

Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Escola de Engenharia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Projeto Interativo dos Molhes da Barra do Rio Grande-RS**

**Gracieli Dienstmann**

Porto Alegre  
2011

GRACIELI DIENSTMANN

**PROJETO INTERATIVO DOS MOLHES DA BARRA DO RIO  
GRANDE-RS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,  
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em  
Engenharia

Porto Alegre  
2011

## CIP - Catalogação na Publicação

Dienstmann, Gracieli  
Projeto Interativo dos Molhes da Barra do Rio  
Grande, RS / Gracieli Dienstmann. -- 2011.  
175 f.

Orientador: Fernando Schnaid.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do  
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de  
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-  
RS, 2011.

1. Projeto Interativo. 2. Critérios de Segurança.  
3. Aterros sobre Solos Moles. I. Schnaid, Fernando ,  
orient. II. Título.

**GRACIELI DIENSTMANN**

**PROJETO INTERATIVO DOS MOLHES DA BARRA DO RIO  
GRANDE-RS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 29 de março de 2011.

---

**Fernando Schnaid**

Ph.D. pela University of Oxford, UK  
orientador

---

**Luiz Carlos Pinto da Silva Filho**

Ph.D. pela University of Leeds, UK  
Coordenador do PPGEC

**BANCA EXAMINADORA**

---

**Luiz Guilherme Francisco Soares de Mello**

MSc. pela University of London, UK

---

**Nilo Cesar Consoli**

Ph.D. pela Concordia University, CA

---

**Samir Maghous**

Ph.D. Université de Marne la Vallée, FR

---

**Sandro Salvador Sandroni**

Ph.D. pela University of London, UK

## AGRADECIMENTOS

À orientação, formação e convivência impar com (sir) Fernando Schnaid, que além dos ensinamentos de mestre nos cativa com personalidade e caráter. Agradeço pela entusiástica oportunidade de acompanhamento e trabalho em uma obra da dimensão e importância dos Molhes da Barra.

Ao consórcio construtor da obra, CBPO, Pedrasul, Carioca e Ivaí, também as empresas consultoras Geoforma e Geoprojetos pela disposição de dados.

Ao “paizão” Edgar Odebrecht, pelo empurrão e incentivo inicial. Meus sinceros agradecimentos.

Ao tutor e grande amigo Dr. Fernando Maria Mántaras. Agradeço pelo tempo despendido nos auxílios ao Plaxis, pela inserção à paixão colorada, às cervejas artesanais, e, sobretudo pelos infundáveis conselhos e pareceres sobre geotecnia, vida e carreira. É um prazer poder contar com alguém da vossa envergadura.

Aos colegas amigos de graduação, hoje engenheiros, Bernardo Leonardi Teixeira, Claudinei Oscar Wisser, Fernanda João, Lucas Hlenka e Tarcísio Demo Júnior. Obrigada por todo apoio imprescindível naquela minha fase inicial em Porto Alegre.

À amiga Ana Janaina Sefeld, pela companhia leve e por ainda guardar resquícios meus em Joinville.

À Clarisse Camacho, pelas magníficas pizzas, panquecas, almoços de cada dia, e todas as conversas construtivas desses últimos 2 anos de 409. Também, por introduzir-me pessoas como a Aninha (Ana Luisa Gediel), a quem devo agradecer por toda amizade, parceria e manutenção dos estoques de azeitona da casa.

À Ana Luiza de Oliveira, grande intercessora junto aos orientandos do Fernandinho. Obrigada por toda a atenção, (rezas) e conversas amigas.

Aos colegas de mestrado, Matheus Lemos Nogueira pela companhia de Cidade Baixa, Eduardo Suliman Bueno pela diversão nas aulas de Percolação e Adensamento (entre outras),

Camilo Muñoz pelos treinos de paciência, João Bonzanini, Marcelo Heidemann e anteriores por toda troca de conhecimento.

Aos meus pais, Nelci e Tarso Dienstmann, os quais são razões de muito o por mim feito. Sou eternamente grata pelo apoio incondicional.

Às demais pessoas que estiveram presentes nesta jornada. Agradeço a todos que entenderam, tiveram paciência (Sr Franco Mattana) e aceitaram minha ausência (família e amigos).

Por fim, agradeço ao CAPES pela bolsa concedida.

