0,07, os valores obtidos pelos diferentes métodos mostraram-se mais próximos.

Cabe ressaltar que diferentemente do que preconiza a teoria clássica, o Plaxis considera que o adensamento secundário ocorre simultaneamente ao adensamento primário. Este comportamento pode ser notado pela evolução dos recalques com o tempo, apresentada na Figura 44. Observa-se que a partir de um tempo igual a 40 meses, o modelo *soft soil* apresenta um patamar de estabilização, enquanto o modelo *soft soil creep* produz um recalque crescente com o tempo, até ultrapassar o valor do recalque total por adensamento primário.



**Figura 44: Previsão de Recalques do Aterro 6 – *Soft Soil* x *Soft Soil Creep***

O contínuo monitoramento e acompanhamento de obras sobre solos moles têm mostrando ao longo do tempo a importância da consideração do recalque secundário em solos de alta compressibilidade. Rafael Carneiro (2015) analisou um depósito de argila mole, na Baixada de Jacarepaguá, após 17 anos de construção, e destacou as elevadas deformações ocorridas. Os recalques primários alcançaram a ordem de 30% a 55% da espessura inicial da camada de argila, e os recalques secundários se mostraram acentuados, sendo da ordem de 20% da espessura original da camada compressível, tornando a magnitude dos recalques secundários próxima à ordem da grandeza dos recalques primários.

### 4.3 Previsão dos Recalques Finais pelo Método de Asaoka

Os recalques finais medidos em campo foram confrontados com os valores dos recalques finais obtidos graficamente pelo método de Asaoka (1978), e estão apresentados na Tabela 10.

O valor do erro apresentado na Tabela 10 foi definido como:

$$\text{Erro} = \frac{\rho_{\text{Asaoka}} - \rho_{\text{real}}}{\rho_{\text{real}}} \quad (32)$$

Onde:  $\rho_{\text{Asaoka}}$  = recalque estimado pelo método de Asaoka;

$\rho_{\text{real}}$  = recalque final medido pela placa de recalque.

Pode-se observar que os valores de recalque determinados por Asaoka são compatíveis com os valores finais medidos em campo, demonstrando que este método é válido e bastante útil nas estimativas de recalques finais, apresentando resultados satisfatórios, principalmente quando os registros das placas de recalque atingem 60% do adensamento.

Os valores de recalque obtidos pelo método de Asaoka foram superiores aos recalques finais medidos no campo, onde o erro máximo foi de 4,1%, podendo ser considerado irrelevante para o tipo de empreendimento e demonstrando uma nítida tendência à estabilização. Pode-se admitir que o método de Asaoka é praticamente coincidente com o cenário de estabilização apresentado no resultado da instrumentação de campo, através das placas de recalques.

**Tabela 10: Recalques finais: Instrumentação versus Método de Asaoka (1978)**

Placa			Recalque Final (cm)		Erro (%)
			Instrumentação	Asaoka	
Seções com Drenos	Aterro 3	PRPE-06	145	147	1,4
		PRPE-07	136	138	2,2
	Aterro 4	PRPE-023	140	140	0
		PRPE-25	160	165	3,0
Seções sem Drenos	Aterro 6	PRPD-49	81	85	3,6
		PRPD-50	73	76	4,1

#### 4.4 Influência da Redução da Altura de Drenagem no Tempo de Adensamento

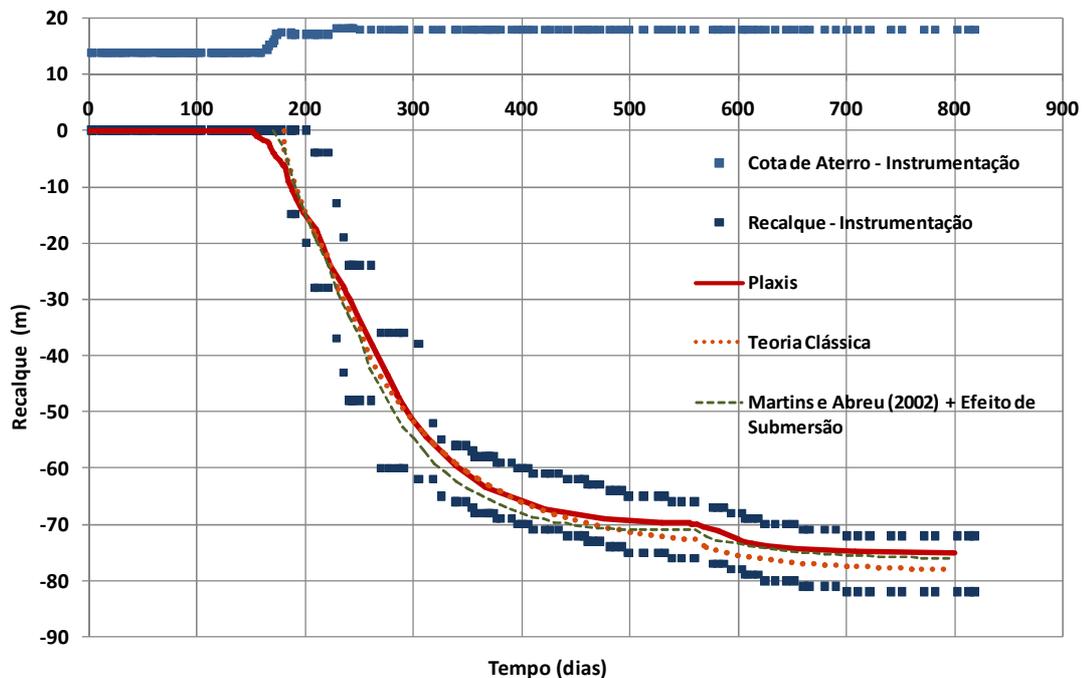
A teoria clássica de adensamento é restrita aos casos de deformações infinitesimais, considerando a distância de drenagem constante ao longo do processo de adensamento, não reproduzindo a situação real de campo.

