



## **Dissertação de Mestrado**

# **Modelagem Numérica da Construção de Aterro Instrumentado na Baixada Fluminense, Rio de Janeiro**

**Autor: Bruno Teixeira Lima**

Orientadora: Denise Maria Soares Gerscovich  
Co-orientadora: Ana Cristina Castro Fontenla Sieira

Centro de Tecnologia e Ciências  
Faculdade de Engenharia  
PGECIV – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Universidade do Estado do Rio de Janeiro

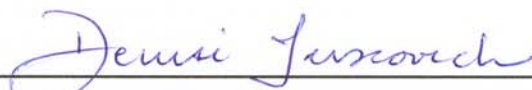
Agosto de 2007

**Modelagem Numérica da Construção de Aterro Instrumentado na  
Baixada Fluminense, Rio de Janeiro**

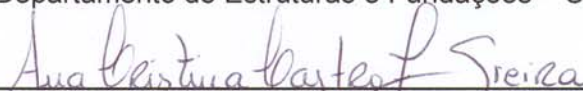
**Bruno Teixeira Lima**

**Dissertação apresentada ao PGECIV - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Estado do Rio de Janeiro – UERJ, como parte requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Ênfase: Geotecnia.**

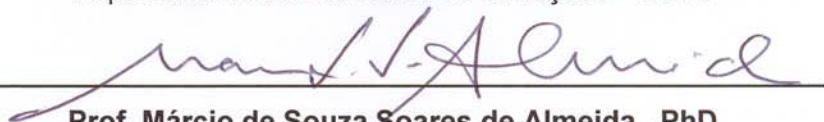
Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada



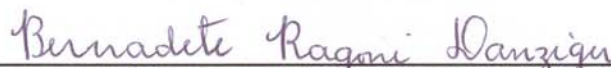
**Prof. Denise Maria Soares Gerscovich, DSc – Orientadora**  
Departamento de Estruturas e Fundações – UERJ



**Prof. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira, DSc – Co-orientadora**  
Departamento de Estruturas e Fundações – UERJ



**Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida, PhD**  
COPPE – UFRJ



**Prof. Bernadete Ragoni Danziger, DSc**  
Departamento de Estruturas e Fundações – UERJ

Universidade do Estado do Rio de Janeiro  
Agosto de 2007

L732

LIMA, BRUNO TEIXEIRA

Modelagem Numérica da Construção de Aterro Instrumentado na Baixada Fluminense, Rio de Janeiro [Rio de Janeiro] 2007.

xxii , 135 p. 29,7 cm (FEN/UERJ, Mestrado, PGECIV - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil - Área de Concentração: Geotecnia, 2007.)

v, 135 f. : il. ; 30 cm

Dissertação - Universidade do Estado do Rio de Janeiro - UERJ

1. Argila mole
2. Aterro
3. Modelagem numérica

I. FEN/UERJ II. Título (série) CDU.551.52

À minha mãe e ao meu avô Teixeira, sem eles eu nunca teria chegado aqui.

## **Agradecimentos**

À minha orientadora, Prof.<sup>a</sup> Denise Maria Soares Gerscovich, por toda atenção, apoio, dedicação e paciência dada a mim, durante todo o curso de mestrado, quanto nas matérias de graduação. Agradeço a ela por todos os ensinamentos e conhecimentos transmitidos ao longo das matérias, bem como fora da sala de aula, indispensáveis para a realização deste trabalho.

À minha co-orientadora, Prof.<sup>a</sup> Ana Cristina Castro Fontenla Sieira pelo incentivo e pelos debates sobre o Plaxis e outros assuntos.

Aos professores do PGECIV, em especial a Prof.<sup>a</sup> Bernadete Ragoni Danziger.

A toda equipe do LABBAS pela enorme ajuda, em especial ao Rodolfo, pelas boas risadas, e a Márcia por toda ajuda prestada.

Aos companheiros de mestrado pela ajuda, colaboração e incentivo. Em especial aos amigos Wisner Coimbra e Mariana Duarte Santos pelas horas intermináveis no LABBAS, que passam muito rápido. Ao Anderson Bastos pela amizade e companherismo, nas matérias desde os tempos de 2º Grau.

Aos amigos do GECAD, pelo companherismo durante a graduação, e pelas convesas semi-técnicas durante o mestrado.

Ao Oukurt ou Desce, e filiados, por tudo.

À minha mãe, Ana Maria, e ao MSc. Renato Lima, meu irmão, por estarem sempre ao meu lado. Aos meus avós e tios, pelo apoio.

À FAPERJ pelo apoio financeiro.

A todos que colaboraram para a conclusão deste trabalho.

## Resumo

Lima, Bruno Teixeira Lima; Gerscovich, Denise Maria Soares (Orientadora); Sieira, Ana Cristina Castro Fontenla (Co-orientadora). **Modelagem Numérica da Construção de Aterro Instrumentado na Baixada Fluminense, Rio de Janeiro**. Rio de Janeiro, 2007. 135p. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro.

A complexidade na previsão do comportamento de aterros sobre solos compressíveis representa um desafio para os engenheiros geotécnicos, mesmo os mais experientes. As limitações das teorias de análise e a dificuldade na seleção de parâmetros muitas vezes acarretam em estimativas de recalque incoerentes com a observação de campo.

O presente trabalho tem como objetivo reproduzir a seqüência construtiva de extenso aterro, instrumentado, executado na Baixada Fluminense, Rio de Janeiro, para implantação da indústria Rio Polímeros, utilizando o programa PLAXIS.

Os parâmetros geotécnicos foram definidos a partir de ensaios oedométricos, tendo sido realizado um estudo prévio sobre a qualidade das amostras. Estes parâmetros foram confrontados com a experiência local, que resume mais de 30 anos de investigações na argila mole da Baixada Fluminense, no Rio de Janeiro. Apesar da distância entre os locais de investigações, não houve diferenças significativas entre os parâmetros geotécnicos.

As análises numéricas foram realizadas considerando-se diferentes hipóteses para o coeficiente de permeabilidade, de forma a reproduzir adequadamente as leituras de placa de recalque e poropressão registradas no campo. Este parâmetro teve grande influência na resposta da modelagem numérica, tendo sido obtidos bons resultados com valores de permeabilidade variando em função da profundidade.

## Palavras-chave

Argila Mole; Aterro; Modelagem Numérica.

## **Abstract**

Lima, Bruno Teixeira Lima; Gerscovich, Denise Maria Soares (Advisor); Sieira, Ana Cristina Castro Fontenla (Co-Advisor). **Numerical Modeling of na Instrumented Embankment Constructed at Baixda Fluminense, Rio de Janeiro**. Rio de Janeiro, 2007. 135p. M.Sc. Dissertation – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro.

The complex prediction of the behavior of embankments on soft soils is a challenge for geotechnical engineers, even for the most experienced. The limitations of analytical theories, besides the uncertainties of parameters selection lead many times to incoherent prediction when compared to field observation.

The present research aims at reproducing the sequence of construction of a large instrumented embankment in Baixada Fluminense, Rio de Janeiro, using PLAXIS program. The embankment was built for the implantation of a Polymeric industry.

The geotechnical parameters were defined by oedometric tests, which were previously analyzed according to the quality of sampling. These parameters were compared to local data, which have been obtained through more than 30 years of investigations in the soft clay of Baixada Fluminense. In spite of the distances between investigation sites, no significant differences have been observed.

The numeric analyses were accomplished considering different hypothesis of permeability coefficient, in a tentative of appropriately reproducing the plate readings and piezometers recordings. The permeability has a great influence in the numerical modeling response and the alternative of varying permeability with depth has provided the best results.

## **Key-words**

Soft Soil; Embankment; Numerical Modeling;

# Sumário

<b>1. Introdução</b> .....	<b>19</b>
<b>1.1. Estrutura da Dissertação</b> .....	<b>20</b>
<b>2. Revisão Bibliográfica</b> .....	<b>21</b>
<b>2.1. Previsão do Processo de Adensamento</b> .....	<b>21</b>
2.1.1. Teoria de Terzaghi .....	21
2.1.2. Método de Asaoka .....	23
2.1.3. Determinação de Parâmetros de Compressibilidade e Adensamento .....	24
2.1.3.1. Ensaio de laboratório.....	24
2.1.3.2. Ensaio de campo.....	28
2.1.4. Qualidade das Amostras .....	28
<b>2.2. Técnicas de Projeto e Execução de Aterros Sobre Solos Moles</b> .....	<b>34</b>
2.2.1. Remoção da Camada de Solo Mole .....	34
2.2.2. Sobrecarga.....	35
2.2.3. Vácuo .....	36
2.2.4. Aterro sobre Estacas.....	37
2.2.5. Estabilização do Solo.....	37
2.2.5.1. Material Cimentante .....	37
2.2.5.2. Aumento da Temperatura .....	38
2.2.5.3. Eletrosmose .....	39
2.2.6. Estacas de Material Granular.....	39
2.2.7. Drenos Verticais .....	41
2.2.7.1. DVP .....	42
2.2.8. Aterro Leve.....	43
<b>2.3. Casos Históricos de Aterros no Rio de Janeiro</b> .....	<b>45</b>
2.3.1. Baixada de Jacarepaguá.....	45
2.3.1.1. Margem da Lagoa de Jacarepaguá .....	45
2.3.1.2. Aterro do SESC/SENAC .....	47
2.3.2. Baixada Fluminense.....	48
2.3.2.1. Aterros Experimentais – Rio Sarapui .....	49
2.3.2.1.1. Aterro Experimental I.....	49
2.3.2.1.2. Aterro Experimental II.....	51
2.3.2.2. Aterro Rio Polímeros .....	53
2.3.2.3. Caracterização Geotécnica da Camada de Argila Mole .....	54
<b>2.4. Casos Históricos de Modelagem Numérica para Previsão de recalques</b> .....	<b>62</b>



2.4.1. Malásia - Programa ABAQUS .....	62
2.4.2. Tailândia – Programa PLAXIS .....	67
2.4.3. Singapura – Programa PLAXIS .....	69
2.4.4. Aterro experimental IPR/DNER.....	73
<b>3. Análise dos Parâmetros Geotécnicos - Rio Polímeros.....</b>	<b>76</b>
<b>3.1. Confiabilidade dos Resultados de Laboratório .....</b>	<b>78</b>
3.1.1. Peso Específico.....	78
3.1.2. Qualidade da Amostra.....	79
<b>3.2. Definição dos Parâmetros para Modelagem Numérica.....</b>	<b>82</b>
3.2.1. Peso Específico.....	84
3.2.2. Índice de Vazios .....	84
3.2.3. Razão de Pré-Adensamento (OCR) .....	85
3.2.4. Índices de Compressibilidade .....	87
3.2.5. Coeficiente de Adensamento .....	89
3.2.6. Coeficiente de Permeabilidade .....	91
<b>3.3. Resumo dos Dados e Comparação.....</b>	<b>92</b>
<b>4. Análise Numérica.....</b>	<b>94</b>
<b>4.2. Programa PLAXIS.....</b>	<b>94</b>
<b>4.3. Parâmetros Geotécnicos e Considerações .....</b>	<b>97</b>
<b>4.4. Seções Analisadas .....</b>	<b>100</b>
4.4.1. Área Central .....	100
4.4.1.1. Velocidade de recalque.....	103
4.4.1.2. Variação da permeabilidade durante o processo de adensamento .....	105
4.4.1.3. Piezômetros .....	106
4.4.2. Área Leste .....	109
4.4.2.1. Seção A – Placa de recalque PR-05.....	109
4.4.2.2. Seção B – Placa de recalque PR-06.....	111
4.4.2.2.1. Piezômetros .....	114
4.4.2.3. Seção C – Placa de recalque PR-07 .....	115
4.4.2.4. Seção D – VWP – 05 e 06 .....	117
4.4.3. Área Oeste .....	119
4.4.3.1. Seção A – Placa de recalque PR-18.....	119
4.4.3.2. Seção B – Placa de recalque PR-21.....	122
4.4.4. Resumo dos resultados.....	124
<b>5. Conclusões e Sugestões .....</b>	<b>126</b>

## Lista de Figuras

Figura 2.1 – Construção gráfica do método de Asaoka (Almeida, 1996) .....	23
Figura 2.2 – Tipos de Construção de Asaoka (Almeida, 1996) .....	24
Figura 2.3 – Curva de compressibilidade típica da argila de Sarapuí (Ortigão, 1980).....	26
Figura 2.4 – Curva de adensamento com compressão secundária baseada em Martins (2007) .....	27
Figura 2.5 – Variação das tensões efetivas no processo de amostragem (Adaptado de Ladd e Lambe, 1963) .....	29
Figura 2.6 – Resultados de ensaios CRS para diferentes tipos de amostragem (Adaptado de Lunne <i>et al.</i> , 1997).....	30
Figura 2.7 – Curvas $\varepsilon_v \times \sigma'_v$ obtidas com diferentes amostradores (Coutinho <i>et al.</i> , 2001) .....	31
Figura 2.8 – Curvas $e \times \log \sigma'$ para amostras de Boa e Má Qualidade (Coutinho <i>et al.</i> , 1998).....	32
Figura 2.9 – Faixas de classificação propostas por Coutinho <i>et al.</i> (2001) para argilas de Recife .....	33
Figura 2.10 – Processo de Vibro-substituição (Almeida, 1996).....	40
Figura 2.11 – Planta de Localização da Obra (Bedeschi, 2004) .....	45
Figura 2.12 – Seção típica da Área C (Bedeschi, 2004).....	46
Figura 2.13 – Localização do aterro estaqueado reforçado do SESC/SENAC (adaptado de Spotti, 2006) .....	48
Figura 2.14 – Baixada Fluminense e localização dos aterros (modificada de Spannerberg, 2003) ....	49
Figura 2.15 – Perfil geotécnico no Aterro Experimental I (Gerscovich, 1983).....	50
Figura 2.16 – Geometria do aterro e localização das trincas (Ortigão, 1980) .....	51
Figura 2.17 – Seções do Aterro II do IPR. (Almeida 1996).....	52
Figura 2.18 – Foto da obra – Outubro, 2000 (Formigheri, 2003).....	53
Figura 2.19 – Planta baixa esquemática do aterro (Formigheri, 2003).....	53
Figura 2.20 – Valores de OCR – Baixada Fluminense .....	56
Figura 2.21 – Faixa de valores de $e_0$ – Baixada Fluminense.....	56
Figura 2.22 – Parâmetros de compressibilidade do solo. (Lima <i>et al.</i> , 2006).....	57
Figura 2.23 – Valores de $c_v$ (Formigheri, 2003; Ortigão, 1980) .....	58
Figura 2.24 – Faixa de valores de $c_v$ da argila do Rio de Janeiro obtida em ensaios oedométricos (Spannerberg, 2003) .....	58
Figura 2.25 – Distribuição do coeficiente de permeabilidade com a profundidade. ....	59
Figura 2.26 – Localização de alguns depósitos de argila na Malásia e localização dos aterros experimentais (Indraratna <i>et al.</i> , 2005) .....	62
Figura 2.27 – Seção transversal do Aterro 1 (Indraratna <i>et al.</i> , 2005).....	63
Figura 2.28 – Malha de elementos finitos utilizada para o Aterro 1 (Indraratna <i>et al.</i> , 2005).....	63
Figura 2.29 – Resultados medidos x previstos – Aterro 1 (Indraratna <i>et al.</i> , 2005) .....	64
Figura 2.30 – Seção transversal do Aterro 2 (Indraratna <i>et al.</i> , 2005).....	65
Figura 2.31 – Malha de elementos finitos utilizada para o Aterro 2 (Indraratna <i>et al.</i> , 2005).....	65
Figura 2.32 – Curva Tempo x Recalques superficiais do Aterro 2 (Indraratna <i>et al.</i> , 2005) .....	66

Figura 2.33 – Excesso de Poropressão no Piezômetro 6 (Indraratna <i>et al.</i> , 2005).....	66
Figura 2.34 – Deslocamentos laterais do inclinômetro I1 após 300 dias (Indraratna <i>et al.</i> , 2005).....	67
Figura 2.35 – Seção do aterro e condições de contorno (Hossain e Nag, 2005).....	68
Figura 2.36 – Comparação entre recalques previstos e medidos (Hossain e Nag, 2005).....	69
Figura 2.37 – Áreas de estudo do aterro do “Local Piloto” (Arulrajah, 2005).....	70
Figura 2.38 – Perfil geotécnico e instrumentação “Local Piloto” (Arulrajah, 2005).....	71
Figura 2.39 – Célula axial considerada na modelagem (Arulrajah, 2005).....	72
Figura 2.40 – Modelagem plana do aterro (Arulrajah, 2005).....	72
Figura 2.41 – Comparação entre curvas tempo x recalque numérica e experimental (Arulrajah, 2005) .....	73
Figura 2.42 – Seção transversal típica prevista da Seção A (DNER/IPR 1980). ....	74
Figura 2.43 – Curva Recalque x Tempo (Lima <i>et al.</i> , 2006).....	75
Figura 3.1 – Parâmetros geotécnicos subáreas Tanques e Utilitários. (Spannenberg, 2003 e Formigheri, 2003).....	77
Figura 3.2 – Valores de índice de compressão virgem $C_c \times \gamma_{nat}$ .....	79
Figura 3.3 – Amostra com qualidade “Muito Bom” – Amostra 50/2.....	80
Figura 3.4 – Amostra com qualidade “Ruim” – Amostra 68/1.....	80
Figura 3.5 – Planta de localização das sondagens com retiradas de amostras indeformadas (adaptado de Formigheri, 2003).....	82
Figura 3.6 – Variação do peso específico com a profundidade (adaptado de Ortigão, 1980). ....	84
Figura 3.7 – Valores de $e_0$ ao longo da profundidade (adaptado de Ortigão, 1980).....	85
Figura 3.8 – Variação de $\sigma'_{vm}$ ao longo da profundidade (adaptado de Ortigão, 1980).....	86
Figura 3.9 – Variação de OCR ao longo da profundidade (adaptado de Ortigão, 1980).....	86
Figura 3.10 – Parâmetro de compressibilidade $C_c$ do solo.....	87
Figura 3.11 – Índice de compressibilidade $C_r$ do solo.....	88
Figura 3.12 – Valores de $CR$ e $RR$ ao longo da profundidade.....	89
Figura 3.13 – Faixa proposta para os valores de $c_v$ na área da Baixada Fluminense (adaptado de Spannenberg, 2003).....	90
Figura 3.14 – Valores de $k_y$ em função do índice de vazios ( $e$ ).....	91
Figura 4.1 – Espessura da argila mole e instrumentos utilizados nas análises.....	100
Figura 4.2 – Malha de elementos finitos – Seção Área Central.....	101
Figura 4.3 – Evolução dos Recalques x Tempo em função do alteamento do aterro – Área Central.....	102
Figura 4.4 – Evolução dos Recalques x Tempo em função do alteamento do aterro – $k_x$ e $k_y$ em amostras próximas a PR-04.....	104
Figura 4.5 – Evolução dos Recalques x Tempo em função do alteamento do aterro – $k_x$ e $k_y$ variando com a profundidade para a PR-04.....	105
Figura 4.6 – Evolução dos Recalques x Tempo em função do alteamento do aterro – $k_y$ variando com índice de vazios ( $c_k$ ).....	106
Figura 4.7 – Evolução do $\Delta u$ ao longo do tempo e alteamento do aterro – Piezômetros VWP-01.....	107
Figura 4.8 – Evolução do $\Delta u$ ao longo do tempo e alteamento do aterro – Piezômetro VWP-03.....	107

Figura 4.9 – Malha de elementos finitos – Área Leste – Seção A.....	110
Figura 4.10 – Evolução dos recalques x tempo após 95 dias de consolidação e alteamento do aterro – Área Leste – Seção A .....	110
Figura 4.11 – Malha de elementos finitos – Área Leste – Seção B.....	112
Figura 4.12 – Recalques x tempo após 59 dias de consolidação e alteamento do aterro – Área Leste – Seção B.....	113
Figura 4.13 – Evolução das poropressões após 70 dias de consolidação e alteamento do aterro – Área Leste – Seção B .....	114
Figura 4.14 – Malha de elementos finitos – Área Leste – Seção C.....	115
Figura 4.15 – Recalques x tempo após 45 dias de consolidação – Área Leste – Seção C .....	116
Figura 4.16 – Malha de elementos finitos – Área Leste – Seção D.....	118
Figura 4.17 – Evolução das poropressões – Área Leste – Seção D .....	119
Figura 4.18 – Malha de elementos finitos – Área Oeste – Seção A .....	120
Figura 4.19 – Recalques x tempo após 2 dias de consolidação – Área Oeste – Seção A .....	121
Figura 4.20 – Malha de elementos finitos – Área Oeste – Seção B .....	123
Figura 4.21 – Recalques x tempo após 14 dias de consolidação e alteamento do aterro – Área Oeste – Seção B.....	123

## Lista de Tabelas

Tabela 2.1 – Aplicabilidade dos ensaios de campo para a determinação dos parâmetros de compressibilidade e adensamento (Almeida, 1996 e Campanella e Robertson, 1986).....	28
Tabela 2.2 – Critério de qualidade proposto por Lunne <i>et al.</i> (1997) .....	30
Tabela 2.3 – Critério de qualidade adaptado por Oliveira (2002) de Lunne <i>et al.</i> (1997).....	34
Tabela 2.4 – Pesos específicos dos materiais leves para aterros (DNER, 1998).....	43
Tabela 2.5 – Características das seções e sistemas drenantes. (DNER/IPR 1980; Almeida 1996)....	52
Tabela 2.6 – Alturas do aterro e de sobrecargas no aterro. (adaptado de Formigheri, 2003) .....	54
Tabela 2.7 – Resumo dos resultados obtidos para a argila mole da Baixada Fluminense. (adaptada de Spannerberg 2003) .....	60
Tabela 3.1 – Qualidade das amostras de acordo com o critério de Lunne <i>et al.</i> (1997).....	81
Tabela 3.2 – Parâmetros geotécnicos das amostras indeformadas.....	83
Tabela 3.3 – Valores de $C_c$ médios e desvio padrão para cada área.....	88
Tabela 3.4 – Valores de $C_r$ médios e desvio padrão para cada área.....	89
Tabela 3.5 – Valores de $c_v$ médios e desvio padrão para cada área.....	91
Tabela 3.6 – Valores de $k_y$ médios para cada área.....	92
Tabela 3.7 – Parâmetros geotécnicos do presente trabalho (Indústria Rio Polímeros) e de outros autores na argila de Sarapuí.....	93
Tabela 4.1 – Parâmetros geotécnicos da argila utilizados na modelagem numérica.....	98
Tabela 4.2 – Parâmetros geotécnicos do aterro e colchão drenante.....	98
Tabela 4.3 – Seqüência de carregamento – Área Central.....	101
Tabela 4.4 – Estimativa de recalque total – Área Central.....	103
Tabela 4.5 – Permeabilidade da argila variável com a profundidade.....	104
Tabela 4.6 – Erros nas análises de $\Delta u$ .....	108
Tabela 4.7 – Seqüência de carregamento – Área Leste – Seção A.....	109
Tabela 4.8 – Estimativa de recalque total – Área Leste – Seção A.....	111
Tabela 4.9 – Seqüência de carregamento – Área Leste – Seção B.....	112
Tabela 4.10 – Estimativa de recalque total – Área Leste – Seção B.....	113
Tabela 4.11 – Seqüência de carregamento – Área Leste – Seção C.....	115
Tabela 4.12 – Estimativa de recalque total – Área Leste – Seção C.....	117
Tabela 4.13 – Seqüência de carregamento – Área Leste – Seção D.....	118
Tabela 4.14 – Seqüência de carregamento – Área Oeste – Seção A.....	120
Tabela 4.15 – Estimativa de recalque total – Área Oeste – Seção A.....	122
Tabela 4.16 – Seqüência de carregamento – Área Oeste – Seção B.....	122
Tabela 4.17 – Estimativa de recalque total – Área Oeste – Seção B.....	124
Tabela 4.18 – Resultados das análises numéricas em termos de recalques.....	125

## Lista de Símbolos

$A_f$	Parâmetro de Skempton na ruptura
$a_v$	Coefficiente de compressibilidade
$c'$	Intercepto da envoltória de resistência $\tau$ vs. $\sigma$
$C_c$	Índice de compressão virgem
$C_{c1}$	Índice de compressão virgem do trecho 1
$C_{c2}$	Índice de compressão virgem do trecho 2
$C_r$	Índice de recompressão
$C_s$	Índice de expansão
$C_\alpha$	Coefficiente de compressão secundária
CR	Razão/Relação de compressão virgem
$c_h$	Coefficiente de adensamento horizontal
$c_k$	Coefficiente de variação da permeabilidade
$c_v$	Coefficiente de adensamento vertical
$d_s$	Diâmetro do solo amolgado
$d_w$	Diâmetro equivalente do mandril
E	Módulo de deformabilidade
$E_{50}$	Módulo de deformabilidade referente ao ponto 50% de $q_f$
e	Índice de vazios
$e_o$	Índice de vazios inicial ou de campo
$e_f$	Índice de vazios final
$e_{\sigma'_{vo}}$	Índice de vazios para tensão efetiva vertical inicial
$G_s$	Densidade relativa real dos grãos
IL	Índice de liquidez
IP	Índice de plasticidade
$k_h$	Coefficiente de permeabilidade horizontal
$k'_h$	Coefficiente de permeabilidade horizontal do solo amolgado
$k_v$	Coefficiente de permeabilidade vertical
$K_o$	Coefficiente de empuxo lateral no repouso
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
M	Módulo de deformabilidade unidimensional
$m_v$	Coefficiente de variação volumétrica
$N_{SPT}$	Número de golpes no ensaio SPT

OCR	Razão de pré-adensamento ( <i>Over Consolidation Ratio</i> ) = RPA
$p'$	Tensão octaédrica
RPA	Razão de pré-adensamento = OCR
RR	Razão/Relação de recompressão
$r_s$	Raio da zona de solo amolgado
$r_w$	Raio equivalente dos drenos
S	Grau de Saturação
$S_u$	Resistência ao cisalhamento não drenada indeformada
T	Fator tempo
t	Tempo
u	Poropressão
$u_b$	Poropressão na base
U	Porcentagem média de adensamento
w	Teor de umidade
$w_{nat}$	Teor de umidade natural
z	Profundidade
$\Delta e$	Variação do índice de vazios
$\Delta u$	Variação de poropressão
$\Delta \sigma'_v$	Variação de tensão efetiva vertical
$\varepsilon_a$	Deformação axial
$\varepsilon_{af}$	Deformação axial na ruptura
$\varepsilon_f$	Deformação axial na ruptura
$\varepsilon_v$	Deformação vertical
$\varepsilon_{v0}$	Deformação vertical no nível da tensão inicial de campo
$\phi'$	Ângulo de atrito efetivo
$\gamma$	Peso específico
$\gamma_d$	Peso específico seco
$\gamma_{nat}$	Peso específico natural
$\gamma_s$	Peso específico dos grãos
$\gamma_{sat}$	Peso específico saturado
$\gamma_t$	Peso específico total
$\gamma_w$	Peso específico da água
$\lambda$	Parâmetro do modelo constitutivo <i>Cam-Clay</i>
$\nu$	Coeficiente de Poisson
$\rho$	Recalque

$\rho_{total}$	Recalque total
$\sigma$	Tensão
$\sigma_h$	Tensão total horizontal
$\sigma'_h$	Tensão efetiva horizontal
$\sigma'_{ho}$	Tensão efetiva horizontal inicial ou no campo
$\sigma_v$	Tensão total vertical
$\sigma_{vo}$	Tensão total vertical inicial ou no campo
$\sigma'_v$	Tensão efetiva vertical
$\sigma'_{vm}$	Tensão efetiva de pré-adensamento – Tensão efetiva vertical máxima
$\sigma'_{vo}$	Tensão efetiva vertical inicial ou no campo
$\tau$	Tensão cisalhante
$\tau'$	Tensão efetiva cisalhante
$\omega$	Parâmetro auxiliar



## Lista de Abreviaturas

CB	Sondagem a percussão
CP	Piezômetro de Casagrande
CID	Ensaio consolidado isotropicamente drenado
CIU	Ensaio consolidado isotropicamente não drenado
CK <sub>0</sub> U	Ensaio consolidado na linha K <sub>0</sub> – não drenado
CPT	<i>Cone penetration test</i>
CPTU	<i>Cone penetration test</i> com medida de poropressão
CRS	<i>Constant rate of strain</i>
DMT	<i>Dilatometer Marchetti test</i>
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DVP	Dreno vertical pré-fabricado
EPS	Poliestireno expandido
FEN	Faculdade de Engenharia
GCE	Geossintético condutor elétrico
IPR	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
MEF	Método dos elementos finitos
M.O.	Matéria orgânica
NA	Normalmente adensado
NGI	<i>Norwegian Geotechnical Institute</i>
PA	Pré-adensado
PAF	Pressiômetro atuoperfurante
PGECIV	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
PMT	<i>Pressiometer Ménard test</i>
PR	Placa de recalque
SENAC	Serviço Nacional de Aprendizagem Comercial
SESC	Serviço Social do Comércio
SIC	<i>Standart incremental consolidation</i>
SGI	<i>Swedish Geotechnical Institute</i>
SPT	<i>Standart penetration test</i>
UU	Ensaio não consolidado não drenado
UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro
VWP	Piezômetro de corda vibrante

*“Quanto mais aprendemos, mais ignorantes nos sentimos.”*

Bruno Teixeira Lima

## 1. Introdução

A crescente necessidade de novas construções faz com que sejam utilizados terrenos com baixa capacidade de suporte e alta compressibilidade. Ao longo de toda a costa brasileira são encontrados estes tipos de terrenos constituídos de argilas moles.

A complexidade da construção em terrenos constituídos de solos compressíveis e a dificuldade da previsão da magnitude e da taxa de recalque de aterros sobre solos moles, representam um desafio até para experientes engenheiros geotécnicos.

As previsões mais utilizadas para a determinação da deformação das camadas de solos compressíveis são normalmente baseadas em teorias analíticas com hipóteses simplificadoras que não reproduzem o comportamento real. Adicionalmente, são extremamente dependentes da seleção dos parâmetros geotécnicos.

Assim sendo, além da obtenção desses parâmetros em ensaios de campo e/ou laboratório, é fundamental o monitoramento de campo e, se possível, a execução de aterro piloto ou experimental, instrumentados.

As amostras necessárias para a realização de ensaios de laboratório não podem sofrer nenhum tipo de amolgamento, para que sejam determinados os seus exatos parâmetros geotécnicos, como na condição *in situ*. Assim, a qualidade da amostra, se esta sofreu ou não amolgamento, é um item essencial na confiabilidade dos parâmetros obtidos.

Com todas as dificuldades existentes, tanto quanto à problemas de estabilidade da obra, quanto a problemas de deformações, o engenheiro geotécnico necessita responder a 2 perguntas, em termos de recalques: qual é a magnitude dos recalques e como estes ocorrem ao longo do tempo. Com o intuito de se responder estas duas perguntas, ferramentas numéricas têm sido desenvolvidas. Estes programas minimizam simplificações utilizadas nos cálculos analíticos e permitem reproduzir seqüências construtivas. Com isso, é possível a reprodução do comportamento da obra e a obtenção de respostas em termos de variação no estado de deformação, tensão total e poropressão.

O presente trabalho tem como objetivo reproduzir a seqüência construtiva de extenso aterro executado na Baixada Fluminense, Rio de Janeiro, para implantação da indústria Rio Polímeros, utilizando o programa PLAXIS. Os parâmetros geotécnicos foram definidos a partir de ensaios oedométricos, tendo sido realizado um estudo prévio sobre a qualidade das amostras. Estes parâmetros foram confrontados com a experiência local.

## 1.1. Estrutura da Dissertação

Após a introdução, será realizada no capítulo 2 uma revisão bibliográfica sobre processos de previsão de adensamento, seguido por técnicas de projeto e execução de aterros sobre solos moles. Também é apresentado no capítulo 2 aterros sobre solos moles construídos na Baixada Fluminense, apresentando os parâmetros geotécnicos observados nas camadas de argila mole. Finalizando, apresentam-se exemplos de análises numéricas realizadas com o intuito da verificação de recalques.

O capítulo 3 trata da análise dos parâmetros geotécnicos das amostras de argila mole retiradas no local do aterro da Indústria Rio Polímeros. Foi incluída uma verificação da qualidade das amostras, determinação dos parâmetros geotécnicos a serem utilizados na análise numérica, realizada no capítulo 4, e comparação com valores já observados anteriormente. Ao final do capítulo é apresentada uma tabela com os valores dos parâmetros geotécnicos obtidos por diversos autores e os obtidos no presente trabalho.

O capítulo 4 analisa o uso do programa PLAXIS (programa de Elementos Finitos) e os modelos constitutivos utilizados nas análises numéricas. Em seguida analisam-se os resultados obtidos na análise numérica, em termos de deslocamentos verticais e poropressões, em diferentes seções do aterro, comparando-os com os dados experimentais e com as previsões anteriores, obtidas dos métodos empíricos.

Por fim, apresentam-se no capítulo 5 as principais conclusões do trabalho, as dificuldades enfrentadas durante a sua confecção e as sugestões para pesquisas futuras.

## 2. Revisão Bibliográfica

Este capítulo aborda, inicialmente, teorias e modelos para compreensão e previsão do processo de adensamento de camadas de solos compressíveis. Apresenta as principais técnicas construtivas de aterros sobre solos moles, bem como a descrição de aterros históricos disponíveis na literatura técnica.

### 2.1. Previsão do Processo de Adensamento

#### 2.1.1. Teoria de Terzaghi

No intuito do conhecimento do processo de adensamento dos solos compressíveis, Terzaghi (1943) desenvolveu a primeira teoria, conhecida também como teoria clássica de adensamento, para análises do comportamento dos solos compressíveis sujeitos a carregamentos verticais.

O processo de adensamento, em solos saturados, parte do princípio da transferência gradual das tensões da água para o arcabouço sólido dos solos. Esta transferência de cargas somente ocorre quando é possível a drenagem da água e, com isso, ocorre a dissipação dos excessos de poropressão. Por se tratar de um fenômeno de drenagem, utiliza-se a equação de fluxo com a finalidade de descrever analiticamente o processo.

No âmbito do conhecimento do processo de adensamento, a teoria de Terzaghi foi baseada nas seguintes hipóteses:

- Solo homogêneo e saturado;
- A compressibilidade dos grãos sólidos e da água é desprezível em relação à do solo;
- Não há diferença de comportamento entre massas de solo de pequenas e grandes espessuras;
- A compressão é unidimensional;
- O fluxo de água é unidirecional;
- É válida a lei de Darcy;
- A compressibilidade é admitida constante;
- O índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efetiva;
- Pressupõem-se pequenos deslocamentos e pequenas deformações.

A partir destas hipóteses simplificadoras, Terzaghi (1943) apresentou uma equação (equação. 2.1) que descreve a variação da poropressão com o tempo, conhecida como Equação de Adensamento de Terzaghi:

$$c_v \cdot \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2} = \frac{\partial \Delta u}{\partial t} - \frac{\partial \sigma}{\partial t} \quad ( 2.1 )$$

onde  $\Delta u$  = excesso de poropressão no tempo  $t$ ;  $t$  = tempo ;  $z$  = distância vertical entre um ponto e a superfície de aplicação do carregamento;  $\sigma$  = tensão vertical ;  $c_v$  = coeficiente de adensamento vertical, definido como:

$$c_v = \frac{k_v \cdot (1 + e)}{\gamma_w \cdot a_v} = \frac{k_v}{\gamma_w \cdot m_v} \quad ( 2.2 )$$

onde:  $k_v$  = coeficiente de permeabilidade vertical;  $\gamma_w$  = peso específico da água;  $e$  = índice de vazios;  $m_v$  = coeficiente de compressibilidade volumétrica;  $a_v$  = coeficiente de compressibilidade ( $a_v = -\Delta e / \Delta \sigma'_v$ );  $\Delta e$  = variação de índice de vazios;  $\Delta \sigma'_v$  = variação da tensão vertical efetiva.

Admitindo, como hipótese, que o carregamento é instantaneamente aplicado, isto é não varia no tempo, o último termo da equação  $\partial \sigma / \partial t$  passa a ser nulo e a equação reduz-se a:

$$c_v \cdot \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2} = \frac{\partial \Delta u}{\partial t} \quad ( 2.3 )$$

O coeficiente de adensamento vertical reflete as características do solo, como as propriedades de permeabilidade e compressibilidade. A velocidade do processo de transferência de tensões entre a água (poropressão) e o arcabouço sólido (tensão efetiva) é diretamente afetada pelo valor de  $c_v$ .

Integrando-se a equação 2.3 calculam-se os excessos de poropressão ao longo da profundidade e do tempo. Para um determinado tempo a distribuição de poropressão ao longo da profundidade é parabólica e denominada isócrona. O cálculo do recalque ( $\rho$ ) em determinado tempo é feito somando as contribuições de dissipação de poropressão de cada ponto ao longo da camada. Com isso tem-se que:

$$\rho(\text{tempo}) = Ux\rho_{total} \quad ( 2.4 )$$

onde:  $U$  é a porcentagem média de adensamento de toda a camada

### 2.1.2. Método de Asaoka

O método de Asaoka (1978), modificado por Magnan e Deroy (1980), foi desenvolvido com o intuito de se calcular o valor do recalque final e os coeficientes de adensamento vertical e horizontal, através dos dados de placas de recalque instaladas no campo. Por utilizar as informações de campo, este método não impõe restrições quanto a variações dos coeficientes de compressibilidade e permeabilidade ao longo do tempo; porém admite o coeficiente de adensamento constante ao longo do processo de adensamento (Almeida, 1996).

O método de Asaoka utiliza um processo gráfico. A curva tempo  $\times$  recalque, observada no campo, é subdividida em intervalos iguais e os valores de recalque ( $S$ ) no tempo  $i$  ( $S_i$ ) são plotados conforme mostra a Figura 2.1. No tempo infinito os valores de  $S_i$  e  $S_{i+1}$  são iguais. A inclinação da reta que melhor se ajusta aos resultados de campo ( $\beta_1$ ) também pode ser usada para estimativa do coeficiente de adensamento (Almeida, 1996).

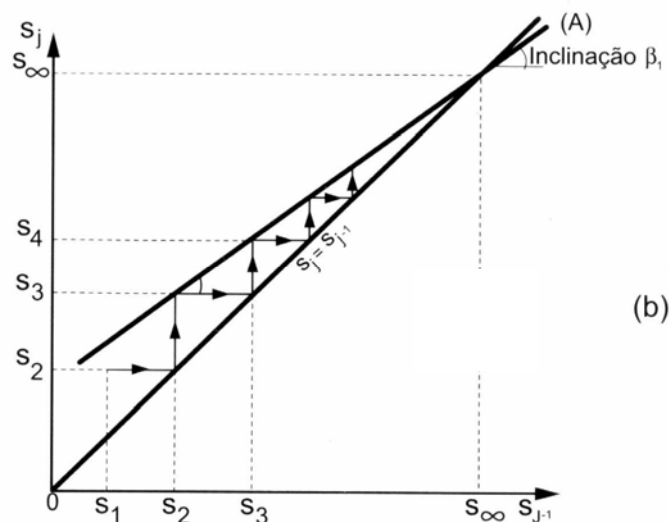
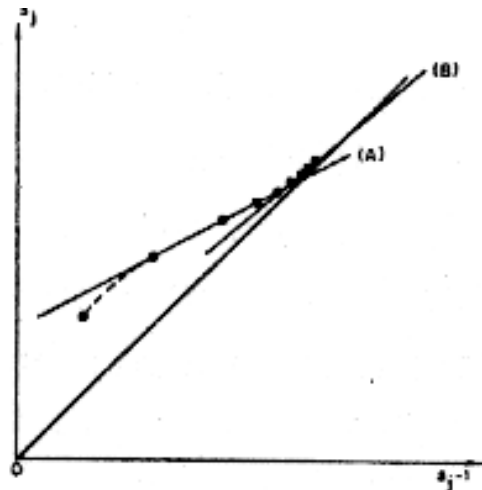


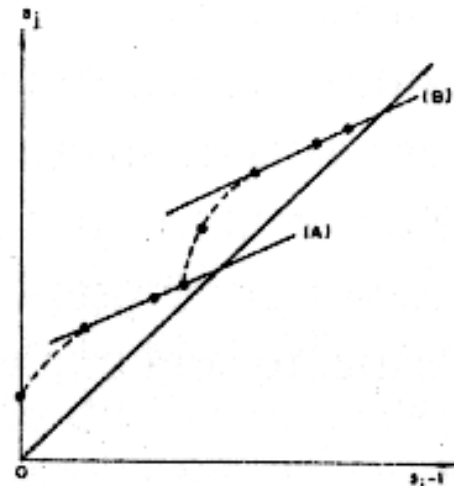
Figura 2.1 – Construção gráfica do método de Asaoka (Almeida, 1996)

O método gráfico de Asaoka pode ser estendido para casos de construção de aterros em etapas ou para incorporação da parcela de compressão secundária, como mostra a Figura 2.2.

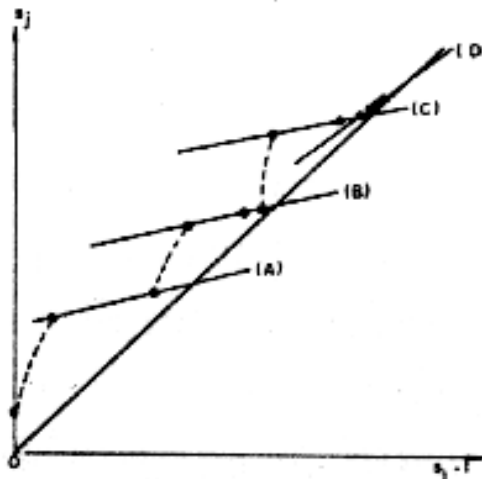
Para que o método de Asaoka seja utilizado com segurança, são necessários registros de placas de recalque com magnitudes de pelo menos 60% do valor de recalque final. Detalhes adicionais sobre o método de Asaoka podem ser obtidos em Almeida (1996).



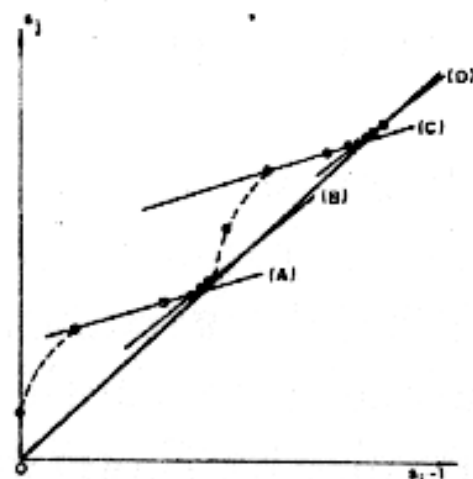
a) Construção de Asaoka em caso de compressão secundária.



b) Construção de Asaoka em caso de carregamento por etapas.



c) Construção de Asaoka em caso de carregamento por etapas com compressão secundária no final.



d) Construção de Asaoka em caso de carregamento por etapas com compressão secundária a cada etapa.

Figura 2.2 – Tipos de Construção de Asaoka (Almeida, 1996)

### 2.1.3. Determinação de Parâmetros de Compressibilidade e Adensamento

#### 2.1.3.1. Ensaios de laboratório

A determinação das características de compressibilidade e adensamento de solos compressíveis pode ser feita em laboratório a partir da realização de ensaios de adensamentos convencionais (conhecidos também como SIC) ou do tipo CRS (*Constant Rate of Strain* – Taxa Constante de Deformação).

No ensaio convencional, aplica-se uma carga no corpo de prova e mede-se o deslocamento vertical ao longo do tempo (ensaio de tensão controlada). Após 24 horas



aplica-se um segundo carregamento 2 vezes maior e observa-se o comportamento da amostra. Este processo é repetido até níveis de tensão pré-definidos, em geral no período de 7 dias. O intervalo entre etapas de carregamento é necessário para que ocorra a dissipação dos excessos de poropressão. Apesar de a prática preconizar um intervalo de 24 horas é possível reduzir este tempo, desde que ocorra a estabilização dos deslocamentos verticais ou a verificação do fim do adensamento primário.

No caso do ensaio CRS, a velocidade de deformação vertical é controlada e mantida constante. O ensaio é mais rápido do que o convencional, porém este ensaio apresenta problemas quanto à determinação da velocidade ideal de deformação. Há propostas que estabelecem o limite de deformação com base na geração de poropressão na base do corpo de prova. Outras propostas baseiam-se na sua magnitude.

A Figura 2.3 mostra uma curva de compressibilidade típica para argila da Baixada Fluminense. A primeira reta é a de recompressão, aonde as tensões atuantes no corpo de prova são inferiores às maiores tensões já sofridas pelo solo. Neste trecho define-se o índice de recompressão ( $C_r$ ). A segunda reta é denominada de virgem, pois, neste trecho, as tensões atuantes são as maiores sofridas pelo solo. Neste trecho define-se o índice de compressão virgem ( $C_c$ ). A interseção das duas retas estabelece o valor da tensão efetiva de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ).

Martins e Lacerda (1994) argumentam que em amostras de argila de boa qualidade, que não sofreram amolgamento, a reta virgem é mais bem representada por um trecho curvo, pois há uma notável mudança de direção dos pontos que compõem o gráfico e  $x \log \sigma'_v$ . Coutinho *et al.* (2001) sugerem que o trecho virgem possa ser representado por duas retas, com índices de compressibilidade  $C_{c1}$  e  $C_{c2}$ , estas duas retas podem ser observadas na Figura 2.3 – Retas 2 e 3.

A teoria clássica preconiza que, quando o excesso de poropressão gerado pelo incremento de carga em solos compressíveis é dissipado, a fase de adensamento primário chega ao fim. Porém, em solos moles observam-se, ainda, variações de volume após o adensamento primário. Em outras palavras, os recalques ocorrem sem haver variações na tensão efetiva, sendo esta fase denominada de compressão secundária. A determinação do coeficiente de compressão secundária ( $C_\alpha$ ) pode ser feita plotando-se, para cada estágio de carga, a variação do índice de vazios em função do logaritmo do tempo (Lambe e Whitman, 1979). A partir desta abordagem, o recalque por compressão secundária depende do  $C_\alpha$  e do tempo estimado para a vida útil da obra. Em outras palavras, o recalque ocorre indefinidamente segundo um gradiente dado por  $C_\alpha$ .