Certo dia, recebi uma crítica sobre como pleitear uma vaga de doutorado. Hoje tenho certeza que fuçar bibliografias alheias é um bom começo.

## SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>x</b>
<b>LISTA DE TABELAS.....</b>	<b>xv</b>
<b>LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS.....</b>	<b>xvi</b>
<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>23</b>
1.1 RELEVÂNCIA DO ASSUNTO .....	23
1.2 OBJETIVOS .....	24
1.3 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS .....	24
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>26</b>
2.1 CRITÉRIOS DE SEGURANÇA GEOTÉCNICA .....	26
2.1.1 Instrumentação.....	27
2.1.2 Métodos de Controle .....	31
2.1.2.1 Evolução dos deslocamentos .....	31
2.2.2.2 Método dos Volumes Deslocados .....	37
2.1.2.3 Análise de Distorções .....	41
2.2 PROJETO INTERATIVO .....	45
2.2.1 Método Observacional.....	45
2.2.2 Projeto Interativo .....	47
<b>3. OBRA DE PROLONGAMENTO DOS MOLHES DA BARRA .....</b>	<b>51</b>
3.1 ASPECTOS GERAIS.....	51
3.1.1 Projeto de Ampliação dos Molhes.....	52
3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA .....	55
3.2.1 Caracterização “in situ” .....	55
3.2.1.1 Ensaios de Piezocone.....	55
2.2.1.2 Ensaio de Palheta (Vane test) .....	61
3.2.2 Ensaios de Laboratório .....	62
3.2.2.1 Caracterização .....	62
3.2.2.2 Ensaios de Adensamento .....	65
3.2.2.2 Ensaios Triaxiais .....	67
3.3 INSTRUMENTAÇÃO .....	73
3.3.1 Inclinômetros .....	76
3.3.2 Extensômetros verticais (Aranhas Magnéticas) .....	79

3.3.3 Piezômetros .....	80
<b>4. AFERIÇÃO DOS PARÂMETROS DE PROJETO.....</b>	<b>83</b>
4.1 PROGRAMA UTILIZADO .....	83
4.1.1 Generalidades .....	83
4.1.2 Modelos Constitutivos.....	86
4.1.2.1 Modelos Elastoplásticos .....	86
4.1.2.2 Modelo elasto-perfeitamente-plástico com envoltória de ruptura de “Mohr Coulomb” .....	89
4.1.2.3 Modelo Soft-Soil .....	90
4.2 ANÁLISE PARAMÉTRICA .....	96
4.2.1 Seção Característica e Aspectos da Simulação.....	96
4.2.2 Padrões estabelecidos .....	101
4.2.3 Análise de resultados .....	102
4.3 AFERIÇÃO DOS PARÂMETROS DE PROJETO.....	111
<b>5. PROJETO INTERATIVO DOS MOLHES DA BARRA.....</b>	<b>117</b>
5.1 RETROANÁLISES FASE I.....	117
5.1.1 Molhe Oeste.....	118
5.1.1.1 Estação MO03 .....	118
5.1.1.2 Estação MO04 .....	128
5.1.2 Molhe Leste .....	134
5.1.2.1 Estação ML01 .....	134
5.1.2.2 Estação ML02.....	140
5.2 RETROANÁLISES FASE II .....	144
5.2.1 Molhe Oeste.....	144
5.2.1.1 Estação MO03 .....	144
5.2.1.2 Estação MO04 .....	151
5.3 CRITÉRIOS DE SEGURANÇA.....	153
5.4 CONCLUSÕES DO CAPÍTULO .....	167
<b>6 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>168</b>
6.1 CONCLUSÕES .....	168
6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	170
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>171</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esquema de inclinômetro móvel instalado junto ao pé do aterro .....	30
Figura 2.2– Esquema de acompanhamento de deslocamentos verticais por extensômetros magnéticos - aranhas magnéticas .....	31
Figura 2.3 – Relações $V_v$ e $V_h$ observadas por Johnston (1973).....	32
Figura 2.4 – Método de Matsuo e Kawamura modificado de Sandroni et al 2004.....	33
Figura 2.5 – Perfis de deslocamento horizontal de Bourges e Mieussiens.....	34
Figura 2.6 – Fronteiras de deformação propostas por Loganathan et al (1993) para obtenção dos volumes de adensamento e creep. ....	36
Figura 2.7 – Definição de $V_v$ e $V_h$ – (a) aterro de grande largura, (b) aterro de pequena largura.....	37
Figura 2.8 – Valor de $V_v$ e $V_h$ para aterro de assimétrico .....	39
Figura 2.9 – Distribuição recomendada para a instrumentação (modificado SANDRONI et al 2004).....	40
Figura 2.10 – Situação com berma de grande largura (modificado SANDRONI et al 2004)..	41
Figura 3.1 – Molhes da Barra – localização. ....	51
Figura 3.2 – Molhes da Barra – Vista geral.....	52
Figura 3.3 – Molhes da Barra – esquema de ampliação.....	53
Figura 3.4 – Perfil típico do Molhe Oeste (CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2009) .....	53
Figura 3.5 – Perfil típico do Molhe Leste (CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2009) .....	53
Figura 3.6 – Seção típica com as fases, camadas e cotas do projeto (RABASSA 2010).....	54
Figura 3.7 – Piezocone estaca 01 – campanhaufrgs 2001 (rabassa 2010).....	57
Figura 3.8 – Esquema da campanha de 2008 (geoforma 2008) .....	57
Figura 3.9 – Perfil geotécnico (a) Molhe Oeste; (b) Molhe Leste (GEOFORMA 2008).....	58
Figura 3.10 – Perfil geotécnico Estaca 01 – Molhe Leste (GEOFORMA 2008).....	59
Figura 3.11– Estimativa OCR estacas 1 a 4 campanha 2008. ....	60
Figura 3.12 – Relação $S_u/\sigma'_{v0}$ ensaio de palheta campanha 2001 FURG. ....	62
Figura 3.13 – Distribuição granulométrica amostras ARG2m e ARG6m.....	63
Figura 3.14 – Caracterização do substrato da região dos molhes - (a) perfil de umidades e Limites de Atterberg; (b) gráfico de plasticidade de Casagrande (FURG, 2001 e UFRGS, 2008).....	64
Figura 3.15 – Coeficientes de adensamento FURG 2001 e UFRGS 2008 (RABASSA 2010)	66