O método proposto por Martins e Abreu (2002) apresenta uma solução simples para o adensamento unidimensional com grandes deformações levando em consideração a diminuição da distância de drenagem que ocorre em consequência da compressibilidade do solo. Esta diminuição influencia a velocidade de dissipação das poropressões. Os autores apresentam valores de fator tempo modificado ( $T^*$  - Tabela 1) em função da porcentagem de deformação da camada de solo compressível, ou seja, quanto maior for a deformação da camada compressível, maior será a velocidade do adensamento.

Para avaliar a influência da altura de drenagem durante o processo de adensamento, foi analisado o Aterro 6, que não apresenta drenos verticais. A construção do Aterro 6 impôs ao solo de fundação recalques da ordem de 20% da espessura da camada compressível ( $\varepsilon_v = \rho / H_0$ ).

O efeito de submersão do aterro também é um fator relevante para a previsão de recalques, tendo em vista que este efeito reduz o valor da sobrecarga e, conseqüentemente, os valores de recalque final.

A Figura 45 apresenta a evolução das deformações verticais decorrentes da construção do Aterro 6, para os diferentes métodos de previsão de recalques. Observa-se que a adoção do método de Martins e Abreu (2002), combinado com o efeito da submersão, fornece um resultado mais próximo do previsto numericamente, tanto em termos de magnitude do recalque final, quanto em relação aos tempos de estabilização, quando comparado com o fornecido pela teoria clássica. De fato, as análises numéricas incorporam o efeito da submersão e conseqüentemente, da variação da altura de drenagem com o tempo.



**Figura 45: Previsão de Recalques do Aterro 6**

A Tabela 11 compara os tempos de adensamento definidos pelos diferentes métodos. A análise numérica prevê um tempo para ocorrência de 95% dos recalques de 480 dias, levemente superior ao fornecido pelo método de Martins e Abreu (2002), que foi de 450 dias. Ressalta-se que nas estimativas do tempo de adensamento pela teoria de adensamento de Terzaghi (1943) e pelo método de

Martins e Abreu (2002), foi considerado um valor de coeficiente de adensamento ( $c_v$ ) constante e igual a  $7,5 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ .

**Tabela 11: Tempo de Adensamento por Diferentes Métodos**

Método	$T_{95}$ (dias)
Análise Numérica	425
Teoria Clássica	480
Martins e Abreu (2002) com Efeito da Submersão	450

A teoria clássica pressupõe deformações infinitesimais, e superestima os tempos de estabilização. O adensamento de pequenas deformações assume que a distância de drenagem  $H_d$  é constante durante a evolução dos recalques, conduzindo a tempos de final de adensamento superiores aos reais. Olson e Ladd (1979) afirmam que os erros cometidos com o uso da teoria clássica podem ser minorados usando-se um valor médio constante para a distância de drenagem.

#### 4.5 Análise dos Deslocamentos Horizontais

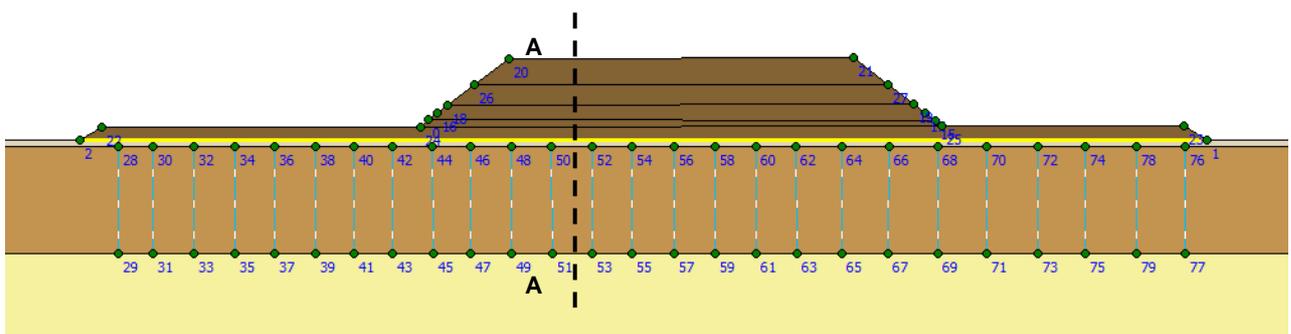
Como comentado anteriormente, na pesquisa de Antunes (2012), foi executada a simulação numérica da construção de aterros do Arco Metropolitano. No entanto, as análises foram essencialmente unidimensionais, restringindo a possibilidade de ocorrência de deslocamentos horizontais no aterro e no solo de fundação. Nesse tipo de análise, espera-se um comportamento mais parecido com o fornecido pela teoria clássica. A Figura 46 apresenta uma das geometrias adotadas por Antunes (2012).