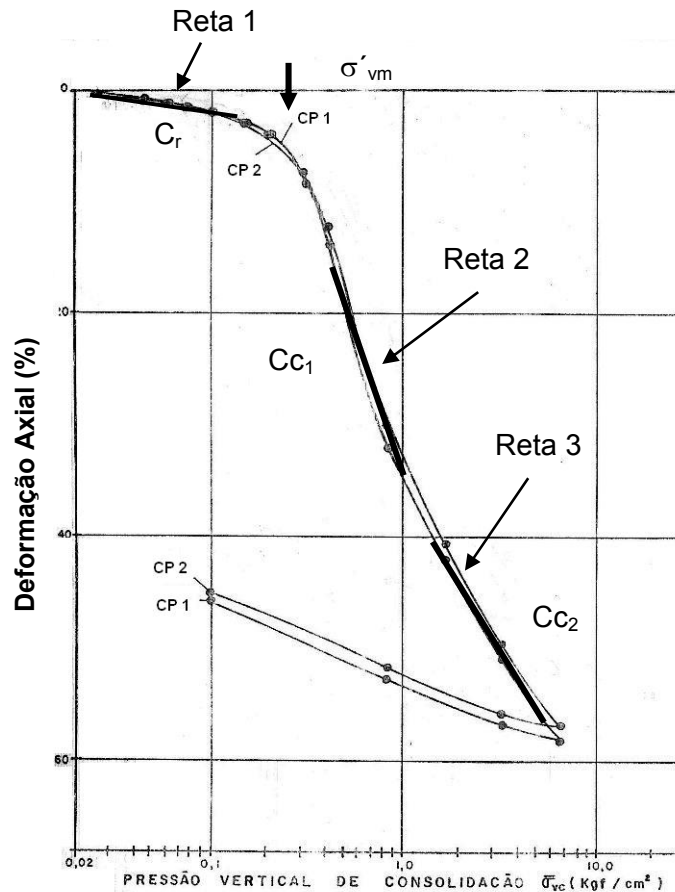


Figura 2.3 – Curva de compressibilidade típica da argila de Sarapuí (Ortigão, 1980)

De acordo com Bjerum (1972), o coeficiente de compressão secundária diminui com o tempo chegando a zero no tempo infinito. Admitindo que a tensão vertical permaneça constante e que a variação de volume esteja associada à variação da tensão octaédrica  $p'$ , ( $=\sigma'_v + 2\sigma'_h$ ) chega-se a conclusão de que  $\sigma'_h$  cresce ao longo do tempo.

A Teoria clássica de Terzaghi, pressupõe que o processo de adensamento seja essencialmente 1D, não havendo deformações horizontais. Neste caso, a relação entre as tensões horizontal e vertical permanece constante e igual à equação. 2.5:

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad ( 2.5 )$$

Com o adensamento primário tensões efetivas horizontais ( $\sigma'_h$ ) são geradas, cuja magnitude é função do valor de  $K_0$ . Adicionalmente há alteração no estado de tensões, cisalhantes. Estas tensões cisalhantes mobilizam o deslocamento relativo entre partículas fazendo com que as  $\sigma'_h$  cresçam. Em outras palavras, ocorre uma deformação secundária em função da busca das partículas para uma condição mais estável de seu arranjo estrutural. Assumindo que a tensão vertical não se altera, a relação entre tensão efetiva

horizontal e vertical cresce até  $K_0$  se igualar a 1. Este fenômeno é conhecido como relaxação de tensões (Almeida, 1996).

Segundo Martins e Lacerda (1985), a compressão secundária é resultado do fenômeno da relaxação de tensão; isto é, aumento da  $\sigma'_h$  enquanto a  $\sigma'_v$  mantém-se constante; com conseqüente aumento de  $p'$ . A partir desta premissa, ao contrário da teoria clássica, a compressão secundária também seria uma resposta à variação da tensão efetiva, enquadrando-se no princípio das tensões efetivas.

De acordo com Martins (2007), com base nos estudos realizados por Feijó (1991) nas argilas de Sarapuí, a compressão secundária atinge valores da ordem de 12% a 15% da espessura da camada de argila. A partir da curva de compressibilidade, esquematicamente mostrada na Figura 2.4, o autor sugere que a parcela total correspondente à compressão secundária possa ser estimada de acordo com a equação 2.6, sendo  $\varpi$  uma constante igual a 1,5 ou 2. Utiliza-se o valor de  $\varpi$  igual a 2 para casos em que, em todos os estágios de carga, o ensaio foi interrompido ao final do adensamento primário. No caso de ensaios em que os estágios de carga têm duração de 24 horas recomenda-se o valor de  $\varpi$  igual a 1,5. Nestes casos o adensamento primário já terá ocorrido juntamente com uma parte do adensamento secundário; portanto a curva de adensamento estará mais próxima da curva de OCR igual a 2.

$$\rho_s = H_o \frac{C_c}{1 + e_o} \left( 1 - \frac{C_r}{C_c} \right) \log \varpi \quad ( 2.6 )$$

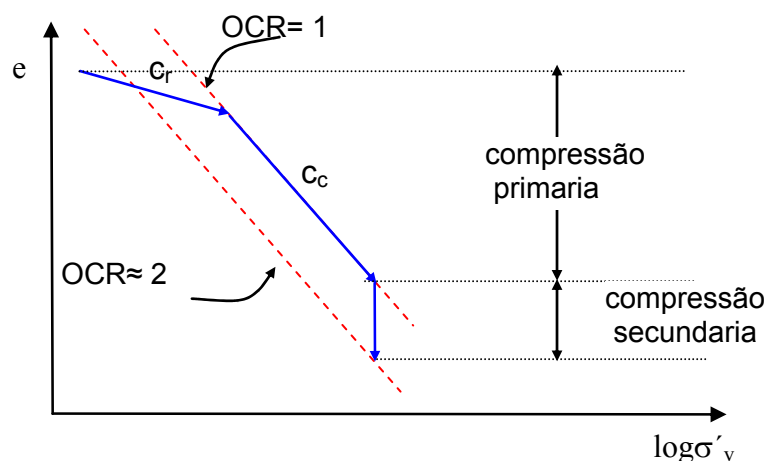


Figura 2.4 – Curva de adensamento com compressão secundária baseada em Martins (2007)

### 2.1.3.2. Ensaios de campo

Ensaios de campo mais usuais são os que utilizam equipamentos como o piezocone, pressiômetro e dilatômetro. Os ensaios de campo apresentam a vantagem de avaliar o solo em seu ambiente natural, sem a necessidade da retirada de amostras. Alguns tipos de ensaios, como por exemplo, o ensaio de piezocone, possibilitam a determinação contínua da estratigrafia do solo. No entanto, como desvantagens citam-se, por exemplo, a não definição clara das condições de contorno do ensaio e do grau de amolgamento que a ferramenta e instrumentos de medições provocam no solo natural. Apesar das desvantagens os ensaios de campo são de fundamental importância no conhecimento do subsolo.

A Tabela 2.1 apresenta o grau de aplicabilidade de cada ensaio na determinação dos parâmetros de compressibilidade, adensamento e permeabilidade dos solos.

**Tabela 2.1 – Aplicabilidade dos ensaios de campo para a determinação dos parâmetros de compressibilidade e adensamento (Almeida, 1996 e Campanella e Robertson, 1986)**

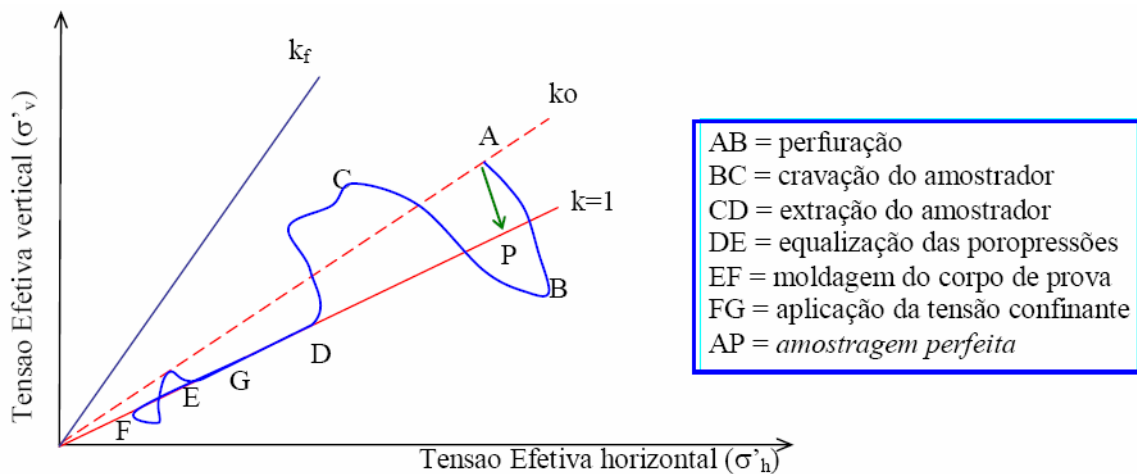
Ensaio	Compressibilidade ( $m_v$ , $C_c$ )	Adensamento ( $c_v$ , $c_h$ )	Permeabilidade ( $k$ )
CPT	3	N.A.	N.A.
Piezocone (CPTU)	3	1	2
Permeabilidade <i>in situ</i>	N.A.	2	1
Pressiômetro (PMT) (com cravação estática)	3	1	2
Pressiômetro autoperfurante (PAF)	1	1	2

onde: N.A. = Não Aplicável; 1, 2 e 3 são aplicabilidade Alta, Moderada e Limitada, respectivamente.

Almeida (1996) recomenda ensaios de piezocone ou de permeabilidade *in situ* para determinação de coeficientes de permeabilidade, e ensaios de dissipação com o piezocone para obtenção dos coeficientes de adensamento. Por outro lado, o autor recomenda que parâmetros de compressibilidade sejam determinados preferencialmente em ensaios oedométricos.

### 2.1.4. Qualidade das Amostras

Os efeitos da amostragem são particularmente importantes em argilas. Antes da execução do ensaio, a amostra é extraída, levada para o laboratório e o corpo de prova é preparado para o ensaio. Estas operações geram variações no estado de tensões efetiva da amostra conforme mostra a Figura 2.5.



**Figura 2.5 – Variação das tensões efetivas no processo de amostragem (Adaptado de Ladd e Lambe, 1963)**

Lunne *et al.* (1997) propuseram um critério de avaliação da qualidade da amostra baseado nos valores de índices de vazios ( $e$ ) e na razão de pré-adensamento (OCR – *Over Consolidation Ratio*). Esta proposta tem como finalidade classificar a amostra quanto ao grau de distúrbio sofrido no processo de amostragem. Os autores compararam resultados de ensaios de adensamento e de resistência em amostras obtidas de diferentes tipos de amostradores. No estudo, foram analisadas amostras extraídas de blocos, de amostrador Sherbrooke, que apresentam um menor nível de amolgamento, além de amostras retiradas com o uso dos amostradores de pistão de 54 mm do Norwegian Geotechnical Institute (NGI) e do amostrador de pistão de 75 mm da Japanese Committee of Soil Sampling. Neste trabalho observou-se que as amostras retiradas com o amostrador Sherbrooke apresentaram reta de compressão virgem mais definida, com melhor definição do valor da tensão efetiva de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ). Foi também observado que tanto a compressibilidade, traduzida em termos de módulo confinado ( $D = \Delta\sigma'_{vm} / \Delta\varepsilon_v$ ), quanto os valores de  $\sigma'_{vm}$ , mostraram-se superiores no caso das amostras em bloco, como mostrado na Figura 2.6.

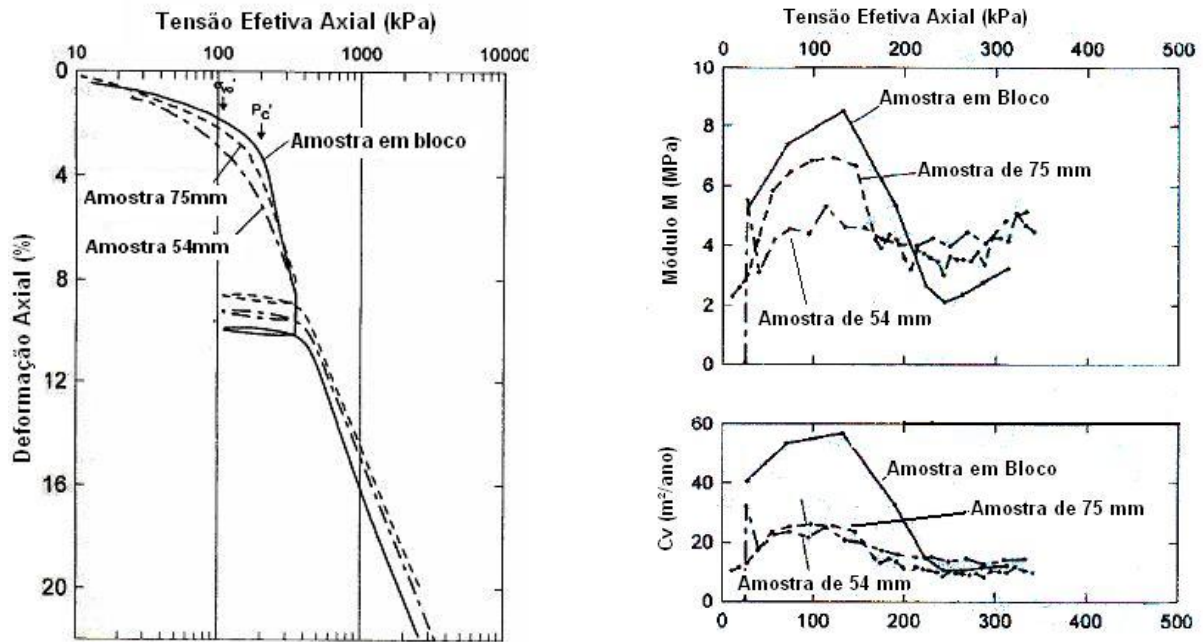


Figura 2.6 – Resultados de ensaios CRS para diferentes tipos de amostragem (Adaptado de Lunne *et al.*, 1997)

Baseados nas informações obtidas em diversas amostras, Lunne *et al.* (1997) propuseram um critério de avaliação do grau de amolgamento sofrido pela amostra, com base na diferença entre o índice de vazios inicial da amostra e o índice de vazios correspondente ao nível de tensão efetiva vertical de campo. Os autores classificaram a amostra como: muito boa a excelente; boa a aceitável; ruim; e muito ruim; como mostrado na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Critério de qualidade proposto por Lunne *et al.* (1997)

Razão de pré-adensamento (RPA ou OCR)	$\Delta e/e_0$			
	Excelente a Muito Bom	Boa a Aceitável	Ruim	Muito Ruim
1 - 2	< 0,04	0,04 – 0,07	0,07 – 0,14	> 0,14
2 - 4	< 0,03	0,03 – 0,05	0,05 – 0,10	> 0,10

onde  $\Delta e = e_0 - e_{\sigma'_{v0}}$ ;  $e_0$  – Índice de vazios inicial da amostra;  $e_{\sigma'_{v0}}$  – índice de vazios para  $\sigma'_{v0}$ .

Este critério de qualidade também foi apresentado por Lunne *et al.* (1997) em termos da deformação axial no nível de tensão inicial de campo ( $\varepsilon_{v0}$ ), para isto multiplica-se o valor de  $\Delta e/e_0$  por  $e_d/(1+e_0)$ .

Coutinho *et al.* (2001) apresentaram um resultado semelhante na argila mole de Recife. Foram comparados ensaios de adensamento em amostras retiradas com o amostrador Sherbrooke e amostradores Shelby de 100 mm (Oliveira, 1991; Coutinho *et al.*, 1993) e 60 mm (Amorim Jr., 1975). Os resultados, mostrados na Figura 2.7 indicam que as amostras retiradas com o uso dos amostradores Shelby apresentam um maior nível de deformação no valor da tensão inicial de campo (diferenças de quase 300%).

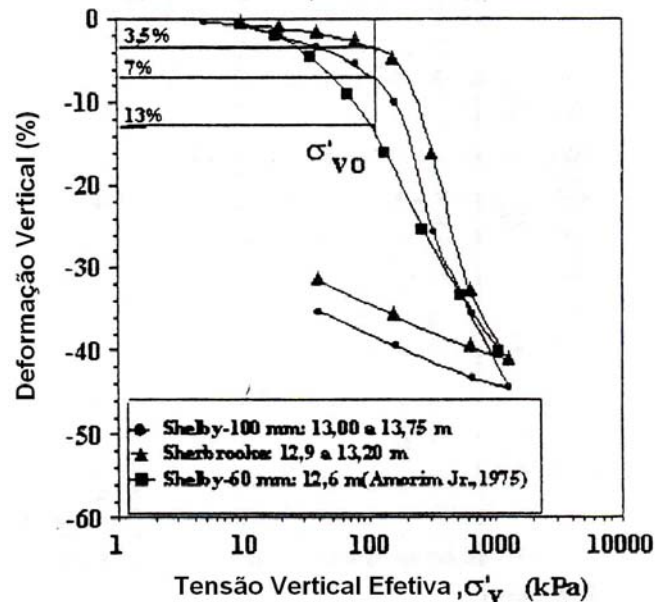


Figura 2.7 – Curvas  $\varepsilon_v \times \sigma'_v$  obtidas com diferentes amostradores (Coutinho *et al.*, 2001)

A má qualidade das amostras tem influência significativa nos parâmetros de compressibilidade, pois o amolgamento da amostra afeta diretamente a forma da curva de compressão dos ensaios oedométricos. A Figura 2.8 apresenta resultados de ensaios de adensamento em diferentes depósitos, onde se observa que a influência da qualidade da amostra é traduzida pelos seguintes aspectos (Coutinho *et al.*, 1998):

- Diminuição do índice de vazios (ou aumento da deformação) para um valor de tensão de adensamento;
- Dificuldade na definição do ponto de menor curvatura para a determinação da tensão vertical de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ );
- Redução do valor de  $\sigma'_{vm}$  pelo método de Casagrande;
- Aumento da compressibilidade na região de recompressão e redução na região de compressão virgem.

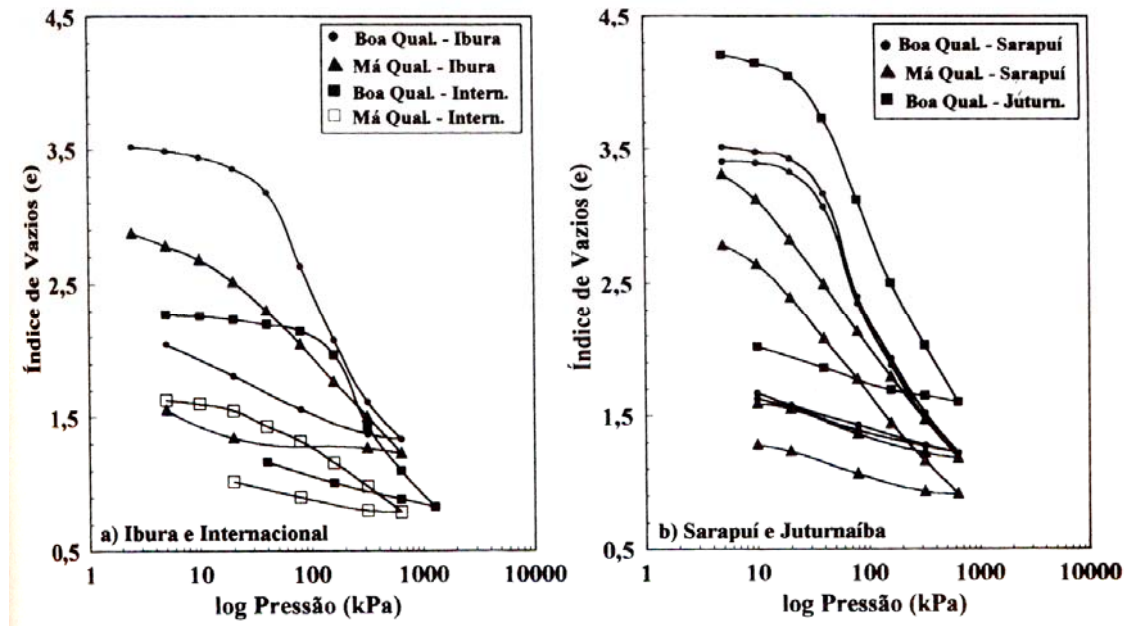


Figura 2.8 – Curvas  $e$  x  $\log \sigma'$  para amostras de Boa e Má Qualidade (Coutinho *et al.*, 1998)

Coutinho *et al.* (1998) também ressaltaram que a forma do trecho de compressão virgem não se apresenta de forma retilínea para amostras de boa qualidade e sim de uma maneira curvilínea. Esta característica da curva em amostras de boa qualidade foi observada anteriormente por Martins e Lacerda (1994).

Com base em diversos ensaios realizados nas argilas da cidade de Recife, Coutinho *et al.* (2001) concluíram que a classificação proposta por Lunne *et al.* (1997) se apresenta muito rigorosa para as argilas de Recife. Os autores propõem um aumento na faixa de classificação considerada “satisfatória” (amostras com qualidade “excelente” a “aceitáveis”) para as amostras de argila de Recife, que seriam classificadas como satisfatórias quando apresentarem valores de  $\varepsilon_{v0}$  menores que 8%. A comparação entre as faixas de classificação propostas por Lunne *et al.* e a nova faixa proposta por Coutinho *et al.* (2001) pode ser observada na Figura 2.9.



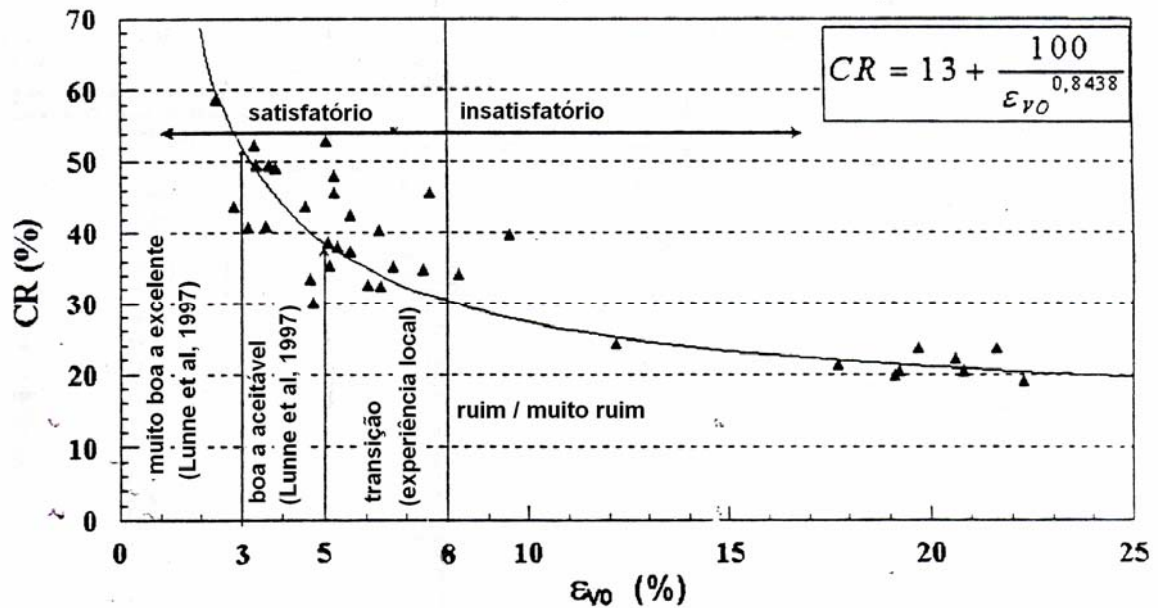


Figura 2.9 – Faixas de classificação propostas por Coutinho *et al.* (2001) para argilas de Recife

Oliveira (2002) apresentou diversos resultados de ensaios oedométricos em amostras de argila nas cidades do Rio de Janeiro e Recife, retiradas com amostradores de pistão (100 mm e 127 mm), Shelby (60 mm e 100 mm) e Sherbrooke. O autor verificou que as amostras Shelby de 60 mm apresentaram qualidade insatisfatória pelo critério de Lunne *et al.* (1997). As amostras retiradas com o uso do amostrador Sherbrooke ora apresentavam comportamento superior às retiradas pelos amostradores de Pistão (100 e 127 mm) e Shelby (100 mm), ora apresentavam qualidade inferior, sendo algumas amostras classificadas como insatisfatórias. Oliveira *et al.* (2000) também apresentaram resultados de ensaios de amostras Sherbrooke e Shelby, classificadas como de alta qualidade. Os autores verificaram que todas as amostras apresentavam curvas coincidentes nos ensaios oedométricos.

Oliveira (2002) concluiu que os amostradores de grande diâmetro (100 a 127 mm) utilizados no Brasil possuem dimensões e geometria adequadas para a retirada de amostras indeformadas de boa qualidade. O autor ressaltou também que, apesar do amostrador Sherbrooke apresentar uma menor variabilidade quanto à qualidade das amostras, a relação custo/benefício não justifica seu uso em campanhas práticas de sondagem. Oliveira (2002) também propôs uma modificação nos valores limites das faixas de variação da qualidade das amostras, mostrada na Tabela 2.3.

**Tabela 2.3 – Critério de qualidade adaptado por Oliveira (2002) de Lunne *et al.* (1997)**

	Excelente a Muito Bom	Boa a Aceitável	Ruim	Muito Ruim
$\Delta e/e_0$	< 0,05	0,05 – 0,08	0,08 – 0,14	> 0,14

## 2.2. Técnicas de Projeto e Execução de Aterros Sobre Solos Moles

Problemas estruturais e construtivos podem ocorrer durante a construção de um aterro sobre argila mole, não só devido a sua baixa resistência, mas também por seu elevado grau de deformabilidade. Para a redução da deformabilidade que o terreno irá sofrer após a obra finalizada e aumento de sua resistência, diversas técnicas de projeto e execução de aterros sobre solos moles foram propostas, com os intuitos básicos de aceleração das deformações ou redução da magnitude das deformações do terreno, com ou sem aumento da resistência das camadas compressíveis.

Serão apresentadas a seguir algumas alternativas de projeto e técnicas de execução de obras que envolvem camadas de solo compressível. As soluções podem ser adotadas individualmente ou em conjunto.

Ressalta-se que independentemente da solução adotada, quase sempre há a necessidade da construção de um aterro de conquista (aproximadamente 60 cm de espessura) para dar início à execução das obras. Em obras de grande porte, tem sido usual a adoção de geossintético na base do aterro de conquista, com o intuito de separação do material e aumento da estabilidade do conjunto aterro-argila mole.

### 2.2.1. Remoção da Camada de Solo Mole

Uma das soluções para se evitar os recalques da camada de solo mole consiste na remoção completa ou parcial da camada compressível. Na prática, esta remoção pode ser realizada através do uso de escavadeiras ou por expulsão.

O DNER/IPR (1990), em seu manual para projetos de aterros sobre solos moles, apresentou uma série de recomendações para a alternativa de remoção da camada de solo mole, as quais estão reproduzidas abaixo:

- Remoção completa – Trechos em que a espessura de solo mole é pequena recomenda-se a remoção completa deste material, com posterior reaterro com outro material, a fim de se evitar as grandes deformações da camada compressível. Porém esta solução apresenta aspectos importantes quanto ao volume de material a ser escavado: i) existência de material de empréstimo

próximo à obra para reaterro, ii) questões ambientais quanto ao despejo do material escavado, bem como o local de corte do material do reaterro, iii) área lateral à plataforma para simultaneidade das operações e iv) altura do nível d'água.

- Remoção parcial – A remoção parcial consiste de uma técnica interessante quando a camada superior possui menor resistência e uma maior deformabilidade. Porém esta solução apresenta os mesmos problemas da remoção completa da camada de solo mole.
- Deslocamento da camada de solo mole – Uma alternativa para a remoção da camada de solo mole é sua expulsão através do peso de um aterro. A idéia principal desta alternativa é a utilização de aterros que irão aumentar as tensões no estrato de solo mole até sua eventual ruptura e deslocamento lateral. O material do aterro irá ocupar o local do solo expulso lateralmente. A etapa seguinte é o aumento do peso do aterro através da construção de mais camadas de solo, visando o aumento das tensões, e, conseqüentemente, novas rupturas e novos deslocamentos do solo mole. Este método se repete até que a camada de solo mole seja removida e em seu local esteja o solo depositado para o aterro. Para a utilização deste método é necessário considerar os seguintes aspectos: i) existência de grandes quantidades de materiais para substituição, ii) os deslocamentos laterais do solo não devem afetar construções vizinhas e iii) necessidade de um destino para o material deslocado (solo mole). É importante a instrumentação correta desta medida para que não haja a incidência não desejada de bolsões de solo mole.
- Expulsão da camada através do uso de explosivos – A utilização de explosivos visa à expulsão da camada de argila através das ondas de choque da explosão. Seu uso é restrito a áreas onde as ondas de choque não causem danos a construções vizinhas. Este método além de apresentar custo elevado, pela quantidade de explosivos, necessita de um cuidado especial para que após as explosões não ocorram bolsões de solo mole, o que ocasionaria deformações futuras.

### **2.2.2. Sobrecarga**

A magnitude dos recalques depende diretamente das tensões aplicadas na camada compressível de solo. Quanto maiores as tensões aplicadas maior será o valor dos recalques. Seguindo esta linha de raciocínio utiliza-se o uso de sobrecargas (temporárias ou não) para a aceleração dos recalques.

Em projetos geotécnicos, a espessura do aterro é calculada em função da cota final do empreendimento e deve considerar as reduções geradas pelos recalques. A sobrecarga é um sobreaterro que é construído em cima do aterro calculado no projeto. Este sobreaterro aumenta o nível de tensões e, conseqüentemente, a magnitude dos recalques para uma determinada porcentagem de adensamento.

Depois de alcançados os recalques esperados para o aterro de projeto, esta sobrecarga é retirada, podendo o material retirado ser utilizado em outro local. A sobrecarga não é considerada temporária quando é incorporada ao corpo final do aterro, isto ocorre, quando é necessária a aceleração dos recalques em alguma etapa construtiva da obra.

Esta alternativa é mundialmente utilizada e divulgada, sendo uma das mais adotadas no Brasil. É usualmente aplicada em conjunto com outras técnicas, como por exemplo, o uso de drenos verticais, que tem como objetivo a aceleração dos recalques.

Porém, para que a técnica de sobrecarga seja empregada, há a necessidade de um volume de material para ser utilizado como sobrecarga, assim como locais de origem e futuros despejos do material do aterro. O cálculo de capacidade de carga do aterro também deve ser feito com muita precisão, pois se trata de uma carga aplicada, muitas vezes, em um sistema não drenado. A utilização de bermas laterais, visando à estabilização da obra, também é uma solução adotada em conjunto com a sobrecarga.

### **2.2.3. Vácuo**

A utilização de vácuo para a aceleração do adensamento foi proposta inicialmente na década de 50. O objetivo desta técnica é o pré-adensamento (*preload*) do solo através do aumento das tensões efetivas, com a redução das poropressões existentes na camada mole, mantendo as tensões totais constantes. O aumento da tensão vertical efetiva pode ser gerado até cerca de 75 kPa (Marques, 2001).

Esta técnica é usualmente utilizada em conjunto com o dreno vertical pré-fabricado (DVP), onde estes são utilizados como extremos do sistema de vácuo. (Bergado *et al.*, 1998).

O uso do sistema de vácuo em conjunto com a técnica de sobrecarga temporária, acelera o processo de recalque. Com isso, reduz-se a altura do aterro de sobrecarga assim como o tempo necessário de sua utilização. Conseqüentemente, pode-se tornar uma alternativa econômica visto à redução do volume necessário de material de aterro.

#### **2.2.4. Aterro sobre Estacas**

Neste tipo de solução, a maior parte do peso do aterro é transferida para as estacas que, por sua vez, transmitem as cargas para camadas competentes, mais profundas. A idéia principal desta solução é eliminar a existência de recalques por acréscimos de tensão na camada compressível. Os recalques possíveis seriam provenientes somente das deformações elásticas das estacas.

A construção do aterro sobre estacas se inicia com a instalação de estacas no solo mole, em profundidades com capacidade de carga compatível com a de projeto, arrasamento das estacas, construção de capitéis ou blocos e construção de uma laje que englobe todos os capitéis/blocos. Essa laje tem como finalidade servir de base para o aterro a ser construído, bem como criar uma rigidez do conjunto de estacas, reduzindo assim as deformações causadas pelas tensões provenientes do aterro (tanto horizontais quanto verticais).

A desvantagem desta alternativa é o custo de sua construção, visto que, dependendo da magnitude do projeto e das condições de campo, há a necessidade de um grande número de estacas e/ou comprimentos elevados das estacas, e a necessidade da construção de uma laje de dimensões significativas, para servir de base para o aterro.

Spotti (2000) sugere o uso de geossintéticos em substituição à laje de ligação. O aterro transfere seu peso para o geossintético que o retransmite para os capitéis. Através do efeito de arqueamento, as cargas verticais do aterro são transmitidas para os blocos/estacas sem a necessidade de utilização da laje. O geossintético tem como funções principais: (i) a separação do material do aterro do material natural; (ii) distribuição e transmissão das cargas para as estacas que não foram transmitidas pelo efeito de arqueamento; (iii) distribuição e transmissão das cargas horizontais provenientes do aterro para as estacas; (iv) reforço da base do aterro.

#### **2.2.5. Estabilização do Solo**

A estabilização do solo refere-se a qualquer ação química, física ou biológica usada para melhorar suas características de resistência e deformabilidade.

##### **2.2.5.1. Material Cimentante**

O uso de misturas de solo local e material cimentante tem sido uma técnica recomendada para solos moles. Esta técnica pode envolver a remoção da camada e posterior substituição com a mistura tratada ou ser empregada a partir da injeção da mistura formando estacas de material tratado (*chemical-pile*).

A injeção de colunas de mistura de cal quimicamente tratada com o solo tem sido altamente empregada no Japão. As estacas de solo+cal produzem os seguintes efeitos: (i) rápida redução do teor de umidade do solo ao redor das estacas; (ii) aumento das tensões horizontais no solo em consequência da variação de volume (expansão) da coluna, melhorando suas características geotécnicas. As colunas de solo e cal apresentam resistência ao cisalhamento de 10 a 50 vezes maior do que a do solo, em geral da ordem de 10 a 15 kPa. (Hossain e Nag, 2005).

#### **2.2.5.2. Aumento da Temperatura**

A Swedish Geotechnical Institute (SGI) (1995 e 1997) apresentou estudos sobre os efeitos do aumento da temperatura nas propriedades geotécnicas das argilas. Em seus relatórios, a SGI demonstra que um aumento na temperatura da argila provoca um aumento inicial da poropressão, ocasionando uma redução da resistência ao cisalhamento, um aumento do seu volume e o início do processo de adensamento da argila. No caso apresentado a temperatura máxima foi de 70°C.

Mantendo-se a temperatura do solo elevada, as poropressões geradas pelo aquecimento são dissipadas, com velocidade dependente das características de drenagem da argila. Se houver uma redução da temperatura haverá um aumento negativo na poropressão original do terreno (SGI, 1995 e 1997). Marques (2001) concluiu que em uma argila aquecida as dissipações das poropressões geradas por um carregamento se dariam com uma maior velocidade.

Através de ensaios oedométricos, verificou-se que o aumento da temperatura provoca uma diminuição da tensão de pré-adensamento. Isto foi observado a partir da elevação da temperatura dos ensaios. Porém, em testes em campo, essa redução não foi evidenciada (SGI, 1995 e 1997). O cálculo da redução de  $\sigma'_{vm}$  e consequente diferença no valor de recalque estão bem detalhados nos relatórios da SGI (1995 e 1997).

Porém, deve ser levado em consideração que ao serem aplicadas tensões nos solos aquecidos, com a redução de  $\sigma'_{vm}$  devida ao calor, a propensão para o efeito de fluência na argila possa ter aumentado, causando assim, conjuntamente, maiores deformações.

O efeito de fluência da argila continua a ocorrer mesmo quando as poropressões geradas pelo aumento da temperatura são dissipadas (SGI, 1995 e 1997).

É importante ressaltar que durante os testes realizados pela SGI (1995 e 1997), não foram introduzidas cargas externas, como carregamentos, portanto os efeitos da temperatura e seus cálculos foram considerados independentes dos níveis de tensões.

A técnica do aumento da temperatura em camadas compressíveis pode ser utilizada para aceleração do processo de adensamento da argila, em conjunto com sobrecargas temporárias.

### **2.2.5.3. Eletrosmose**

O uso da técnica de eletrosmose tem como objetivo o aumento da velocidade de percolação da água nos solos de baixa permeabilidade. Esta técnica pode ser combinada com a utilização de drenos verticais pré-fabricados (DVPs) e sobrecarga nos aterros para uma maior eficiência na aceleração dos recalques.

A técnica da eletrosmose consiste na utilização de eletrodos que irão funcionar ou como anodo, repelindo a água, ou como catodo atraindo a água para uma posterior drenagem (Nascimento, 2005). Estes eletrodos podem ser introduzidos nos DVPs, que passam a formar geossintéticos condutores elétricos (GCEs), o que facilita a drenagem da água, pois a água é captada pelos DVP catodos. A utilização de GCEs acarreta em uma maior velocidade de percolação da água, diminuindo assim o tempo necessário para o adensamento da camada de solo mole.

O primeiro a realizar tais experiências foi Casagrande (1930), o qual analisou o efeito no adensamento de solos. Nascimento (2005) apresenta estudos em laboratórios de amostras submetidas a eletrosmose onde foi registrado, através de placas de recalque e piezômetros tipo Casagrande, que com a aplicação da eletricidade o gradiente elétrico tornou-se maior que o gradiente hidráulico, acelerando o processo de adensamento.

### **2.2.6. Estacas de Material Granular**

Estacas de material granular, brita ou areia, são introduzidas no solo com o intuito de reforçar o solo, através da substituição do solo mole compressível por colunas de materiais mais rígidos, criando assim um conjunto estaca-solo com maior rigidez e reduzindo os deslocamentos verticais e horizontais (Almeida, 1996).

Além de contribuir para o aumento de rigidez do solo, as estacas granulares também possuem função drenante, atuando como drenos verticais (DNER/IPR 1990).

As estacas de material granular apresentam os mesmos problemas dos drenos de areia, quanto ao cálculo de sua estabilidade/integridade e possibilidade de deformação causada por seu peso próprio ou deslocamentos do terreno. Estes problemas podem ser minimizados com a utilização de um geossintético que envolva toda a estaca de material granular, não permitindo a mistura do material com o material do solo e aumentando a integridade da estaca.

Os seguintes processos de instalação de estacas de areia/brita podem ser utilizados (DNER/IPR, 1990; Almeida, 1996):

- Tubo de ponta aberta – Consiste na execução de um furo no terreno mediante a cravação de um tubo de aço (revestimento) como ponta aberta; após a limpeza do material que penetra no tubo, este é preenchido com areia

inundada e removido simultaneamente. Tem como desvantagem: a necessidade de um destino final do material que é retirado de dentro do tubo, por problemas ambientais e de limpeza na obra; e a necessidade de um equipamento robusto para a remoção e introdução do tubo no solo;

- Tubo de ponta fechada – neste caso o tubo tem um tampão na ponta, de modo que, ao ser cravado, a argila é deslocada; após seu preenchimento com areia o tubo é retirado, perdendo-se o tampão; no processo tipo Franki, o tampão é uma bucha de brita, que é expulsa com pancadas do martelo e o revestimento é sacado simultaneamente. Necessita também de um equipamento para o tubo, e no método Franki para a compactação do preenchimento;
- Jateamento – neste processo não há revestimento, sendo o furo formado pela desagregação provocada por um jato rotativo de água sob alta pressão, que sai de uma haste vertical; as paredes do furo se mantêm abertas graças ao empuxo da água em seu interior e ao pequeno tempo (minutos) necessário para preenchê-lo com areia. Faz-se necessária a utilização de bombas de alta pressão e um volume grande de água (dependendo do projeto). Este método é o mais rápido, e teoricamente o mais eficiente, já que o seu processo de instalação produz menos amolgamento do solo mole.
- Vibro-substituição – Este processo usa a técnica de jateamento para abertura do furo inicial até a profundidade desejada. Em seguida, o material granular é lançado no furo e com o uso de vibrador, através de movimentos curtos de subida e descida, o material granular é compactado. A operação é repetida até que se chegue à superfície, criando uma coluna de material granular maior do que o furo inicial (Figura 2.10).

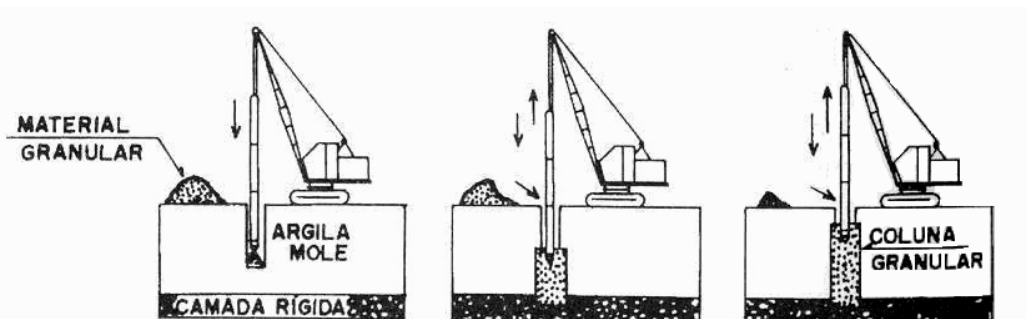


Figura 2.10 – Processo de Vibro-substituição (Almeida, 1996)



Os drenos de material granular apresentam como desvantagem a necessidade de um alto volume de material, dependendo do projeto, podendo esta solução se tornar inviável em locais com escassez dos materiais de construção.

A construção dos drenos verticais deve exercer a menor perturbação possível, pois o amolgamento da argila (efeito *smear*) em torno dos drenos não só aumenta o valor do recalque total bem como torna a argila mais impermeável, dificultando assim o fluxo da água pela camada compressível (Bedeschi, 2004).

Semelhante ao aterro sobre estacas, o aterro construído sobre um solo reforçado com material granular pode se beneficiar do efeito de arqueamento, a partir da instalação de geossintético na base do aterro, reduzindo assim as tensões transmitidas ao solo e conseqüentemente a magnitude dos recalques.

### **2.2.7. Drenos Verticais**

Os drenos verticais, originalmente construídos com materiais filtrantes (areia e brita), têm como função a aceleração do recalque em solos moles com valores elevados de umidade. Os drenos verticais criam uma rede de fluxo no solo, onde a água contida no solo é direcionada para os drenos, possibilitando assim uma redução da distância de drenagem. Com a implantação dos drenos cria-se um fluxo horizontal de água fazendo com que haja tanto expulsão da água pelas superfícies horizontais de drenagem quanto pelos drenos implantados, reduzindo assim a distância de drenagem.

Usualmente, em conjunto com a instalação dos drenos verticais é construída uma camada de material drenante na superfície, podendo ser constituída de material granular (areia) ou de geossintético, com o intuito de captar as águas provenientes dos drenos e do terreno abaixo e as redirecionar para outro local.

O projetista deve estar atento ao fato de que a presença de água no colchão drenante gera um gradiente que pode reduzir a capacidade de drenagem do sistema interno de drenagem. Em casos extremos, recomenda-se o uso de dreno francês, com bombeamento. Há várias proposições na literatura quanto ao espaçamento de drenos mais efetivo. O ideal é a execução de aterro piloto para atender as especificações do projeto (Almeida, 2007).

Existem basicamente dois tipos de drenos verticais: os drenos de material granular (brita e areia) e os drenos verticais pré-fabricados, chamados de DVP.

Muitos autores comentam que os drenos verticais não influenciam a magnitude dos recalques. Os DVP são materiais que quando incorporados ao solo não causam grandes aumentos na rigidez do solo, porém os drenos de areia criam um conjunto solo-drenos mais rígido que o solo, o que pode ocasionar uma redução na magnitude dos recalques.

A construção dos drenos verticais deve exercer a menor perturbação possível. O tamanho da zona amolgada é proporcional ao diâmetro do dreno (areia/brita) e às dimensões do mandril e da sapata de cravação utilizados, no caso de DVP. Através destas dimensões estima-se o diâmetro da área amolgada no entorno dos drenos ( $d_s$ ). Usualmente calcula-se a área circular equivalente à área do mandril (em geral retangular), obtendo-se então o diâmetro equivalente do mandril  $d_m$ , relacionando-se então  $d_s$  e  $d_m$  (Almeida, 1996 e 2007).

Indraratna *et al.* (2005) apresentam um resumo de recomendações de dez estudos da literatura sobre o efeito do amolgamento. Com relação à geometria da zona amolgada a faixa de valores da literatura indica relações de  $d_s/d_m$  entre 1,5 e 5,0, com valor médio  $d_s/d_m = 2,3$ .

A zona amolgada apresenta, geralmente, uma permeabilidade menor do que a região intacta. Estudos indicam faixas de valores de  $k_f/k'_h$  entre 1 a 6, com valor médio  $k_f/k'_h = 2,5$ , onde  $k_h$  é a permeabilidade da zona intacta e  $k'_h$  é a permeabilidade da zona amolgada (Almeida, 2007).

#### **2.2.7.1. DVP**

Os DVP são constituídos basicamente de um núcleo de plástico ranhurado envolto por um material filtrante, onde o material filtrante tem como finalidade impedir que as partículas de solo penetrem no núcleo ranhurado, colmatando o filtro e reduzindo sua eficiência (Bedeschi, 2004). O DVP tem a vantagem de poder absorver pequenas deformações horizontais do solo sem grandes diminuições no fluxo de água no seu interior.