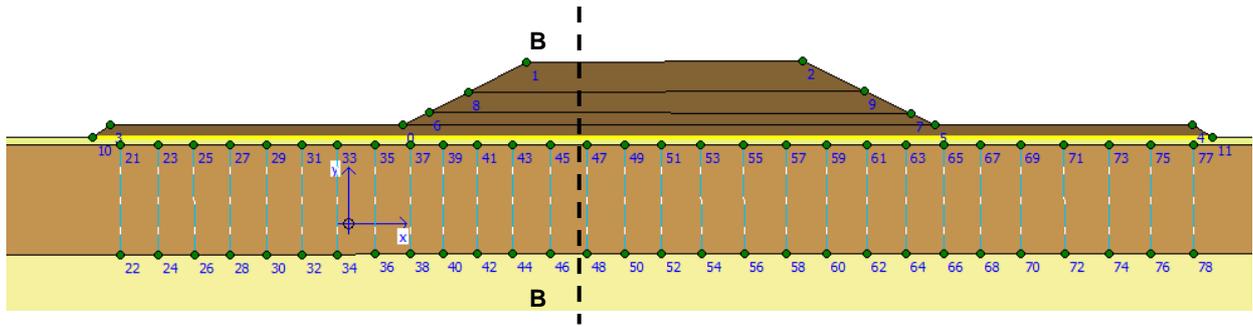
**Figura 46: Análise numérica unidimensional (Antunes, 2012)**

A análise bidimensional, no entanto, permite a ocorrência de deslocamentos horizontais, o que se aproxima do comportamento real de campo. A tendência de movimentação dos aterros foi apresentada na Figura 40 (Item 4.1.1).

Na fase de Output, foram estabelecidas seções coincidentes com a instalação de inclinômetros nos Aterros 3 e 4, como indicam a Figura 47 e a Figura 48, de forma a confrontar os deslocamentos horizontais medidos e previstos numericamente. No Aterro 6 não foram instalados inclinômetros.



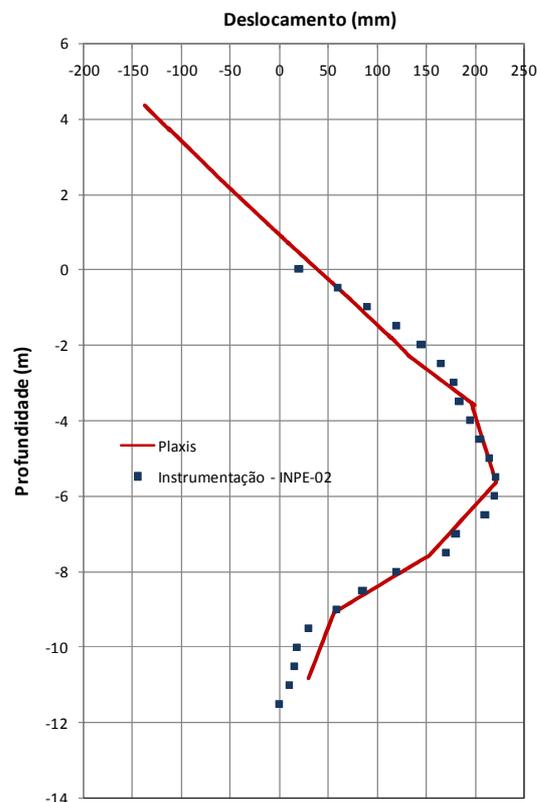
**Figura 47: Posicionamento do Inclinômetro INPE 02 no Aterro 3: Seção AA**



**Figura 48: Posicionamento do Inclinômetro (INPE 08) no Aterro 4: Seção BB**

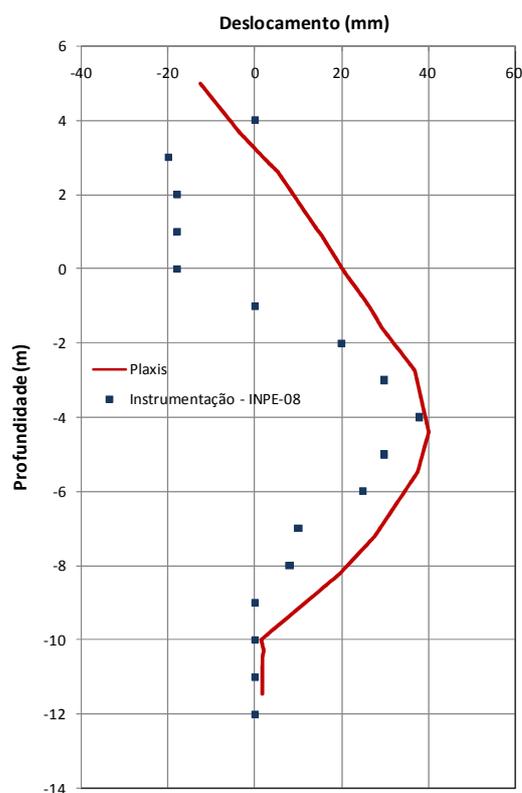
A Figura 49 apresenta a previsão dos deslocamentos horizontais na seção AA e confronta com os valores da instrumentação de campo fornecidos pelo inclinômetro INPE-02. Nota-se um ajuste adequado entre os resultados numéricos e experimentais. As curvas de deslocamentos horizontais com a profundidade apresentam a mesma forma, e o mesmo ponto de deslocamentos horizontais máximos, a 6,0 m de profundidade. A magnitude de deslocamentos também se mostrou praticamente coincidente, com valor máximo de 222 mm.

Cabe salientar que os maiores deslocamentos horizontais ocorrem na camada de solo compressível. No aterro, os deslocamentos ocorrem em sentido oposto (para dentro do aterro).



**Figura 49: Deslocamentos horizontais previstos e medidos: Seção AA - Aterro 3**

A Figura 50 apresenta a previsão dos deslocamentos verticais na seção BB confrontando a simulação numérica com os valores da instrumentação de campo medidos no inclinômetro INPE-08. Mais uma vez, observa-se que os maiores deslocamentos horizontais ocorrem na camada de solo compressível, e chegam a 40 mm. Apesar das diferenças observadas nos pontos mais próximos à superfície, pode-se considerar o ajuste satisfatório, com o mesmo valor de deslocamento horizontal máximo, ocorrendo na mesma profundidade ( $z = 4,0$  m).

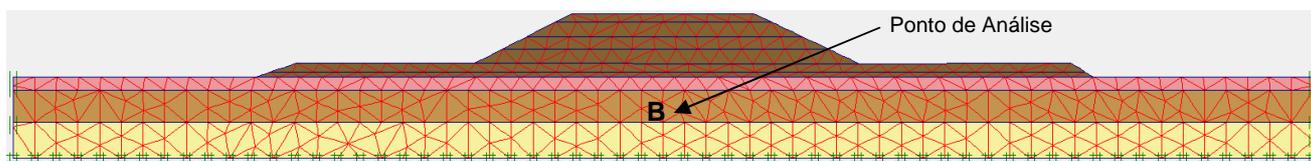


**Figura 50: Deslocamentos horizontais previstos e medidos: Seção BB - Aterro 4**

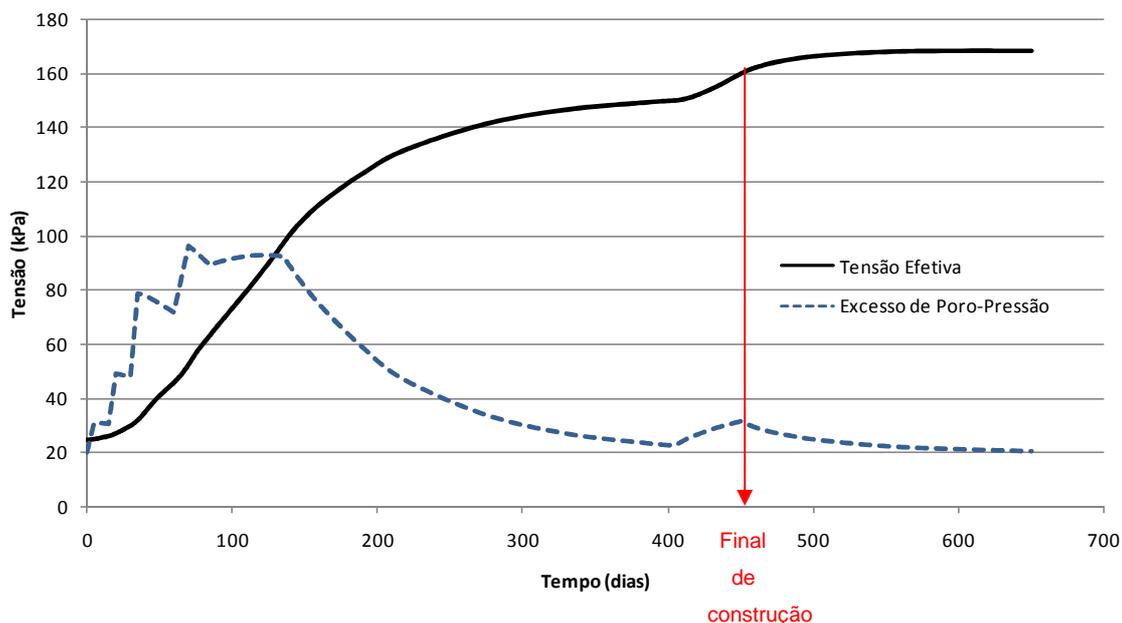
A boa concordância entre os deslocamentos horizontais medidos e previstos reforça a qualidade da previsão dos recalques, uma vez que compatibiliza os deslocamentos horizontais e verticais.

#### 4.6 Ganhos de Resistência e Estabilidade dos Aterros

Para analisar os ganhos de resistência e a variação do excesso de poropressão com o tempo, foi analisado um ponto no meio da camada de solo compressível, como mostra a Figura 51. A evolução das tensões efetivas e do excesso de poropressão ao longo do tempo está apresentada na Figura 52.



**Figura 51: Análise das tensões efetivas e do excesso de poro-pressão – Aterro 6**



**Figura 52: Distribuição dos excesso de poro-pressão e das tensões efetivas ao longo do tempo**

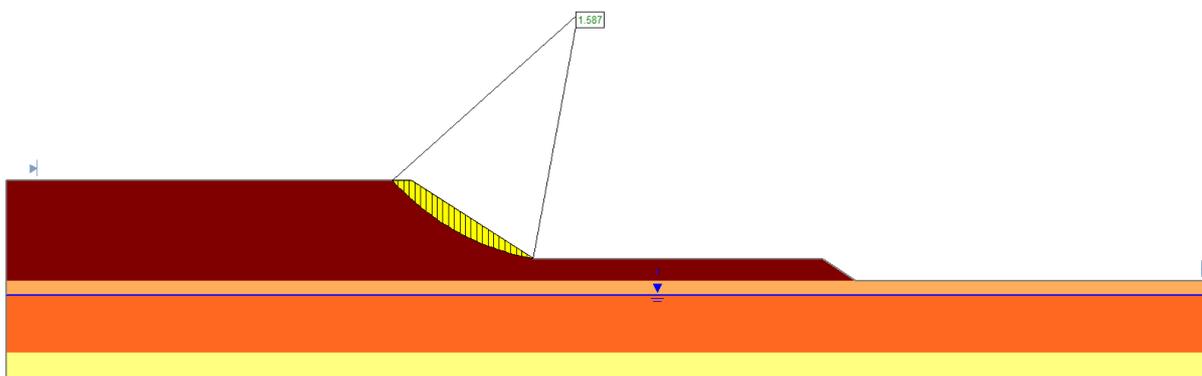
Observa-se que a cada carregamento o excesso de poropressão aumenta, sendo dissipado ao longo do tempo, resultando em ganho de resistência, representado pelo aumento da tensão efetiva.

Os ganhos de resistência não drenada do solo de fundação podem ser definidos a partir da variação das tensões efetivas ao longo das diferentes etapas construtivas. A vasta literatura sobre solos compressíveis da Baixada Fluminense indicaram um ganho de resistência médio proposto por Mesri (1975) igual a:

$$\Delta S_u = 0,22 \cdot \Delta \sigma_v' \quad \text{Eq - 4-1}$$

Em geral, a estabilidade dos aterros sobre solos moles é avaliada a partir de programas de equilíbrio limite. Neste caso, o ganho de resistência não drenada é calculado manualmente pela teoria clássica (equação 4-1), de forma a avaliar a estabilidade ao final de construção.