O processo de instalação consiste no posicionamento do dreno no interior de haste metálica vazada, sendo este conectado a uma âncora. A âncora tem a função de evitar a penetração de solo no interior da haste e garantir a fixação do dreno no terreno, impedindo que se solte na ponta da haste ou que volte a subir durante a retirada da haste metálica. Este tipo de dreno possui as seguintes vantagens principais:

- Não necessita de água para instalação, mantendo limpo e acessível o canteiro de obras;
- Não há remoção de solo para instalação;
- Possui sistema de proteção contra a colmatação;
- Toda área lateral do dreno funciona como superfície livre captando água;
- O sistema de cravação permite uma elevada produtividade e protege totalmente o dreno, podendo atravessar ou deslocar, sem causar danos ao dreno, camadas de solo de elevada resistência, pedaços de madeira ou matacões de pequenas dimensões. (SiteEngenharia, 2006)

A capacidade de descarga dos DVPs precisa ser considerada em princípio em casos de drenos longos, pois a capacidade de descarga é influenciada pela área disponível para o fluxo, nível de tensões horizontais atuantes nos drenos, dobramento decorrente de recalques da camada de argila mole e infiltrações de partículas finas nos drenos.

Bedeschi (2004) cita um estudo de Saye (2001) onde foi constatado que a instalação do DVP gera perturbações maiores ou iguais às geradas na construção de drenos de material granular com a técnica de ponta fechada. Neste estudo, foi verificado que esta perturbação ocorre independentemente do espaçamento dos drenos e este efeito aumenta quando há espaçamentos menores, chegando ao limite, com espaçamentos de drenos inferiores a 1,75 m. Neste caso, o ganho na aceleração dos recalques torna-se pouco significativo. Usualmente, nas obras brasileiras, os DVPs são instalados com espaçamentos mínimos de 0,90m.

#### 2.2.8. Aterro Leve

A magnitude dos recalques dos aterros sobre camadas de solos moles é proporcional ao peso do aterro, pois quanto maior a tensão aplicada no solo maior sua deformação. A solução dos aterros leves é uma alternativa à construção de aterros convencionais. Os materiais mais leves substituem os solos do aterro, diminuindo assim a tensão transmitida a fundação do aterro.

O DNER (1998) apresenta uma tabela (Tabela 2.4) com os tipos de materiais que são usualmente empregados em aterros leves, bem como seus pesos específicos respectivos.

Antes da colocação dos materiais leves, lança-se uma camada de solo, ou material geossintético, com a função de separação. Após a implantação do material leve, é construída uma camada superficial de solo que servirá como subleito para a pavimentação. Dependendo do material leve empregado há a necessidade de uma manta plástica ou geossintética entre o material leve empregado e a camada superior de solo.

**Tabela 2.4 – Pesos específicos dos materiais leves para aterros (DNER, 1998)**

Material	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )
Poliestireno expandido – EPS (isopor ou similar)	1,0 a 1,5
Argila expandida	5,0 a 10,0
Serragem	8,0 a 10,0
Cinza volante	10,0 a 14,0

Na utilização de aterros leves, principalmente quando é utilizado o EPS, é de grande importância a verificação do nível d'água máximo da região em períodos de chuvas e inundações. Se a região, aonde será construído o aterro com EPS, for propícia a alagamentos, o EPS pode flutuar durante a elevação do NA e assim comprometer a integridade física do aterro. No caso da possibilidade de flutuação do EPS, deve-se colocar uma camada de aterro acima do EPS, suficientemente pesada, para evitar que este flutue, ou fazer uso de um tipo de EPS que possua uma menor fluabilidade, evitando assim o rompimento do aterro.

Ensaio de tensão x deformação do conjunto pavimentação-material leve, devem ser conduzidos em aterros experimentais, dependendo da importância da obra, para a verificação das deformações futuras do aterro.

A utilização de materiais que introduzem vazios nos aterros também pode ser considerada como materiais leves para aterros. Estes materiais podem ser tubos de PEAD ou dutos/galerias de concreto (preferencialmente protendido para a redução da espessura das paredes), preenchidos ou não com algum material leve para maior resistência. Estes materiais incorporam vazios no corpo do aterro diminuindo a tensão aplicada no solo de fundação e conseqüentemente reduzindo a magnitude dos recalques.

Tanto a utilização destes materiais, quanto à de outros com funções semelhantes deve atender, também, às deformações e aos recalques máximos permitidos, além da verificação da resistência com o uso corrente do aterro.

Obras como a da vila olímpica do Pan-americano 2007 usaram EPS como alternativa ao aterro para via de acesso ao local e em conjunto com eucaliptos para execução do aterro de conquista. Sandroni (2006) comenta que foi usado no aterro da via de acesso EPS com peso específico de  $20 \text{ kg/m}^3$ . Sandroni (2006) também apresenta várias características e recomendações do aterro leve com o uso de EPS.

Gan e Tan (2003) descreveram uma obra em que o EPS foi utilizado no aterro de transição, próximo aos pilares de uma ponte de via expressa localizada na Malásia. Esta solução foi adotada com o intuito de se reduzir os valores dos recalques diferenciais entre a estrutura de concreto e o aterro acesso.

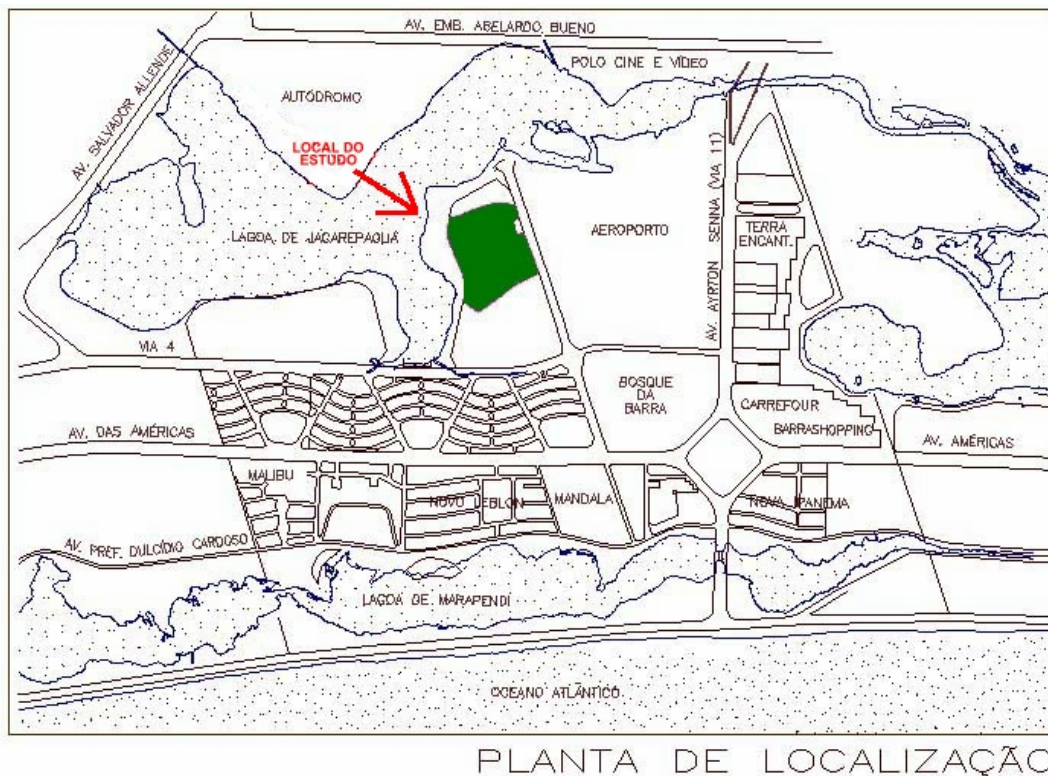
O Road Research Laboratory em 1971 (Murray, 1971) apresentou informações sobre aterros construídos em Nova York, com a troca do material usual do aterro por cinza de combustível pulverizada, que possuía um peso específico saturado de  $13,6 \text{ kN/m}^3$ .

## 2.3. Casos Históricos de Aterros no Rio de Janeiro

### 2.3.1. Baixada de Jacarepaguá

#### 2.3.1.1. Margem da Lagoa de Jacarepaguá

O aterro foi construído às margens da Lagoa de Jacarepaguá para implantação de empreendimento imobiliário. A Figura 2.11 apresenta a localização da área da construção.



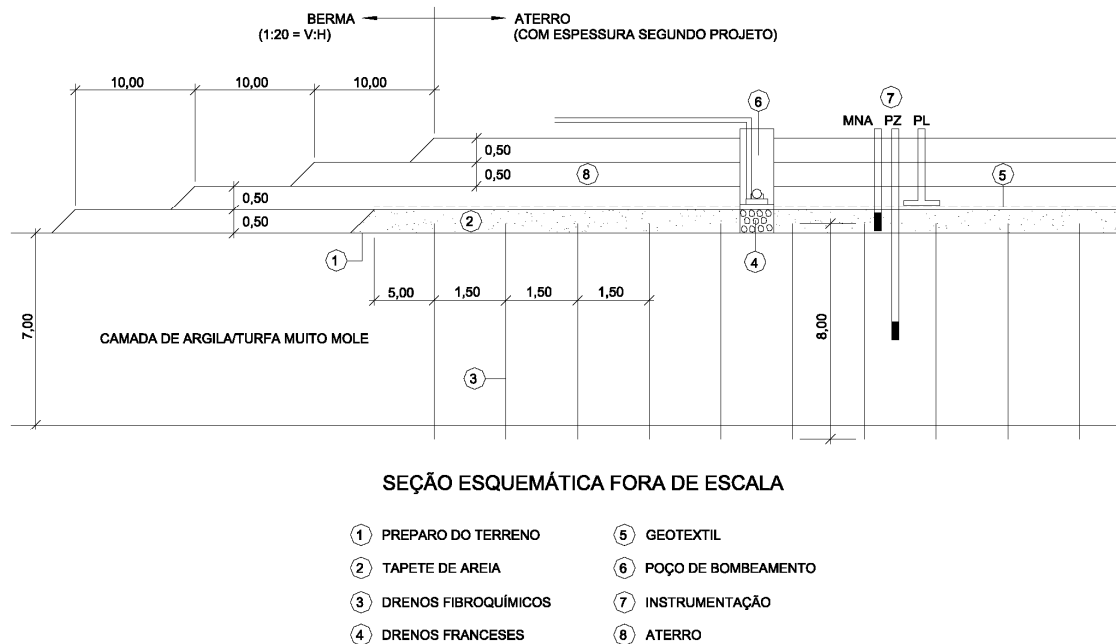
**Figura 2.11 – Planta de Localização da Obra (Bedeschi, 2004)**

Bedeschi (2004) estudou uma das regiões do aterro, que abrangia uma área de aproximadamente 30.200 m<sup>2</sup>. O aterro apresentou altura variável de 1,3 m a 3,0 m, dependendo de sua posição, e peso específico de 19,0 kN/m<sup>3</sup> na condição natural e 19,5 kN/m<sup>3</sup> na condição saturada.

Devido ao prazo de execução da obra foi previsto a aceleração dos recalques, através da instalação de drenos verticais pré-fabricados, com 8 metros de comprimento, totalizando 88.000 metros de drenos (11.000 drenos). Os drenos foram dispostos em malha triangular (com espaçamento de 1,50 m). A seção típica do aterro, demonstrada na Figura 2.12, era composta de um tapete de areia com 50 cm de espessura, visando a captação

d'água, coberto por uma camada de geotêxtil. O aterro foi construído em etapas, com camadas de 50 cm de altura.

O terreno apresenta um perfil geotécnico não horizontalizado, com uma camada superficial de turfa, seguida de camada de argila orgânica sobrejacente a uma camada arenosa. A camada de solo mole possui espessuras variáveis de 3,0 m a 7,5 m, apresentando o nível d'água na superfície ou bem próximo (0,10 cm de profundidade).



**Figura 2.12 – Seção típica da Área C (Bedeschi, 2004)**

O teor de umidade natural é de 350% na camada superior turfosa e da ordem 100 a 150 % na camada inferior de argila. O Limite de Liquidez ( $LL$ ) apresenta valores, em média, pouco inferiores aos valores de umidade. O índice de plasticidade ( $IP$ ) é da ordem de 150 % para as camadas superiores e de 100 % para as camadas inferiores.

Ensaio de adensamento em amostras retiradas de 2 locais apresentaram valores de coeficiente de adensamento ( $c_v$ ) entre  $9 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{s}$  e  $4 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ . A razão de compressão virgem ( $CR = C_d/(1+e_0)$ ) foi da ordem de 0,42 para toda a camada argilosa. Os 3,0 m superiores de argila apresentaram OCR igual a 6,6, e as demais camadas apresentaram OCR de 3,3.

O aterro foi construído com camadas de geotêxtil adicionais e com uma maior inclinação dos taludes. Tendo em vista essa diferença de geometria utilizada e a importância da área, foi instalada uma instrumentação especial, que compreendeu 5 estações, cada uma composta de 1 vertical de inclinômetro no pé do talude, 1 piezômetro Casagrande e

placas de recalque. Adicionalmente, em três destas estações foram instalados medidores de nível de água.

Os instrumentos de medição do aterro foram instalados após a cravação dos drenos pré-fabricados. No total, foram instalados 97 instrumentos de medição: 54 placas de recalque, 16 medidores de NA, 16 Piezômetros Casagrande, 2 *bench-marks*, 2 piezômetros elétricos de corda vibrante, 2 aranhas magnéticas e 5 inclinômetros.

Os recalques medidos foram comparados com os recalques finais previstos pelo método de Asaoka. Observou-se uma boa concordância entre a previsão e a instrumentação, com erro relativo de 6,5 %.

Apesar dos valores significativos de recalque, em torno de 2 m (28 % do valor da camada compressível), os drenos continuaram com um funcionamento satisfatório.

### **2.3.1.2. Aterro do SESC/SENAC**

O aterro do SESC/SENAC (Serviço Social do Comércio e Serviço Nacional de Aprendizagem Comercial) localiza-se na baixada de Jacarepaguá, e possui aproximadamente 86.000 m<sup>2</sup> de área. Na área em questão foram construídos um aterro convencional, com drenos de areia e um aterro estaqueado reforçado em uma área de aproximadamente 12.000 m<sup>2</sup> (Figura 2.13) (Spotti, 2000 e 2006).

O aterro convencional foi construído em duas etapas. A 1ª etapa consistiu da construção de um colchão drenante com 60 cm de altura, seguido da instalação de uma manta geotêxtil e dos DVP. A malha dos DVP era triangular, sendo a distância entre os centros dos drenos de 1,7 m. A 2ª etapa de construção do aterro só ocorreu 3 anos após a 1ª etapa, quando grande parte dos recalques primários causados pela 1ª etapa já tinham ocorrido. O 2º aterro, composto de silte arenoso com  $\gamma_{nat} = 18 \text{ kN/m}^3$ , atingiu alturas entre 2,0 a 3,3 m.

Entre 1995 e 1997, foram executados 30 furos de sondagem. Foi constatado que o perfil do subsolo era composto de 1 m a 2 m iniciais de turfa, e uma camada de argila mole com espessuras médias de 3 m, 9 m e 11 m (espessura máxima de 12 m), nos locais (1), (2) e (3), respectivamente, do terreno (Figura 2.13). Após a camada argilosa tem-se uma camada de solo arenoso compacto seguido por um solo residual (Spotti, 2000 e 2006).

Ensaios de caracterização das amostras, retiradas de 4 diferentes locais, apresentaram valores de umidade entre 180 a 500 %, nos 3 m iniciais, 200 %, até 5 m de profundidade, e uma faixa de valores entre 10 a 190 % até 12 m. Os valores de *LP* se apresentaram em sua maioria próximos a 100 %. O *LL* apresentou valores entre 100 e 400%, com valores de *IP* na faixa de 100 a 250% . O peso específico total médio calculado foi de  $\gamma = 12,5 \text{ kN/m}^3$ .



**Figura 2.13 – Localização do aterro estaqueado reforçado do SESC/SENAC (adaptado de Spotti, 2006)**

Ensaio de adensamento forneceram valores de OCR médios linearmente decrescentes até 4 m de profundidade, com valor máximo de 3,2. Para profundidades superiores, observaram-se valores médios de 1,5. O valor médio de índice de compressão (CR) foi de 0,52, com uma relação de  $C_s/C_c = 0,1$ .

Segundo os diversos ensaios apresentados por Spotti (2000 e 2006), os valores do coeficiente de adensamento vertical e horizontal ( $c_v$  e  $c_h$ ) situaram-se entre  $5 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$  e  $6 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ , e  $8 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$  e  $13,7 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ , respectivamente.

Ensaio de palheta tradicionais, em uma primeira campanha, em 1995, indicaram valores de resistência não drenada ( $S_u$ ) crescentes com a profundidade, variando de 8 a 40 kPa. A argila apresenta valores médios de sensibilidade próximos a 5. Ensaio de palheta elétrico forneceram valores de  $S_u$  entre 5 e 23 kPa.

Ensaio de piezocone indicaram um perfil de subsolo semelhante ao fornecido pelas sondagens SPT. O coeficiente de adensamento horizontal ( $c_h$ ) foi calculado também a partir do ensaio de piezocone, com valores entre  $2,4 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$  a  $13,7 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ .

A instrumentação do aterro consistiu na instalação de 6 piezômetros elétricos e 17 piezômetros do tipo Casagrande, 6 medidores de nível d'água, 2 verticais de extensômetros magnéticos, 2 referências de nível profundas e 20 placas de recalque.

### **2.3.2. Baixada Fluminense**

A Baixada Fluminense (Figura 2.14) engloba os municípios de Mangaratiba, Itaguaí, Seropédica, Paracambi, Queimados, Japeri, Nova Iguaçu, Mesquita, Nilópolis, São João de Meriti, Belford Roxo, Duque de Caxias, Magé e Guapimirim. A Figura 2.14 apresenta a localização dos aterros que serão descritos no presente trabalho.





Figura 2.14 – Baixada Fluminense e localização dos aterros (modificada de Spannerberg, 2003)

### 2.3.2.1. Aterros Experimentais – Rio Sarapuí

Na década de 70, o DNER/IPR, em conjunto com instituições de pesquisa, realizou vários experimentos visando à compreensão do comportamento geotécnico de depósitos de argila mole.

Os aterros foram instrumentados com placas de recalque, extensômetros magnéticos verticais, piezômetros e inclinômetros.

#### 2.3.2.1.1. Aterro Experimental I

Em 1977, foi construído o 1º Aterro Experimental, o qual foi levado à ruptura (Ortigão, 1980). Em 1978, iniciou-se a construção do 2º Aterro Experimental, com o intuito de avaliar diversos tipos de elementos drenantes para a aceleração dos recalques. O local escolhido para a construção dos aterros foi a Baixada Fluminense, no km 7,5 da Rodovia Rio - Petrópolis, próximo ao Rio Sarapuí.

O perfil geotécnico da região apresenta uma camada de argila mole, com SPT nulo até cerca de 11 metros de profundidade, seguida por uma camada de areia fina argilosa, com 2 metros de espessura, sobrejacente a uma camada de areia fina a grossa (com 1 m de espessura). Antes do impenetrável existe, ainda, uma camada de areia fina argilosa. O perfil do local está apresentado na Figura 2.15.

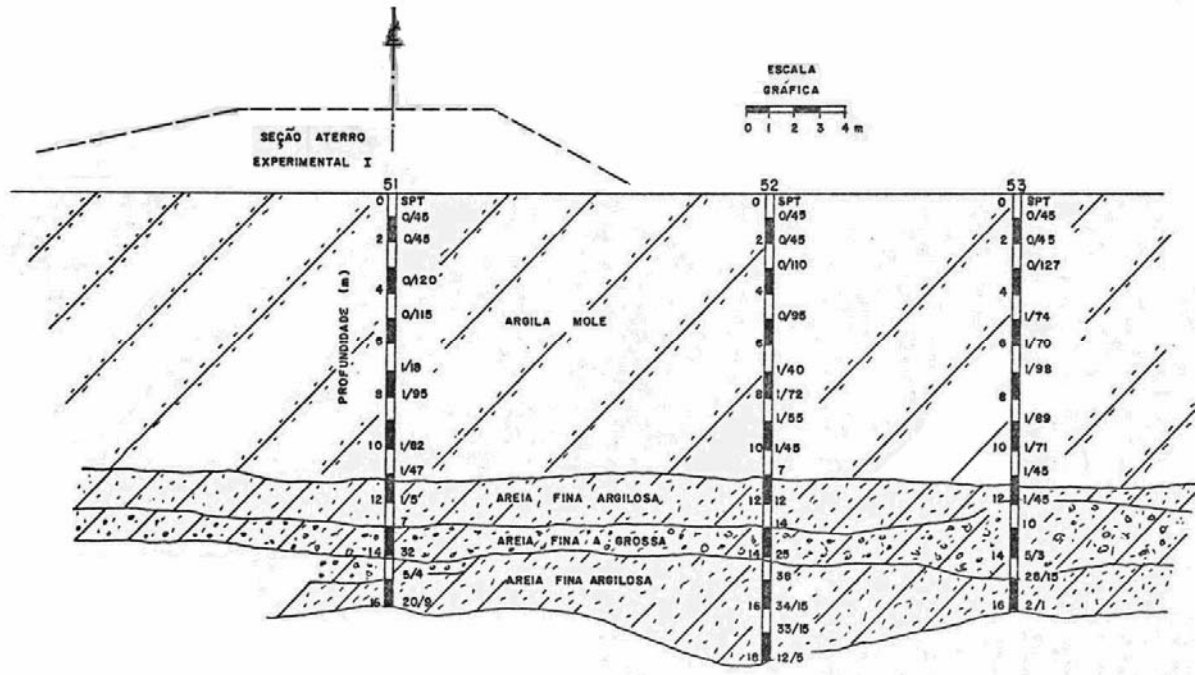


Figura 2.15 – Perfil geotécnico no Aterro Experimental I (Gerscovich, 1983)

O 1º aterro, construído com taludes de 1V:2H (Figura 2.16), rompeu com uma altura máxima de 3,1 m. Durante a construção, foram observadas fissuras a partir do momento em que o aterro atingiu 2,5 m de altura.

Placas de recalque instaladas no eixo principal apresentaram valores de recalque de 400 a 500 mm.

Ortigão (1980) e Sayão (1980) apresentam valores do coeficiente de compressão secundária da argila de Sarapuí variando de 2 a 4,5%.

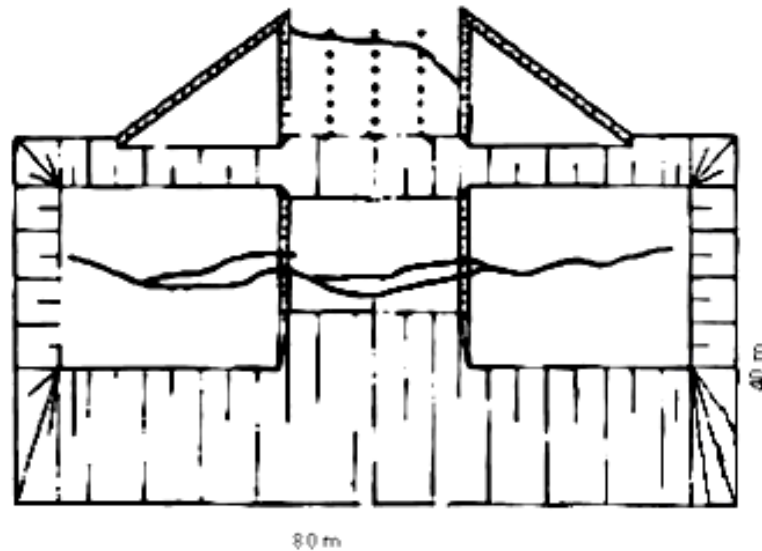


Figura 2.16 – Geometria do aterro e localização das trincas (Ortigão, 1980)

#### 2.3.2.1.2. Aterro Experimental II

O 2º aterro foi construído com seu eixo distante 209,9 m do início da ponte sobre o Rio Sarapuí. Suas dimensões eram de 315 m de comprimento, 35 m de largura na base e 25 m no topo, com previsão de altura de 2,5 m, que não pôde ocorrer nos aterros devido a problemas técnicos e econômicos (DNER/IPR, 1980).

No local a camada de argila mole apresenta pequenas variações de espessura, entre 8 e 10 m. Após a camada compressível existe um substrato arenoso (Figura 2.17 – Corte AA).

Este 2º aterro foi dividido em 7 seções, denominadas sequencialmente por letras A a G. Em cada seção foi utilizado um determinado tipo de dreno vertical, com exceção das seções A e G, localizadas nas extremidades do aterro (Tabela 2.5). As seções A e G, sem drenos verticais, serviram como seções de controle para futuras comparações. Com exceção da seção A, na qual foi instalado um geotêxtil na base, a camada inicial do aterro, com 50 cm de espessura, era constituída de material arenoso que funcionava como colchão drenante (Figura 2.17).

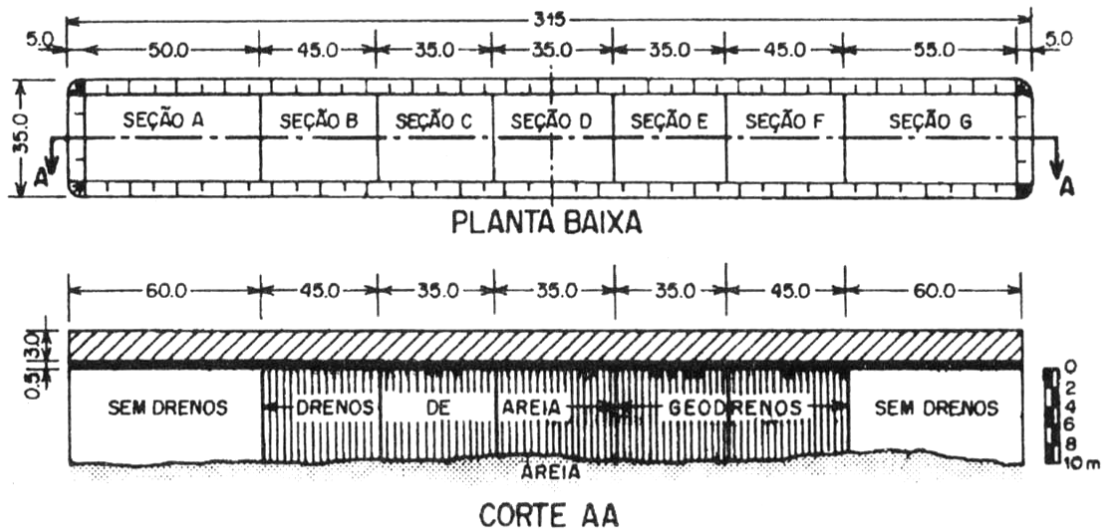


Figura 2.17 – Seções do Aterro II do IPR. (Almeida 1996)

Tabela 2.5 – Características das seções e sistemas drenantes. (DNER/IPR 1980; Almeida 1996)

Seção	L (m)	Altura máxima de aterro (m)	Tipo de Dreno	S (m)	N	Ld (m)
A	60	1,79	Sem drenos. Colchão drenante de geotêxtil	-	-	-
B	45	1,84	Dreno de areia de ponta fechada	2,50	216	12,0
C	35	1,88	Dreno de areia de ponta aberta	2,50	168	12,0
D	35	2,12	Dreno de areia executado com jato d'água	2,50	168	12,0
E	35	1,92	DVP – Fibro-Químico – Cravação estática	1,70	320	12,0
F	45	1,96	DVP – Geotêxtil (Bidim OP-60) Cravação dinâmica	2,00	322	12,0
G	60	1,91	Sem drenos. Colchão drenante areia	-	-	-

onde L = comprimento da seção; S = espaçamento dos drenos; N = número de drenos;

Ld = comprimento do dreno

O 2º aterro, após 41 meses, apresentou recalques de aproximadamente 685 mm (seção A) a 1325 mm (seção D). Os valores de recalques medidos pelas placas de recalque e pelos extensômetros magnéticos verticais, no 2º aterro, tiveram boa concordância. Porém os valores calculados foram superiores aos medidos em campo, com diferenças de 150 a 600 mm (IPR/DNER, 1980).

### 2.3.2.2. Aterro Rio Polímeros

Formigheri (2003) e Spannberg (2003) estudaram o comportamento do aterro de implantação da Indústria Rio Polímeros, localizada ao lado da Refinaria de Duque de Caxias, na Baixada Fluminense, RJ.

O aterro cobria uma extensão de aproximadamente 500.000 m<sup>2</sup> e foi dividido em 7 regiões de estudo, as quais foram nomeadas de acordo com sua futura utilidade (Figura 2.18 e Figura 2.19). As regiões de estudo foram agrupadas em 3 grandes áreas: LESTE, englobando o Estacionamento, Depósitos e Prédios; CENTRAL, com Polietileno e Etileno; e a área OESTE, que continha Tanques e Utilitários.

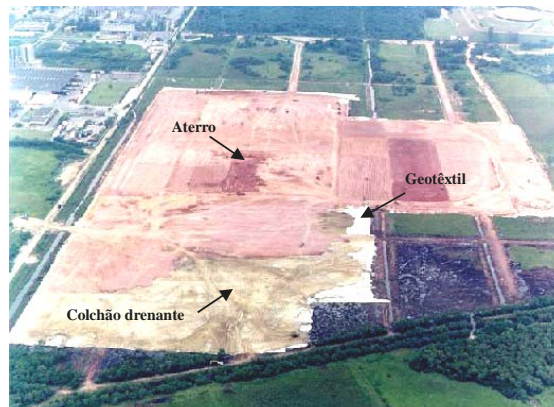


Figura 2.18 – Foto da obra – Outubro, 2000 (Formigheri, 2003)

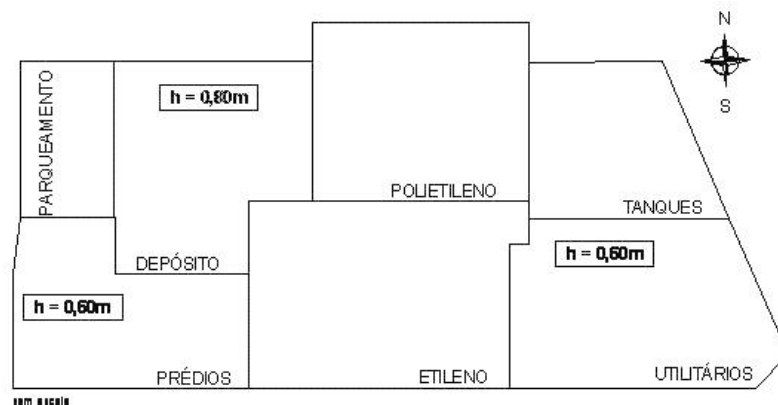


Figura 2.19 – Planta baixa esquemática do aterro (Formigheri, 2003)

A previsão de cota final a ser atingida pelo aterro era de 2,50 m. Foi executada inicialmente uma camada de areia, com espessura variável de 0,60 a 0,80 m, de acordo com a necessidade de regularização do terreno, e em seguida foi construído o aterro composto de silte argiloso. Tendo em vista a irregularidade do terreno no local, e as diferentes espessuras de argila, os aterros foram construídos com alturas diferentes em cada área (Tabela 2.6).

**Tabela 2.6 – Alturas do aterro e de sobrecargas no aterro. (adaptado de Formigheri, 2003)**

Área	Cota original do terreno (m)	Espessura da camada de areia (m)	Espessura de aterro incluindo camada de areia (m)
Etileno	0,80	0,60	3,00
Polietileno	0,60	0,60	3,00
Utilitários	0,70	0,80	2,90
Tanques	0,70	0,80	3,20
Depósito	0,70	0,80	2,60
Prédios	1,00	0,60	2,20
Parqueamento	1,20	0,80	2,30

Nas vias de acesso foram instalados drenos verticais, juntamente com a técnica de sobrecarga, em toda área do aterro, para a aceleração dos recalques. A utilização de um geotêxtil tecido entre a camada de solo mole e o aterro teve a finalidade de separação dos materiais, bem como a função de reforço de fundação.

Piezômetros de corda vibrante e tipo Casagrande, inclinômetros e placas de recalque foram instalados em diferentes fases da obra. A primeira campanha restringiu-se às áreas Etileno, Polietileno, Utilitários e Tanques, nas quais alguns aterros já tinham alcançado sua cota final. Após a execução dos demais aterros, nas áreas Depósito, Prédios e Parqueamento, novos instrumentos foram instalados. As leituras destes instrumentos estão apresentadas por Formigheri (2003).

Os recalques monitorados durante a construção e até 800 dias depois variaram de valores de 100 mm até aproximadamente 1300 mm. Formigheri (2003) estimou os recalques primários segundo a teoria de Terzaghi e verificou que houve superestimativa de até 60% do valor de campo. Por outro lado, a previsão de acordo com a proposição de Asaoka (1978) forneceu valores bastante satisfatórios.

### **2.3.2.3. Caracterização Geotécnica da Camada de Argila Mole**

Vários pesquisadores estudaram a camada de argila mole da região adjacente ao rio Sarapuí (por exemplo, Almeida *et al.* 2005; Futai *et al.*, 2001; Gerscovich 1983; Ortigão e Lacerda, 1980; Ortigão, 1980; Sayão, 1980; Coutinho, 1976; Coutinho & Lacerda, 1976;). Na região da Indústria Rio Polímeros, as investigações foram realizadas pela empresa Tecnosolo e por Spannerberg (2003). O programa de investigação de laboratório constituiu

de ensaios de caracterização, de adensamento convencional e de deformação controlada, e ensaios triaxiais - UU, CIU, CK<sub>0</sub>U, entre outros.

Na região adjacente ao rio Sarapuí, a camada compressível apresenta espessuras variando de 9,0 a 11,0 m e nível d'água coincidente com a superfície do terreno. Abaixo da camada compressível existe uma camada de transição com pequena espessura (em torno de 50 cm) e, em seguida, há a presença de um estrato de areia fina.

A estratigrafia da área do aterro Rio Polímeros foi definida a partir de 106 sondagens SPT. Foi verificada a existência de camada de argila mole, variando de 3 a 6 metros de profundidade, com SPT nulo ao longo de toda a espessura. Na maioria das sondagens, esta camada se iniciava no nível do terreno. Subjacente à camada de solo mole ocorre uma camada de argila siltosa e arenosa, apresentando  $N_{spt}$  médio de 12 golpes, e espessuras variando de 5 a 12 m.

Em ambos os locais, foi detectada a existência de uma camada ressecada superficial, pré-adensada, com espessura da ordem de 2,5 m.

Na área do rio Sarapuí, o peso específico saturado ( $\gamma_{sat}$ ) da argila varia com a profundidade ( $z$ ), em metros, segundo as equações. 2.7 e 2.8: (Ortigão e Lacerda, 1980).

$$\gamma_{sat} (kN / m^3) = 12,9 \dots (z \leq 4m) \quad ( 2.7 )$$

$$\gamma_{sat} (kN / m^3) = 12,2 + 0,18z \dots (z > 4m) \quad ( 2.8 )$$

A Figura 2.20 mostra as distribuições de OCR ao longo da profundidade, observada por diversos autores na argila da Baixada Fluminense. Pode ser observada uma camada superficial, em torno de 2 m de espessura, que possui valores de OCR mais altos, de 3 até 5. Abaixo de 2 m de profundidade os valores de OCR se reduzem até alcançar um valor mínimo de 1,5 (a 10 m de profundidade).

Ortigão (1980), Futai *et al.* (2001) e Almeida *et al.* (2005), apresentam valores de índices de vazios iniciais ( $e_0$ ) entre 2,5 e 4,5 na argila da baixada Fluminense, condensados na Figura 2.21. Nos 3 m iniciais,  $e_0$  é constante, da ordem de 4,3, reduzindo para profundidades maiores.

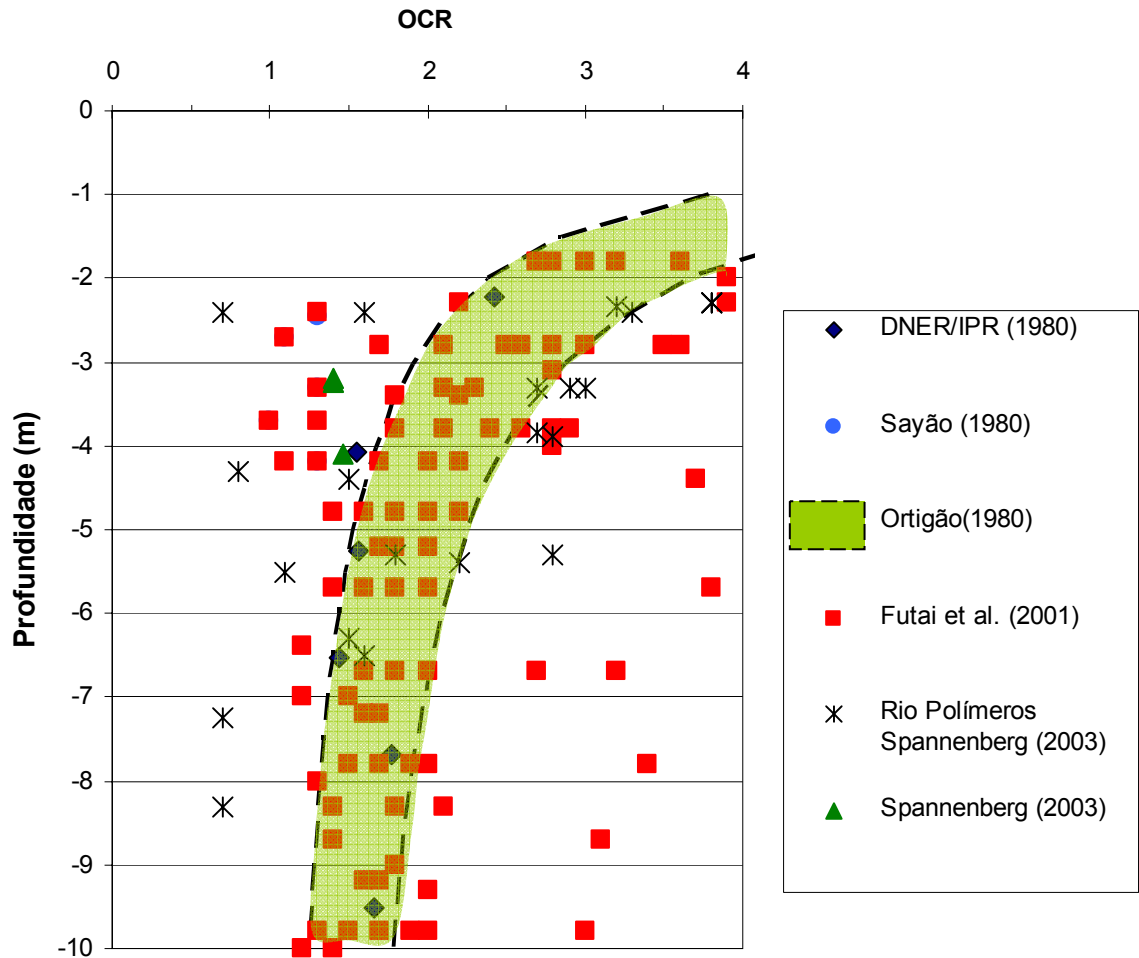


Figura 2.20 – Valores de OCR – Baixada Fluminense

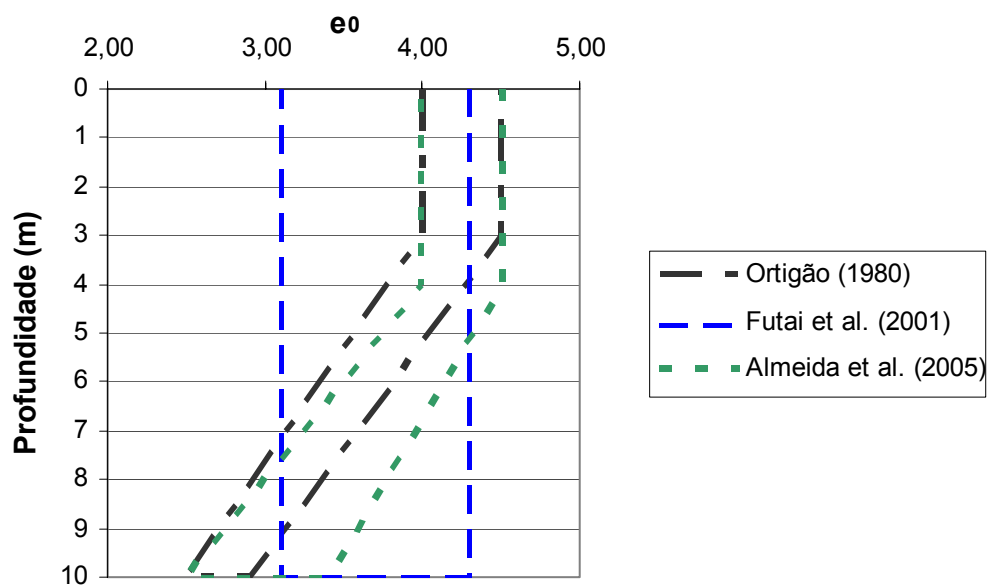


Figura 2.21 – Faixa de valores de  $e_0$  – Baixada Fluminense



As distribuições dos índices de compressibilidade  $C_c$  (índice de compressão virgem) e  $C_r$  (índice de recompressão) com a profundidade, obtidas pelos diversos autores, estão mostradas na Figura 2.22. Observa-se uma razoável dispersão e tendência de redução do valor de  $C_c$  com a profundidade. Os índices de compressibilidade  $C_c$  e  $C_r$  variam entre 1,31 e 2,57 e 0,19 e 0,65, respectivamente.

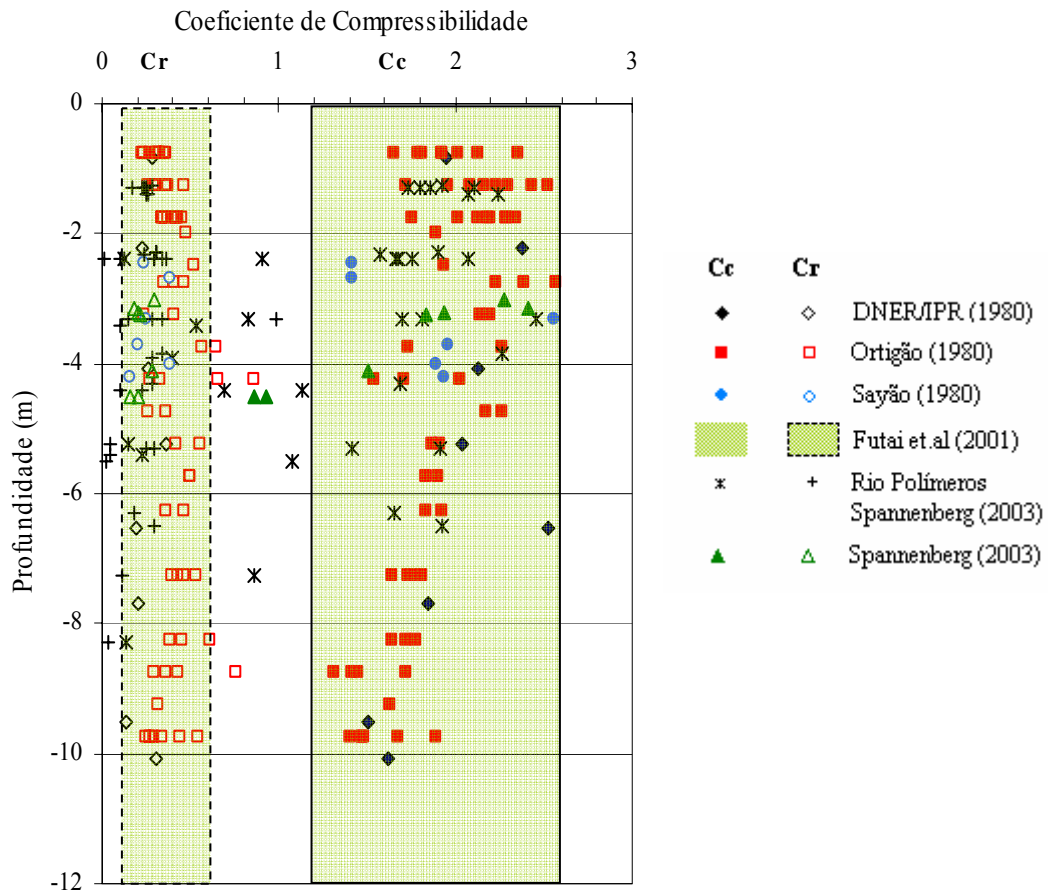


Figura 2.22 – Parâmetros de compressibilidade do solo. (Lima *et al.*, 2006)

O coeficiente de compressão secundária ( $C_\alpha$ ) foi estimado por Sayão (1980) com valor da ordem de 0,045 e por Ortigão (1980) com valores próximos a 0,035. Spanenberg (2003) observou valores de  $C_\alpha$  iguais a 0,06, um pouco superiores aos observados na região.

Ortigão (1980) apresentou uma faixa de valores do coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) observados na argila de Sarapuú. A Figura 2.23 apresenta os resultados observados por Ortigão (1980), bem como os valores de  $c_v$  obtidos por Formigheri (2003), na área denominada Rio Polímeros. Na Figura 2.24 estão incluídos os valores do coeficiente de adensamento vertical verificados por outros autores. Observa-se que os resultados na área da Rio Polímeros apresentam um comportamento similar ao descrito por Ortigão (1980 e 1993). Para tensões inferiores ou aproximadamente iguais à tensão de pré-adensamento

( $\sigma'_{vm}$ ), a dispersão é significativa, ocorrendo valores de  $c_v$  altos e até mesmo externos à faixa proposta. Já para tensões superiores a  $\sigma'_{vm}$ , no trecho de compressão virgem, o valor de  $c_v$  mantém-se aproximadamente constante. Os resultados apresentados se enquadram próximos à faixa proposta por Ortigão (1980 e 2007).