A Figura 53 mostra o resultado da análise de estabilidade, realizada no programa Slide, onde a resistência não-drenada ( $S_u$ ) inicial adotada foi de 8,0 kPa. Após 450 dias (final de construção do aterro), o ganho de resistência  $\Delta S_u$  foi de 25 kPa, resultando em um valor de  $S_u$  final de 33 kPa.



**Figura 53: Análise de estabilidade, ao final da construção, pelo método de equilíbrio limite – Aterro 6 – FS = 1,58**

No método dos elementos finitos, o ganho de resistência é previsto automaticamente ao longo das etapas construtivas, bastando ao usuário inserir apenas o valor inicial de resistência não drenada. Pelo gráfico da Figura 52, observa-se que, após 450 dias, o ganho de tensão efetiva foi de 135 kPa, resultando

em um ganho de resistência não drenada de 29,7 kPa, próximo ao obtido analiticamente.

#### 4.7 Discussão entre os Parâmetros Adotados no Projeto Executivo e os Parâmetros Reavaliados

É interessante comentar sobre a qualidade das amostras e a definição dos parâmetros de projeto compilados por Antunes (2012). As previsões do comportamento dos aterros, na ocasião do projeto, consideraram os parâmetros listados na Tabela 12. A partir destes parâmetros, foram obtidos os valores de recalques e tempos de adensamento primário, listados na Tabela 13. Observa-se uma subestimativa no valor do recalque final de 6,4% para a seção S6 e os recalques das seções S3 e S4 encontram-se na faixa de valores resultantes das placas recalque. Com relação aos tempos de consolidação, as previsões de projeto mostraram-se extremamente conservadoras para as seções S3 e S4. Isto se deve ao fato dessas seções possuírem grandes espessuras de solo compressível. A presença de drenos verticais reduziu este tempo em aproximadamente 70%. Para a seção S6, que não possui drenos verticais, o tempo foi superestimado em 27% pelos parâmetros de projeto, o equivalente a 6 meses a mais de espera do que o real.

**Tabela 12: Parâmetros de Compressibilidade da Argila Mole Definidos no Projeto**

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_v$ (m <sup>2</sup> /s)	CR
13,0	$4,0 \times 10^{-8}$	0,25

**Tabela 13: Comparação entre os recalques previstos com os parâmetros de projeto**

Seção	Parâmetros de Projeto		Parâmetros definidos no presente trabalho	
	$\rho$ (m)	Tempo para U = 95% (meses)	$\rho$ (m)	Tempo para U = 95% (meses)
S3	1,37	76	1,47	25
S4	1,45	87	1,50	27
S6	0,73	22	0,78	16

Em projetos de aterros sobre solos moles, as premissas e previsões de projeto devem ser constantemente reavaliadas a partir da instrumentação de campo, pois as incertezas quanto aos parâmetros geotécnicos é sempre uma questão relevante.

Os resultados mostram a influência dos parâmetros de compressibilidade e velocidade de dissipação das poropressões em projetos de argila mole. A definição de parâmetros representativos, com base em ensaios executados em amostras de boa qualidade, é o primeiro passo para a previsão coerente da evolução dos recalques com o tempo. No entanto, ressalta-se que projetos de aterros sobre solos compressíveis sempre representam um desafio geotécnico, tendo em vista as incertezas e surpresas que podem ocorrer durante a execução dos aterros. Desta forma, é fundamental o constante monitoramento dos recalques para permitir a avaliação das premissas de projeto.

## 4.8 Considerações Finais

Este capítulo teve por finalidade apresentar os resultados das análises numéricas, confrontando os resultados da instrumentação de campo (placas de recalque e inclinômetros) com as previsões numéricas (Plaxis), analíticas (teoria clássica) e gráficas (método de Asaoka).

As previsões de recalque finais, obtidas pelo método numérico e confrontadas com as placas de recalques, foram coerentes, sendo representativas do processo construtivo.

As previsões de recalques finais pelo método de Asaoka (1978) se mostraram bastante satisfatórias, quando confrontadas com os valores de recalques reais finais medidos em campo. O erro percentual obtido também foi baixo, com o valor mais expressivo de + 4,1 % somente para uma das amostras.

Utilizando a teoria clássica para a previsão de recalques, pode-se observar que a altura de drenagem e o efeito de submersão do aterro apresentam grande influência sobre a velocidade de dissipação das poropressões e a magnitude das deformações, respectivamente, quando se trata de problemas com deformações significativas.

A influência da compressão secundária mostrou que os valores de recalque secundários previstos pelo modelo Soft Soil Creep são bastante sensíveis ao valor de  $C\alpha$ .

O resultado dos deslocamentos horizontais confrontado com a instrumentação de campo se mostrou bastante satisfatório, podendo ser utilizado em previsões futuras.

O programa de análise numérica pelo método de elementos finitos se mostrou uma ferramenta útil para a análise de deformações dos aterros e previsão do ganho de resistência ao longo das etapas construtivas.

## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

### 5.1 Conclusões

O presente trabalho apresentou a análise do comportamento dos aterros instrumentados que compõem a obra do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro. Os resultados da instrumentação de campo foram discutidos e retroanalisados, juntamente com dados disponíveis na literatura, buscando-se a definição de parâmetros confiáveis, representativos do comportamento da argila compressível da região em estudo.

De posse de parâmetros confiáveis, procedeu-se à simulação numérica do processo construtivo dos aterros, a partir do programa PLAXIS, de elementos finitos. Os resultados numéricos foram confrontados com a instrumentação de campo (placas de recalque e inclinômetros) e com os resultados de previsões teóricas (teoria de adensamento unidimensional).

Em projetos de aterros sobre solos compressíveis, a instrumentação geotécnica é de grande importância, pois permite acompanhar o desenvolvimento de todo o processo construtivo, e as deformações decorrentes da sobrecarga imposta pelo lançamento de camadas de aterro. É possível também, avaliar o fenômeno de consolidação do solo compressível.

Vale ressaltar a importância de uma rotina contínua de obtenção/ coleta de dados de instrumentação de campo, com intervalos mais curtos para garantia de um monitoramento mais eficaz e seguro.

Diante do exposto, são listadas as principais conclusões do presente trabalho:

- A modelagem numérica mostrou-se uma ferramenta adequada para a previsão dos recalques totais e tempos de adensamento;
- A definição de parâmetros representativos, com base em ensaios executados em amostras de boa qualidade, é o primeiro passo para a previsão coerente da evolução dos recalques com o tempo;
- O método de Asaoka é válido na previsão dos recalques finais, além de ser uma ferramenta simples e de fácil utilização. Os valores de coeficiente de

consolidação ( $c_v$ ) obtidos por este método também se apresentaram bastante satisfatórios;

- A teoria clássica de adensamento forneceu valores de recalques finais próximos aos obtidos nas análises numéricas, o que pode ser atribuído ao cuidado na seleção dos parâmetros do solo compressível;
- A teoria clássica de adensamento forneceu tempos de adensamento superiores aos fornecidos pelas análises numéricas, o que pode ser atribuído ao efeito da submersão dos aterros, e consequente redução da altura de drenagem, considerado nas análises numéricas;
- A faixa de valores obtida para o parâmetro razão de compressão (CR) através de retroanálises dos valores de recalques finais de campo também foi satisfatória;
- Comparando-se os resultados obtidos com os parâmetros definidos em projeto, e com os parâmetros retroanalizados e definidos com base em uma pesquisa detalhada das informações da literatura, observou-se que os parâmetros de projeto subestimaram os recalques finais e superestimaram os tempos de adensamento primário;
- Em projetos de aterros sobre solos moles, as premissas e previsões de projeto devem ser constantemente reavaliadas a partir da instrumentação de campo, uma vez que as incertezas quanto aos parâmetros geotécnicos é sempre uma questão relevante.

## 5.2 Recomendações para Trabalhos Futuros

Como sugestões para pesquisas futuras recomendam-se:

- Estudo mais detalhado quanto aos ganhos de resistência e avaliação da estabilidade a partir do método dos elementos finitos.
- Avaliação mais detalhada dos recalques secundários com o modelo Soft Soil Creep, que se mostrou bastante sensível aos valores de  $C\alpha$ .

## REFERÊNCIAS

- [1] ALMEIDA, M. S. S. **Aterro sobre Solos Moles: da Concepção à Avaliação do Desempenho**. Editora da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 215 p, 1996.
- [2] ALMEIDA, M. S. S. & FERREIRA, C.A.M. **Field, *in situ* and laboratory consolidation parameters of very soft clay**. Predictive soil mechanics, Proceedings of the Wroth Memorial Symposium, Oxford, p. 73-93, 1992.
- [3] ALMEIDA, M. S. S. & MARQUES, M. E. S. **The Behavior of Sarapuí Soft Organic Clay**. Proc. Workshop on Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore, A. A. Balkema, v. 1, pp. 477-504, 2002.
- [4] ALMEIDA, M. S. S., MARQUES, M. E. S., LACERDA, W. A., FUTAI, M. M. **Investigações de Campo e de Laboratório na Argila de Sarapuí**. Revista Solos e Rochas, São Paulo, 28, (1): 3-20, Janeiro-Abril, 2005.
- [5] ALMEIDA, M. S. S, **Aterros Sobre Solos Moles: Projeto e Desempenho / Márcio de Souza S. Almeida, Maria Esther Soares Marques – São Paulo, Oficina de Texto, 2010.**
- [6] ANTUNES, C. S. G. L. M., SIEIRA, A. C. C. F., FEIJÓ, R. L. **Análise do Comportamento dos Aterros que Compõem a Obra do Arco Metropolitano do Estado do Rio de Janeiro**. Congresso de Métodos Numéricos em Engenharia (CMNE), Coimbra, Portugal, 10 p, 2011a.
- [7] ANTUNES, C. S. G. L. M., SIEIRA, A. C. C. F., FEIJÓ, R. L. **Comportamento de Aterros sobre Solos Moles: Arco Metropolitano do Rio de Janeiro**. Congresso Ibero Latino Americano de Métodos Computacionais em Engenharia (XXXII CILAMCE), Ouro Preto, MG, Brasil, 12 p, 2011b.

- [8] ANTUNES, C.S.G.L.M. **Comportamento dos Aterros que compõem as obras do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, UERJ, 158f, 2012.
- [9] ÁRABE, L. C. G. **Aplicabilidade de Ensaios *in Situ* para a Determinação de Propriedades Geotécnicas de Depósitos Argilosos e de Solos Residuais**. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, 1995.
- [10] ARMOURS, D. W. & DRNEVICH, V. P. **Improved Techniques for the Constant Rate of Strain Consolidation Test. Consolidation of Soils: Testing and Evaluation**. R.N. Yong and F.C. Townsend (eds), ASTM STP 892, American Society of Testing and Materials, Philadelphia, p.170-183, 1986.
- [11] ASAOKA, A. **Observational Procedure of Settlement Prediction**. Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 18, nº.4, December, pp 87-101, 1978.
- [12] BARBOSA, P. S. A. **Ensaios de Adensamento com Fluxo Restringido e  $k_0$  em Argilas Moles**. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 1990.
- [13] BARDEN, L. 1968, **Primary and Secondary Consolidation of Clay and Peat**, Geotechnique, vol. 18, pp. 1-24.
- [14] BARRON, R. A. **Consolidation of fine-grained soils by drain wells**. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Transection, paper n.2346, v.113, p.718-754, 1948.
- [15] BJERRUM, L. (1973). **Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays**. Intenational Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, (p. 48). Moscow.
- [16] BRINKGREVE, R. B. J. **Finite Element Code for Soil and Rock Analyses**. PLAXIS - 2D user's Manual, Rotterdam, Netherlands, Balkema, (2002).