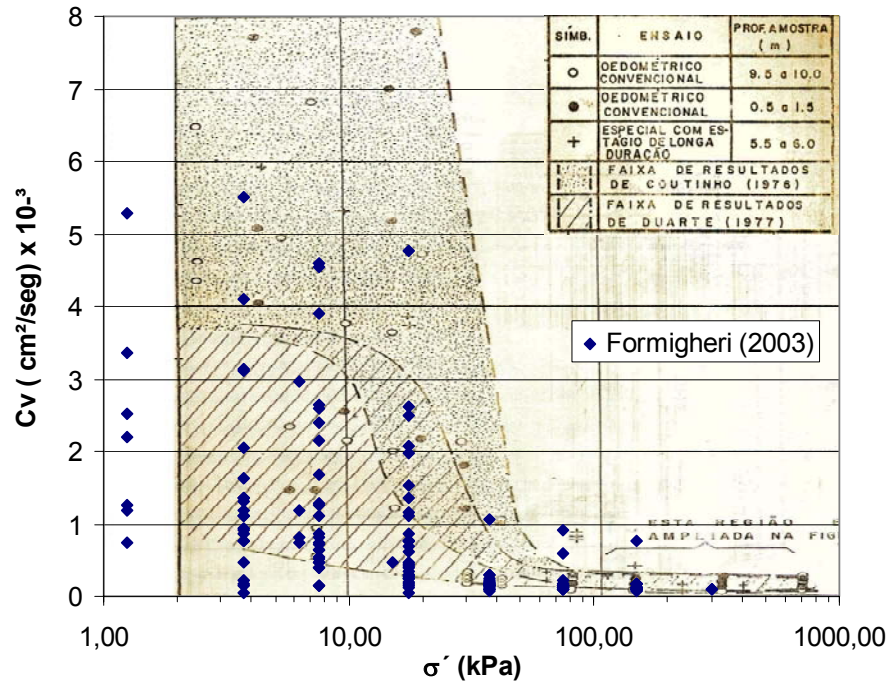


Figura 2.23 – Valores de  $c_v$  (Formigheri, 2003; Ortigão, 1980)

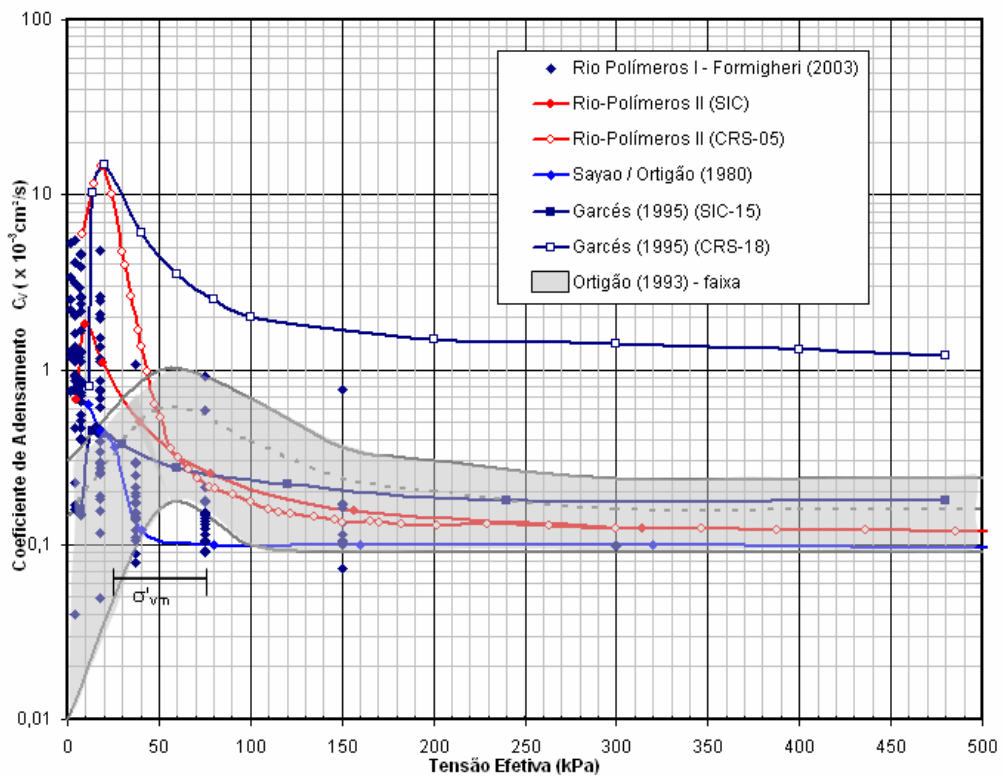


Figura 2.24 – Faixa de valores de  $c_v$  da argila do Rio de Janeiro obtida em ensaios oedométricos (Spannerberg, 2003)

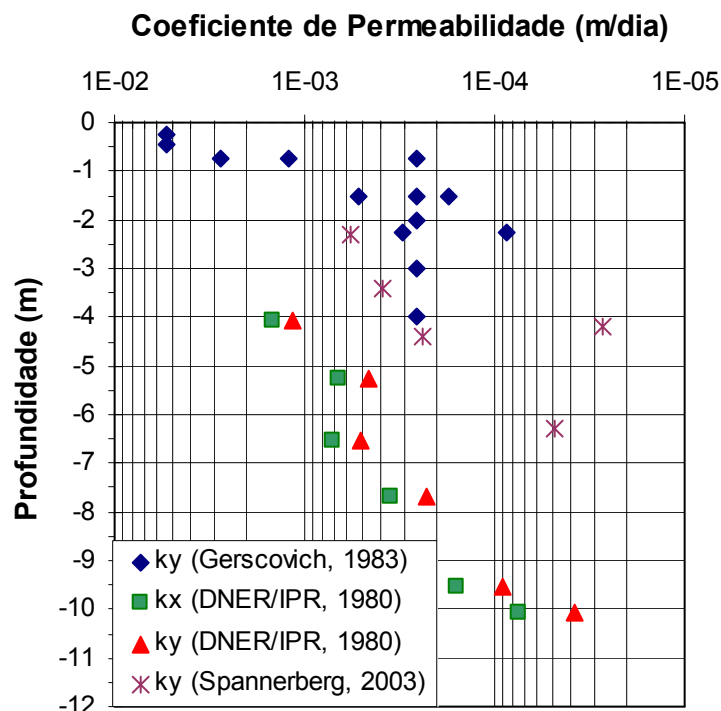
As características de permeabilidade da argila foram estudadas por Coutinho e Lacerda (1976). Os autores observaram que os coeficientes de permeabilidade horizontal ( $k_x$ ) e vertical ( $k_y$ ), variam em função do índice de vazios. Para uma faixa de índice de vazios entre 1,0 e 4,0, os coeficientes podem ser estimados a partir das equações 2.9 e 2.10.

$$\log k_x (cm/s) = 0,824e - 9,0445 \quad (2.9)$$

$$\log k_y (cm/s) = 0,941e - 9,613 \quad (2.10)$$

As equações 2.9 e 2.10 não se aplicam à crosta ressecada. Nesta região, Gerscovich (1983) observou valores que variam de  $1,5 \times 10^{-5}$  cm/s a  $1 \times 10^{-7}$  cm/s, conforme o nível de tensões.

A Figura 2.25 mostra a variação do coeficiente de permeabilidade com a profundidade, obtida por vários autores. Observa-se que a relação entre o coeficiente de permeabilidade horizontal e o coeficiente de permeabilidade vertical varia entre 1,3 e 1,9, tendo como valor médio 1,55. Ressalta-se que os valores apresentados por DNER/IPR (1980) são uma compilação de dados de diversos pesquisadores.



**Figura 2.25 – Distribuição do coeficiente de permeabilidade com a profundidade.**

A Tabela 2.7 resume os principais resultados obtidos em ensaios de laboratório realizados na argila mole da Baixada Fluminense.





## 2.4. Casos Históricos de Modelagem Numérica para Previsão de recalques

Neste item serão apresentados casos históricos de aterros sobre solos moles nos quais a previsão dos recalques foi realizada a partir de modelagem numérica.

### 2.4.1. Malásia - Programa ABAQUS

Em 1986, o departamento de transportes da Malásia construiu 15 aterros com o intuito de verificar os diversos métodos de construção de aterros sobre argila mole. (Figura 2.26). Os aterros foram instrumentados com piezômetros, inclinômetros, placas de recalques, pinos de recalque e extensômetros magnéticos. Dois destes aterros foram simulados numericamente com o programa ABAQUS (Indraratna *et al.*, 2005). O Aterro 1 foi construído sem nenhum tipo de melhoria do solo e o Aterro 2 contou com a instalação de drenos verticais pré-fabricados (DVP) com espaçamentos de 1,30 m e malha triangular. Na simulação numérica de todos os aterros, foi utilizado o modelo *Cam-Clay* para as camadas de argila.

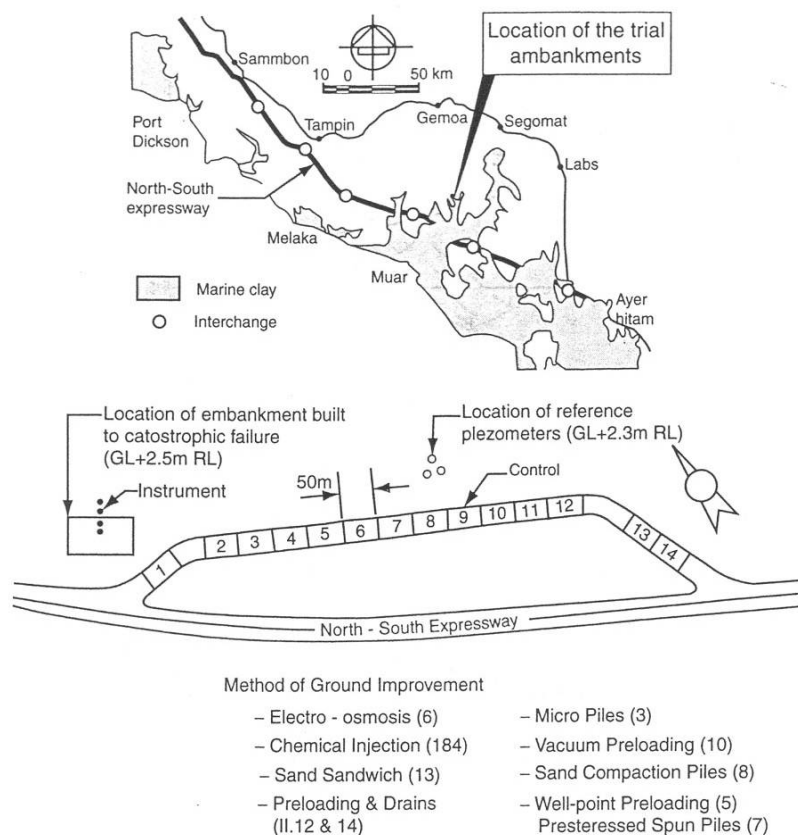


Figura 2.26 – Localização de alguns depósitos de argila na Malásia e localização dos aterros experimentais (Indraratna *et al.*, 2005)

O Aterro 1 foi construído prevendo-se sua ruptura. A Figura 2.27 mostra a seção transversal e a Figura 2.28 apresenta a malha de elementos finitos, com a indicação da estratigrafia (4 camadas) considerada nas análises.

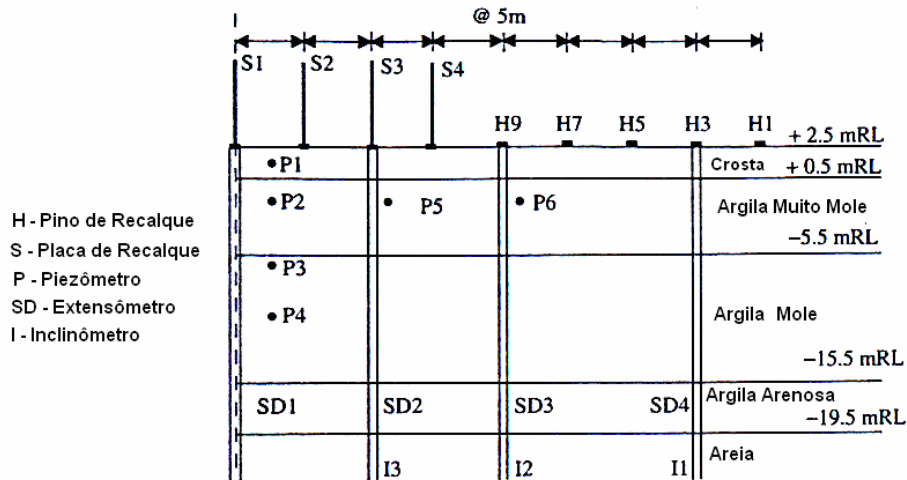


Figura 2.27 – Seção transversal do Aterro 1 (Indraratna *et al.*, 2005)

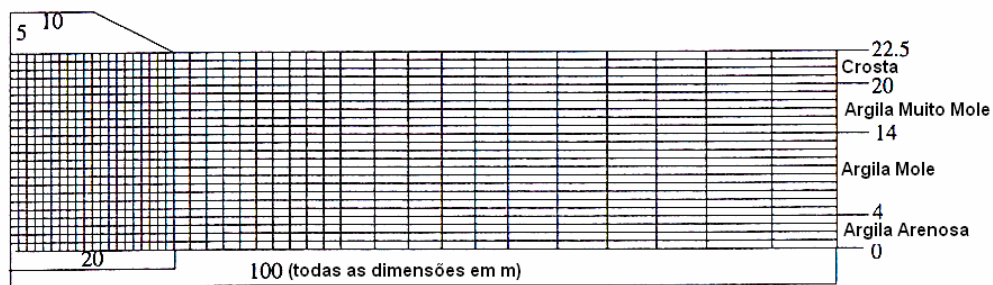
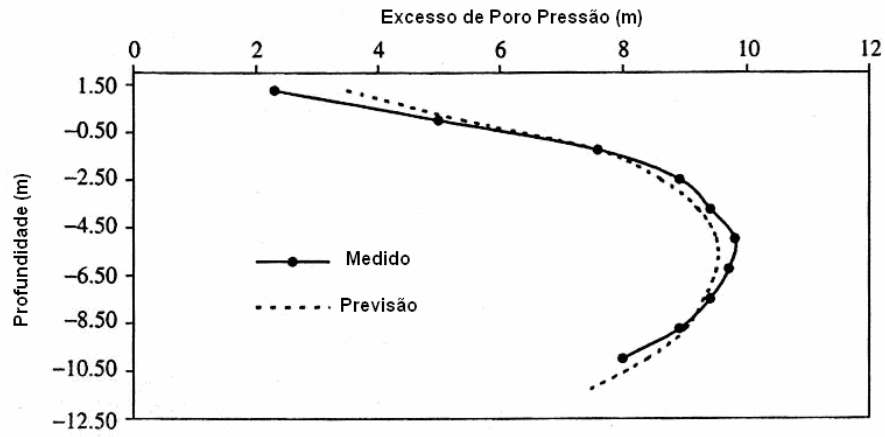
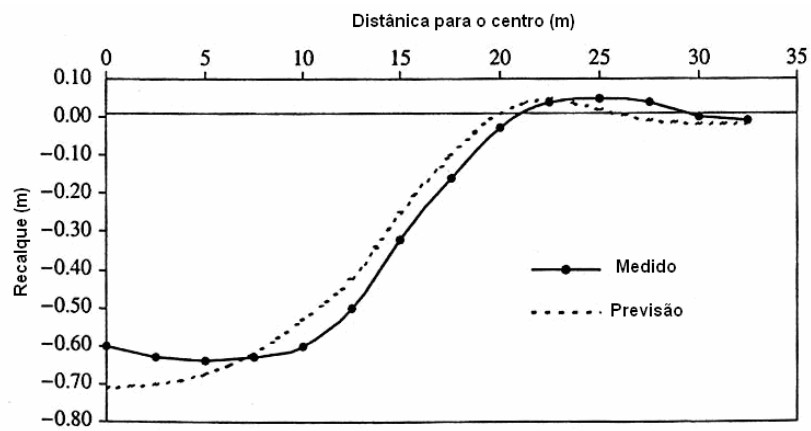


Figura 2.28 – Malha de elementos finitos utilizada para o Aterro 1 (Indraratna *et al.*, 2005)

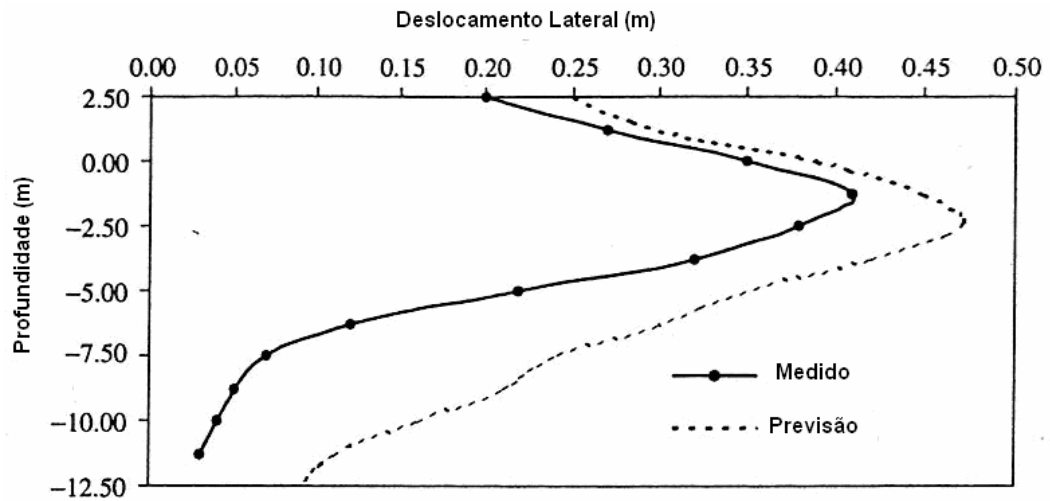
A Figura 2.29 apresenta, na área central, a variação de excesso de poropressão, recalque superficial e a deformação lateral a 10 metros do ponto médio do aterro, para uma altura de aterro de 5,0 m. A modelagem apresentou valores de poropressões e recalques bem próximos aos observados em campo, porém valores superiores de deslocamentos laterais. Os autores concluíram que estas diferenças podem ser explicadas por variações do parâmetro  $\lambda$ , do modelo constitutivo *Cam-Clay*.



(a) excesso de poropressão



(b) recalques superficiais



(c) Deslocamentos laterais a 10 m do centro

Figura 2.29 – Resultados medidos x previstos – Aterro 1 (Indraratna et al., 2005)



O Aterro 2 (Figura 2.30) foi construído em duas etapas, a 1ª com duração de 14 dias, atingindo uma altura final de 2,57 m e uma segunda etapa de carregamento 90 dias após o início da consolidação com altura máxima de 4,74 m, que foi executada em 24 dias.

Indraratna *et al.* (2005) apresentam também fatores que influenciam na eficiência da drenagem vertical como o efeito do amolçamento do solo e a *well resistance* (quando a capacidade do dreno é inferior à vazão requerida pela obra). Metodologias de cálculo que incorporam a consideração de cada um desses efeitos são apresentadas pelos autores.

O coeficiente de permeabilidade equivalente do dreno foi estimado em 0,0005 m/s. Foi considerado um raio equivalente dos drenos de  $r_w = 0,03$  m e um raio da zona de amolçamento  $r_s = 0,15$  m.

A Figura 2.30 mostra a seção transversal e a Figura 2.31 apresenta a malha de elementos finitos. A camada de argila foi dividida em 4 sub-camadas, que possuem juntas 18 m de espessura.

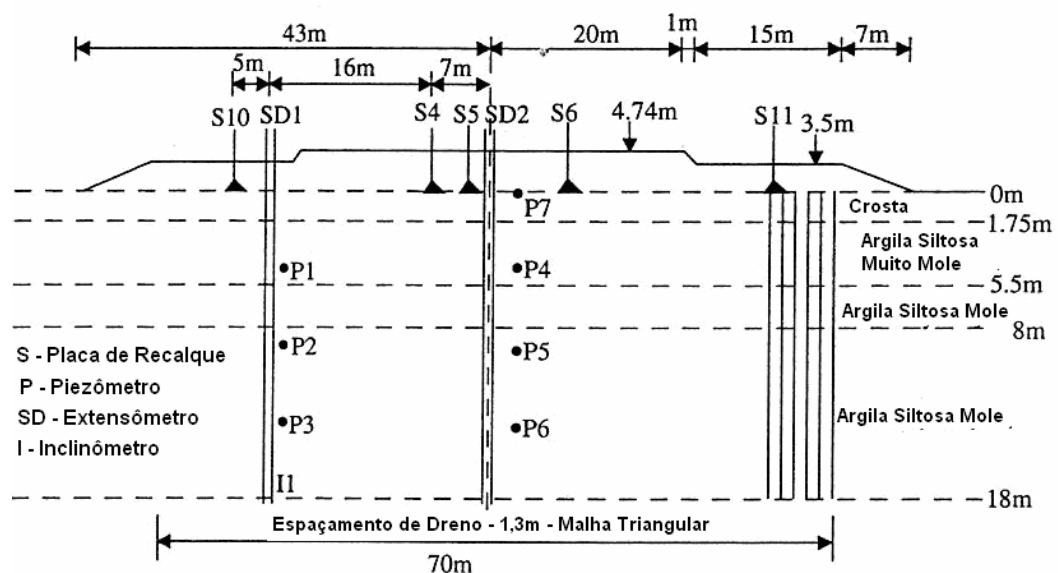


Figura 2.30 – Seção transversal do Aterro 2 (Indraratna *et al.*, 2005)

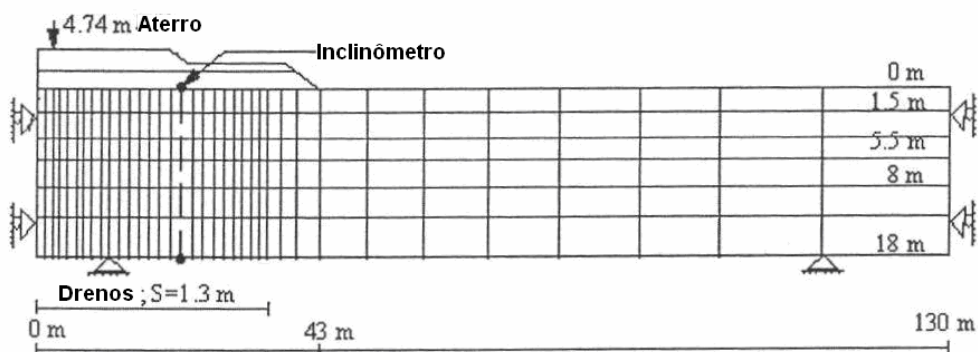


Figura 2.31 – Malha de elementos finitos utilizada para o Aterro 2 (Indraratna *et al.*, 2005)

A Figura 2.32 e Figura 2.33 apresentam resultados da modelagem computacional, levando-se em conta diferentes fatores que influenciam na eficiência do dreno. Pode-se observar uma boa concordância na previsão dos recalques, porém a consideração de um dreno perfeito, sem efeito de amolgamento e resistência do dreno (*well-resistance*), superestima os valores de recalques esperados. Em termos de geração de poropressão, a consideração de um dreno perfeito subestima os valores observados em campo. Ressalta-se que o piezômetro apresentou um mau funcionamento na segunda etapa de carregamento e, por esse motivo, há uma diferença entre as leituras do piezômetro e a previsão da modelagem computacional, como pode ser observado na Figura 2.33.

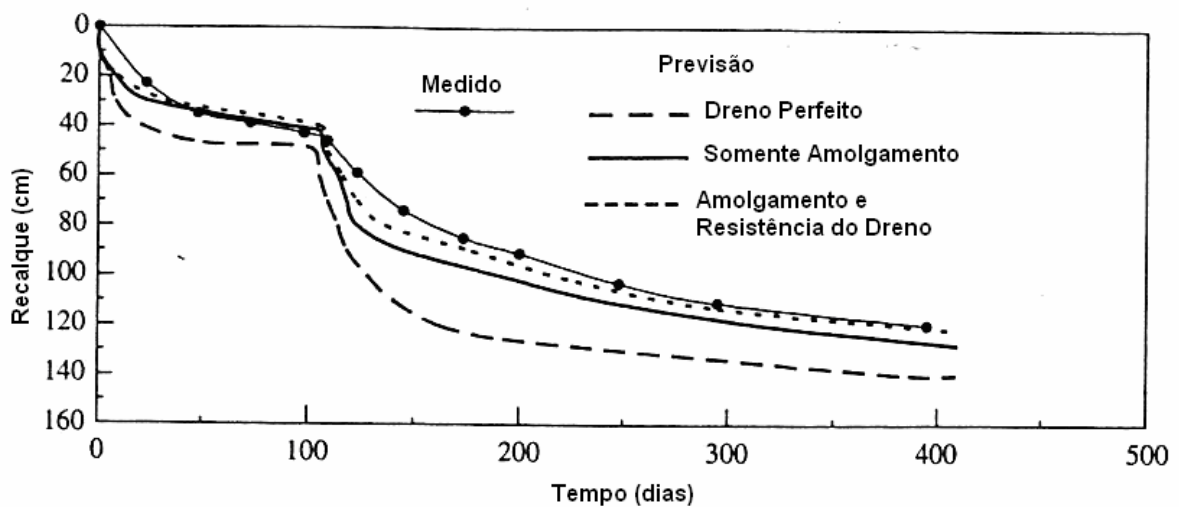


Figura 2.32 – Curva Tempo x Recalques superficiais do Aterro 2 (Indraratna *et al.*, 2005)

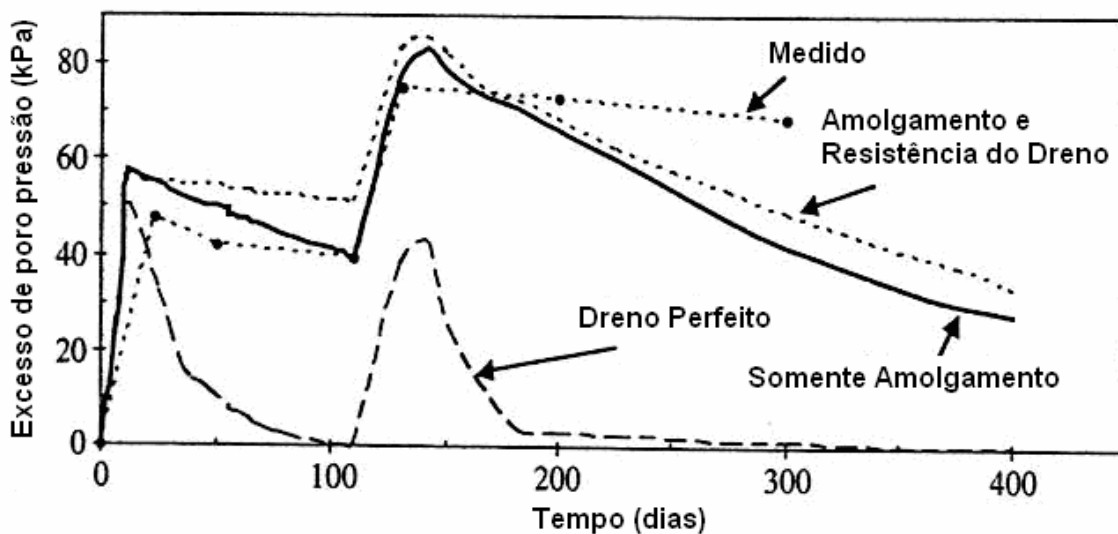


Figura 2.33 – Excesso de Poropressão no Piezômetro 6 (Indraratna *et al.*, 2005)

A comparação das leituras dos inclinômetros com as previsões pelo MEF conduziu novamente a uma sub-estimativa da magnitude das deformações laterais, quando se considera na modelagem um dreno perfeito. Melhores resultados foram obtidos quando se considerou os efeitos de amolgamento do solo e a resistência do dreno, como mostra a Figura 2.34.

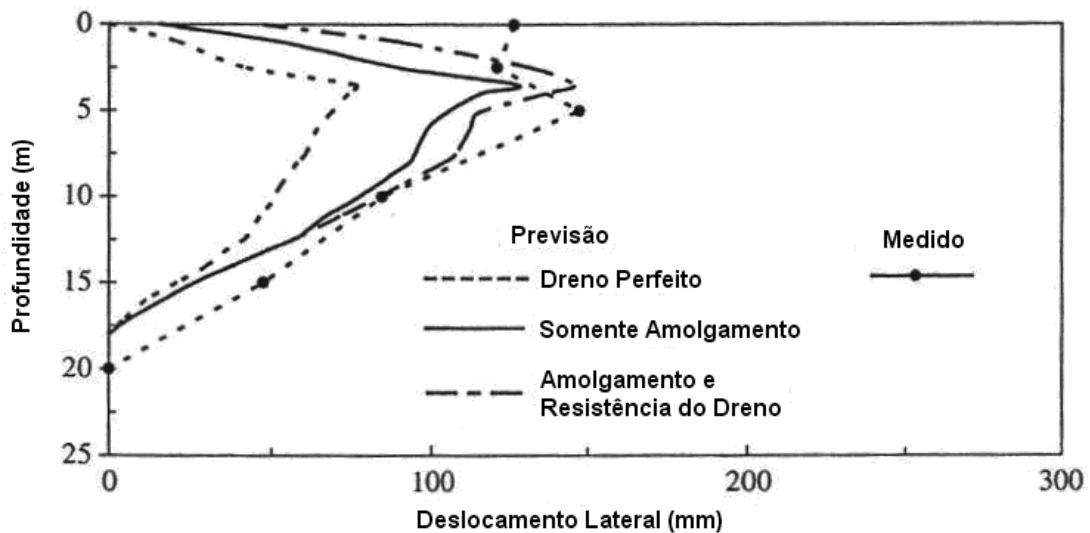


Figura 2.34 – Deslocamentos laterais do inclinômetro I1 após 300 dias (Indraratna *et al.*, 2005)

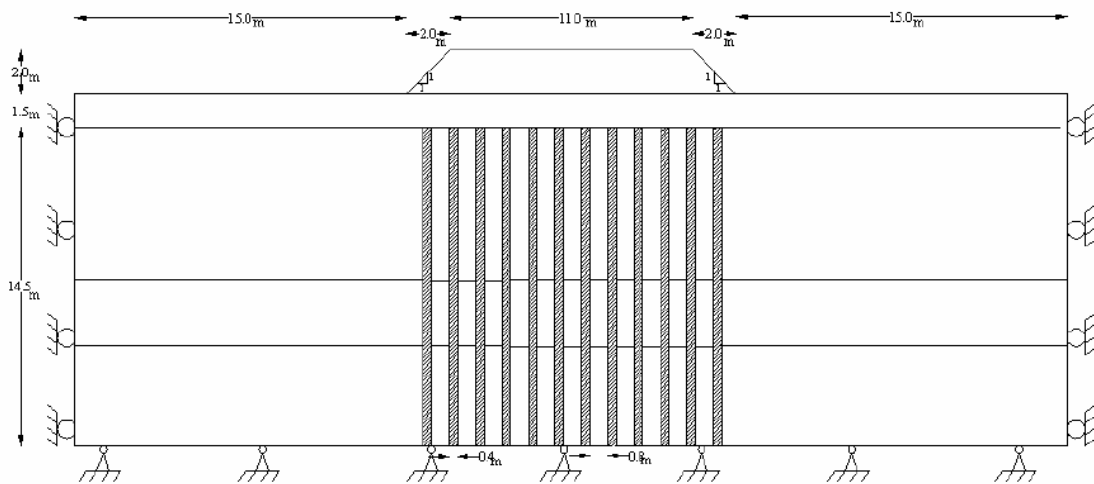
#### 2.4.2. Tailândia – Programa PLAXIS

Hossain e Nag (2005) modelaram numericamente o aterro teste para o projeto do segundo Aeroporto Internacional de Bangkok (SBIA), localizado na Província de Samutprakan, a 30 km a leste da Metr pole de Bangkok.

A estratigrafia local   uniforme. A camada de argila mole de 12m de espessura apresenta uma crosta superficial, e   subjacente a uma camada de argila rígida que se estende até 20 – 24m de profundidade.

O aterro teste possuía base de se o quadrada de 15 m de lado. A altura final do aterro, juntamente com a sobrecarga, foi de 2 m de altura. Foram instaladas colunas solo/cal com 0,4 m de diâmetro e 16 m de comprimento, instaladas a intervalos de 1,2 m (malha quadrada), a fim de melhorar as características do solo. A Figura 2.35 mostra a se o do aterro teste. Toda a área foi instrumentada com piezômetros, inclinômetros, marcos superficiais e profundos.

O aterro teve sua constru o iniciada 90 dias após a instala o das colunas de solo/cal e as leituras foram efetuadas durante 42 dias. O aterro de 2,0 m de altura foi constru o em camadas ao longo de 4 dias.



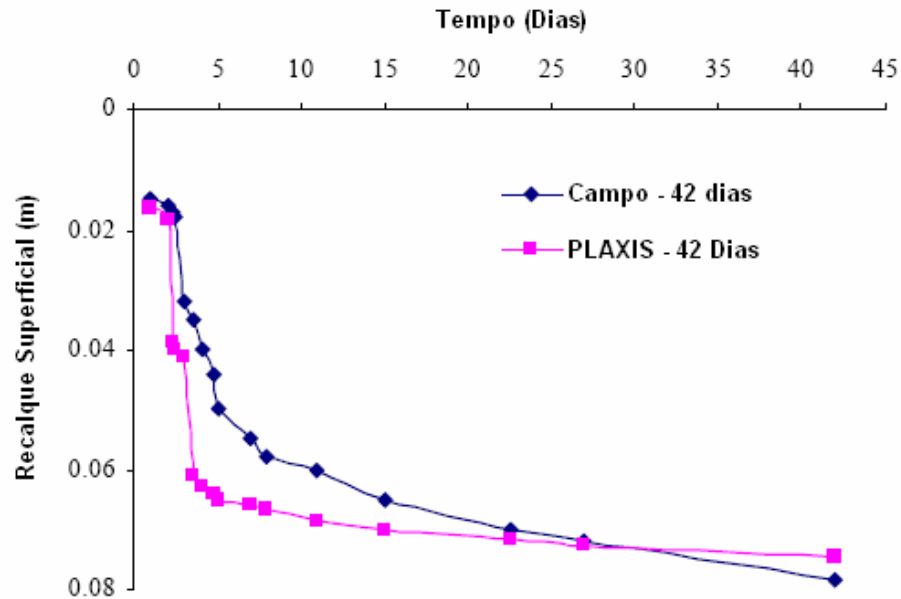
**Figura 2.35 – Seção do aterro e condições de contorno (Hossain e Nag, 2005)**

A modelagem foi realizada utilizando-se o programa de elementos finitos PLAXIS, considerando o estado plano de deformação. A fundação foi subdividida em 4 camadas. A malha de elementos finitos foi constituída por elementos triangulares de 15 nós. As colunas com cal tratada, foram simuladas como elementos estruturais de vigas com 5 nós. A interação solo-estrutura foi representada por elementos de interface ao longo das colunas. As condições de contorno adotadas nas análises numéricas estão mostradas na Figura 2.35. O nível d'água foi definido na superfície do terreno natural. Foram consideradas duas etapas de carregamento do aterro, ambas com 1 metro de altura, a 1ª ocorrendo a 2 dias e a 2ª após 4 dias (Hossain e Nag, 2005).

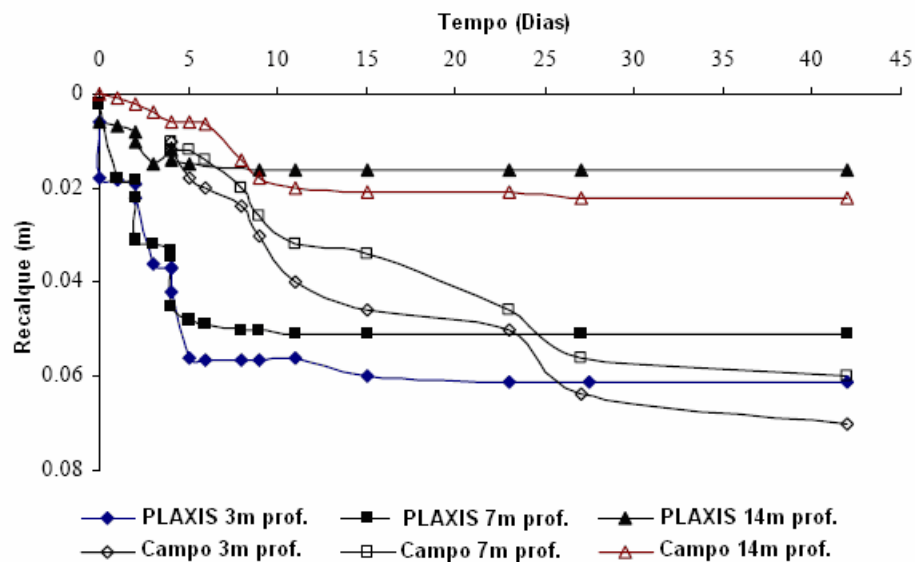
O solo foi representado pelo modelo constitutivo de *Mohr-Coloumb* (M-C). Este modelo foi adotado em função dos parâmetros disponíveis dos solos, obtidos a partir de ensaios de campo e laboratório sob condição não drenada.

A Figura 2.36 mostra a evolução dos recalques previstos e medidos na área central do aterro. Nos 25 primeiros dias, a magnitude dos recalques previstos na superfície foi maior do que os monitorados em campo. Após este período os recalques observados foram bem próximos. Comportamento semelhante foi observado comparando-se os deslocamentos verticais no interior da massa. A diferença entre os resultados foi atribuída a diferenças na seqüência construtiva do aterro.

Devido ao tipo de cálculo selecionado no programa PLAXIS, durante a fase de construção do aterro, cálculo plástico, o programa apresenta uma resposta onde o solo atinge um estado último, o que não representa a situação em campo, já que este tipo de solo tem como característica a consolidação ao longo tempo.



(a) superficial



(b) em profundidade

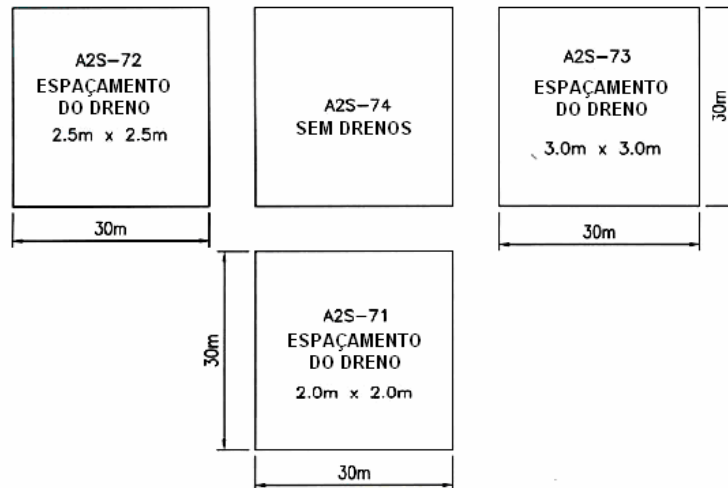
Figura 2.36 – Comparação entre recalques previstos e medidos (Hossain e Nag, 2005)

### 2.4.3. Singapura – Programa PLAXIS

Arulrajah (2005) realizou estudos experimentais e numéricos em aterros experimentais localizados na cidade de Changi em Singapura. Esta pesquisa teve como objetivo fornecer subsídios para futuras obras de expansão do Aeroporto Internacional de Changi. A área a ser aterrada é submersa com elevações entre -2,0 e -8,0 m, abaixo do

nível do mar. Dois locais na área norte do projeto foram estudados por Arulrajah (2005). No presente trabalho serão apresentadas somente as análises da área denominada Piloto.

O local englobou 4 aterros, como mostra a Figura 2.37. Em 3 áreas foram instalados drenos, com malha retangular e espaçamentos variando entre 2,0 m a 3,0 m. Os aterros foram instrumentados com placas de recalque superficiais, medidores de recalque profundos, piezômetros pneumáticos e de corda vibrante, e medidores de nível d'água.

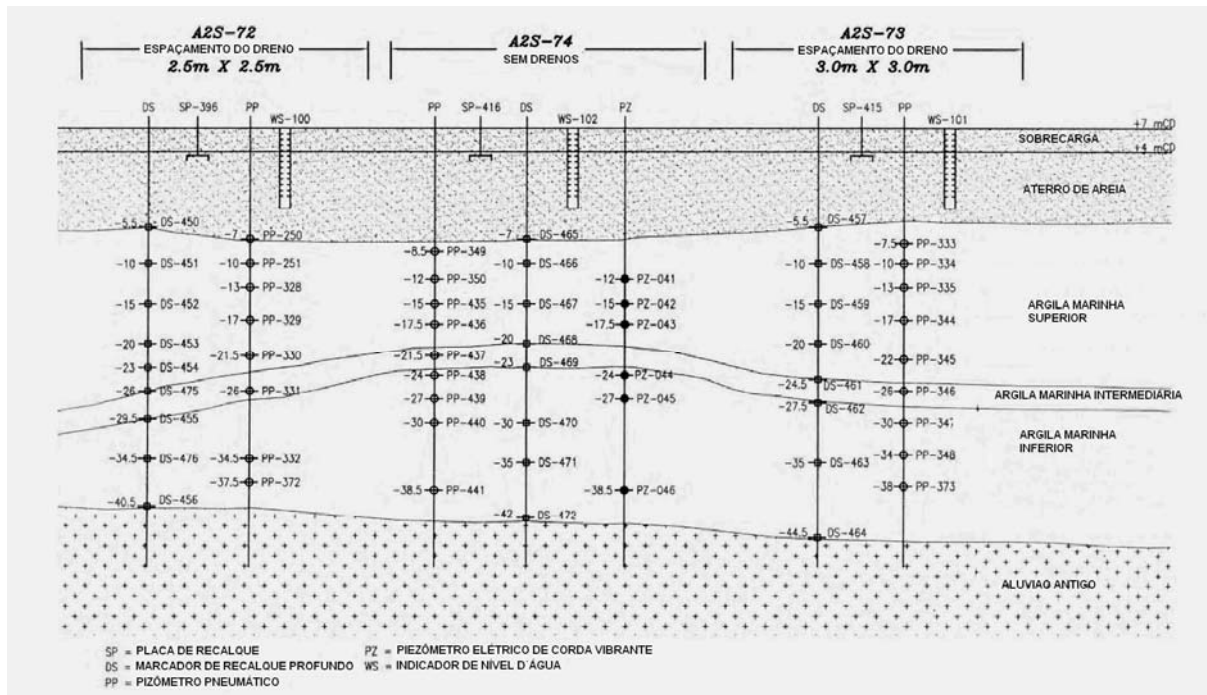


**Figura 2.37 – Áreas de estudo do aterro do “Local Piloto” (Arulrajah, 2005)**

A Figura 2.38 mostra o perfil geotécnico, onde se observa que a espessura de argila atinge valores em torno de 40 metros. A elevação média da superfície do terreno é de 6m, com uma lâmina d'água de 7,6 m.

Inicialmente foi lançado um aterro de recuperação até a cota +4,0 m, em seguida instalaram-se os instrumentos de medição e, posteriormente, os drenos. Após a instalação dos drenos foi lançada uma sobrecarga de 3,0 m de altura, atingindo-se a cota de +7,0 m. A leitura da instrumentação foi realizada até 32 meses após a colocação da sobrecarga, totalizando 42 meses de leituras.

Após 32 meses de aplicação da sobrecarga verificou-se um grau de adensamento em torno de 90% para as áreas com espaçamentos de dreno de 2,0 e 2,5 m, 80 % para a área com espaçamento de 3,0 m, e 37 % para a área sem drenos.



**Figura 2.38 – Perfil geotécnico e instrumentação “Local Piloto” (Arulrajah, 2005)**

Arulrajah (2005) utilizou o programa PLAXIS v.8.0 para a simulação numérica do comportamento dos aterros. Para simular o dreno vertical, Arulrajah (2005) se utilizou do elemento de dreno vertical, existente no programa PLAXIS, e considerou 2 hipóteses de cálculo, uma considerando uma célula axial composta de dreno e solo (em torno do dreno) (Figura 2.39) e uma modelagem completa na qual foi introduzida toda a geometria do aterro (Figura 2.40).

Foi definido o modelo de *Mohr-Coloumb* para simular o aterro arenoso e o modelo *Soft Soil* para as camadas de argilas compressíveis. Foi considerada a construção do aterro em etapas, porém Arulrajah (2005) não indica outros detalhes quanto a alguns parâmetros da modelagem (como por exemplo, as etapas construtivas) e comenta que a calibração da modelagem foi feita conforme experiências anteriores nas argilas locais. Os parâmetros dos solos utilizados para a modelagem são apresentados detalhadamente por Arulrajah (2005).

Na modelagem considerando uma célula axial (Figura 2.39), considerou-se o modelo axissimétrico com a permeabilidade horizontal equivalente, levando-se em conta a zona amolgada e não amolgada do solo; isto é, o efeito *smear* que ocorre na instalação dos drenos verticais.

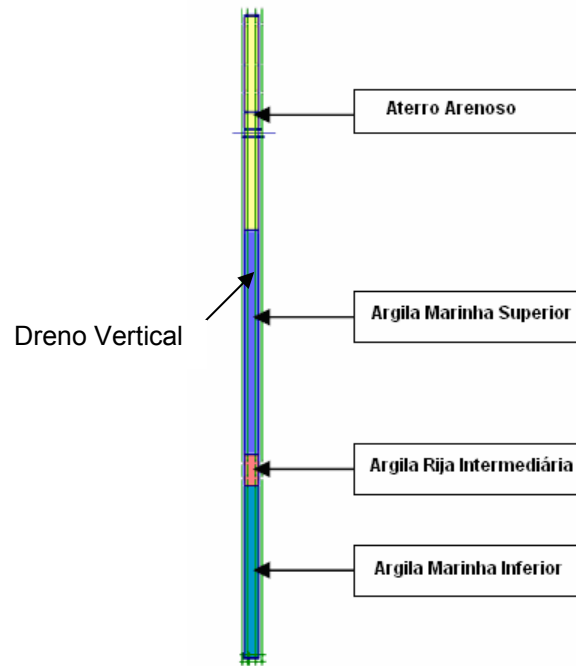


Figura 2.39 – Célula axial considerada na modelagem (Arulrajah, 2005)

No caso da modelagem completa (Figura 2.40), considerando toda a geometria do aterro, Arulrajah (2005) calculou a permeabilidade plana equivalente, também considerando o efeito de amolgamento do solo (*smear*).