- [17] BRUGGER, P. J., **Análise de Deformações em Aterros sobre Solos Moles**. Tese de Doutorado, COPPE/ UFRJ, 1996. Xv, 255 p. 29,7
- [18] BUISMAN, A. S (1936). **Results of long duration settlement tests**. Proc. 1<sup>st</sup> Inter. Conf. Soil Mechanics Foundation Engineering, 1, 103.
- [19] CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações - Fundamentos**. 6<sup>a</sup> edição, LTC Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, 234 p, 1988.
- [20] CARRILHO, N. Simple Two – and – **Three Dimensional cases in the Theory of Consolidation of Soils**. Journal of Mathematics and Physics, v. 21, n.1, mar. 1942.
- [21] CAVALCANTE, E. H., DANZINGER, F. A. B., GIACHETI, H. L., COUTINHO, R. Q., SOUZA, A., KORMANN, A. C. M., BELICANTA, A., PINTO, C. S., BRANCO, C. J. M.C., FERREIRA, C. V., CARVALHO, D., MARINHO, F. A. M., CINTRA, J. C. A., DOURADO, K. C. A., MORAES, L. S., FILHO, L. H. A., ALMEIDA, M. S. S., GUTIERREZ, N. H. M., ALBUQUERQUE, P. J. R., CHAMECKI, P. R., CUNHA, R. P., TEIXEIRA, R. S., MENEZES, S. M., LACERDA, W. A. **Campos Experimentais Brasileiros**. Geotecnia. nº 111, novembro, p.99-205, 2007.
- [22] COLLET, H. B. **Ensaio de Palheta de Campo em Argilas Moles da Baixada Fluminense**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 243 p, 1978.
- [23] CORREIA, M. H. C. & LACERDA, W. A. **Contribuição ao Estudo do Coeficiente de Compressibilidade Volumétrica**. Solos e Rochas, v.5:1, p.17-26, 1982.

- [24] COUTINHO, R. Q. **Características de Adensamento com Drenagem Radial de uma Argila Mole da Baixada Fluminense**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 206 p, 1976.
- [25] COUTINHO, R. Q., OLIVEIRA, J. T. R. e OLIVEIRA, A. T. J. **Características Geotécnicas das Argilas Moles de Recife**. Anais do Encontro Propriedades de Argilas Moles Brasileiras, p. 1-28, ABMS-COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Março. 2001.
- [26] CRAWFORD, C.B. **Resistance of soil structure to consolidation**. *Canadian Geotechnical Journal*, v.2, p.90-115, 1965.
- [27] CRAIG, R. F., **Craig, Mecânica dos Solos**, 7ª edição, Rio de Janeiro LTC, 2007, C923c, p-186.
- [28] DNER/IPR. **Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias**, DNER, Rio de Janeiro, 37 p, 1998.
- [29] DUARTE, A. E. R. **Características de Compressão Confinada da Argila Mole do Rio Sarapuí no km 7,5 da Rodovia Rio-Petrópolis**. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 210 p. 1977.
- [30] FEIJÓ, R. L. **Relação entre a Compressão Secundária. Razão de Sobreadensamento e Coeficiente de Empuxo no Repouso**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1991.
- [31] FORMIGHERI, L. E. **Comportamento de um Aterro Sobre Argila Mole da Baixada Fluminense**, Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC-Rio, 182 p, 2003.
- [32] FUTAI, M. M. **Considerações sobre a Influência do Adensamento Secundário e uso de Reforços em Aterros sobre Solos Moles**. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 197p. 2010.

- [33] FUTAI, M. M., ALMEIDA, M. S. S. e LACERDA, W. A. **Propriedades Geotécnicas das Argilas do Rio de Janeiro**. Encontro Propriedades de Argilas Moles Brasileiras, p.138-165, ABMS-COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Março, 2001
- [34] FUTAI, M. M., ALMEIDA, M. S. S., LACERDA, W. A. **Laboratory Behavior of Rio de Janeiro Soft Clays. Part 2: Strength and Yield**. Soils and Rocks, São Paulo, 31 (2): 77-84, May-August, 2008.
- [35] GERSCOVICH, D. M. S. **Propriedades da Camada Ressecada do Depósito de Sarapuí**, Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC-Rio, 246 p. (1983).
- [36] GIBSON, R. E. LO, K. Y (1961). **A Theory of Consolidation for Soils Exhibiting Secondary Compression**, NGI, 41.
- [37] HAMILTON, J.J. & CRAWFORD, C.B. **Improved Determination of Preconsolidation Pressure of a Sensitive Clay**. Symposium on Time Rates of Loading in Soil Testing, American Society for Testing and Materials, p.254-271, 1959.
- [38] LACERDA, W. A., COUTINHO, R. Q., COSTA FILHO, L. M. & DUARTE, A. E. R. **Consolidation Characteristics of Rio de Janeiro Soft Clay**. Proceedings of the International Symposium on Soft Clay, Bangkok, pp. 231-243, 1977.
- [39] LIMA, B. T. **Modelagem Numérica da Construção de Aterro Instrumentado na Baixada Fluminense**, Rio de Janeiro. Dissertação de Mestrado, PGECIV/UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 135 p, 2007.
- [40] LUNNE, T.; BERRE, T. & STRANDVIK, S. **Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay**. Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, volume único, p.81-102, 1997a.