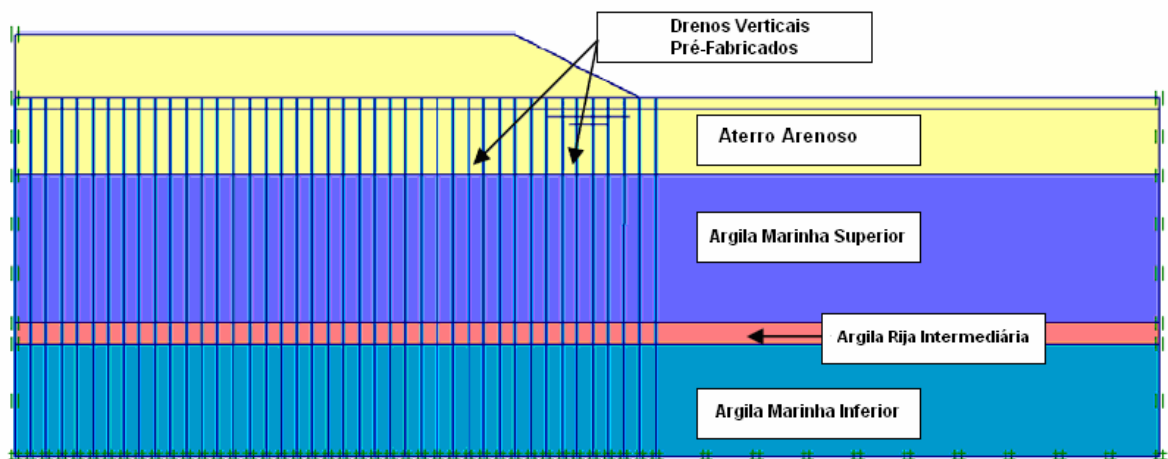


Figura 2.40 – Modelagem plana do aterro (Arulrajah, 2005)

A Figura 2.41 apresenta a curva tempo x recalque para as modelagens realizadas. Observa-se uma boa concordância dos resultados obtidos nas modelagens utilizando os modelos axissimétrico e plano, quando comparados com os valores obtidos em campo através da instrumentação instalada.



Na comparação com os valores de recalques finais esperados, o recalque final calculado pelo PLAXIS apresentou magnitudes próximas com diferenças máximas de 0,09m.

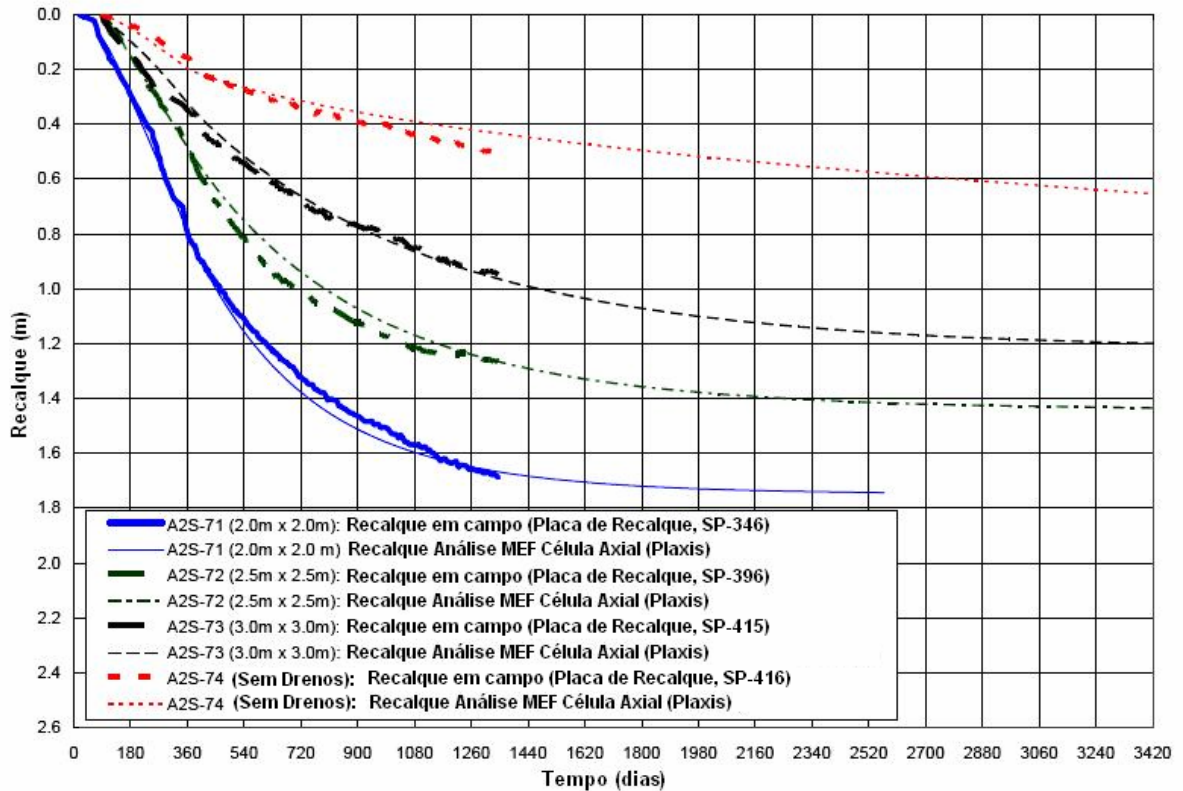


Figura 2.41 – Comparação entre curvas tempo x recalque numérica e experimental (Arulrajah, 2005)

#### 2.4.4. Aterro experimental IPR/DNER

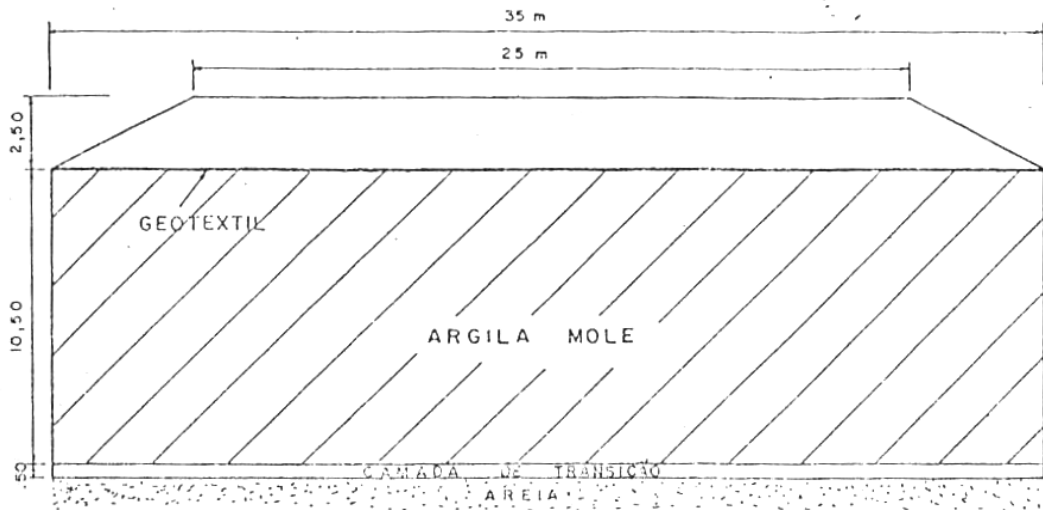
Lima *et al.* (2006) estudaram o comportamento da seção A do Aterro Experimental II do Instituto de Pesquisas Rodoviárias (DNER/IPR) através de modelagem numérica. Os autores usaram o programa PLAXIS.

O aterro foi instrumentado com placas de recalque e extensômetros magnéticos verticais, instalados ao longo do eixo principal e do eixo de cada seção.

O modelo constitutivo selecionado para as camadas de argila mole foi o *Soft Soil*, que é um modelo do tipo *Cam-Clay* utilizado para solos moles, como argilas normalmente adensadas e turfas. O aterro construído e a camada inferior de areia foram modelados utilizando-se o modelo constitutivo *Mohr-Coloumb*.

Nas etapas de construção do aterro e de adensamento, o cálculo foi feito com atualização das poropressões e da malha de elementos finitos. Esta opção se deveu à existência do adensamento das camadas de argila mesmo durante a construção do aterro.

A seção A apresentava uma espessura de camada de argila mole da ordem de 10,5m e altura máxima de aterro de 1,79 m. A Figura 2.42 apresenta o corte transversal típico previsto para esta seção.



**Figura 2.42 – Seção transversal típica prevista da Seção A (DNER/IPR 1980).**

Ao longo do eixo longitudinal do aterro foram instaladas 8 placas de recalque. Os registros dos extensômetros verticais não foram incluídos na análise, face às incertezas relativas aos dados disponíveis (Lima *et al.*, 2006).

A modelagem do aterro reproduziu as 2 etapas de construção. A 1ª etapa consistiu no lançamento de 1,06 m de aterro e na 2ª etapa atingiu-se a altura máxima de 1,79 m. A fase de adensamento teve a duração de 6000 dias, a fim de se determinar o recalque final.

A camada argilosa foi subdividida em 5 subcamadas de acordo com a semelhança de seus parâmetros geotécnicos. A permeabilidade do aterro foi considerada isotrópica e infinitamente superior à da camada argilosa; isto é  $k_x = k_y = 1$  m/dia.

O resultado da simulação numérica da seqüência de construção do aterro da seção A está apresentado na Figura 2.43 em conjunto com os registros de 3 placas de recalque (PR-3, 12 e 13), além do valor médio das leituras de campo (Média PR). Observa-se, em todo processo, uma evolução dos recalques próxima à observada em campo. Após 4445 dias do final da construção, previu-se numericamente um recalque de 921 mm, 7% superior ao previsto pelo método de Asaoka (Lima *et al.*, 2006).

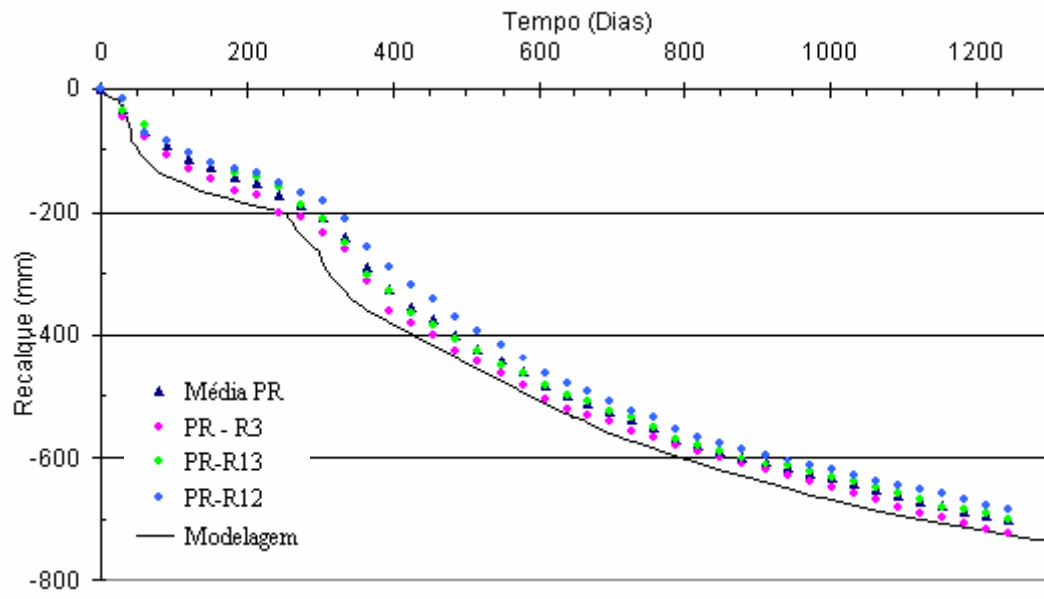


Figura 2.43 – Curva Recalque x Tempo (Lima *et al.*, 2006)

### 3. Análise dos Parâmetros Geotécnicos - Rio Polímeros

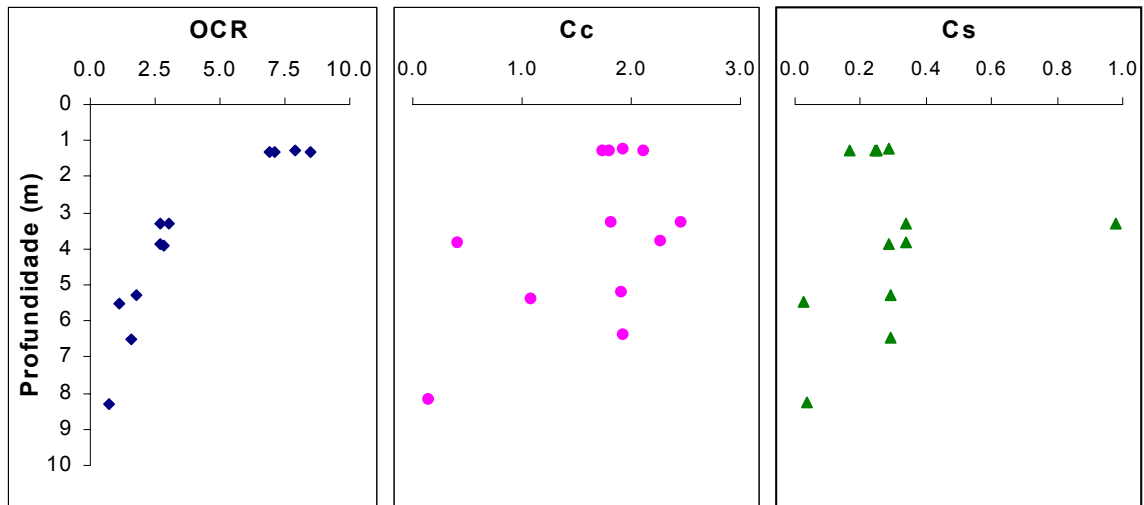
O aterro construído na indústria Rio Polímeros foi escolhido para ser estudado no presente trabalho devido à existência de um grande banco de dados referente às leituras das instrumentações instaladas e diversos ensaios de campo e laboratório. Formigheri (2003) e Spannenberg (2003) apresentam em seus trabalhos diversos parâmetros geotécnicos do local.

A campanha experimental para implantação do aterro da Indústria Rio Polímeros envolveu ensaios de campo e laboratório: caracterização, permeabilidade, triaxiais (CIU e UU), adensamento e análises químicas, realizados pela Tecnosolo e pela PUC-Rio (Formigheri, 2003, e Spannenberg, 2003).

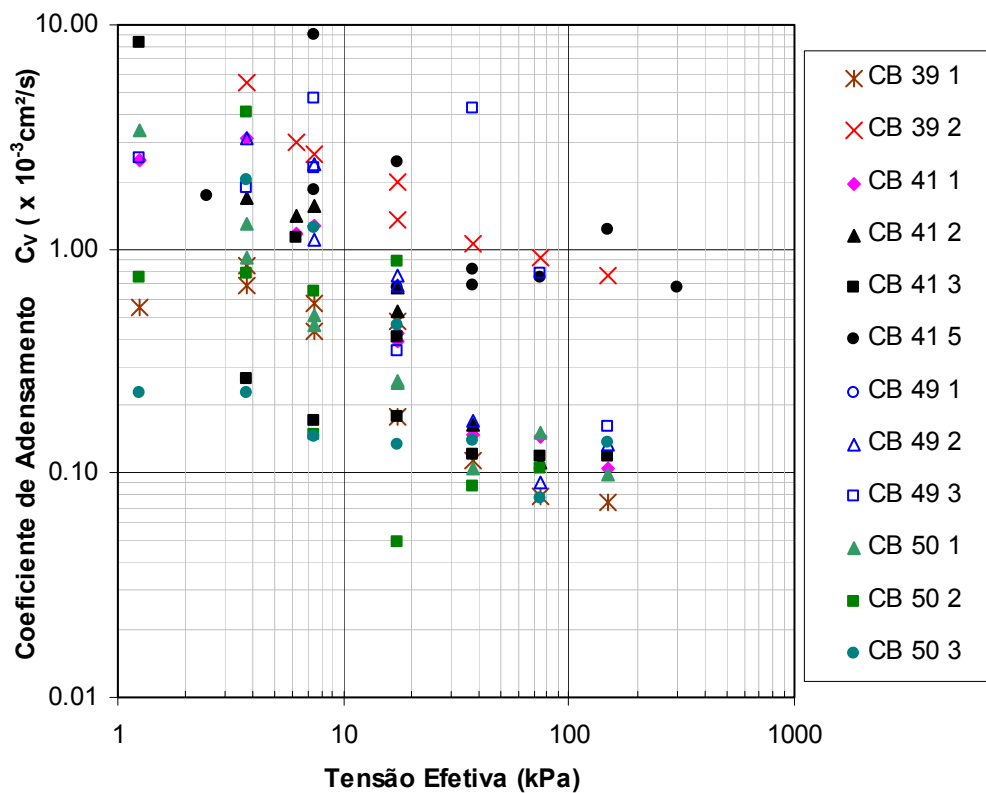
As amostras indeformadas de 100 mm de diâmetro, usadas pela Tecnosolo, foram extraídas com amostradores Shelby e Osterberg em profundidades variando de 1,30 m até 8,30 m. Vale ressaltar que os amostradores Shelby foram cravados por percussão e não por cravação estática, como deveriam ter sido executadas. No total foram retiradas 37 amostras e realizados 41 ensaios de adensamento, sendo 36 convencionais e 5 do tipo CRS.

A Figura 3.1 mostra resultados dos ensaios de adensamento realizados na argila coletada nas subáreas Tanques e Utilitários (Figura 2.19). Estes resultados podem ser considerados como típicos de toda a camada. Observa-se claramente uma grande dispersão nos valores dos parâmetros de compressibilidade ( $C_c$ ,  $C_s$ ). Face ao fato de que algumas amostras foram obtidas com métodos de extração inadequados, optou-se por realizar uma cuidadosa reavaliação de todos os ensaios, visando identificar a qualidade das amostras.

Os itens subseqüentes apresentam uma discussão sobre os dados disponíveis, de forma a selecionar os parâmetros que serão adotados nas análises numéricas. Vale ressaltar que todos os resultados dos ensaios de adensamento foram reavaliados, com intuito de eliminar incertezas relativas à metodologia de cálculo e eventuais problemas na qualidade da amostragem.



(a) variação de OCR, índices de compressibilidade  $c_c$  e  $c_s$  com a profundidade



(b) Coeficiente de adensamento vs tensão efetiva vertical

Figura 3.1 – Parâmetros geotécnicos subáreas Tanques e Utilitários. (Spanenberg, 2003 e Formigheri, 2003)

### 3.1. Confiabilidade dos Resultados de Laboratório

O projeto para implantação do aterro da indústria Rio Polímeros envolveu a realização de 34 ensaios de adensamento. As investigações de campo foram apresentadas por Formigheri (2003). Para facilitar a identificação dos pontos de amostragem, optou-se neste trabalho, por criar uma nomenclatura, onde o 1º número define a sondagem a partir da qual a amostra foi retirada e o 2º número corresponde ao número da amostra, naquela sondagem (Sondagem/Amostra).

Spannenberg (2003) também realizou ensaios de laboratório em amostras extraídas na subárea Prédios, a profundidades de 2,5 m, 3,4 m e 4,3 m. Foram executados ensaios de adensamento convencionais e ensaios de deformação controlada (CRS), considerando diversas velocidades de deformação. No presente trabalho, os resultados dos ensaios convencionais serão identificados como SS-01 e SS-02 e o ensaio do tipo CRS como SC-03. O ensaio SC-03 foi realizado a uma velocidade de 0,002mm/min, mantendo-se o valor da razão de poropressão ( $u_b / \sigma_v$ ) inferior a 10%. Esta velocidade atende aos critérios considerados aceitáveis para o ensaio CRS.

#### 3.1.1. Peso Específico

A Figura 3.2 mostra os valores de pesos específicos obtidos em todas as campanhas de ensaios. Observa-se a obtenção de valores de pesos específicos superiores a 15,0 kN/m<sup>3</sup>, incompatíveis com a experiência local. Futai *et al.* (2001) e Ortigão (1980), dentre outros, têm registrado valores inferiores a 14,0 kN/m<sup>3</sup>. Acredita-se que os elevados valores de  $\gamma$  sejam relativos a solos mais arenosos, observadas nos ensaios de piezocone. Esta hipótese pode ser confirmada avaliando-se os índices de compressão virgem ( $C_c$ ). A Figura 3.2 também apresenta a relação entre os valores obtidos para  $C_c$  e o peso específico natural ( $\gamma_{nat}$ ). Observa-se que amostras com valores de  $\gamma_{nat}$  superiores a 14,0 kN/m<sup>3</sup> apresentaram valores  $C_c$  mais baixos (inferiores a 1,20) e com um desvio significativo com relação às demais. Assim sendo, para o presente trabalho, 11 ensaios foram descartados.

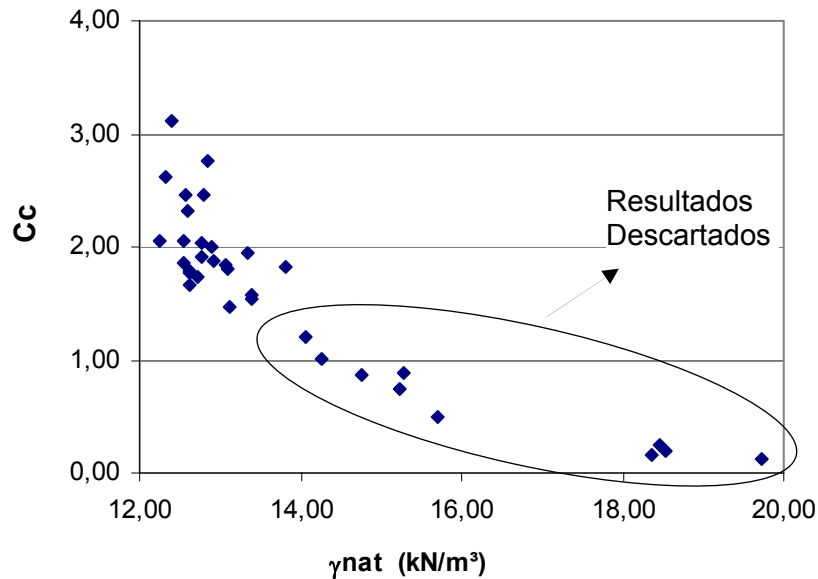


Figura 3.2 – Valores de índice de compressão virgem  $C_c$  x  $\gamma_{nat}$

### 3.1.2. Qualidade da Amostra

A informação de que, em alguns casos, a retirada de amostras foi feita por percussão, levou à necessidade de avaliação da qualidade da amostragem. No presente trabalho adotou-se o critério de Lunne *et al.* (1997), proposto para classificação corpos de prova de argilas com OCR entre 1 e 4.

A Tabela 3.1 apresenta as relações entre  $\Delta e/e_0$  e as respectivas classificações. No caso das amostras com OCR acima de 4, adotou-se a mesma classificação da faixa de OCR entre 2 e 4. Os resultados mostram que grande parte das amostras apresenta qualidade satisfatória (Muito Bom e Bom). As 3 amostras classificadas como qualidade “Ruim” foram descartadas para futuras análises. A Figura 3.3 e Figura 3.4 apresentam o gráfico dos ensaios oedométricos de amostras consideradas “Muito Bom” e “Ruim”, respectivamente.

Cabe ressaltar que, a menos de 2 amostras, o critério de classificação proposto por Oliveira (2002) forneceria os mesmos resultados.

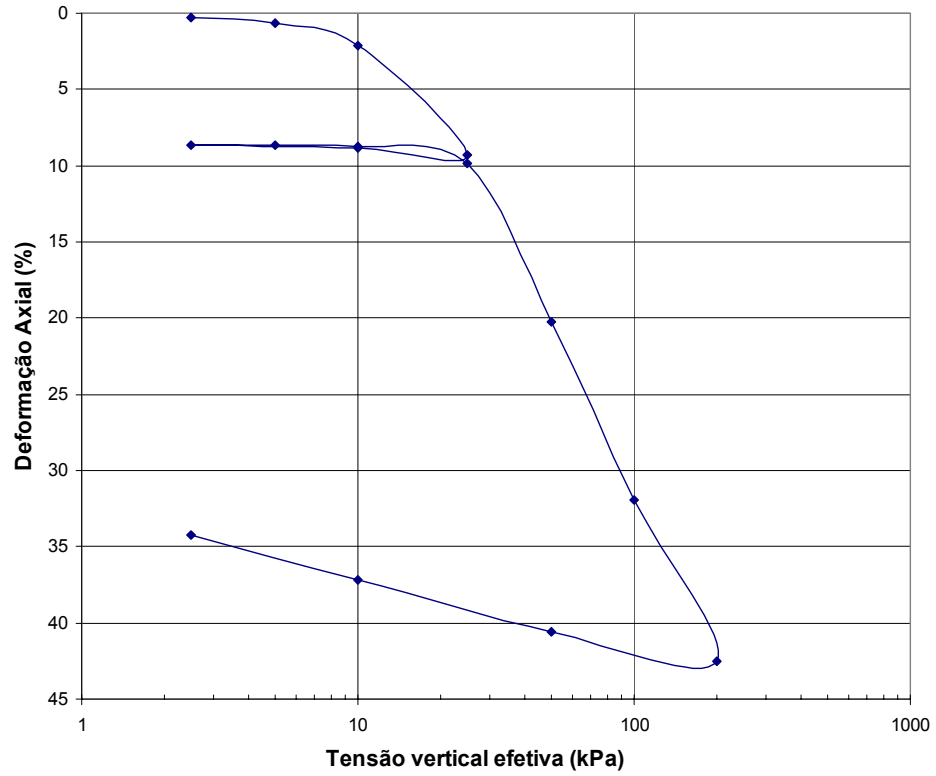


Figura 3.3 – Amostra com qualidade “Muito Bom” – Amostra 50/2

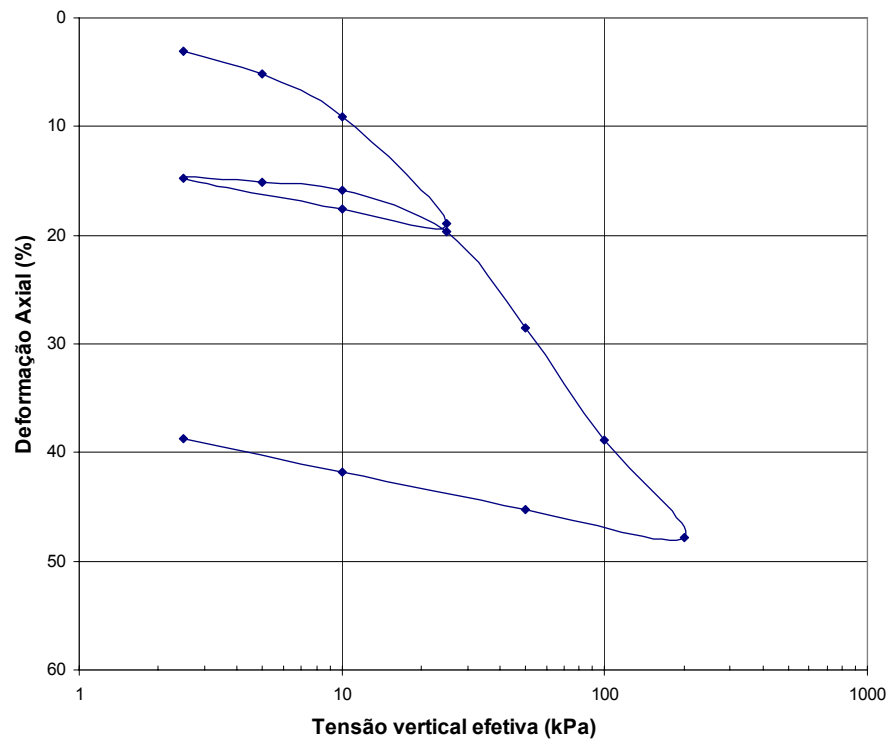


Figura 3.4 – Amostra com qualidade “Ruim” – Amostra 68/1



Tabela 3.1 – Qualidade das amostras de acordo com o critério de Lunne *et al.* (1997).

ÁREA	Amostra	OCR	$\Delta e/e_0$	Classificação
Central	10/1	1,67	0,026	Muito Bom
Central	17/1	2,32	0,006	Muito Bom
Central	25/1	1,01	0,057	Bom
Central/Leste	31/1	3,47	0,012	Muito Bom
Central/Leste	31/3	—	—	Sem classificação (*)
Leste	39/1	2,64	0,051	Ruim
Leste	39/2	1,11	0,026	Muito Bom
Leste	41/1	2,56	0,003	Muito Bom
Leste	41/2	—	—	Sem classificação (*)
Leste	41/3	1,00	0,125	Ruim
Fora	49/1	2,67	0,010	Muito Bom
Fora	49/2	1,47	0,038	Muito Bom
Fora	49/3	—	—	Sem classificação (*)
Leste	50/1	2,64	0,014	Muito Bom
Leste	50/2	1,37	0,033	Muito Bom
Oeste	55/1	4,76	0,006	Muito Bom
Oeste/Central	68/1	2,78	0,067	Ruim
Oeste	83/1	6,19	0,006	Muito Bom
Oeste	84/1	3,33	0,005	Muito Bom
Oeste	84/2	2,02	0,037	Bom
Oeste	84/3	1,70	0,025	Muito Bom
Central	87/1	2,86	0,007	Muito Bom
Central	100/1	—	—	Sem classificação (*)
Oeste	SS-01	1,40	0,027	Muito Bom
Oeste	SS-02	1,40	0,039	Muito Bom
Oeste	SC-03	—	—	Sem classificação (*)

(\*) impossibilidade / incerteza de determinação gráfica de OCR

### 3.2. Definição dos Parâmetros para Modelagem Numérica

Após a análise criteriosa dos resultados experimentais, foram selecionadas 18 amostras, cujas principais informações estão resumidas na Tabela 3.2. As amostras foram agrupadas em 3 grupos, de acordo com sua localização: Áreas OESTE, CENTRAL e LESTE (Figura 3.5).

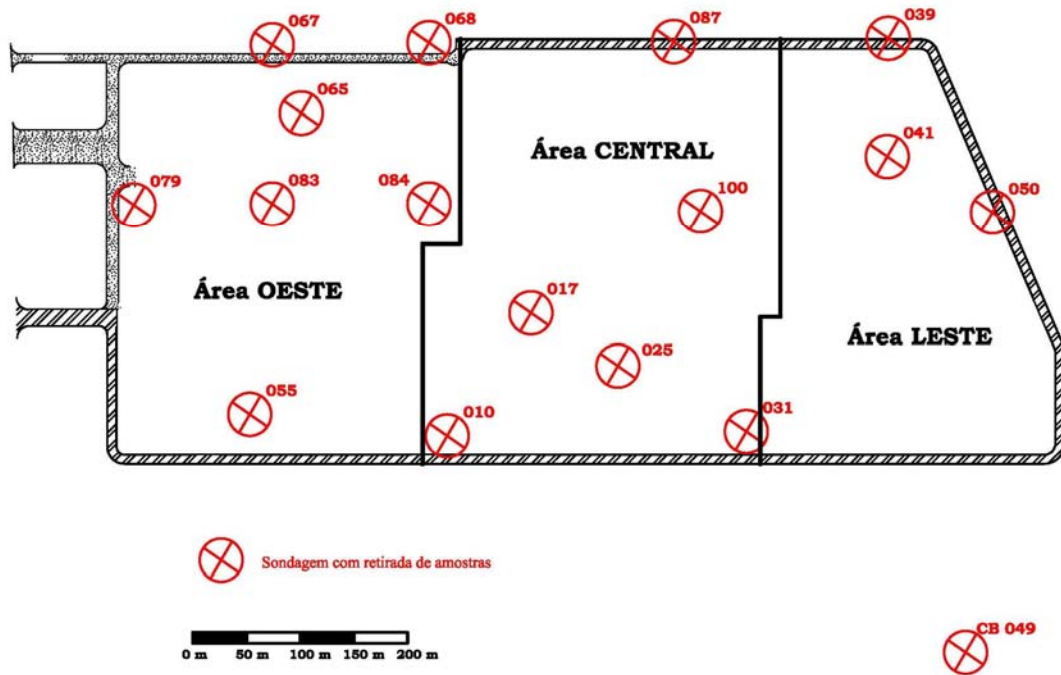


Figura 3.5 – Planta de localização das sondagens com retiradas de amostras indeformadas (adaptado de Formigheri, 2003)

Tabela 3.2 – Parâmetros geotécnicos das amostras indeformadas.

Amostra	Prof. da amostra m	Umidade %	Índice de Vazios	Peso específico ( $\gamma_{nat}$ ) kN/m <sup>3</sup>	$\sigma'_{v0}$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma'_{vm}$ kN/m <sup>2</sup>	OCR	$C_c$	$C_r$	CR	RR	Local	ÁREA
10/1	2,40	182,54	4,976	12,77	6,84	12,00	1,75	2,029	0,229	0,340	0,038	Etileno	Central
17/1	2,30	161,80	4,483	12,89	6,56	16,00	2,44	2,000	0,156	0,365	0,028	Etileno	
25/1	2,40	177,75	4,938	12,63	6,84	7,30	1,07	1,655	0,128	0,279	0,022	Etileno	
87/1	2,33	135,95	3,760	13,38	6,64	20,00	3,01	1,571	0,155	0,330	0,033	Polietileno	
31/1	2,40	183,39	4,953	12,85	6,84	25,00	3,65	2,767	0,302	0,465	0,051	Eti./Útil.	Cent./Leste
39/2	3,30	172,92	4,710	12,91	9,41	11,00	1,17	1,884	0,209	0,330	0,037	Tanques	Leste
41/1	1,30	170,64	4,722	12,77	3,71	10,00	2,70	1,905	0,276	0,333	0,048	Tanques	
50/1	1,30	203,67	5,688	12,26	3,71	10,30	2,78	2,058	0,250	0,308	0,037	Tanq./Útil.	
50/2	3,90	205,13	5,689	12,32	11,12	16,00	1,44	2,628	0,096	0,393	0,014	Tanq./Útil.	
55/1	1,40	182,81	5,065	12,59	3,99	20,00	5,01	2,319	0,080	0,382	0,013	Prédios	Oeste
83/1	1,40	161,14	4,509	12,80	3,99	26,00	6,52	2,455	0,327	0,446	0,059	Depósitos	
84/1	1,30	166,89	4,713	12,61	3,71	13,00	3,51	1,787	0,176	0,313	0,031	Depósitos	
84/2	3,30	157,95	4,328	13,07	9,41	20,00	2,13	1,834	0,254	0,344	0,048	Depósitos	
84/3	5,30	149,90	4,044	13,38	15,11	27,00	1,79	1,535	0,174	0,304	0,034	Depósitos	
SS-01	3,20	113,50	3,177	13,35	25	35	1,40	1,94	0,06	0,464	0,014	Prédios	
SS-02	3,25	128,71	3,321	13,82	25	35	1,40	1,83	0,10	0,424	0,023	Prédios	
49/1	1,25	193,08	5,306	12,55	3,56	10,00	2,81	2,051	0,269	0,325	0,043	(*)	(*)
49/2	3,85	206,97	5,691	12,39	10,97	17,00	1,55	3,116	0,337	0,466	0,050	(*)	(*)
Média								2,05	0,196	0,36	0,037		

(\*) fora do aterro

### 3.2.1. Peso Específico

O peso específico natural ( $\gamma_{nat}$ ) variou na faixa entre 12,3 e 13,1 kN/m<sup>3</sup>, tendo apresentado uma média de 12,85 kN/m<sup>3</sup>. A Figura 3.6 apresenta a distribuição de pesos específicos ao longo da profundidade, em conjunto com valores apresentados por outros autores (Ortigão (1980), Futai *et al* (2001) e Spannenberg (2003)). Futai *et al* (2001) mostra somente os limites máximo e mínimo, sem fornecer indicação de tendência de crescimento com a profundidade.

Os resultados mostram significativa dispersão dos resultados obtidos em amostras coletadas na área do aterro Rio Polímeros, em comparação com os obtidos na Baixada Fluminense, na área do Rio Sarapuí. Assim sendo, nas análises numéricas será adotado um valor de  $\gamma_{nat}$  constante e igual a 12,85 kN/m<sup>3</sup>.

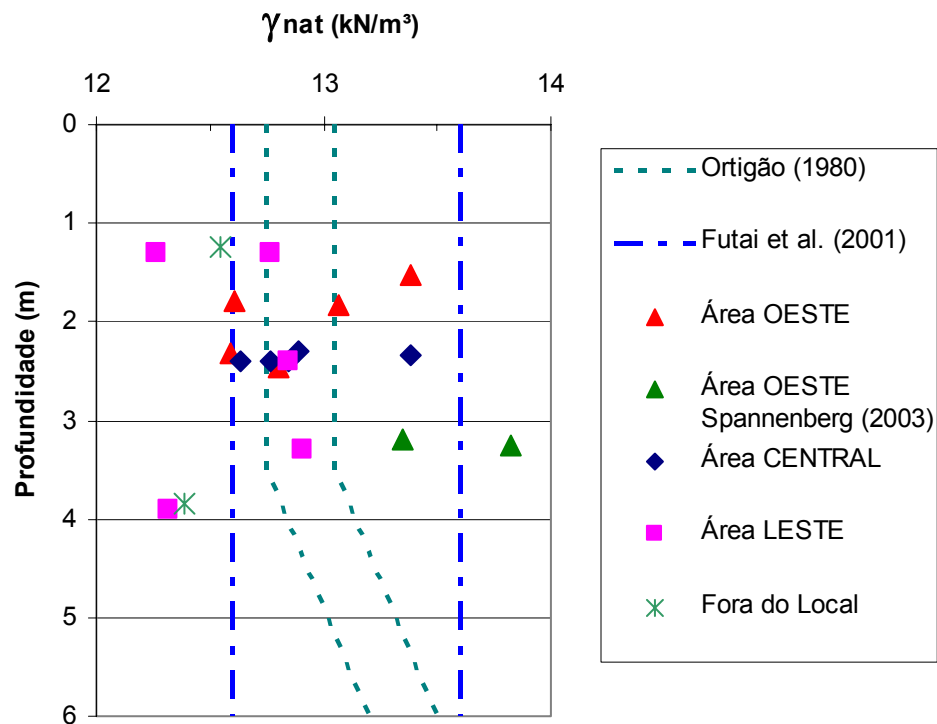


Figura 3.6 – Variação do peso específico com a profundidade (adaptado de Ortigão, 1980).

### 3.2.2. Índice de Vazios

O índice de vazios apresentou uma ligeira tendência de redução com a profundidade, como mostra a Figura 3.7. Na média, o índice de vazios foi da ordem de 4,67, com o desvio padrão de 0,74. Por outro lado, é possível associar a mesma tendência de variação observada por Ortigão (1980). Com isso, sugere-se adotar nas análises numéricas um valor

de  $e_0$  constante e igual a 4,7 nos 2,5 m iniciais, e uma redução do índice de vazios com a profundidade, de acordo com a equação 3.1.

$$e_0 = 5,2 - 0,2z \dots (z > 2,5m) \quad ( 3.1 )$$

onde:  $z$  = profundidade (m)

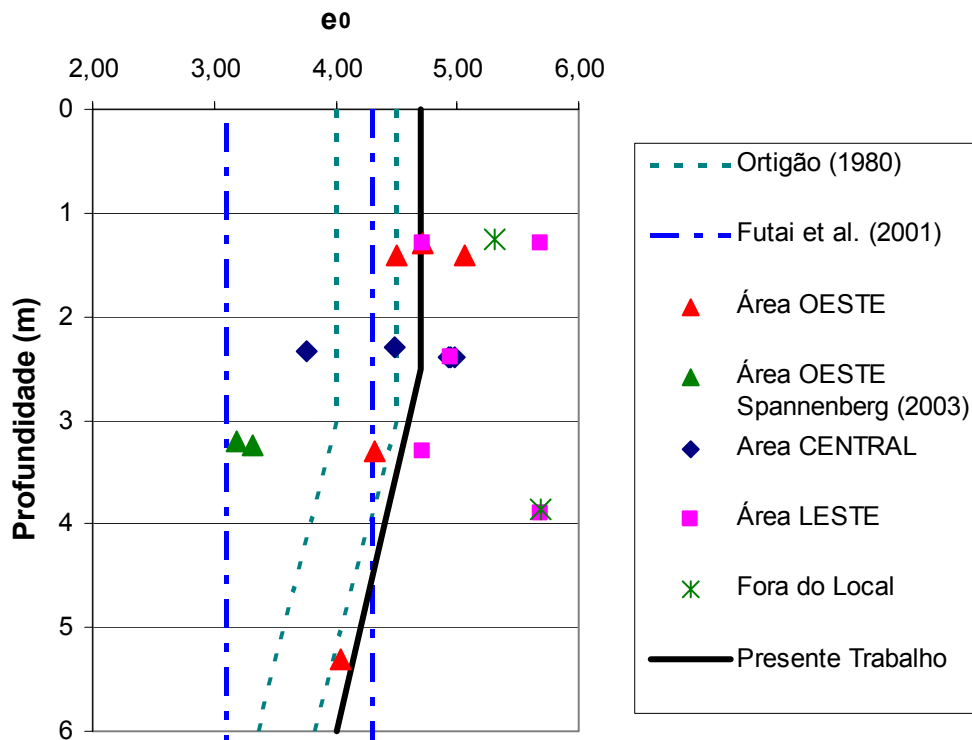


Figura 3.7 – Valores de  $e_0$  ao longo da profundidade (adaptado de Ortigão, 1980)

### 3.2.3. Razão de Pré-Adensamento (OCR)

Os valores da tensão efetiva de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) e OCR estão mostrados respectivamente na Figura 3.8 e Figura 3.9. Pode-se observar a redução do valor de OCR ao longo da profundidade. Ressalta-se que, para o cálculo de OCR, a estimativa do valor da tensão efetiva vertical de campo ( $\sigma'_{vo}$ ) foi feita com base no valor médio de  $\gamma_{nat}$  igual a 12,85 kN/m<sup>3</sup> e um perfil hidrostático de poropressões.

Comparando-se os valores de OCR observados por Ortigão (1980) com os obtidos na área do aterro observa-se que, independentemente da espessura da camada de argila, a redução mais significativa do valor de OCR ocorre nos 3 m iniciais. Abaixo desta profundidade há uma redução contínua até um valor de OCR da ordem de 1,5. Assim

sendo, a variação de OCR com a profundidade, mostrada na Figura 3.9, pode ser descrita pela equação 3.2, que será adotada nas análises numéricas.

$$OCR = \frac{2,16}{z} + 1,14 \quad ( 3.2 )$$

onde:  $z$  = profundidade (m)

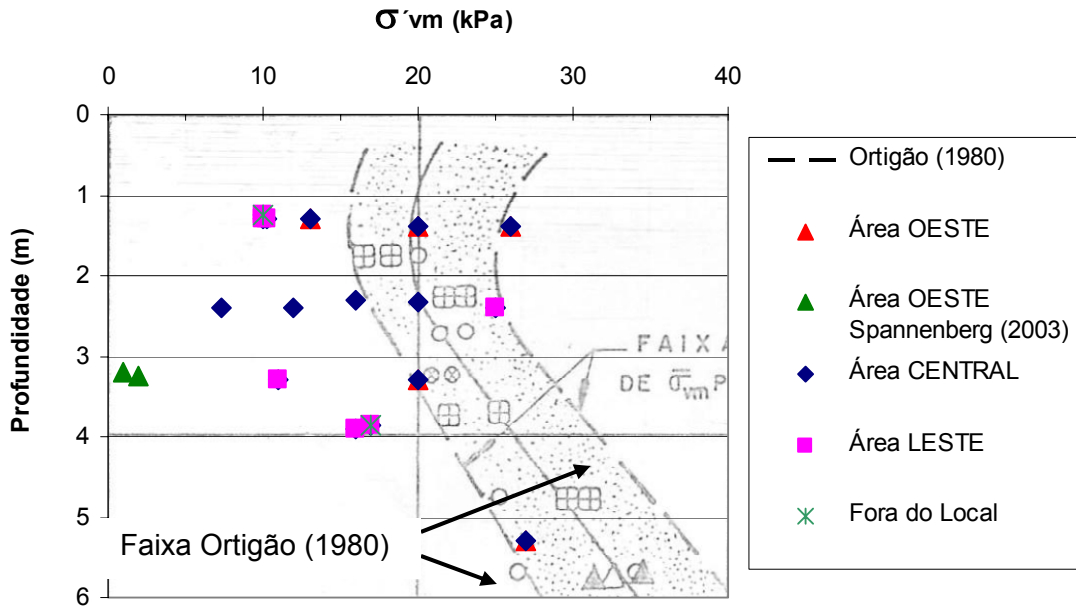


Figura 3.8 – Variação de  $\sigma'_{vm}$  ao longo da profundidade (adaptado de Ortigão, 1980)

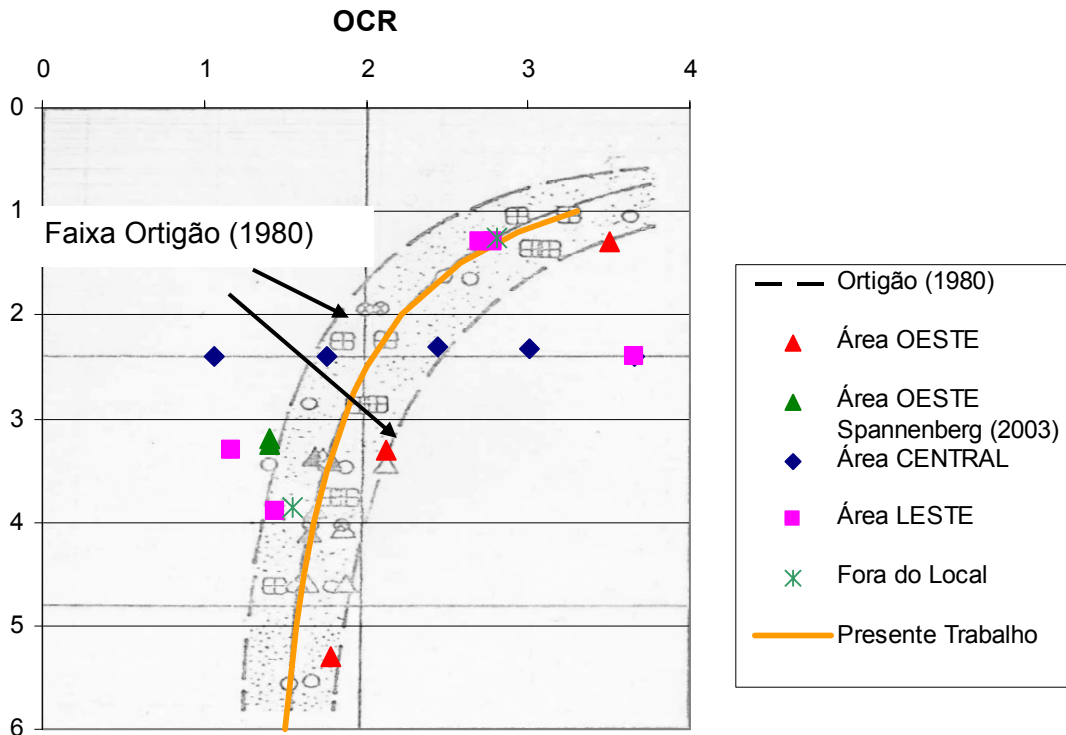


Figura 3.9 – Variação de OCR ao longo da profundidade (adaptado de Ortigão, 1980)

### 3.2.4. Índices de Compressibilidade

A Figura 3.10 mostra que os valores do índice de compressão virgem ( $C_c$ ), obtidos neste trabalho, apresentam faixa de variação semelhante à já observada por outros autores. Nota-se uma ligeira tendência de redução do valor de  $C_c$  com a profundidade. No entanto, devido à grande dispersão de pontos não é possível estabelecer uma correlação clara entre  $C_c$  e a profundidade. Em termos médios os ensaios na área do aterro para implantação da indústria Rio Polímeros forneceram  $C_c = 2,05 \pm 0,43$ .

Convém aqui ressaltar que, durante o cálculo dos valores de  $C_c$ , foi verificado que este apresenta grande variação dependendo da interpretação do engenheiro geotécnico. Pequenas variações no estabelecimento da inclinação da reta virgem acarretam em diferenças significativas nos valores de  $C_c$ , visto que o gráfico tensão efetiva ( $\sigma'$ ) x índice de vazios ( $e$ ), se apresenta em escala logarítmica em seu eixo horizontal.

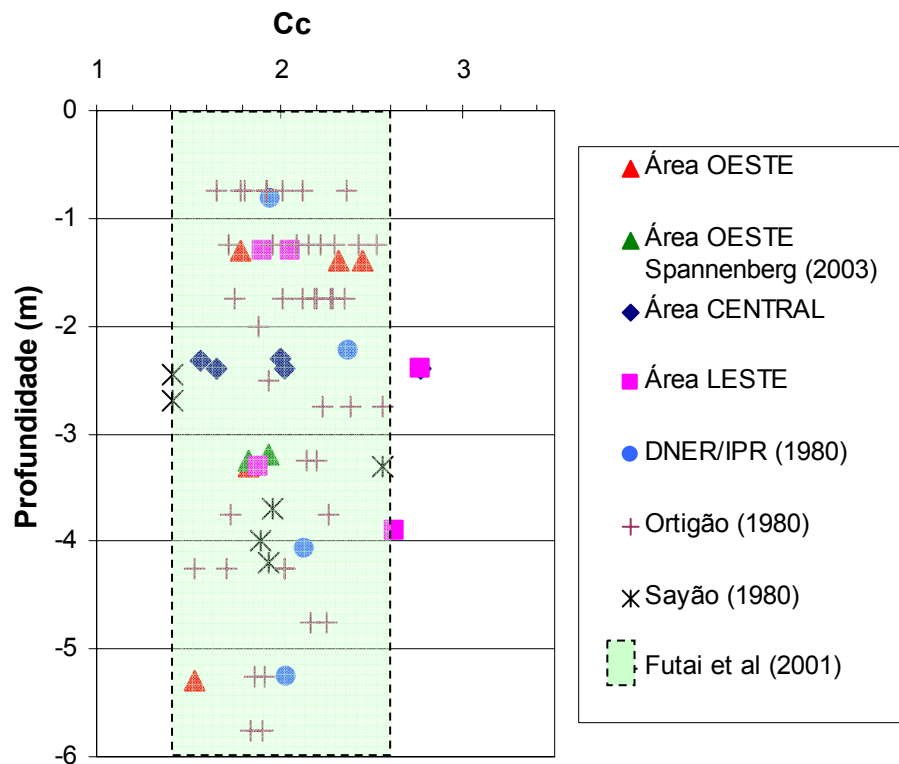


Figura 3.10 – Parâmetro de compressibilidade  $C_c$  do solo

Separando-se os ensaios de acordo com as áreas OESTE, CENTRAL e LESTE, em que as amostras foram retiradas, foi possível calcular o  $C_c$  médio, e o desvio padrão para cada área, como mostra a Tabela 3.3. Não pode ser definida uma tendência de variação do valor de  $C_c$  com a profundidade para ser adotada na modelagem numérica da construção do aterro. Assim sendo, optou-se por adotar nas análises numéricas um valor de  $C_c$  médio, constante, igual a 2,05.

Tabela 3.3 – Valores de  $C_c$  médios e desvio padrão para cada área.

Área	Valor Médio de $C_c$	Desvio Padrão
OESTE	1,90	$\pm 0,34$
CENTRAL	2,00	$\pm 0,47$
LESTE	2,25	$\pm 0,42$

No caso do índice de recompressão ( $C_r$ ), os valores obtidos na área do aterro da Rio Polímeros foram comparados com os observados por outros pesquisadores, na região da Baixada Fluminense (Figura 3.11). Análogamente ao índice de compressão virgem ( $C_c$ ), há grande dispersão de  $C_r$  com a profundidade, com valores variando de 0,06 a 0,34. Futai *et al.* (2001), por exemplo, apresentam variações de até 600%. Apesar da dispersão, os valores encontrados no presente trabalho se encontram dentro da faixa observada por outros autores, sendo o valor médio calculado de  $0,196 \pm 0,085$ , que será utilizado na análise numérica. A Tabela 3.4 mostra os valores médios de  $C_r$  para as áreas OESTE, CENTRAL e LESTE.

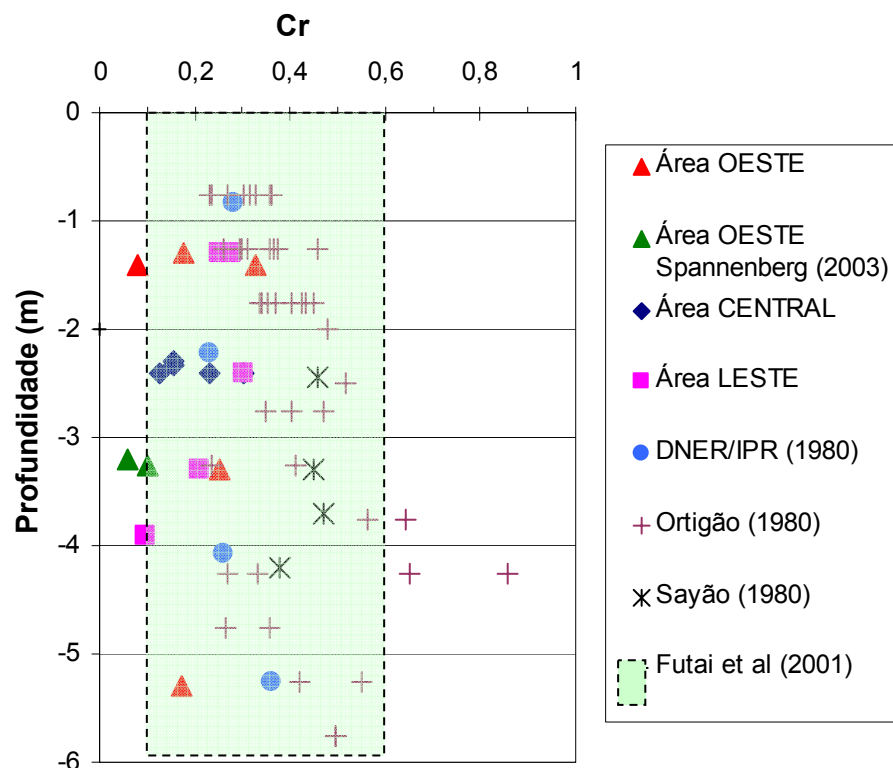
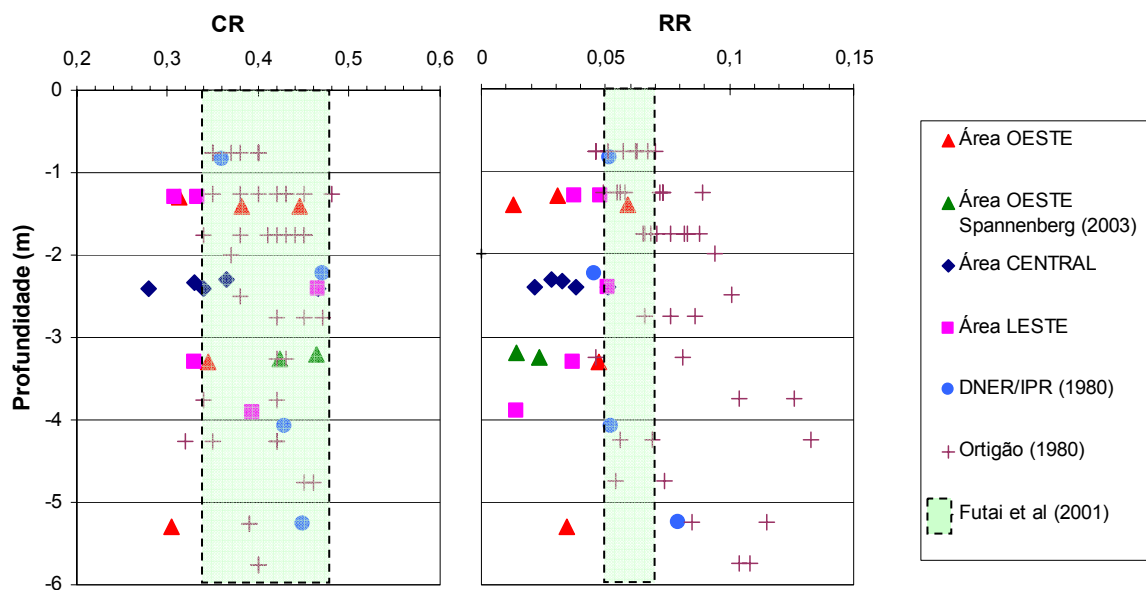
Figura 3.11 – Índice de compressibilidade  $C_r$  do solo



Tabela 3.4 – Valores de  $C_r$  médios e desvio padrão para cada área.

Área	Valor Médio de $C_r$	Desvio Padrão
OESTE	0,165	$\pm 0,090$
CENTRAL	0,194	$\pm 0,071$
LESTE	0,227	$\pm 0,081$

Os índices  $C_c$  e  $C_r$  podem ser normalizados em relação ao índice de vazios, passando a ser denominados de Relação de Compressão ( $CR$ ) e Relação de Recompressão ( $RR$ ), respectivamente. O uso dos parâmetros  $CR$  e  $RR$  são freqüentes no âmbito de projetos geotécnicos, pois enquanto os valores de  $C_c$  e  $C_r$  usualmente variam com a profundidade, os valores de  $CR$  e  $RR$ , em grande parte dos casos, apresentam valores razoavelmente constantes ao longo da profundidade. No caso dos ensaios na área do aterro para implantação da Indústria Rio Polímeros (Figura 3.12),  $CR$  e  $RR$  apresentam valores médios de  $0,36 \pm 0,06$  e  $0,037 \pm 0,014$ , respectivamente.

Figura 3.12 – Valores de  $CR$  e  $RR$  ao longo da profundidade

Nas análises numéricas, são fornecidos os valores de  $C_c$ ,  $C_r$  e  $e_0$ , não sendo necessário definir o valor de  $CR$  e  $RR$ .

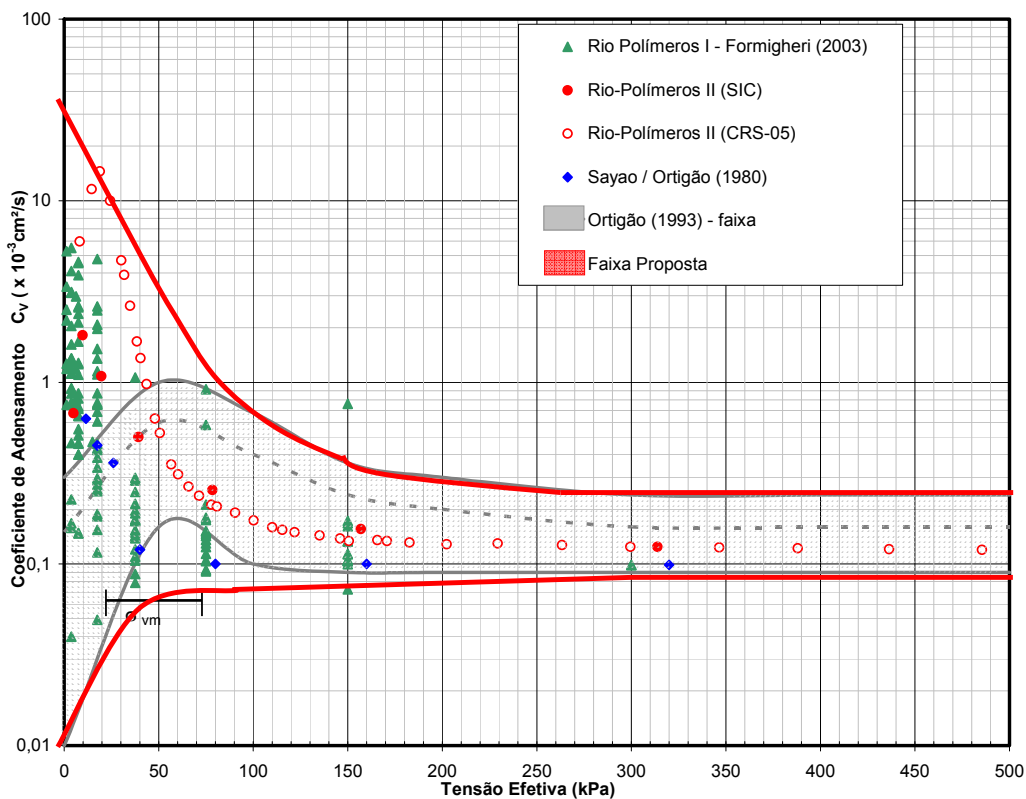
### 3.2.5. Coeficiente de Adensamento

O coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) foi calculado para os diversos níveis de tensão efetiva, utilizando-se o método de Taylor (método  $\sqrt{t}$ ). Apesar de usualmente apresentar valores superiores ao método de Casagrande, chegando até a 15 % de diferença

(Ladd,1973), o método de Taylor foi aplicado devido à possibilidade de obtenção de  $c_v$  a partir do trecho inicial da curva deslocamento vertical x tempo. Adicionalmente, nos estágios iniciais (baixos níveis de tensão efetiva), as curvas deslocamento vertical x tempo não costumam apresentar o aspecto da curva teórica utilizada para o método de Casagrande. (Ortigão, 2007). Ressalta-se, ainda, que, apesar da diferença de valores encontrados pelos dois métodos, esta diferença não é significativa dado o grau de dispersão nos valores de  $c_v$ , relatados na literatura (Ortigão, 2007).

Os valores de  $c_v$ , na área do aterro da Indústria Rio Polímeros, estão apresentados na Figura 3.13, em conjunto com os resultados de Spannenberg (2003), obtidos em amostras extraídas no mesmo local, e com resultados de outros pesquisadores que estudaram a argila da Baixada Fluminense.

Os resultados indicam que a dispersão na faixa de tensões inferiores ou aproximadamente iguais à tensão de pré-adensamento é ainda mais significativa do que a observada por Garcés (1995), Ortigão (1980) e Spannenberg (2003), apresentada na Figura 2.24. Assim sendo, sugere-se uma ampliação da faixa de variação de valores de  $c_v$ , superior à sugerida por Ortigão (Figura 3.13), visto que já foram observados valores de  $c_v$  próximos a  $10 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg}$  para baixos valores de  $\sigma'_v$ .



**Figura 3.13 – Faixa proposta para os valores de  $c_v$  na área da Baixada Fluminense (adaptado de Spannenberg, 2003)**

A Tabela 3.5 mostra os valores médios de  $c_v$ , correspondentes as 3 grandes áreas do aterro. Como já era esperado, observa-se que os valores de desvio padrão são altos, superiores ao próprio valor médio. Cabe ressaltar, porém, que este desvio se deve em parte à metodologia de ensaio.

Nas análises numéricas, não há necessidade de fornecer o valor de  $c_v$ . Este é calculado pelo programa a partir dos valores de compressibilidade e permeabilidade.

Tabela 3.5 – Valores de  $c_v$  médios e desvio padrão para cada área.

Área	Valor Médio de $c_v$ $\times 10^{-3}$ (cm <sup>2</sup> /seg)	Desvio Padrão
OESTE	1,00	$13,6 \times 10^{-3}$
CENTRAL	0,67	$8,1 \times 10^{-3}$
LESTE	1,15	$12,9 \times 10^{-3}$

### 3.2.6. Coeficiente de Permeabilidade

O valor do coeficiente de permeabilidade vertical foi calculado indiretamente a partir dos resultados dos ensaios de adensamento. A relação entre índice de vazios e permeabilidade vertical ( $k_y$ ) está mostrada na Figura 3.14. Apesar da dispersão, pode-se definir uma relação linear entre os parâmetros, com inclinação igual a 1,5.

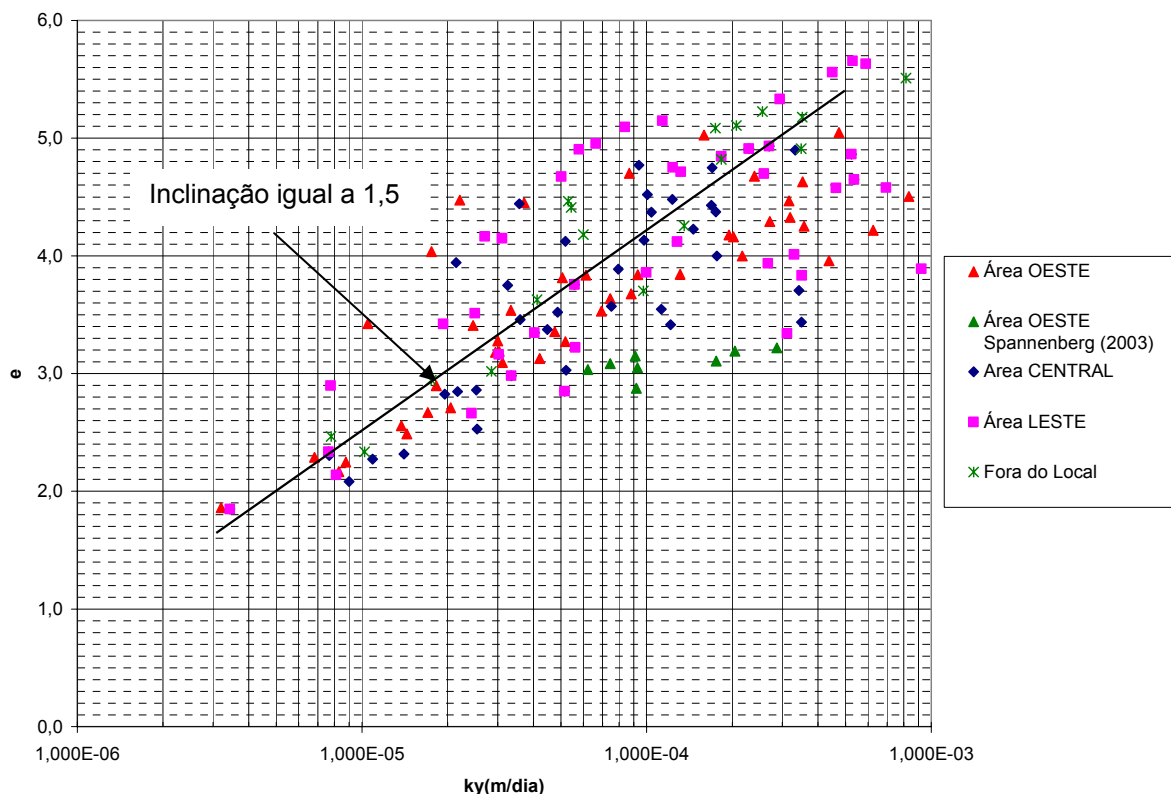


Figura 3.14 – Valores de  $k_y$  em função do índice de vazios ( $e$ )

A Tabela 3.6 apresenta os valores médios obtidos para cada área do aterro, sendo a média global igual a  $1,594 \times 10^{-4}$  m/dia.

Nas análises numéricas, foram adotadas várias hipóteses sobre a variação do coeficiente permeabilidade vertical com a profundidade. Vale ressaltar que a relação entre coeficiente permeabilidade vertical e horizontal foi mantida constante e igual a 1,55, conforme observado na Figura 2.25.

**Tabela 3.6 – Valores de  $k_v$  médios para cada área.**

Área	Valor Médio de $k_v$ $\times 10^{-4}$ (m/dia)	Desvio Padrão
OESTE	1,59	$2,20 \times 10^{-4}$
CENTRAL	1,14	$1,30 \times 10^{-4}$
LESTE	2,07	$2,24 \times 10^{-4}$

### 3.3. Resumo dos Dados e Comparação

A Tabela 3.7 compara os índices físicos, parâmetros de compressibilidade, índice de vazios, coeficiente de permeabilidade e de adensamento observados na área do aterro para implantação da Indústria Rio Polímeros com valores observados por outros autores (Sayão, 1980; Futai *et al.*, 2001, Almeida *et al.*, 2005; Ortigão, 1980; DNER/IPR, 1980; Gerscovich, 1983) em outras áreas da Baixada Fluminense.

A indicação do elevado grau de compressibilidade da camada de argila mole pode ser corroborada observando-se valores de umidade elevados e consistentemente superiores aos Limites de Liquidez.

O índice de vazios na área estudada mostrou-se cerca de 25% mais alto do que os valores de  $e_o$  observados por outros autores, e o índice de compressão virgem ( $C_c$ ) mostrou-se ligeiramente mais elevado. Assim sendo, obteve-se relações de Compressão ( $CR$ ) e Recompressão ( $RR$ ) mais baixas. Segundo a teoria de Terzaghi, este fato leva a conclusão de que para uma mesma variação de tensão efetiva, os recalques na área do aterro Rio Polímeros tendem a ser inferiores aos que seriam esperados na região do rio Sarapuí.

Independentemente do nível de tensões, os valores de  $c_v$  mostraram-se semelhantes aos encontrados por Futai *et al.* (2001), tendo sido observado uma média de  $c_v$  igual a  $0,9 \times 10^{-3}$  cm<sup>2</sup>/s. Para a faixa de baixas tensões efetivas, a dispersão no valor de  $c_v$  foi mais acentuada.

Esta tabela é de grande ajuda para projetos que possam ser desenvolvidos na região da Baixada Fluminense, bem como uma contribuição para o conhecimento de parâmetros geotécnicos da argila mole da Baixada Fluminense.

Tabela 3.7 – Parâmetros geotécnicos do presente trabalho (Indústria Rio Polímeros) e de outros autores na argila de Sarapuí.

Parâmetro	Presente Trabalho				Sayão (1980)	Futai et al (2001) / Almeida et al (2005)	Ortigão (1980)	DNER/IPR (1980)	Gerscovich (1983)
	OESTE	CENTRAL	LESTE	GERAL					
$e_0$	4,17 ±0,70	4,62 ±0,52	5,15 ±0,50	4,67 ±0,74	3,71 ±0,77	3,71 ± 1,2	3,76 ±0,57	3,50 ±0,67	—
$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	13,1 ±0,46	12,9 ±0,28	12,6 ±0,30	12,9 ±0,42	13,3 ±0,64	13,5 ± 1,0	13,2 ±0,44	12,9 a 14,0	13,0
$w$ (%)	151,6 ±23,5	168,3 ±20,1	187,2 ±16,5	169,7 ±26,1	140,5	150 ± 40	149,4 ±21,2	143,2 ±16,9	—
$LL$ (%)	90 ± 55(*)	140 ± 50(*)	180 ± 60(*)	—	98	125 ± 25	124,7 ± 21,5	129,8 ±14,5	—
$C_c$	1,90 ±0,34	2,00 ±0,47	2,25 ±0,42	2,05 ±0,43	1,41 a 2,56	1,3 a 3,2	1,93 ±0,30	2,00 ±0,35	—
$C_r$	0,165 ±0,090	0,194 ±0,071	0,227 ±0,081	0,196 ±0,085	0,25 a 0,55	—	0,403 ±0,125	0,246 ±0,071	—
$CR$	0,38 ±0,06	0,36 ±0,07	0,37 ±0,06	0,37 ±0,06	0,38 ±0,07	0,41 ±0,07	0,41 ±0,03	0,45 ±0,06	—
$RR$	0,032 ±0,017	0,034 ±0,011	0,037 ±0,014	0,035 ±0,014	0,073 ±0,019	0,061±0,008	0,086 ±0,003	0,056 ±0,019	—
$c_v \times 10^{-3}$ (cm <sup>2</sup> /s)	1,00 ±1,36	0,67 ±0,81	1,15 ±1,29	0,9±1,15	0,1 (NA) 0,6 (PA)	0,9	0,1 (NA) 1 a 8 (PA)	0,1 a 4,5	2,1 ±1,7 (< 2,5 m) 0,1 (outras)
$k_y$ (m/dia)	1,59 x 10 <sup>-4</sup>	1,14 x 10 <sup>-4</sup>	2,07x 10 <sup>-4</sup>	1,59 x 10 <sup>-4</sup>	8,64 x 10 <sup>-5</sup> a 3,02 x 10 <sup>-3</sup>	—	—	3,83 x 10 <sup>-5</sup> a 1,15 x 10 <sup>-3</sup>	8,64 x 10 <sup>-5</sup> a 5,36 x 10 <sup>-3</sup>

Nota: \* - Spannenberg (2003);

## 4. Análise Numérica

A modelagem numérica teve como objetivo reproduzir a seqüência construtiva do aterro, de forma a prever a evolução dos recalques e poropressões com o tempo. Face à grande dimensão da área construída e à variabilidade das espessuras da camada de argila mole, foram feitas análises em diferentes regiões do aterro.

A análise numérica tem como vantagem a determinação dos deslocamentos verticais da camada compressível, bem como a previsão antes da obra e uma retroanálise de seu comportamento.

As análises consideraram seções transversais de 50 m a 90 m de largura. Em todos os casos, o aterro foi considerado como sendo infinito e a camada de argila mole assente em subsolo arenoso drenante. Em determinadas regiões, um colchão drenante de areia, com espessura variando entre 0,60 m a 0,80 m (Tabela 2.6), foi instalado antes do lançamento do aterro. Adicionalmente, é interessante notar que pelo fato das análises imporem uma condição de fluxo 1D, a relação entre as permeabilidades na direção vertical e horizontal não têm qualquer influência nos resultados.

A qualidade da previsão do comportamento da obra foi avaliada comparando-se os recalques previstos com os medidos pelas placas de recalque. As placas de recalque foram instaladas entre a camada de argila mole e o colchão drenante. Assim sendo, os recalques previstos corresponderam a deslocamentos verticais em nós localizados nesta interface. Adotou-se como critério de erro a seguinte equação (4.1):

$$Erro = \frac{\sqrt{\sum (\hat{\rho}_{t=i} - \rho_{t=i})^2}}{\sqrt{\sum (\hat{\rho}_{t=i})^2}} \quad (4.1)$$

onde  $\hat{\rho}_{t=i}$  é o recalque medido no tempo  $i$  e  $\rho_{t=i}$  o recalque calculado no mesmo tempo.

### 4.2. Programa PLAXIS

Através do advento do uso de computadores na prática atual da engenharia, cada vez mais o Método dos Elementos Finitos (MEF) é utilizado na solução de projetos. A capacidade de simular diversas condições de contorno, incorporando diferentes etapas construtivas e modelos constitutivos diversos, tornou o MEF uma ferramenta útil para problemas geotécnicos, que muitas vezes apresentam alto grau de complexidade.

Apesar de ter sido originalmente desenvolvido para análise de problemas estruturais, a teoria original do MEF foi modificada de forma a permitir a análise de situações envolvendo outros campos da engenharia. Na resolução de um problema pelo MEF são utilizadas as aproximações baseadas no método dos deslocamentos, método de equilíbrio e método misto. As incógnitas principais são os deslocamentos, no método dos deslocamentos, enquanto que no método de equilíbrio as incógnitas são as tensões. Já o método misto apresenta como incógnitas tanto os deslocamentos quanto as tensões.

Programas de elementos finitos, específicos para a Geotecnia, têm sido desenvolvidos a fim de prever o comportamento dos solos. Estes programas conseguem realizar milhares de cálculos por segundo, permitindo minimizar certas simplificações utilizadas em cálculos convencionais, além de permitir a previsão e a reprodução do comportamento do solo/estrutura das obras.

Neste trabalho optou-se pela utilização do programa de elementos finitos PLAXIS. O programa PLAXIS apresenta uma interface gráfica, de ambiente Windows, muito prática. Como dados de entrada para o programa, desenha-se a geometria do seu problema, são definidas as condições de contorno, posição do nível d'água, é selecionado o tipo de material para cada item, o modelo constitutivo de cada tipo de solo e define-se o tipo de análise a ser realizada – Axissimétrica ou plana de deformação. A malha de elementos finitos é gerada automaticamente pelo programa, com elementos triangulares, optando-se por elementos de 6 ou 15 nós. A malha pode ser refinada globalmente ou em locais específicos a serem definidos.

O programa PLAXIS possui 6 modelos constitutivos que governam o comportamento do material – *Mohr-Coulomb*, *Jointed Rock*, *Hardening Soil*, *Soft Soil Creep*, *Soft Soil* e *Linear-Elástico*. Os modelos constitutivos necessitam de diferentes parâmetros e dados de entrada. Optou-se neste trabalho, face os dados disponíveis e tipo de problema, o uso de 2 destes modelos constitutivos para a representação dos materiais – o *Mohr-Coulomb*, *Soft Soil* e o *Soft Soil Creep*.

O modelo constitutivo *Mohr-Coulomb* é um modelo elástico perfeitamente plástico, empregado para representar a ruptura por cisalhamento de solos e rochas. O modelo *Mohr-Coulomb* é assim classificado devido à hipótese de que o material comporta-se como linear elástico até atingir a ruptura, não havendo endurecimento devido ao fluxo plástico, ou seja, a superfície de plastificação é fixa. Portanto, o material apresenta um comportamento linear elástico até atingir uma determinada tensão de escoamento, que se mantém constante com o acréscimo de deformações plásticas.

Os principais parâmetros geotécnicos necessários como dados de entrada para este modelo são:  $\phi'$ ,  $c'$ ,  $E$ ,  $k_x$ ,  $k_y$ ,  $\gamma_{sat}$ ,  $\gamma_d$ ,  $K_0$  e  $\nu$ .

O modelo *Soft Soil Creep* é um modelo do tipo *Cam-Clay* utilizado para solos moles, como argilas e turfas. As principais características deste modelo são:

- Rigidez de acordo com o nível de tensões;
- Distinção entre carregamento primário e descarregamento-recarregamento;
- Compressão secundária (dependente do tempo), ocorrendo juntamente com o adensamento primário;
- Registro de tensão de pré-adensamento;
- Critério de ruptura de acordo com o modelo de *Mohr-Coulomb*.

Os principais parâmetros geotécnicos necessários como dados de entrada para o modelo *Soft Soil Creep* são:  $\phi'$ ,  $c'$ ,  $C_c$ ,  $C_r$ ,  $C_\alpha$ ,  $k_x$ ,  $k_y$ ,  $\gamma_{sat}$ ,  $\gamma_d$ ,  $e_0$ , OCR e  $v$ .

A diferença do modelo *Soft Soil*, em comparação ao modelo *Soft Soil Creep*, é que este não leva em consideração a compressão secundária, não sendo assim necessário a introdução do parâmetro  $C_\alpha$ .

Maiores informações quanto aos modelos constitutivos podem ser obtidos em Brinkgreve (2002), que é o manual de utilização do programa. A teoria utilizada para o cálculo de adensamento é a Teoria de Biot (1941).

O programa PLAXIS permite simular a construção da obra em etapas, definindo o tempo utilizado para cada etapa (estágio de carregamento), além da possibilidade da criação de intervalos entre as diversas etapas de construção, inserindo assim um período de adensamento. Com o uso do modelo *Soft Soil Creep*, o PLAXIS dispõe da simulação do processo de adensamento durante a construção, denominada *Consolidation*, bem como a introdução do recalque por compressão secundária nas análises numéricas.

Nas etapas de construção é possível o uso das opções de atualização das poropressões e da malha de elementos finitos. A atualização da malha é recomendada em situações em que se prevê a ocorrência de grandes deformações, que normalmente ocorrem em aterros convencionais sobre solos compressíveis. A matriz de rigidez é atualizada com base na geometria deformada da etapa. A opção de atualização das poropressões é uma opção utilizada a fim de se introduzir o efeito da submersão dos materiais, o que resulta, normalmente, em uma redução da tensão efetiva atuante nas camadas compressíveis.

Para a obtenção dos deslocamentos de um ponto específico a ser estudado na análise numérica, opta-se no programa pela seleção de um ou mais pontos, específicos a fim de se determinar deslocamentos, poropressões ou tensões atuantes ao longo da construção do aterro, tendo como saída um gráfico ou uma tabela com os valores obtidos.



Para a validação do programa foram realizados estudos com reproduções de ensaios triaxiais e aterros simples sobre camadas compressíveis. Ambas as validações apresentaram resultados satisfatórios.

### 4.3. Parâmetros Geotécnicos e Considerações

Os parâmetros utilizados na modelagem numérica foram estimados com base nos resultados das campanhas experimentais realizadas na argila da Baixada Fluminense, apresentados no Capítulo 3.

Os parâmetros de resistência ( $c'$  e  $\phi'$ ) da camada argilosa foram adotados a partir de ensaios triaxiais CIU realizados no local do aterro (Formigheri, 2003 e Spannenberg, 2003). O peso específico ( $\gamma_t$ ) foi adotado como sendo constante e igual a 12,85 kN/m<sup>3</sup>.

O índice de vazios ( $e_o$ ) foi considerado constante e igual a 4,7 nos 2,5 m iniciais e decrescente com a profundidade, de acordo com a equação 3.1.

A razão de pré-adensamento (OCR) também varia com a profundidade segundo a equação 3.2.

Apesar da variabilidade na distribuição dos índices de compressão ( $C_c$  e  $C_r$ ), com a profundidade (Figura 3.10 e Figura 3.11), optou-se por adotar nas análises numéricas valores de  $C_c$  e  $C_r$  médios, constantes, iguais a 2,05 e 0,196, respectivamente.

O parâmetro de compressão secundária ( $C_\alpha$ ) foi adotado igual a 0,06, de acordo com ensaios realizados por Spannenberg (2003). Para fins de cálculo do recalque secundário, o tempo final de consolidação primária será estimado considerando-se fator tempo ( $T$ ) igual a 1,128 (porcentagem média de adensamento = 95%) e um valor médio de coeficiente de adensamento ( $c_v$ ) igual a  $9,00 \times 10^{-3}$  cm<sup>2</sup>/seg. Estes valores serão adotados em todas as seções analisadas no presente trabalho.

O coeficiente de permeabilidade vertical ( $k_y$ ) foi definido a partir do valor médio calculado nos diversos ensaios de adensamento realizados nas amostras do local,  $k_y = 1,59 \times 10^{-4}$  m/dia. A permeabilidade horizontal ( $k_x$ ) foi considerada 1,55 vezes maior do que a vertical. Esta relação baseou-se na experiência observada na região de Sarapuí, conforme observado na Figura 2.25.

O coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ) foi estimado a partir da equação 4.2.

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi')(OCR)^{\text{sen}\phi'} \quad (4.2)$$

Assim sendo, a camada compressível foi dividida em subcamadas de 1,0m de espessura e os parâmetros inicialmente adotados estão apresentados na Tabela 4.1.

**Tabela 4.1 – Parâmetros geotécnicos da argila utilizados na modelagem numérica.**

Parâmetros	Profundidade (m)							
	0 – 1	1 – 2	2 – 3	3 – 4	4 – 5	5 – 6	6 – 7	7 – 8
OCR	5,46	2,58	2,00	1,76	1,62	1,53	1,50	1,50
$e_0$	4,70	4,70	4,70	4,50	4,30	4,10	3,90	3,70
$K_0$	1,18	0,87	0,79	0,75	0,72	0,71	0,70	0,70
$C_c$	2,050							
$C_r$	0,196							
$C_\alpha$	0,060							
$\phi' (^{\circ})$	24,0							
$c' \text{ (kPa)}$	0,0							
$\gamma_t \text{ (kN/m}^3\text{)}$	12,85							
$k_x \text{ (m/dia)}$	$2,47 \times 10^{-4}$							
$k_y \text{ (m/dia)}$	$1,59 \times 10^{-4}$							

Os parâmetros utilizados para os solos granulares (aterro e colchão drenante) estão apresentados na Tabela 4.2. Os valores do módulo de deformabilidade (E) foram baseados em Ortigão (1980) e os demais em Formigheri (2003). Para garantir a condição efetiva de drenagem, adotou-se uma permeabilidade de 1,0 m/dia, o que corresponde a um valor superior a 1000 vezes o valor da permeabilidade da argila.

**Tabela 4.2 – Parâmetros geotécnicos do aterro e colchão drenante.**

Parâmetros	Aterro	Colchão Drenante
$E \text{ (MPa)}$	6,5	6,5
$\phi' (^{\circ})$	32,0	35,0
$c' \text{ (kPa)}$	10,0	0,0
$\gamma_t \text{ (kN/m}^3\text{)}$	18,00	17,50
$k_x = k_y \text{ (m/dia)}$	1,0	1,0
$K_0$	0,47	0,43

A modelagem do comportamento das camadas de argila foi feita adotando-se o modelo *Soft Soil Creep* e as demais camadas foram representadas pelo modelo *Mohr-Coulomb*. A título de avaliação da influência da parcela de compressão secundária, foram realizadas análises com o modelo *Soft Soil* para as camadas de argila, a fim de se determinar o valor somente do recalque primário.

As malhas de elementos finitos foram constituídas por elementos triangulares de 15 nós. Os contornos laterais foram considerados indeslocáveis horizontalmente e a base indeslocável vertical e horizontalmente. Ressalta-se que as dimensões da malha foram suficientes para evitar a influência dos contornos na magnitude dos deslocamentos previstos. Todas as análises foram executadas sob estado de deformação plana.

O cálculo das etapas construtivas do aterro foi realizado pelo programa PLAXIS, através da opção de cálculo denominada *Consolidation*, com atualização da malha e das poropressões em cada etapa. O processo de cálculo foi dividido em fases, permitindo a ativação de um estágio de carregamento e a inserção de períodos de adensamento.

Em todas as análises foram consideradas etapas finais de construção com altos tempos de duração, com o intuito de se verificar o valor do recalque final calculado na modelagem numérica.

O cálculo do recalque secundário pela teoria Clássica de Terzaghi foi realizado utilizando-se para tempo de vida útil da obra o mesmo tempo utilizado na etapa final da modelagem numérica.

Em determinadas regiões em que se dispunha de registros piezométricos foi também realizada a comparação entre o monitoramento de campo e a previsão numérica. Os dados disponíveis de medições de poropressões estavam apresentados em termos de diferença de poropressões ( $\Delta u$ ), sendo o valor de  $\Delta u$  calculado subtraindo-se do valor da poropressão lido o valor da poropressão existente no momento da instalação do piezômetro. Como alguns piezômetros foram instalados após o início da construção do aterro, poropressões já haviam sido geradas e parcialmente dissipadas. Assim sendo,  $\Delta u$  pode apresentar valores negativos sempre que as poropressões na camada argilosa forem menores do que as lidas no momento da instalação do piezômetro.

A Figura 4.1 apresenta as curvas de iso-espessura das camadas de argila, geradas a partir dos dados obtidos nas sondagens a percussão (em torno de 100 sondagens SPT). Apresenta-se, também, a localização dos instrumentos utilizados nas análises.

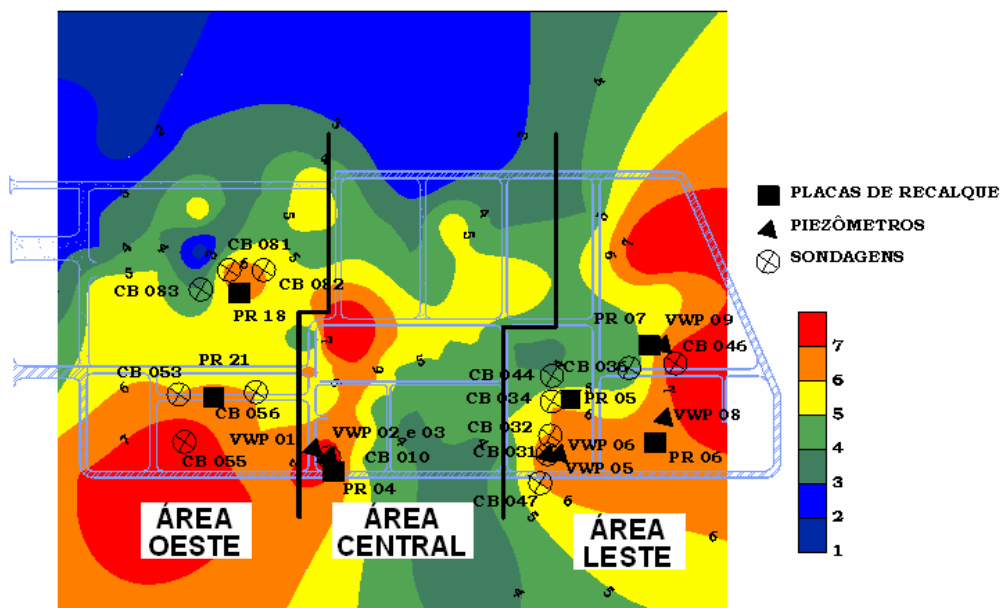


Figura 4.1 – Espessura da argila mole e instrumentos utilizados nas análises

#### 4.4. Seções Analisadas

##### 4.4.1. Área Central

A seção analisada situa-se na área central do aterro (sub-área Etileno), como mostrado na Figura 4.1.

Nesta região, foram instalados 03 piezômetros de corda vibrante (VWP – 01, 02 e 03) e 01 placa de recalque (PR-04), antes da construção do aterro (Formigheri, 2003).

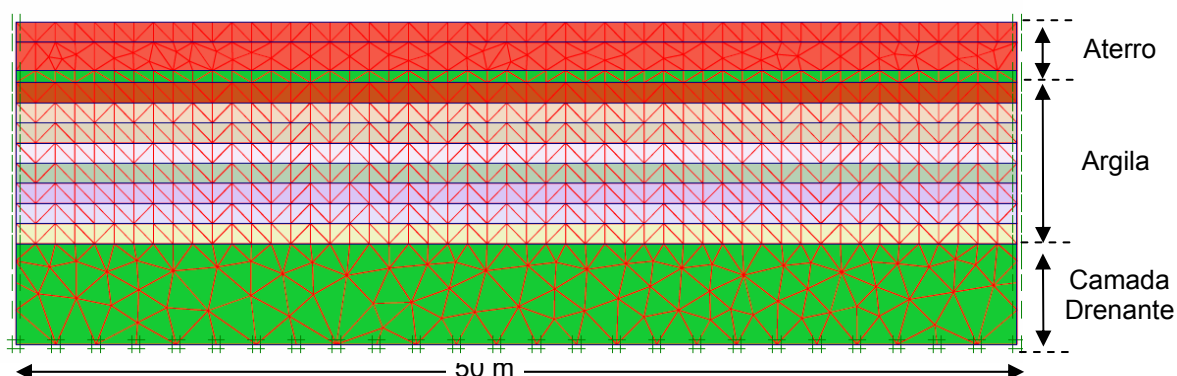
A sondagem a percussão (CB-010), realizada próxima à PR-04, indicou uma camada compressível de cerca de 8 metros de espessura, seguida por uma camada silto argilosa com areia. O nível d'água encontra-se na superfície do terreno. Os parâmetros geotécnicos adotados (Camadas 1 a 8) estão apresentados na Tabela 4.1.

A construção do aterro foi feita em etapas e a seqüência construtiva foi reproduzida numericamente, respeitando-se as diversas etapas de carregamento, bem como o intervalo entre elas (tempos de consolidação). As etapas de construção do aterro estão apresentadas na Tabela 4.3.

**Tabela 4.3 – Seqüência de carregamento – Área Central.**

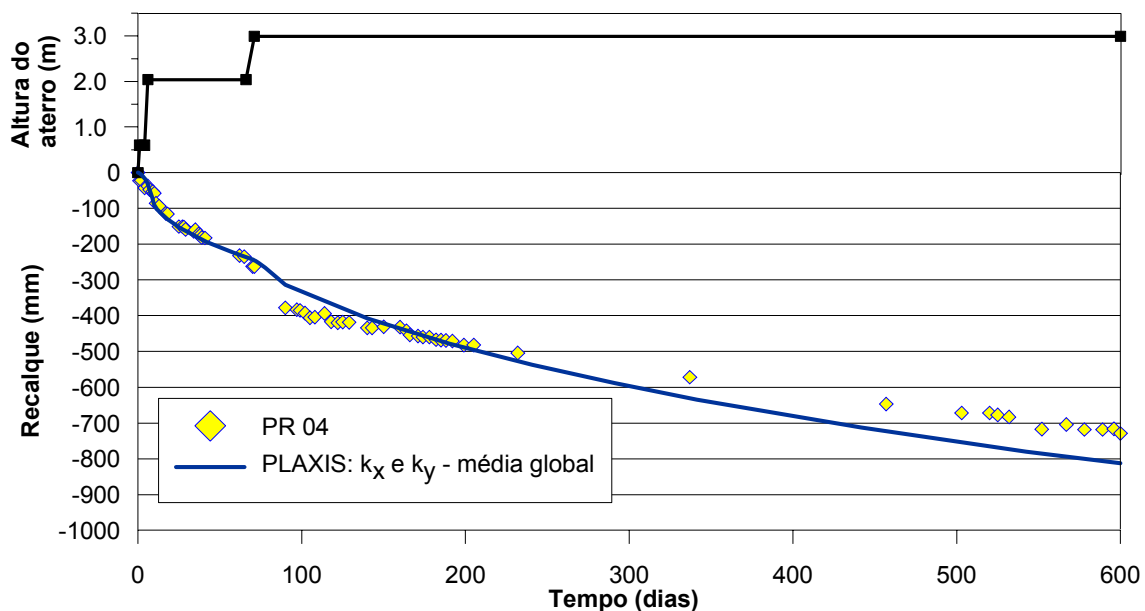
Etapas	Tipo	Altura do aterro (m)	Tempo de Duração (dias)
1	Construção do colchão drenante de areia	0,0 – 0,6	5
2	Construção do aterro	0,6 – 2,0	5
3	Consolidação	2,0	60
4	Construção do aterro	2,0 – 3,0	20
5	Consolidação Final	3,0	12000

A seção considerada foi construída com uma largura igual a 50 m. A Figura 4.2 mostra a geometria e a malha de elementos finitos, composta de 1420 elementos e 11573 nós.