- [41] MAGNAN, J. e DEROY, J. M. (1980), **Analyse graphique dès Tassement Observés Sons ler Ouvrager**, Bull-Liaison Laboratoire dès Ponts e Chaussés, 109, set-out, Paris, pp 9-21.
- [42] MARQUES, M. E. S., LIMA, B. T., OLIVEIRA, J. R. M., ANTONIUTTI NETO, L., ALMEIDA, M. S. S. **Caracterização Geotécnica de um Depósito de Solo Compressível de Itaguaí, Rio de Janeiro**. Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia, 8 páginas, 2008.
- [43] MARTINS, I. S. M, & ABREU, F. (2002). **Uma Solução Aproximada par o Adensamento Unidimensional com Grandes Deformações e Submersão de Aterros**. Solos e Rochas, 25, 3-14.
- [44] MARTINS, I. S. M, SANTA MARIA, P. E. L, LACERDA, W. A., 1997, **A Brief Rewiew the most Significant Resulto f COPPE Research Behaviour of Saturated Clays Subjected to One dimension Strain**, Recente Developments in Soil Mechanics, Ed. Márcio Almeida, 255-264.
- [45] MESRI, G. Discursson on “**new design procedure for stability of soft clays**”. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 101, n 4, p. 409-412,1975.
- [46] NACCI, D. C.; SCHNAID, F. **Projeto e Desempenho do Aterro sobre Argila Mole na Ampliação do Aeroporto Internacional Salgado Filho**. Solos e Rochas, São Paulo, 24, (3): 251-266, Setembro-Dezembro, 2001.
- [47] NBR 6484. **Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos**. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1980.
- [48] NBR 7250. **Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento**. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1982.

- [49] NBR 12007 (ABNT/MB 3336). **Solo: Ensaio de Adensamento Unidimensional**. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 13 p, 1990.
- [50] OLIVEIRA, J. T. R. **A Influência da Qualidade da Amostra no Comportamento Tensão- Deformação- Resistência de Argilas Moles** . Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 264 p, 2002.
- [51] OLSON, R. E. e LADD, C. C. **One-dimensional Consolidation Problems**. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 105, n. 1, p. 11-30, 1979.
- [52] ORLEACH, P. **Techniques to evaluate the field performance of vertical drains**. Tese de Doutorado, MIT, USA, 1983.
- [53] ORTIGÃO, J. A. R. **Contribuição ao Estudo de Propriedades Geotécnicas de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense**. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 94 p, 1975.
- [54] ORTIGÃO, J. A. R. **Aterro Experimental Levado à Ruptura sobre Argila Cinza do Rio de Janeiro**. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 714 p, 1980.
- [55] ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 2ª edição, Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A (LTC), 374 p, 1995.
- [56] PACHECO, E. P. **Uso de prensa manual como alternativa para determinação da compressibilidade de solos agrícolas**. Comunicado Técnico – EMBRAPA, Sergipe, 6 p, 2010.
- [57] PLAXIS (version 8.2), 2002.
- [58] QUEIROZ, C. M., **Propriedade Geotécnica de um Depósito de Argila Mole da Região de Itaguaí-RJ**. Dissertação de Mestrado, UFMG, 2013. Xv, 99f.

- [59] CARNEIRO, R.F. **Previsão de Comportamento da Argila Mole da Baixada de Jacarepaguá: O efeito da submersão do aterro e do adensamento secundário.** Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, UERJ, 138 f, 2014.
- [60] SAYÃO, A. S. F. J. **Ensaio de Laboratório na Argila Mole da Escavação Experimental de Sarapuí.** Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC-Rio, 240 p, 1980.
- [61] SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações.** São Paulo: Oficina de Textos, 189 p, 2000.
- [62] SMITH, R. E. & WAHLS, H.E. **Consolidation under constant rates of strain.** Journal of Soils Mechanics and Foundation Division, v.95, p.519-539, 1969.
- [63] SOUSA PINTO, C. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas.** 2ª edição, São Paulo: Oficina de Textos, 355 p, 2002.
- [64] SPANNENBERG, M. G. **Caracterização Geotécnica de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense.** Dissertação de Mestrado, Puc-Rio, Rio de Janeiro, 162 f, 2003
- [65] TAYLOR, D. W. (1942). **Research on Consolidation Clays.** Massachusetts Institute of Technology, 147. Dep Civil Sanitary Eng.
- [66] TAYLOR, D. W. & MERCHANT, W. (1940). **A Theory of Clay Consolidation Accounting for Secondary Compression.** Journal of Mathematics and Physics, 19, 166-185.
- [67] TEIXEIRA, C. F. **Análise dos Recalques de um Aterro sobre Solos Muito Moles da Barra da Tijuca, RJ.** Proposta de Tese de Doutorado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 58 p, 2011.
- [68] TERZAGHI, K. . **Theoretical Soil Mechanics.** New York: John Wiley and Sons, 1943.

- [69] VELLOSO, D.A. & LOPES, F.R. **Fundações**. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1996.
- [70] VIEIRA, L. O. M. **Contribuição ao Estudo do Adensamento Secundário**. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 137 p, 1988.
- [71] ZARETSKY, Y. K. (in TSYTOVICH, 1972), 1967, **Teoriya Konsolidatsii grutov**, Moscow, Nauka Publisher.
- [72] WISSA, E.Z.; CHRISTIAN, J. T.; DAVIS, E.H. & HEIBERG, S. **Consolidation at constant rate of strain**. Journal of Soils Mechanics and Foundation Division, v.97, p.77-97, 1971.