**Figura 4.2 – Malha de elementos finitos – Seção Área Central**

A Figura 4.3 mostra a evolução dos recalques ao longo do tempo em conjunto com os valores registrados pela placa de recalque, e com o alteamento do aterro. Os resultados foram interrompidos 600 dias após o início da construção uma vez que drenos verticais foram instalados nesta data. Observa-se uma razoável concordância das formas das curvas tempo x recalque. Entretanto, após 300 dias de construção, a modelagem tende a superestimar o valor do recalque e após 600 dias a diferença é da ordem de 15%. Considerando-se todos os registros, o Erro calculado foi de 9,8 %.



**Figura 4.3 – Evolução dos Recalques x Tempo em função do alteamento do aterro – Área Central.**

A instalação de drenos verticais acelera a evolução de recalques, mas a princípio não interfere no valor do recalque final. Assim sendo, o recalque final estimado pelo PLAXIS foi de 1,568 m, usando o modelo *Soft Soil Creep*. O valor do recalque primário, obtido com o modelo *Soft Soil*, permitiu a estimativa numérica do valor do recalque secundário. Segundo os métodos correntes de previsão de recalque, seriam estimados valores da ordem de 1,846 m, pela Teoria Clássica de Terzaghi, e 1,550 m, pelo método gráfico de Asaoka. A estimativa pelo método de Asaoka baseou-se em leituras de campo correspondentes a 80% do recalque previsto pela teoria clássica. Observa-se que a previsão numérica foi satisfatória, como mostrado na Tabela 4.4, tendo em vista que o método de Asaoka reproduz melhor o comportamento da obra.

A Tabela 4.4 também inclui a estimativa do recalque secundário ( $\rho_s$ ) de acordo com Martins (2007). O autor considera que a compressão secundária ocorra em decorrência da variação da tensão efetiva horizontal e que a estimativa da parcela total de adensamento secundário possa ser feita a partir da equação 2.6. Os resultados mostrados na Tabela 4.4 mostram um valor de  $\rho_s$  significativamente maior do que o previsto pela Teoria de Terzaghi, para 11.000 dias após o final da compressão primária. Segundo o autor, esta diferença pode ser atribuída ao fato do coeficiente de compressão secundária ( $C_{\alpha}$ ) não se manter constante durante o processo de adensamento. Observa-se que o valor de recalque secundário obtido na análise numérica é maior do que o obtido no método clássico, porém menor do que o estimado por Martins (2007).

**Tabela 4.4 – Estimativa de recalque total – Área Central.**

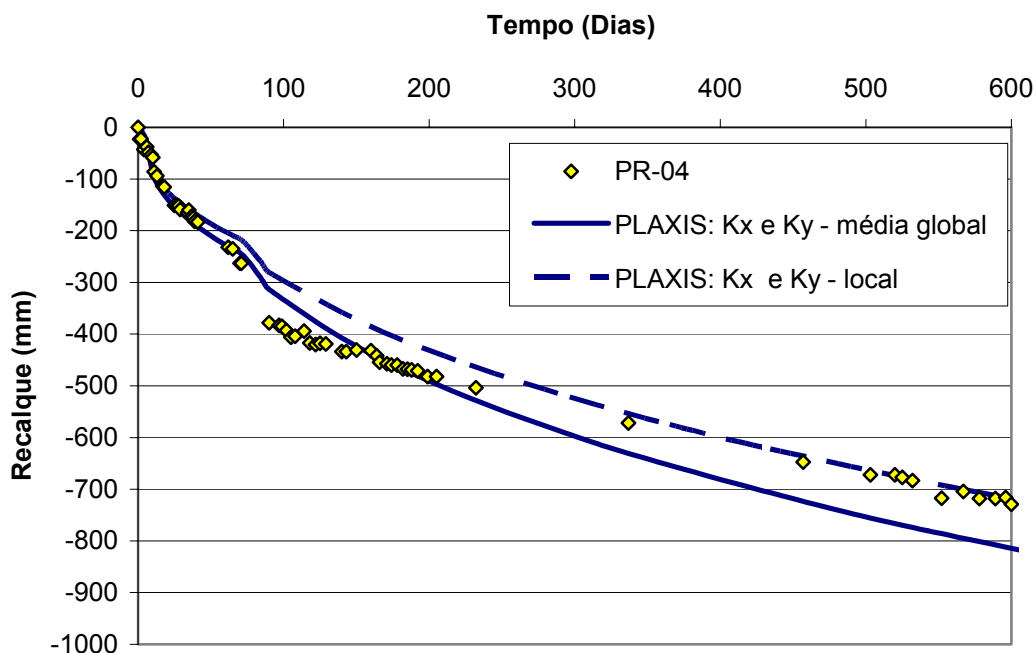
Método	Recalque Primário	Recalque Secundário	Recalque Total (Erro)*
Convencional	1,797 m	0,097 m	1,894 m (+22%)
Martins (2007)	—	0,493 m	—
Método de Asaoka	—	—	1,550 m
Análise Numérica	1,407 m	0,161 m	1,568 m (+1%)

\* Erro com base no valor calculado pelo método de Asaoka

#### 4.4.1.1. Velocidade de recalque

A fim de se melhorar a estimativa da evolução dos recalques com o tempo (Figura 4.3) foi realizada nova análise, ajustando-se os valores de permeabilidade ( $k_x$  e  $k_y$ ), já que este parâmetro interfere diretamente na velocidade de consolidação.

A análise anterior considerou valores de permeabilidade correspondentes a média global de todos os ensaios de adensamento. Entretanto, ensaios oedométricos realizados em amostras próximas à seção analisada (PR-04) indicavam um valor médio ( $k_y = 1,16 \times 10^{-4}$  m/dia) 30% inferior à média global. A simulação do aterro foi então refeita, mantendo-se a relação entre a permeabilidade horizontal ( $k_x = 1,8 \times 10^{-4}$  m/dia) e vertical igual a 1,55. Os resultados, apresentados na Figura 4.4, mostram que esta alternativa melhora significativamente a previsão dos recalques nos tempos superiores há 300 dias; sendo a diferença após 600 dias de construção de apenas 9 mm. No entanto, pode-se observar que as diferenças entre os resultados numéricos e experimentais se acentuam no trecho inicial. Neste estudo, o Erro total foi de 10,8 %.



**Figura 4.4 – Evolução dos Recalques x Tempo em função do alteamento do aterro –  $k_x$  e  $k_y$  em amostras próximas a PR-04**

Uma segunda alternativa de análise para melhorar a resposta quanto a velocidade de recalque foi introduzir a permeabilidade variando ao longo do perfil. De acordo com a tendência apresentada na Figura 3.14 a permeabilidade pôde ser calculada como função do índice de vazios. Assim sendo, foram estimados diferentes valores de permeabilidade para as camadas, como mostra a Tabela 4.5. Analogamente aos casos anteriores, manteve-se a relação de  $k_x = 1,55k_y$ . A Figura 4.5 mostra que a curva tempo x recalque obtida nesta análise se apresenta bem mais próxima aos valores observados na PR-04, principalmente após 240 dias. O valor de recalque obtido pela modelagem após 600 dias de construção foi de 745 mm, bem próximo a leitura da placa de recalque ( $\approx 729$  mm). Neste estudo, o Erro total foi de 7,1 %.

**Tabela 4.5 – Permeabilidade da argila variável com a profundidade.**

Parâmetros	PROFUNDIDADE (m)							
	0 – 1	1 – 2	2 – 3	3 – 4	4 – 5	5 – 6	6 – 7	7 – 8
$e_0$	4,70	4,70	4,70	4,50	4,30	4,10	3,90	3,70
$k_y$ (m/dia) $\times 10^{-4}$	2,00	2,00	2,00	1,40	1,10	0,87	0,64	0,50
$k_x$ (m/dia) $\times 10^{-4}$	3,10	3,10	3,10	2,17	1,71	1,35	0,99	0,78



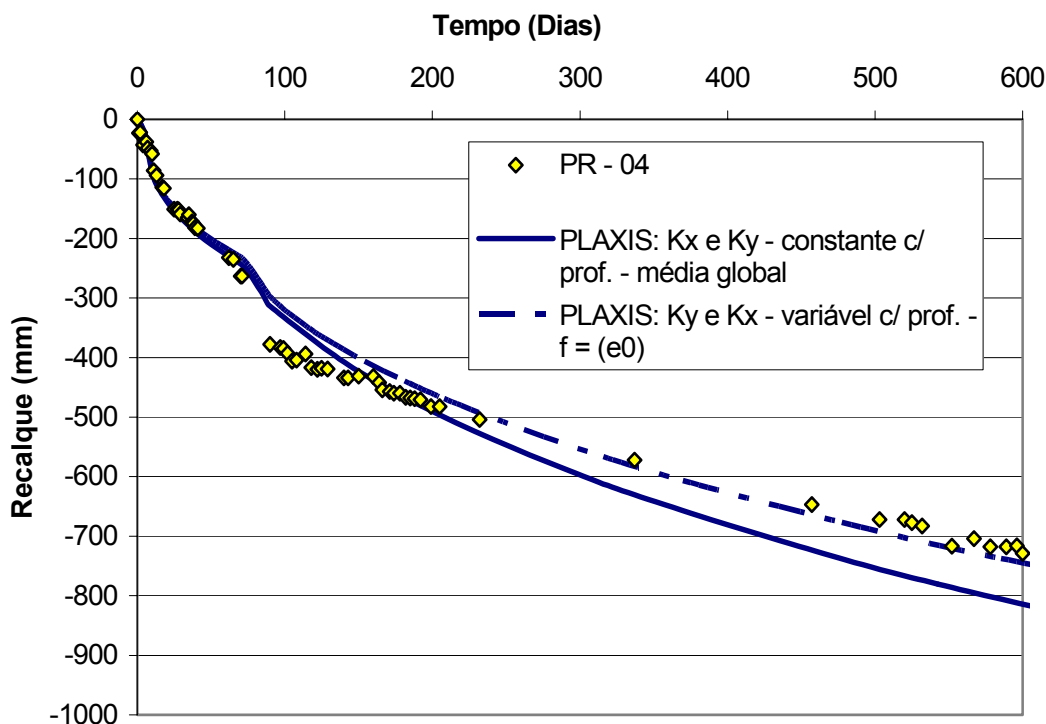


Figura 4.5 – Evolução dos Recalques x Tempo em função do alteamento do aterro –  $k_x$  e  $k_y$  variando com a profundidade para a PR-04.

Convém ressaltar que não há influência da permeabilidade do solo no valor final do recalque esperado. Portanto, o recalque final previsto não foi alterado nestas análises.

#### 4.4.1.2. Variação da permeabilidade durante o processo de adensamento

O Programa PLAXIS, em suas opções avançadas, possui a possibilidade de entrada de um parâmetro que expressa a variação da permeabilidade com o índice de vazios ( $e$ ) durante o processo de adensamento. Este parâmetro, denominado  $c_k$ , é obtido através da inclinação da reta que melhor se ajusta ao gráfico de  $\log k \times e$ .

Nas análises anteriores, o valor de  $c_k$  foi considerado igual a  $1,5 \times 10^5$ , que é o valor padrão adotado pelo programa. De acordo com o manual de utilização do programa, este valor é suficiente para que não haja variação no valor da permeabilidade durante o processo de adensamento.

Nos ensaios oedométricos realizados nas amostras da Rio Polímeros (Figura 3.14) obtém-se um valor de  $c_k$  igual a 1,5. Ressalta-se que o manual do programa PLAXIS sugere que o valor de  $c_k$  seja próximo ao do coeficiente de compressibilidade ( $C_c$ ). Assim sendo foram realizadas 2 análises:  $c_k = 1,5$  e  $c_k = 2,05$  (valor médio de  $C_c$  para a região do aterro).

A Figura 4.6 apresenta as curvas tempo x recalque estimadas utilizando a alternativa de variação da permeabilidade durante o processo de adensamento. Observa-se uma grande defasagem entre os valores obtidos nas modelagens e os registrados pela placa de recalque (PR 04). Para melhorar o ajuste, o valor de  $c_k$  deveria ser próximo a 50. Este valor, entretanto, não é representativo da variação da permeabilidade em função do índice de vazios do solo em estudo.

Devido à baixa qualidade de ajuste (Erros totais de 43 a 50 %), esta alternativa foi descartada para as análises subseqüentes.

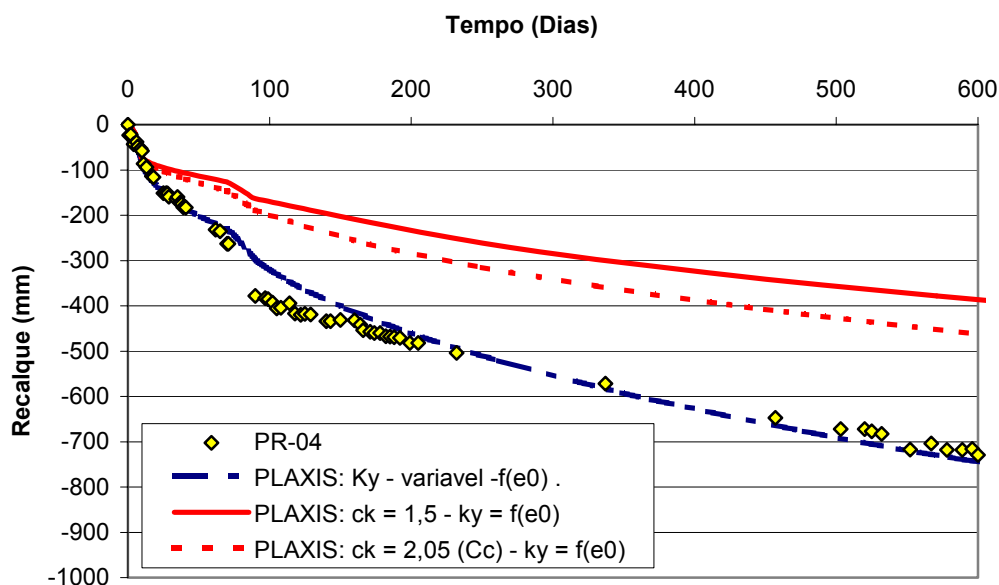


Figura 4.6 – Evolução dos Recalques x Tempo em função do alteamento do aterro –  $k_y$  variando com índice de vazios ( $c_k$ )

#### 4.4.1.3. Piezômetros

Na seção analisada foram instalados 3 piezômetros de corda vibrante VWP-01, 02 e 03, nas profundidades de 4,50 m, 3,50 m e 5,50 m, respectivamente.

No entanto, o piezômetro VWP-02 apresentou valores de excesso de poropressão ( $\Delta u$ ) negativos e crescentes ao longo do tempo. Este comportamento é inesperado, face ao tipo de carregamento, e discordante dos registros observados nos outros piezômetros (VWP-01 e 03). Assim sendo, acredita-se que pode ter havido um mau funcionamento do instrumento e suas leituras foram descartadas.

Os piezômetros foram instalados 20 dias após o início da construção do aterro, e as 1<sup>as</sup> leituras foram realizadas 106 dias após a instalação. Para a consideração dessa

defasagem nas datas, foi realizada uma correção na resposta da modelagem numérica, subtraindo-se o valor de poropressão obtido na modelagem para o 20º dia de todos os valores obtidos posteriormente.

A Figura 4.7 e Figura 4.8 apresentam uma comparação dos resultados obtidos pelas análises em termos de diferença de poropressão ( $\Delta u$ ), para os piezômetros VWP-01 e VWP-03. Foram incluídas todas as previsões de poropressão considerando as diferentes alternativas de consideração da permeabilidade vertical. Os resultados mostram que os piezômetros apresentam a mesma tendência à dissipação de poropressão. Verifica-se, ainda, que, após 600 dias, o processo de adensamento encontra-se em curso.

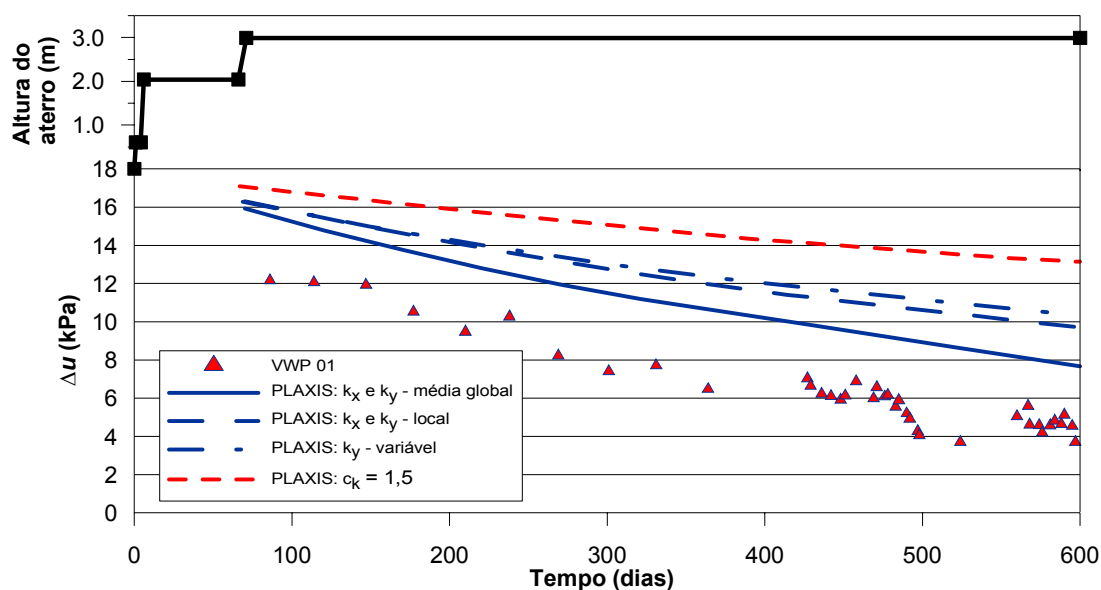


Figura 4.7 – Evolução do  $\Delta u$  ao longo do tempo e alteamento do aterro – Piezômetros VWP-01

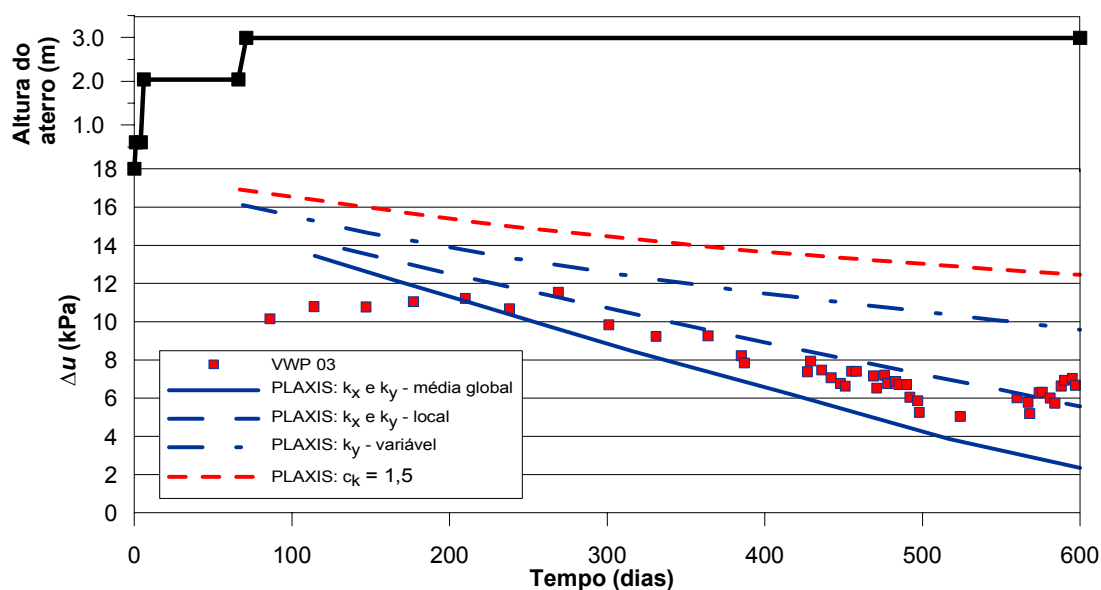


Figura 4.8 – Evolução do  $\Delta u$  ao longo do tempo e alteamento do aterro – Piezômetro VWP-03

Os resultados das análises do VWP-01 apresentam um melhor resultado para a consideração dos valores de permeabilidade globais, porém as análises com permeabilidades locais e variáveis com a profundidade também apresentaram bons resultados, com diferenças médias nos valores de  $\Delta u$  menores do que 5 kPa.

No caso do VWP-03 verifica-se um melhor ajuste considerando os valores de permeabilidade constantes com a profundidade. Porém, semelhantemente à análise do VWP – 01, somente a análise numérica aonde foi utilizado o valor de  $c_k$  igual a 1,5, apresenta diferenças médias de  $\Delta u$  acima de 5kPa.

Estas diferenças nas leituras de  $\Delta u$  podem ser atribuídas à correção utilizada para a obtenção de  $\Delta u$ , visto que pode haver diferenças entre os valores de poropressão, há 20 dias após o início da construção do aterro, das análises numéricas e dos resultados obtidos em campo. Como comentado anteriormente, o cálculo de  $\Delta u$  é realizado subtraindo-se dos valores de poropressões o valor obtido na leitura do piezômetro na hora da instalação.

Os erros nas medidas de  $\Delta u$  para cada análise estão apresentados na Tabela 4.6.

**Tabela 4.6 – Erros nas análises de  $\Delta u$**

ANÁLISES	VWP - 01		VWP - 03	
	ERRO	Diferença Média (kPa)	ERRO	Diferença Média (kPa)
$k_x$ e $k_y$ – Média Global	40 %	3,3	19 %	1,5
$k_x$ e $k_y$ – Local	55 %	4,5	19 %	1,4
$k_y$ – variável	60 %	4,9	40 %	3,5
$c_k = 1,5$	83 %	6,8	62 %	5,5

Ressalta-se, entretanto, que apesar do Erro na análise de  $\Delta u$  ser alto quando se considera a permeabilidade variável, a diferença média entre os valores é aceitável, tendo em vista sua pequena magnitude e a correção utilizada. As diferenças nos valores de  $\Delta u$ , em torno de 5 kPa, correspondem a aproximadamente 10 % do valor da poropressão hidrostática. Ressalta-se ainda que a permeabilidade da argila variando com o índice de vazios representa uma melhor reprodução das características de campo. Além disto, as análises numéricas considerando valores de permeabilidades variáveis reproduziram adequadamente a tendência de dissipação de poropressão.

#### 4.4.2. Área Leste

##### 4.4.2.1. Seção A – Placa de recalque PR-05

A seção analisada situa-se na área leste do aterro (sub-área Utilitários), indicada na Figura 4.1 e inclui uma placa de recalque (PR-05)

O perfil geotécnico do local (Formigheri, 2003) foi baseado em 3 sondagens (CB-032, CB-034 e CB-036). Entre as sondagens CB-032 e CB-034, a espessura de argila situa-se em torno de 6 metros. Já na sondagem CB-036, a espessura reduz para 4,0 m. A camada argilosa está sobrejacente a uma camada silto-argilosa com areia, considerada na modelagem como camada drenante. O N.A. se encontra na superfície do terreno. A placa de recalque PR 05 situa-se próxima à sondagem CB 034. Os parâmetros geotécnicos adotados para argila (Camadas de 1 a 6) e aterro estão apresentados nas Tabela 4.1 e Tabela 4.2. Os valores de permeabilidade adotados na presente análise variam com a profundidade e estão listados na Tabela 4.5.

A construção do aterro foi executada em etapas e a seqüência construtiva está apresentada na Tabela 4.7

**Tabela 4.7 – Seqüência de carregamento – Área Leste – Seção A**

Etapas	Tipo	Altura do aterro	Tempo de Duração (dias)
1	Construção do colchão drenante de areia	0,0 – 0,6	1
2	Consolidação	0,6	2
3	Construção do aterro	0,6 – 1,9	110
4	Consolidação	1,9	18
5	Construção do aterro	1,9 – 2,1	18
6	Consolidação	2,1	353
7	Construção do aterro	2,1 – 2,5	9
8	Construção do aterro	2,5 – 2,8	22
9	Consolidação Final	2,8	11000

A seção transversal da área leste do aterro foi construída com largura igual a 90m. A malha de elementos finitos era constituída de 1814 elementos e 14777 nós. A Figura 4.9 apresenta a geometria e malha de elementos finitos.

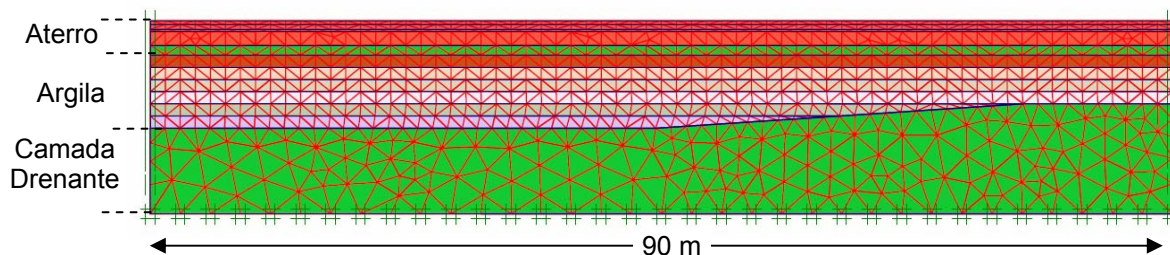


Figura 4.9 – Malha de elementos finitos – Área Leste – Seção A

A placa de recalque PR-05 foi instalada 95 dias após o início da construção do aterro (Formigheri, 2003). Para a consideração dessa defasagem entre as datas de início de construção e monitoramento, foi utilizado o mesmo critério de correção de leituras adotado na Seção da Área Central. As informações obtidas na análise numérica após 95 dias de consolidação foram consideradas como nulas; isto é, os valores de deslocamento obtidos em datas posteriores, foram subtraídos dos estimados para o 95º dia.

A Figura 4.10 mostra a evolução dos recalques ao longo do tempo em conjunto com os valores registrados pela placa de recalque e alteamento do aterro. Os resultados foram interrompidos 700 dias após o início da construção devido à falta de dados da instrumentação. Observa-se uma razoável concordância das formas das curvas tempo x recalque. Entretanto, após 400 dias de construção a modelagem tende a subestimar o valor do recalque e após 700 dias a diferença é da ordem de 9%. Considerando-se todos os registros, o Erro calculado foi de 8,9 %.

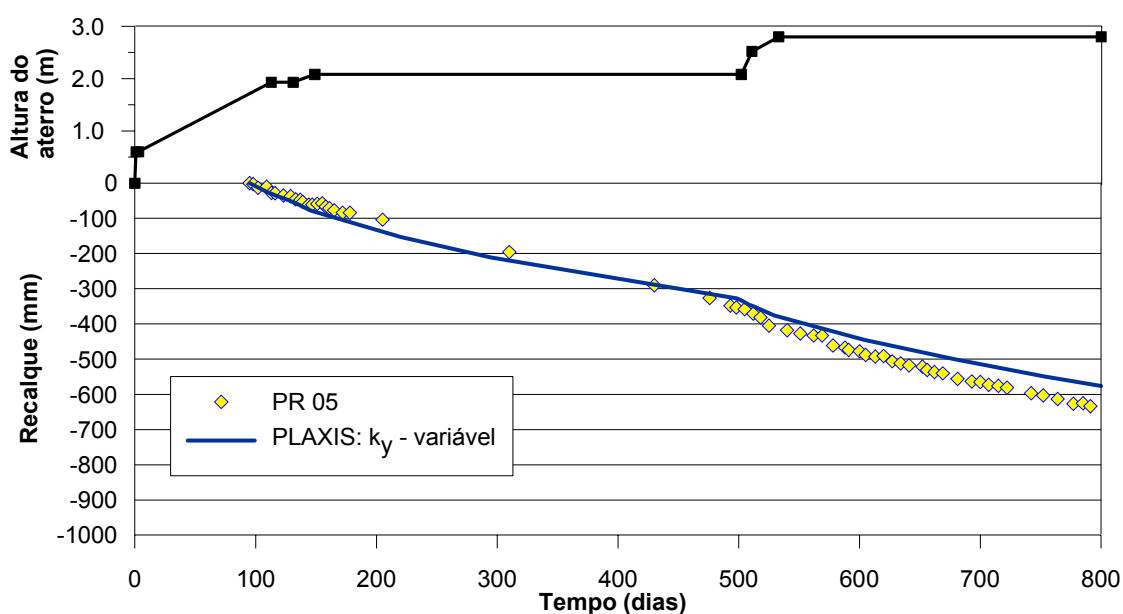


Figura 4.10 – Evolução dos recalques x tempo após 95 dias de consolidação e alteamento do aterro – Área Leste – Seção A

A Tabela 4.8 apresenta uma comparação entre os diversos métodos de cálculo de recalque. O recalque final estimado pelo PLAXIS foi de 1,29 m, muito próximo ao previsto pela Teoria Clássica de Terzaghi, que foi de 1,40 m.

A previsão de recalque pelo método de Asaoka indicou um valor em torno de 1,05m. Este recalque corresponde ao somatório de deslocamentos verticais posteriores ao 95º dia (dia de instalação da placa). Desprezando-se os 95 dias iniciais do processo de consolidação (recalque de 0,24m), o recalque estimado pelo PLAXIS para o período subsequente é praticamente idêntico ao do método de Asaoka. Assim sendo é possível estabelecer a porcentagem média de adensamento para esta análise utilizando os resultados da modelagem; isto é:

$$\bar{U}(t) = \left[ \frac{\rho_{tempo}}{\rho_{total}} \right]_{PLAXIS} \quad ( 4.3 )$$

Com isso estima-se que em 800 dias tenha havido cerca de 76% do recalque total.

Analogamente ao resultado observado na área Central, a estimativa do recalque secundário ( $\rho_s$ ) de acordo com Martins (2007) mostrou-se superior ao previsto pelo método convencional, para 10.600 dias após a consolidação primária. A análise numérica apresentou um valor de recalque secundário próximo ao obtido na metodologia convencional.

**Tabela 4.8 – Estimativa de recalque total – Área Leste – Seção A**

Método	Recalque Primário	Recalque Secundário	Recalque Total	Recalque Total ocorrido após 95 dias (Erro)*
Convencional	1,300 m	0,100 m	1,400 m	—
Martins (2007)	—	0,357 m	—	—
Método de Asaoka	—	—	—	1,050m
Análise Numérica	1,157 m	0,133 m	1,290 m	1,050 m ( 0 %)

\* Erro com base no valor calculado pelo método de Asaoka

#### **4.4.2.2. Seção B – Placa de recalque PR-06**

Nesta seção foram instalados a placa de recalque PR-06, 59 dias após o início da construção do aterro, e o piezômetro de corda vibrante VWP-08, 70 dias após o início da construção do aterro.

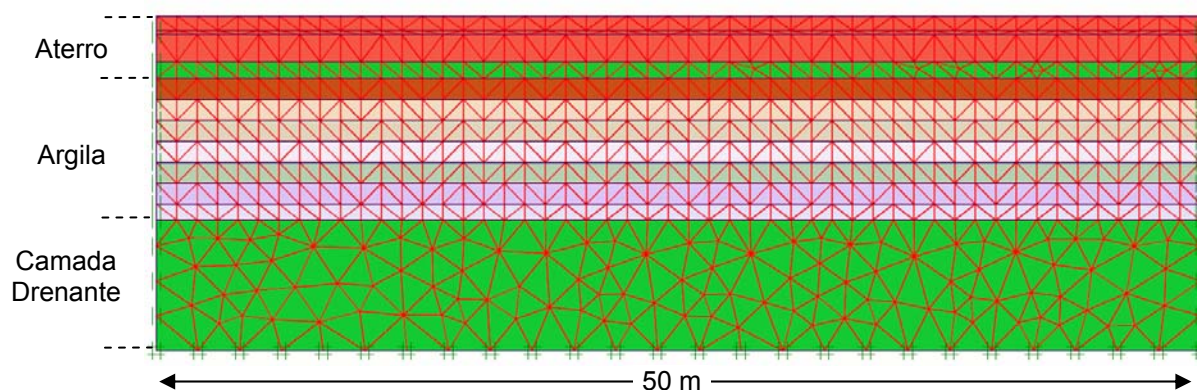
O perfil geotécnico foi baseado nas sondagens próximas ao local que apresentaram espessuras de argila variando de 6,50 a 7,00m. As análises numéricas consideraram uma espessura média de 6,75 m.

A construção do aterro foi executada em etapas e a seqüência construtiva está apresentada na Tabela 4.9.

**Tabela 4.9 – Seqüência de carregamento – Área Leste – Seção B**

Etapas	Tipo	Altura do aterro	Tempo de Duração (dias)
1	Construção do colchão drenante de areia	0,0 – 0,8	3
2	Construção do aterro	0,8 – 2,1	75
3	Consolidação	2,1	34
4	Construção do aterro	2,1 – 2,3	7
5	Consolidação	2,3	347
6	Construção do aterro	2,3 – 3,0	31
7	Consolidação Final	3,0	11000

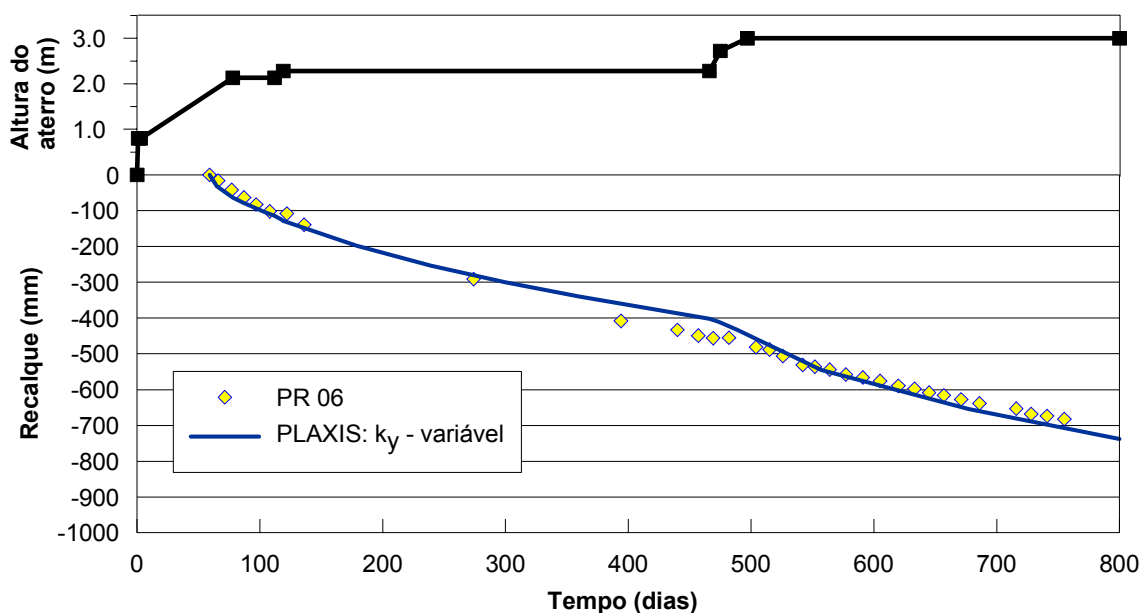
A seção analisada foi construída com 50 m de largura, e era constituída de 11589 nós e 1422 elementos (Figura 4.11).



**Figura 4.11 – Malha de elementos finitos – Área Leste – Seção B**

A Figura 4.12 mostra a evolução dos recalques ao longo do tempo em conjunto com os valores registrados pela placa de recalque. Cabe ressaltar que os valores previstos numericamente foram corrigidos, subtraindo-se o valor do deslocamento vertical calculado no 59º dia. Os resultados da instrumentação foram interrompidos 700 dias após o início da construção. Observa-se uma razoável concordância entre os resultados; com uma diferença de apenas 1% após 700 dias. Considerando-se todos os registros, o Erro calculado foi de 4,8 %.





**Figura 4.12 – Recalques x tempo após 59 dias de consolidação e alteamento do aterro – Área Leste – Seção B**

A Tabela 4.10 compara os recalques previstos numericamente com os estimados pela teoria clássica de Terzaghi, pelo método de Asaoka e a proposta de Martins (2007). O método de Asaoka foi calculado com leituras da placa de recalque iguais a 60% do recalque previsto (utilizando-se a equação 4.3). Vale ressaltar que o método de Asaoka não pôde ser aplicado desde o início da construção do aterro, visto que a instalação da placa ocorreu após 59 dias da construção. A previsão numérica indicou a magnitude do recalque total muito próxima às obtidas pelos métodos de previsão, sendo o erro da ordem de 7%. A estimativa do recalque secundário ( $\rho_s$ ) de acordo com Martins (2007) mostrou-se superior ao previsto pela Teoria de Terzaghi, para 10.340 dias após consolidação primária. Novamente, a análise numérica obteve um resultado intermediário, entre o método convencional e o de Martins (2007), mas mais próxima ao obtida no método convencional.

**Tabela 4.10 – Estimativa de recalque total – Área Leste – Seção B**

Método	Recalque Primário	Recalque Secundário	Recalque Total	Recalque ocorrido após 59 dias (Erro)*
Convencional	1,59 m	0,089 m	1,679 m	—
Martins (2007)	—	0,407 m	—	—
Método de Asaoka	—	—	—	1,25m
Análise Numérica	1,317 m	0,183 m	1,50 m	1,33 m (+ 6 %)

\* Erro com base no valor calculado pelo método de Asaoka

#### 4.4.2.2.1. Piezômetros

Na seção analisada foi instalado 1 piezômetro de corda vibrante VWP – 08 a 3,0 m de profundidade, 70 dias após o início da construção do aterro. O 1º registro de leitura ocorreu 114 dias após a instalação.

A Figura 4.13 mostra a comparação entre as leituras do piezômetro e os resultados da simulação, corrigidos pelo fato de haver uma defasagem entre o início da construção e a data de instalação do instrumento.

Observa-se até 400 dias e após 500 dias de leitura, que a análise numérica apresenta diferenças de no máximo 5 kPa. Em termos práticos e devido à correção efetuada, essa diferença pode ser considerada aceitável. Os valores negativos de  $\Delta u$  da análise numérica, observados entre 400 e 500 dias, podem ser explicados pela correção realizada, pois esta teve como base o valor de poropressão há 70 dias. Como este valor não é necessariamente igual ao de campo é razoável esperar que os resultados não sejam necessariamente coincidentes, mas que apresentem a mesma tendência de dissipação de poropressão. De fato, a Figura 4.13 apresenta este comportamento.

A diferença entre o comportamento das curvas entre 400 e 600 dias pode ser explicada pelo mau funcionamento da instrumentação ou diferenças nas datas de alteamento real x anotações no relatório.

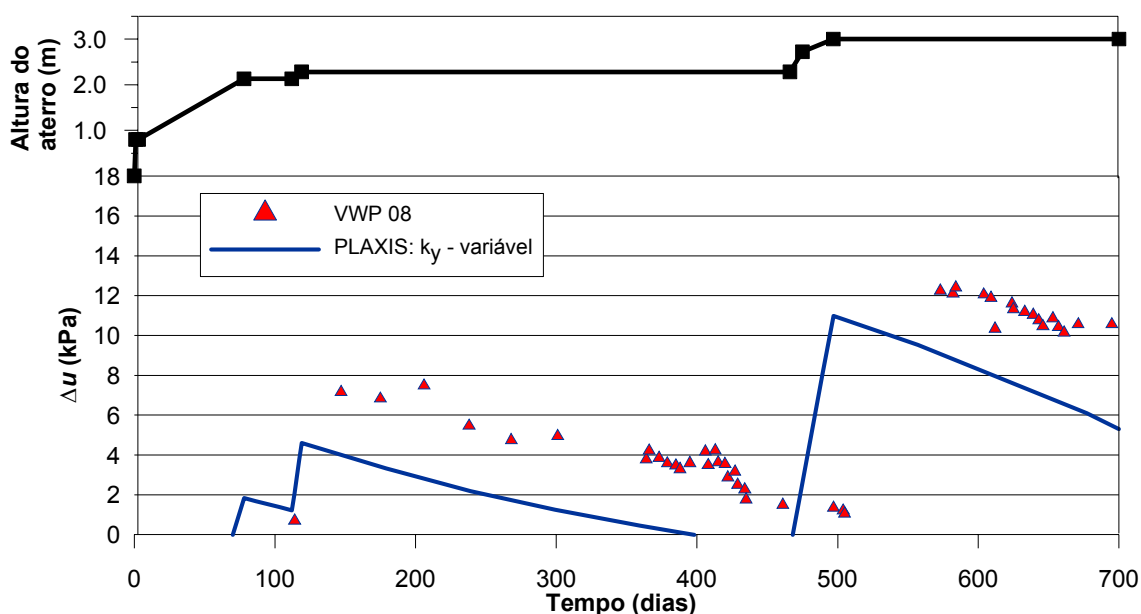


Figura 4.13 – Evolução das poropressões após 70 dias de consolidação e alteamento do aterro  
– Área Leste – Seção B

#### 4.4.2.3. Seção C – Placa de recalque PR-07

Nesta seção, localizada na sub-área Utilitários, a placa de recalque PR-07 foi instalada 45 dias após o início da construção do aterro.

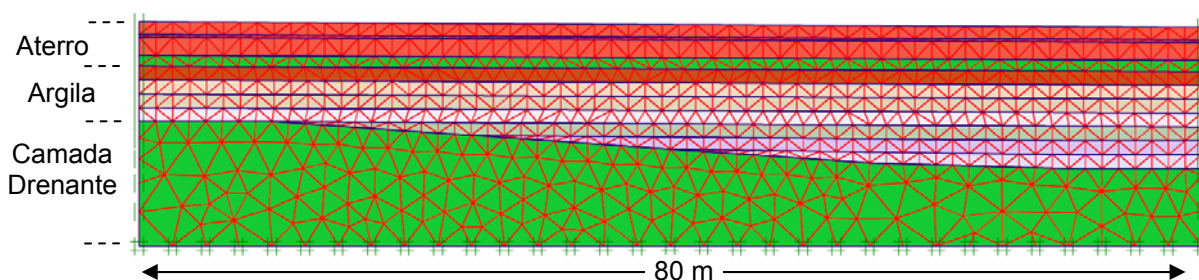
O perfil geotécnico do local, baseado nas sondagens CB-044 e CB-046, próximas a PR-07, indicam espessuras de argila variando entre 4,00 m e 7,00 m, respectivamente.

A construção do aterro foi feita em etapas e a seqüência construtiva está apresentada na Tabela 4.11.

**Tabela 4.11 – Seqüência de carregamento – Área Leste – Seção C**

Etapas	Tipo	Altura do aterro	Tempo de Duração (dias)
1	Construção do colchão drenante de areia	0,0 – 0,8	2
2	Consolidação	0,8	12
3	Construção do aterro	0,8 – 2,1	73
4	Consolidação	2,1	12
5	Construção do aterro	2,1 – 2,3	7
6	Consolidação	2,3	346
7	Construção do aterro	2,3 – 3,2	53
8	Consolidação Final	3,2	11000

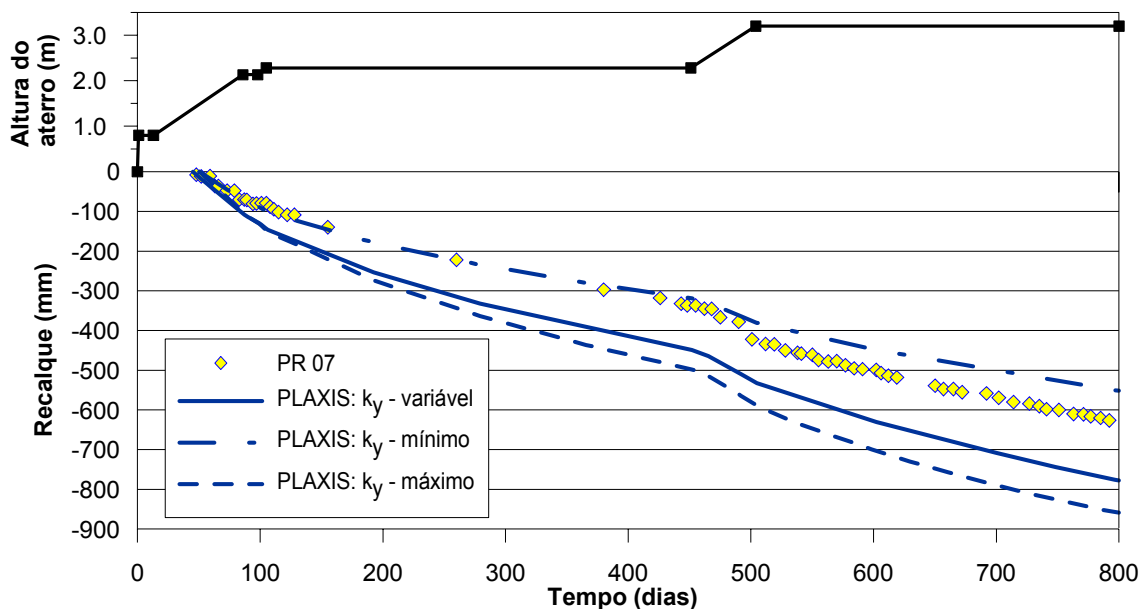
A seção analisada foi construída com 80 m de largura. A Figura 4.14 mostra a geometria e a malha de elementos finitos (com 1608 elementos e 13109 nós).



**Figura 4.14 – Malha de elementos finitos – Área Leste – Seção C**

A Figura 4.15 mostra a evolução dos recalques ao longo do tempo em conjunto com os valores registrados pela placa de recalque. Os valores previstos numericamente foram corrigidos, subtraindo-se o valor do deslocamento vertical calculado no 45º dia. Os resultados da instrumentação foram interrompidos 750 dias após o início da construção. Observa-se a mesma tendência entre o formato das curvas tempo x recalque (Figura 4.15).

Porém a modelagem superestimou os valores esperados de deslocamentos, com diferenças em torno de 100 mm. Após 750 dias esta diferença é de 0.149 m (24%). Considerando-se todos os registros, o Erro calculado foi de 26,3 %.



**Figura 4.15 – Recalques x tempo após 45 dias de consolidação – Área Leste – Seção C**

As diferenças entre a curva de campo e a curva fornecida pela análise numérica podem ser atribuídas a diferenças no valor da permeabilidade desta região com relação à média global, visto que o valor de recalque final da análise numérica foi próximo ao obtido pelo método de Asaoka (Tabela 4.12). A análise foi então refeita considerando valores de  $k_y$  máximo e mínimos, em função do maior e do menor valor de  $e_0$  das camadas de solo, 4,7 e 3,7, respectivamente, dentro da faixa observada na região (Figura 3.14). Assim foram consideradas novas análises com valores de  $k_y$  iguais para todas as camadas de argila, com valores de  $0,5 \times 10^{-4}$  m/dia e  $2,0 \times 10^{-4}$  m/dia, mínimo e máximo, respectivamente. A Figura 4.15 apresenta a comparação entre as diversas análises, demonstrando a influência da permeabilidade na estimativa da evolução dos recalques ao longo do tempo. A adoção de um menor valor de coeficiente de permeabilidade provê melhores resultados. Porém o uso de uma permeabilidade constante para toda camada não reproduz perfeitamente a situação de campo. O Erro calculado para os limites máximo e mínimo foi de 42% e 10%, respectivamente.

Por outro lado, como a previsão de recalque total independe da velocidade com que estes ocorrem, os resultados mostraram-se satisfatórios. A Tabela 4.12 compara os recalques previstos numericamente com os estimados por diferentes métodos. A variação da espessura da camada compressível resulta numa estimativa de recalque primário pela

teoria de Terzaghi entre 0,9 m a 1,34 m. Entretanto, a espessura na área da placa de recalque é de 5,5 m o que equivale a um recalque de 1,15 m. A previsão numérica indicou valores muito próximos dos obtidos pelos outros métodos, com diferenças máximas de recalques em torno de 11 centímetros. A estimativa do recalque secundário ( $\rho_s$ ) de acordo com Martins (2007) mostrou-se superior ao previsto pela Teoria de Terzaghi, para 10.550 dias após a consolidação primária. O valor de recalque secundário observado na análise numérica se mostrou o dobro do calculado convencionalmente, porém, metade do valor obtido utilizando-se Martins (2007).

**Tabela 4.12 – Estimativa de recalque total – Área Leste – Seção C**

Método	Recalque Primário	Recalque Secundário	Recalque Total	Recalque Total ocorrido após 45 dias (Erro)*
Convencional	1,150 m	0,082 m	1,232 m	—
Martins (2007)	—	0,325 m	—	—
Método de Asaoka	—	—	—	1,250 m
Análise Numérica	1,180 m	0,160 m	1,340 m	1,200 m (- 4 %)

\* Erro com base no valor calculado pelo método de Asaoka

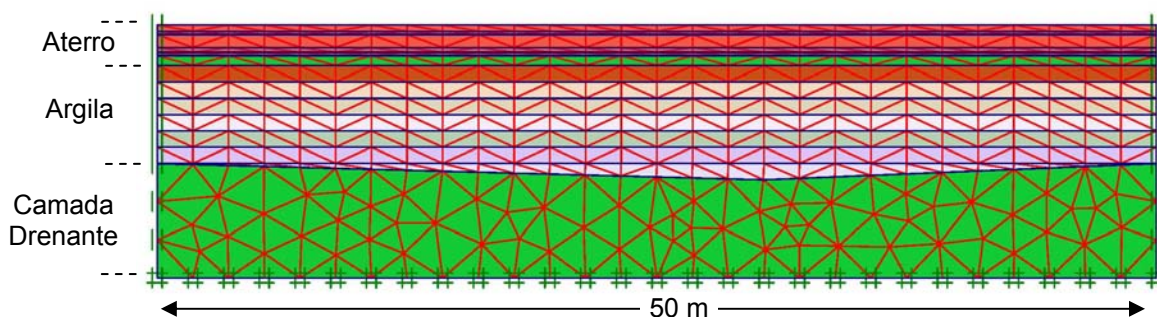
#### **4.4.2.4. Seção D – VWP – 05 e 06**

A seção analisada situa-se na Área Leste do aterro (sub-área Utilitários), seu local pode ser observado na Figura 4.1. A seção possuía 50,0 m de comprimento. Nesta região foram instalados os piezômetros de corda vibrante VWP – 05 e 06, antes do início da construção do aterro, a profundidades de 4,0 m e 3,0 m, respectivamente (Formigheri, 2003). No entanto, as leituras só foram iniciadas 66 dias após lançamento do aterro.

O perfil geotécnico do local foi baseado nas Sondagens CB 032, CB 031 e CB 047. A camada argilosa apresenta espessuras variando de 6,00 m (CB 032 e CB 047) a 7,00 m (CB 031), seguida por uma camada silto argilosa com areia, considerada como camada drenante na modelagem. O N.A. se encontrava na superfície do terreno. A seqüência construtiva foi reproduzida numericamente, respeitando-se as diversas etapas de carregamento, bem como o intervalo entre elas (tempos de consolidação). As etapas de construção do aterro estão apresentadas na Tabela 4.13. A Figura 4.16 mostra a malha de elementos finitos, constituída de 1929 elementos e 15671 nós, e a geometria utilizada.

**Tabela 4.13 – Seqüência de carregamento – Área Leste – Seção D**

Etapas	Tipo	Altura do aterro	Tempo de Duração (dias)
1	Construção do colchão drenante de areia	0,0 – 0,6	2
2	Consolidação	0,6	35
3	Construção do colchão drenante de areia + aterro	0,6 – 0,8 (colchão) 0,8 – 1,1 (aterro)	33
4	Consolidação	1,1	15
5	Construção do aterro	1,1 – 1,9	36
6	Consolidação	1,9	36
7	Construção do aterro	1,9 – 2,1	2
8	Consolidação	2,1	352
9	Construção do aterro	2,1 – 2,5	13
10	Consolidação Final	2,5	11000

**Figura 4.16 – Malha de elementos finitos – Área Leste – Seção D**

A Figura 4.17 mostra a evolução das poropressões ao longo do tempo em conjunto com os valores registrados pelos VWP – 05 e 06, respectivamente. Os resultados foram interrompidos 700 dias após o início da construção devido à falta de dados da instrumentação. Observa-se na a mesma tendência de dissipação entre o monitoramento e a previsão. Próximo aos 500 dias de lançamento do aterro, há uma diferença entre as curvas numérica e de campo, estas diferenças já foram observadas na Seção B da área Leste.

Ressalta-se que a modelagem foi capaz de prever a velocidade de dissipação com o tempo. A magnitude das leituras fica questionável face a não se dispor do valor da poropressão e sim da diferença em leituras de poropressão.

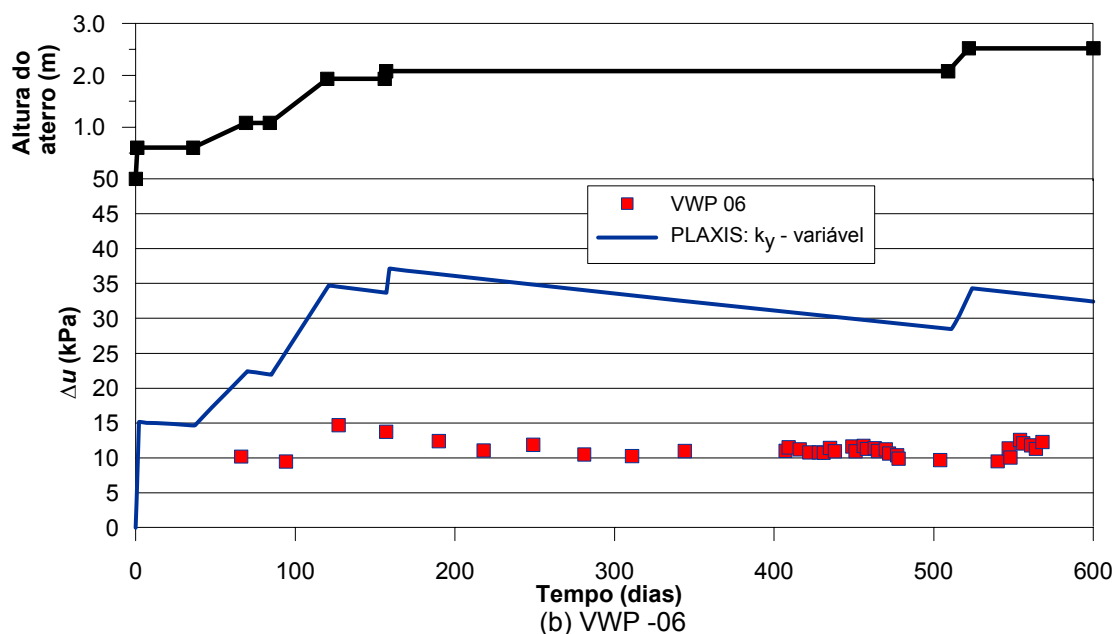
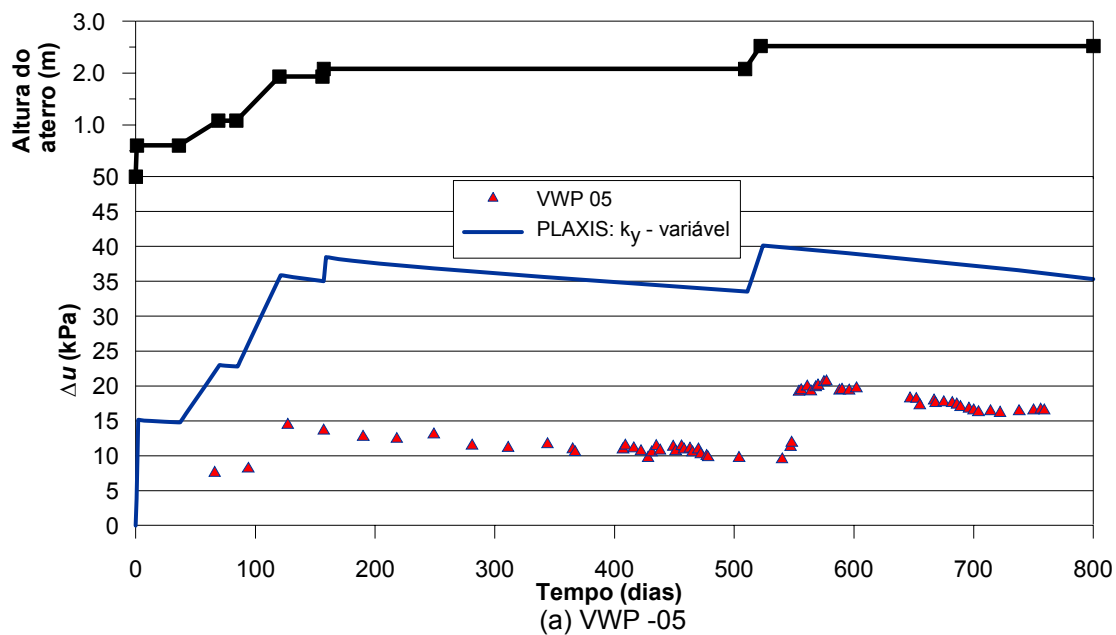


Figura 4.17 – Evolução das poropressões – Área Leste – Seção D

#### 4.4.3. Área Oeste

##### 4.4.3.1. Seção A – Placa de recalque PR-18

A seção analisada situa-se na área Oeste do aterro (sub-área Depósitos), indicada na Figura 4.1. Nesta região foi instalada a placa de recalque PR-18, 2 dias após o início da construção do aterro.

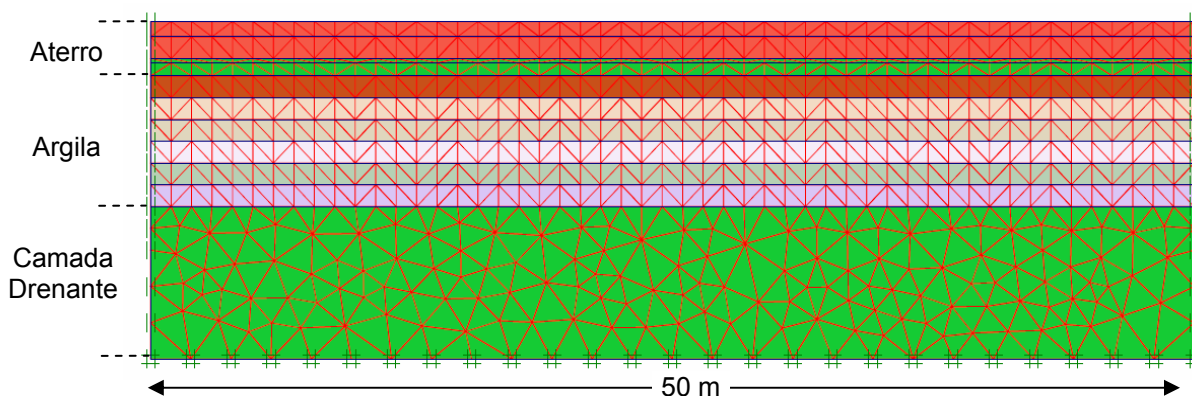
O perfil geotécnico do local foi baseado em 2 sondagens (CB-081 e CB-082), que apresentaram espessuras de argila, constantes, em torno de 6,00 metros. A camada argilosa era seguida por uma camada silto argilosa com areia, considerada como camada drenante na modelagem. O nível d'água se encontrava na superfície do terreno. Os parâmetros geotécnicos adotados nas análises numéricas (Camadas de 1 a 6) estão apresentados nas Tabela 4.1 e Tabela 4.2. A Tabela 4.5 lista os valores de coeficiente de permeabilidade adotados na presente análise, variáveis ao longo da profundidade.

A construção do aterro foi feita em etapas e a seqüência construtiva está apresentada na Tabela 4.14.

**Tabela 4.14 – Seqüência de carregamento – Área Oeste – Seção A**

Etapas	Tipo	Altura do aterro	Tempo de Duração (dias)
1	Construção do colchão drenante de areia	0,0 – 0,6	2
2	Consolidação	0,6	15
3	Construção do aterro	0,6 – 0,8	25
4	Construção do aterro	0,8 – 1,8	7
5	Construção do aterro	1,8 – 2,8	45
6	Consolidação Final	2,8	11000

A seção analisada possuía 1373 elementos, 11199 nós e 50 m de largura. A Figura 4.18 apresenta a geometria e malha de elementos finitos utilizada.



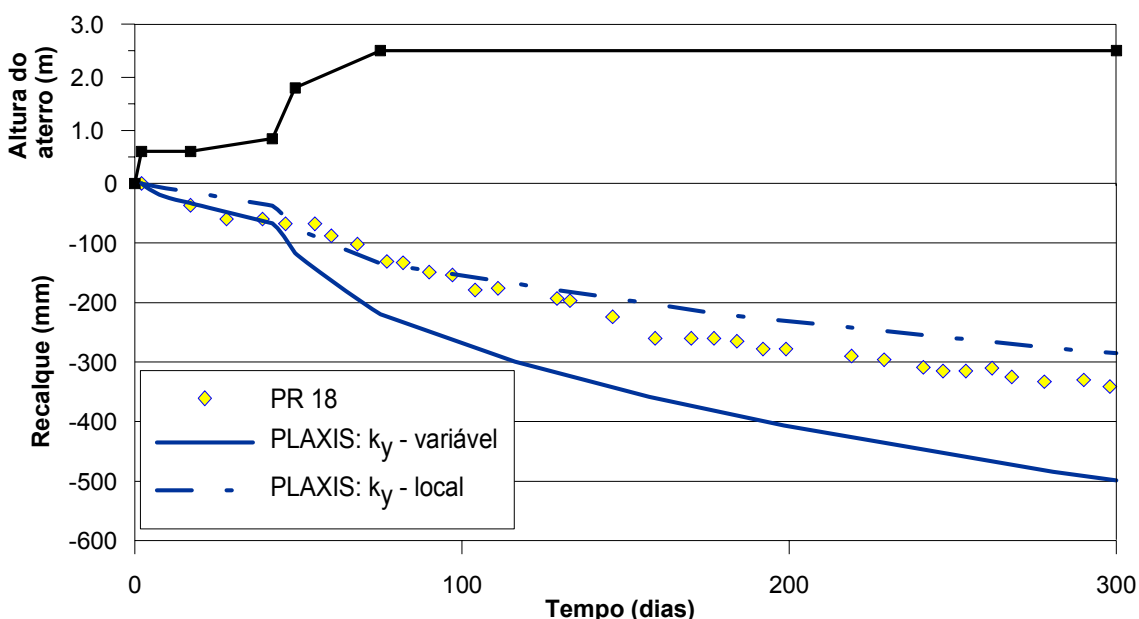
**Figura 4.18 – Malha de elementos finitos – Área Oeste – Seção A**

A Figura 4.19 mostra o alteamento do aterro, a evolução dos recalques ao longo do tempo e os valores registrados pela placa de recalque. Os resultados foram interrompidos 300 dias após o início da construção devido à falta de dados da instrumentação.



Considerando a permeabilidade variável com a profundidade, observa-se uma concordância das curvas tempo x recalque até 50 dias. Porém após esta data a análise numérica superestima os valores dos recalques. Após 300 dias a diferença atinge 0,158 m (45%), com um Erro total de 50,6 %.

A análise foi então refeita considerando-se um valor de  $k_y$  médio e igual a  $3,47 \times 10^{-5}$  m/dia, para todas as camadas, e mantendo-se a relação com o valor de  $k_x$ . Este valor corresponde a resultados de ensaios de adensamento em amostras próximas à placa PR-18 (sondagem CB-083). Os resultados (Figura 4.19) mostram uma significativa melhora no ajuste entre o resultado numérico e o monitoramento de campo. O Erro calculado para esta nova análise foi igual a 16,5 %. Esta situação é semelhante com a observada na Seção C da área Leste, ressaltando-se todas as observações já realizadas.



**Figura 4.19 – Recalques x tempo após 2 dias de consolidação – Área Oeste – Seção A**

A Tabela 4.15 compara os recalques previstos numericamente com os estimados pelos métodos atuais de previsão de recalques. O método de Asaoka forneceu um recalque total muito inferior ao previsto pela análise numérica e pela teoria clássica de Terzaghi. As leituras de placa de recalque foram limitadas há 300 dias. De acordo com Terzaghi este tempo corresponde à porcentagem de adensamento de 30%, inferior ao recomendado por Almeida (1996). Erros de previsão com base no trecho inicial da curva recalque x tempo foram identificados por Almeida (1996) e resultam numa sub-estimativa do valor final.

Por outro lado a previsão por Terzaghi foi próxima à calculada pelo programa PLAXIS, com diferenças máximas de 27 centímetros. Consistentemente, a proposta de Martins (2007) resultou em valores totais de recalque secundário superiores aos da Teoria de Terzaghi para um tempo de 10.450 dias após a consolidação primária. Como já

observado em análises anteriores, o valor do recalque secundário da análise numérica é próximo ao obtido no método convencional. O valor de recalque secundário da análise numérica é menor do que o obtido pela metodologia de Martins (2007), e próximo ao obtido convencionalmente.

**Tabela 4.15 – Estimativa de recalque total – Área Oeste – Seção A**

Método	Recalque Primário	Recalque Secundário	Recalque Total	Recalque Total ocorrido após 2 dias (Erro)*
Convencional	1,390 m	0,084 m	1,474 m	—
Martins (2007)	—	0,357 m	—	—
Método de Asaoka	—	—	—	0,600 m
Análise Numérica	1,091 m	0,109 m	1,200 m	1,170 m (+ 95 %)

\* Erro com base no valor calculado pelo método de Asaoka

#### **4.4.3.2. Seção B – Placa de recalque PR-21**

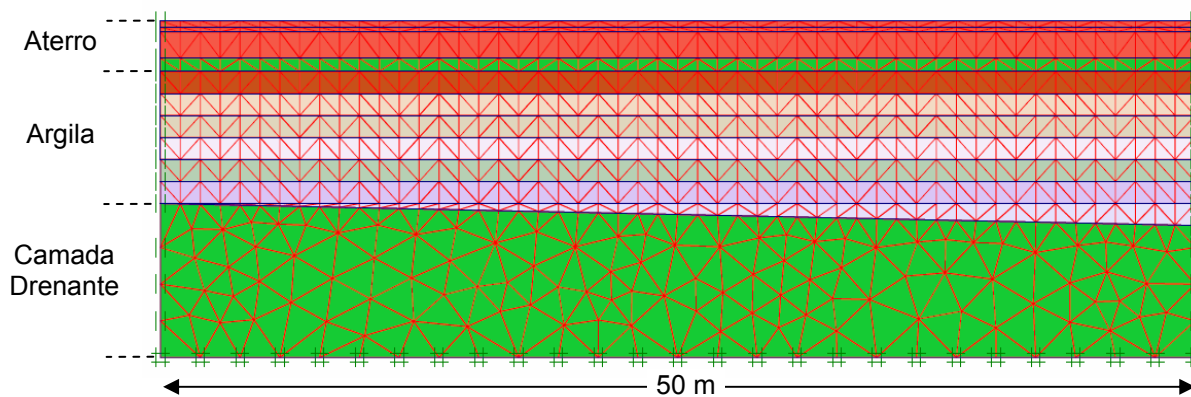
Nesta seção (sub-área Prédios) foi instalada a placa de recalque PR-21, 14 dias após o início da construção do aterro (Figura 4.1).

O perfil geotécnico do local foi baseado nas sondagens CB-053, CB-055 e CB-056. A camada argilosa apresenta espessuras variando de 6,00 m (CB 053 e CB 056) a 7,00 m (CB 055), seguida por uma camada silto argilosa com areia, considerada como camada drenante na modelagem.

A construção do aterro foi feita em etapas e a seqüência construtiva está apresentada na Tabela 4.16. A seção analisada possuía 50 m de largura e sua geometria e malha de elementos finitos, constituída de 1421 elementos e 11583 nós, pode ser vista na Figura 4.20.

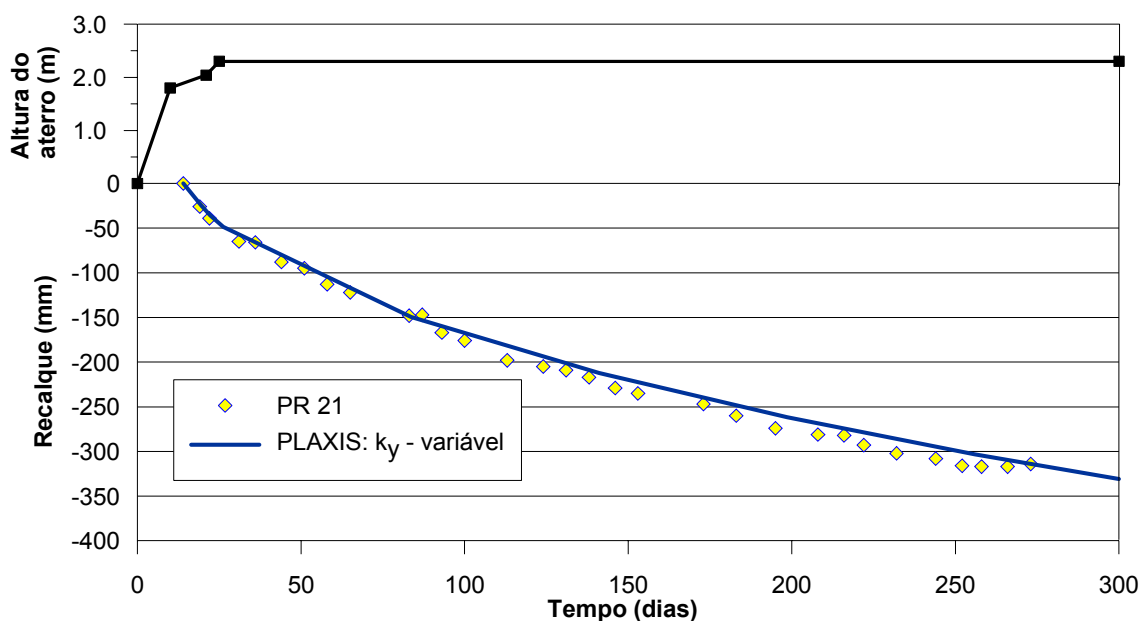
**Tabela 4.16 – Seqüência de carregamento – Área Oeste – Seção B**

Etapas	Tipo	Altura do aterro	Tempo de Duração (dias)
1	Construção do colchão drenante de areia + aterro	0,0 – 1,8	10
2	Construção do aterro	1,8 – 2,0	11
3	Construção do aterro	2,0 – 2,3	4
4	Consolidação Final	2,3	11000



**Figura 4.20 – Malha de elementos finitos – Área Oeste – Seção B**

A resposta da análise numérica juntamente com os valores registrados pela placa de recalque PR-21 estão apresentados na Figura 4.21, bem como o alteamento do aterro. Os resultados foram interrompidos 260 dias após o início da construção devido à falta de dados da instrumentação. Observa-se uma boa concordância das curvas tempo x recalque ao longo de todo o processo de adensamento, com diferenças máximas de 20 mm. O Erro calculado nesta análise foi de 4,6 %.



**Figura 4.21 – Recalques x tempo após 14 dias de consolidação e alteamento do aterro – Área Oeste – Seção B**

A Tabela 4.17 compara os recalques previstos numericamente com os estimados a partir dos diferentes métodos. A variação da espessura da camada compressível resulta numa estimativa de recalque primário pela teoria de Terzaghi entre 1,23 m a 1,34 m. Entretanto, a espessura na área da placa de recalque é de 6,5 m o que equivale a um recalque primário de 1,29 m.

Observa-se na Tabela 4.17 que semelhantemente ao ocorrido na Seção A (Área Oeste) o método de Asaoka apresenta um valor de recalque final abaixo do esperado. Isto pode ser explicado devido à ocorrência de somente 37 % do recalque total após 260 dias do lançamento do aterro. Esta porcentagem média foi calculada de acordo com a equação 4.3.

A previsão de recalque secundário por Martins mais uma vez foi superior à Teoria de Terzaghi, considerando um prazo de 10.380 dias posterior ao fim do recalque primário. Observa-se no valor de recalque secundário calculado pela análise numérica um comportamento semelhante ao observado na Tabela 4.12.

**Tabela 4.17 – Estimativa de recalque total – Área Oeste – Seção B**

Método	Recalque Primário	Recalque Secundário	Recalque Total	Recalque Total ocorrido após 14 dias (Erro)
Convencional	1,29 m	0,088 m	1,378 m	—
Martins (2007)	—	0,390 m	—	—
Método de Asaoka	—	—	—	0,600 m
Análise Numérica	0,929 m	0,186 m	1,115 m	1,002 m (+67%)

\* Erro com base no valor calculado pelo método de Asaoka

#### 4.4.4. Resumo dos resultados

As análises aqui apresentadas compararam resultados de placas de recalque e de piezômetros com a previsão numérica com o programa PLAXIS. Foram adotadas diferentes hipóteses com relação ao coeficiente de permeabilidade. A Tabela 4.18 apresenta os resultados, em termos de recalques, para as análises numéricas realizadas.

Os Erros nas curvas tempo x recalque observados nas análises numéricas das Seções C da Área Leste, e A da Área Oeste, superiores a 10%, podem ser atribuídos à diferença de permeabilidade do local quando comparado à média global, visto que o recalque final calculado nestas análises foi próximo aos obtidos por outros métodos, e foi utilizada uma permeabilidade variável com a profundidade ( $k=f(e_o, z)$ ). Esta diferença de permeabilidade pode ser observada na Seção A da Área Oeste, onde o valor médio de  $k_y$ , obtido em uma amostra retirada neste local, é 78% menor que a média global.

Observa-se na Tabela 4.18 que a análise numérica apresentou um Erro máximo de 16%, quando comparado aos valores de recalques calculados pela Teoria de Terzaghi. Este resultado pode ser atribuído ao cuidado na seleção dos parâmetros da camada compressível, calculados para cada camada de 1 metro de espessura de argila mole.

**Tabela 4.18 – Resultados das análises numéricas em termos de recalques.**

Área	Seção	Hipótese de permeabilidade $k$	Erro na curva Recalque x Tempo	Erro na previsão do Recalque Total em relação à Asaoka	Erro na previsão do Recalque Total em relação à Terzaghi
Central	A	Média global	9,8 %.	+ 1%	- 15%
		Média local	10,8 %.		
		$k_y = f(z, e_o)$	7,1 %.		
		$k_y = f(c_k, e_o, \sigma')$	46,0%		
Leste	A	$k_y = f(z, e_o)$	8,9 %.	0%	- 3%
	B	$k_y = f(z, e_o)$	4,8 %.	+ 6 %	- 8%
	C	$k_y = f(z, e_o)$	26,3 %.	- 4 %	- 12 %
		$k_y$ máx.	41,9%		
		$k_y$ mín.	10,4%		
Oeste	A	$k_y = f(z, e_o)$	50,6%	+ 95%	- 16%
		Média local	16,5 %		
	B	$k_y = f(z, e_o)$	4,6 %	+ 67%	- 16%

Quanto aos piezômetros, as análises numéricas foram capazes de prever a tendência de dissipação de poropressão ao longo do processo de adensamento. Ressalta-se que sua magnitude fica prejudicada face a não se dispor do valor da poropressão e sim da diferença em leituras de poropressão (realizada subtraindo-se dos valores de poropressões o valor obtido na leitura do piezômetro na hora da instalação).

## 5. Conclusões e Sugestões

O comportamento do aterro construído para implantação da indústria Rio Polímeros, localizada na Baixada Fluminense, foi avaliado através de análises numéricas respeitando-se toda seqüência construtiva. O aterro foi instrumentado com placas de recalque e piezômetros tipo Casagrande e de corda vibrante. A qualidade da previsão numérica foi feita com base na comparação da evolução dos recalques e poropressões ao longo do tempo.

O uso da instrumentação de campo em obras de aterro sobre solos compressíveis é de extrema importância, bem como o bom planejamento de sua localização. A criação de ilhas de instrumentação, onde são instalados diversos instrumentos, faz com que seja possível comparações entre diversos dados dos instrumentos, possibilitando um acompanhamento mais completo do processo de adensamento e a verificação do comportamento da obra.

Há diversas soluções disponíveis para a construção de aterros sobre solos moles, esta grande diversidade se deve à complexidade do problema, aspectos técnicos da construção (tempo necessário, recalque máximo possível, altura de aterro, etc.) bem como as características geotécnicas do solo mole. Cabe ao engenheiro geotécnico apresentar a solução, ou as soluções, técnica para o aterro em estudo. No caso do aterro da Rio Polímeros, o projeto envolveu a colocação de geossintético na base do aterro e a instalação de dreno.

Os parâmetros geotécnicos foram obtidos por meio da reavaliação dos ensaios de adensamento. A boa qualidade da amostra a ser utilizada é fundamental para garantir confiabilidade nos resultados. Com base no critério de classificação proposto por Lunne *et al.* (1997), de um total de 37 ensaios oedométricos somente 18 foram considerados de qualidade satisfatória e utilizados para a determinação dos parâmetros geotécnicos. Estes parâmetros foram comparados com os valores reportados em trabalhos anteriores e apresentaram valores próximos aos observados na região do rio Sarapuí, também localizado na Baixada Fluminense.

A grande extensão do aterro, associada a uma quantidade significativa de informação de campo, possibilitou a realização de estudos em 3 diferentes áreas do aterro. Os resultados da modelagem numérica foram comparados com dados colhidos no monitoramento de campo e com teorias de previsão de recalques.

Os recalques totais observados nas análises numéricas foram muito próximos aos calculados pelo método de Asaoka, com diferenças máximas de 6%. A Teoria de Terzaghi também se mostrou adequada para a previsão do recalque total. Este resultado demonstrou

que os parâmetros de compressibilidade adotados nas análises possibilitaram a reprodução do comportamento da obra.

A curva tempo x recalque obtida com o programa PLAXIS mostrou-se altamente influenciada pelo valor do coeficiente de permeabilidade. Foram consideradas diversas hipóteses para este coeficiente, a saber: média global de todos os ensaios, média dos valores obtidos em ensaios próximos a região estudada; permeabilidade variável com a profundidade, já que o índice de vazios varia com a profundidade. Dos casos analisados, a última hipótese ( $k=f(e_o, z)$ ) foi a que forneceu o melhor ajuste com relação as leituras de placa de recalque.

A alternativa fornecida pelo PLAXIS para considerar a redução do coeficiente de permeabilidade ao longo do tempo (parâmetro  $c_k$ ) mostrou-se inadequada, visto as grandes diferenças observadas entre as curvas tempo x recalque da análise numérica e a de campo.

Em termos de poropressão, a análise numérica somente foi capaz de possibilitar uma comparação qualitativa, visto que a magnitude das leituras fica questionável face a não se dispor do valor da poropressão e sim da diferença em leituras de poropressão. A modelagem computacional previu a tendência de dissipação da poropressão para todos os piezômetros de corda vibrante analisados.

As principais conclusões observadas no presente trabalho estão listadas a seguir:

- ✓ A modelagem numérica mostrou-se uma ferramenta adequada para previsão de recalques totais;
- ✓ A qualidade da amostra é fundamental para previsão do comportamento de aterros sobre solos compressíveis;
- ✓ A teoria de Terzaghi forneceu valores de recalques finais próximos aos obtidos nas análises numéricas; resultado atribuído ao cuidado na seleção dos parâmetros da camada compressível.
- ✓ A estimativa do recalque secundário ( $\rho_s$ ) de acordo com Martins (2007) mostrou-se superior ao previsto pela Teoria de Terzaghi, para, aproximadamente, 10.500 dias após a consolidação primária;
- ✓ A opção disponibilizada pelo PLAXIS (parâmetro  $c_k$ ) para introdução da variação da permeabilidade ao longo do processo de adensamento, não forneceu bons resultados;
- ✓ A modelagem numérica com o PLAXIS da curva tempo x recalque mostrou-se fortemente afetada pelo valor do coeficiente de permeabilidade adotado;
- ✓ Os melhores resultados da curva tempo x recalque foram obtidos considerando-se permeabilidades variáveis ao longo da profundidade, condição essa que mais se aproxima da realidade de campo.

Como sugestão para pesquisas futuras ressalta-se:

- ✓ Comparação dos resultados da análise numérica através de uma análise paramétrica dos dados da argila, dentro de suas faixas de variação;
- ✓ Comparação das curvas tempo x recalque entre a análise numérica e a Teoria Clássica, e outras teorias de adensamento, considerando a variação dos parâmetros geotécnicos ao longo do processo de adensamento;
- ✓ Análise numérica com a introdução de drenos verticais pré-fabricados, simulando também os efeitos de sua instalação;



## Referências Bibliográficas

- 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., MARQUES, M. E. S., LACERDA, W. A. e FUTAI, M. M., **Investigação de Campo e de Laboratório na Argila de Sarapuí**. Revista Solos e Rochas. V. 28. Nº 1. p. 3-20, 2005.
- 3 ALMEIDA, M. S. S., **Comunicação pessoal**, 2007.
- 4 ARULRAJAH, A., **Field Measurements and Back-Analysis of Marine Clay. Geotechnical Characteristics under Reclamation Fills**. Tese de Doutorado. Curtin University of Technology, Austrália, 2005.
- 5 AMORIM JR., W. M., **Contribuição ao Estudo das Argilas Orgânicas de Pernambuco**, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ. 1975
- 6 ASAOKA, A, **Observation Procedure of Settlement Prediction, Soil and Foundation**, Japanese Society of soil mechanics and Foundation Engineering, Vol 18, nº 4, December, pp 87-10, 1978.
- 7 BEDESCHI, M. V. R., **Recalques em Aterro Instrumentado Construído Sobre Depósito Muito Mole com Drenos Verticais na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro**, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 172 f., 2004.
- 8 BERGADO, D. T., CHAI, J. C., MIURA, N., BALASUBRAMANIAM, A. S., **PVD improvement of soft Bangkok clay with combined vacuum and reduced sand embankment preloading**. Geotechnical Engineering, Southeast Asian Geotechnical Society, Vol. 29, No. 1, pp. 95-121, 1998.

- 9 BIOT, M. A., **General Theory of Three-Dimensional Consolidation.** *Journal of Applied Physics*, Vol. 12, No 2, pp. 155-164, 1941.
- 10 BJERUM, L., **Embankment on Soft Ground.** Proc. ASCE Sp. In: Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures, v.2, p. 1-45, 1972
- 11 BRINKGREVE, R. B. J., **Finite Element code for Soil and Rock Analyses – PLAXIS – 2D user’s manual.** Rotterdam, Netherlands, Balkema, 2002.
- 12 CAMPANELLA, R.G. e ROBERTSON, P.K., **In Situ Testing of Soils - Try it - You'll like it!** *Geotechnical News*, Vol. 4, No. 2: 24-27. June. 1986.
- 13 CASAGRANDE, L., **Electro-osmosis.** *Geotechnique*, v. 1, n3, p.159-177. 1930
- 14 COUTINHO, R. Q. e LACERDA, W. A., **Características de adensamento com drenagem radial e vertical da argila cinza do Rio de Janeiro – Relatório de pesquisa 2.019-02. 2/03/42 – Instituto de Pesquisas Rodoviárias, DNER, Brasil, 1976**
- 15 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, 1976.
- 16 COUTINHO, R. Q., OLIVEIRA, J. T. R. e DANZIGER, F. A. B., **Parâmetros Geotécnicos de uma Argila Mole do Recife. Ensaio de Laboratório e Campo.** COPPEGEO'93, ABMS. Rio de Janeiro, Vol. Único, p. 41 a 54. 1993.
- 17 COUTINHO, R. Q., OLIVEIRA, J. T. R. e OLIVEIRA, A. T. J., **Estudo Quantitativo da Qualidade de Amostras de Argilas Moles Brasileiras - Recife e Rio de Janeiro**, XI COBRAMSEG – Vol. 2, p. 927-936-Brasília – DF, 1998.
- 18 COUTINHO, R.Q., OLIVEIRA J. T. R., OLIVEIRA A. T. J., **Características Geotécnicas das Argilas Moles de Recife.** Em: Anais do Encontro Propriedades de Argilas Moles Brasileiras, pp. 1-28, ABMS-COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Mar. 2001.

- 19 DNER/IPR, **Relatório sobre a pesquisa de aterro sobre solos compressíveis – 2ª Fase – Aterro II sobre diversos tipos de elementos drenantes verticais**, DNER, Rio de Janeiro, Brasil, 104 p. 1980.
- 20 DNER/IPR, **Manual de Projeto e Execução de Aterros Sobre Solos Moles**, DNER, Rio de Janeiro, Brasil, 227 p. 1990.
- 21 DNER, **Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias**, DNER, Rio de Janeiro, 37 p. 1998
- 22 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.
- 23 FORMIGHERI, L. E., **Comportamento de um Aterro Sobre Argila Mole da Baixada Fluminense**, Dissertação de Mestrado, Puc-Rio, Rio de Janeiro, 182 f. 2003
- 24 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, Mar. 2001.
- 25 GAN, C. H. e TAN, S. M., **Some Construction Experiences on Soft Soil Using Light Weight Materials**, 2nd International Conference on Advances in Soft Soil Engineering and Technology, Putrajaya, Malaysia. 2003.
- 26 GARCÉS, V.A.N., **Características de Deformabilidade e Adensamento de Alguns Depósitos de Argila Mole no Rio de Janeiro**. 195 f. Dissertação de Mestrado, Puc-Rio, Rio de Janeiro. 1995.
- 27 GERSCOVICH, D. M. S., **Propriedade da Camada Ressecada do Depósito de Sarapuí**, Dissertação de Mestrado, Puc-Rio, Rio de Janeiro, 246 f. 1983.

- 28 HOSSAIN, S. e NAG, K. R. **Performance Evaluation and Numerical Modeling of Embankment over Soft Clayey Soil Improved with Chemico-Pile**, TRB 2006, Annual Meeting. 2005
- 29 INDRARATNA, B., SATHANANTHAN, I., BAMUNAWITA, C. e BALASUBRAMANIAM, A.S. **Theoretical and Numerical Perspectives and Field Observations for the Design and Performance Evaluation of Embankments Constructed on Soft Marine Clay**, Ground Improvement - Case Histories, Elsevier, p 51 – 89. 2005
- 30 LADD, C.C. & LAMBE, T.W. **The strength of undisturbed clay determined from undrained tests**. NCR - ASTM Symposium on Laboratory Shear Testing of Soils, ASTM STP 892. American Society for Testing and Materials, Ottawa. 1963.
- 31 LADD, C. C., **Estimating settlement of structures supported on cohesive soils**, MIT Soils Publication, nº 272, 99 p. 1973
- 32 LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V., **Soil mechanics**. New York: John Wiley & Sons, USA. 553p. 1979
- 33 LIMA, B. T., Gerscovich, D. M. S., Sieira, A. C. C. F., **Modelagem Numérica de Seção de Aterro Experimental Executado na Baixada Fluminense, Rio de Janeiro; 2º GEOJOVEM**, Nova Friburgo, Brasil. 2006
- 34 LUNNE, T.; BERRE, T. e STRANDVIK, S., **Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay**, Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Vol. único, p. 81-102. 1997
- 35 MAGNAN, J. P. e DEROY, J. M., **Analyse graphique des Tassement Observes Sons ler Ouvrager**, Bull-Liaison Laboratoire des Ponts e Chaussés, Paris, 109, set-out, p. 9-21.1980.
- 36 MARQUES, M. E. S., **Influência da Viscosidade no Comportamento de Laboratório e de Campo de Solos Argilosos**, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, 320p. 2001.

- 37 MARTINS, I. S. M., LACERDA, W. A. (1985). **A Theory of Consolidation with Secondary Compression**, Proceedings, XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, vol. 1, pp. 567-570. 1985
- 38 MARTINS, I. S. M., LACERDA, W. A., **Sobre a Relação Índice de Vazios – Tensão Vertical Efetiva na Compressão Unidimensional**. Revista Solos e Rochas . V. 17. Nº 13. p. 157 – 166. 1994.
- 39 MARTINS, I. S. M., (2007). **Comunicação pessoal**.
- 40 MURRAY, R. T.. **Embankment constructed on soft ground: settlement study at Avonmouth**. Department of the Environment, Road Research Laboratory, Report LR 419. 1971
- 41 NASCIMENTO, A.. **Aceleração da consolidação de solos argilosos com uso da eletrosmose**, Dissertação de Mestrado, UNB, Brasília, 117 f. 2005.
- 42 OLIVEIRA, J. T. R., **Ensaio de Piezocone em um Depósito de Argila Mole da Cidade do Recife**. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ. 1991.
- 43 OLIVEIRA, J. T. R., DANZIGER e F. A. B., COUTINHO, R. Q. **Amostragem de Alta Qualidade em Argilas Moles**, SEFE IV – Vol. 3: 199-208. 2000.
- 44 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.
- 45 ORTIGÃO, J. A. R., **Aterro experimental lavado à ruptura sobre argila cinza do Rio de Janeiro**, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 715p. 1980.
- 46 ORTIGÃO, J. A. R. e LACERDA, W. A., **Aterro experimental lavado a ruptura sobre argila cinza do Rio de Janeiro** - Relatório de pesquisa – Instituto de Pesquisas Rodoviárias, DNER, Brasil. 1980.

- 47 ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. 3ª edição. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda.374p. 2007
- 48 SANDRONI, S. S., **Sobre a Prática Brasileira de Projeto Geotécnico de Aterros Rodoviários em Terrenos com Solos Muito Moles**, XI COBRAMSEG, CD-Rom, Curitiba - PR. 2006.
- 49 SAYÃO, A. S. F. J., **Ensaio de laboratório na argila mole da escavação experimental de Sarapuí**, Dissertação de mestrado, Puc-Rio, Rio de Janeiro. 1980.
- 50 SGI, **Geotechnical Properties of Clay at Elevated Temperatures**, Report nº 47, 72 p., 1995.
- 51 SGI, **Heat Storage in Soft Clay Field Tests with Heating (70 °C) and Freezing of the Soil**, Report nº 53, 132 p., 1997.
- 52 SAYE, S. R., **Assessment of Soil Disturbance by the installation of Displacement Sand Drains and Prefabricated Vertical Drains**, Geotechnical Special publication , ASCE, nº 119. 2001
- 53 SITEENGENHARIA, **Fundações - Dreno Fibroquímico**. Disponível em: <http://www.sitengenharia.com.br>. (acesso em 15 de mar. 2006). 2006.
- 54 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.
- 55 SPOTTI, A. P., **Monitoramento de Aterro Sobre Argila Orgânica Mole com Drenos Verticais**, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2000.
- 56 SPOTTI, A. P., **Aterro Estaqueado Reforçado Instrumentado Sobre Solo Mole**, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 394 p. 2006.

- 57 TAN, S.A., **Empirical Method for Estimating Secondary and Total Settlement**, Proceedings 4<sup>th</sup> Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bangkok, vol2, pp 147-151. 1971.
- 58 TAN, S.A., **Validation of Hyperbolic Method for Settlement in Clays with Vertical Drains**, Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, 35, (1), pp. 101-113. 1995.
- 59 TERZAGHI, K. , **Theoretical Soil Mechanics**. New York: John Wiley and Sons. 1943.