Figura 3.16 – Variação de deformação axial versus tensão desvio e poropressão ensaio CIU, amostra referente ao furo 5, profundidade de 30,3m campanha FURG 2001.....	69
Figura 3.17 – Trajetória de tensões ensaio CIU, amostra referente ao furo 5, profundidade de 30,3m CAMPANHA FURG 2001.....	69
Figura 3.18 – Variação de deformação axial versus tensão desvio e poropressão ensaio CIU ARG2m.....	71
Figura 3.19 – Trajetórias de tensão para amostra ARG2m - tensões confinantes de 50, 100 e 400KPa. ....	71
Figura 3.20 – Variação de deformação axial versus tensão desvio e poropressão ensaio CIU ARG6m.....	72
Figura 3.21 – Trajetórias de tensão para amostra ARG6m - tensões confinantes de 100 e 200KPa. ....	72
Figura 3.22 – Foto aérea com a visão geral das estações de monitoramento (CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2009) apud (RABASSA 2010).....	73
Figura 3.23 – Estação de monitoramento (CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2009) .....	74
Figura 3.24 – Vista em planta da estrutura metálica tubular com o posicionamento dos equipamentos em uma estação de monitoramento (RABASSA 2010).....	74
Figura 3.25: Planta baixa dos molhes com posicionamento das estações e distribuição dos instrumentos de monitoramento (CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2010).....	75
Figura 3.26 – Posicionamento dos eixos de medição do inclinômetro em relação ao molhe. .	76
Figura 3.27 – Deslocamentos horizontais eixo AA ao longo da profundidade (modificada GEOPROJETOS 2010). ....	77
Figura 3.28 – Distorções eixo AA ao longo da profundidade (modificada GEOPROJETOS 2010).....	78
Figura 3.29 – Deslocamentos horizontais ao longo da profundidade, inclinômetro fixo estação MO03 (modificada GEOPROJETOS 2010). ....	79
Figura 3.30 – Deslocamentos verticais relativos entre aranhas magnéticas estação MO03 (GEOPROJETOS 2010).....	80
Figura 3.31 – Poro pressão com o tempo, PZ-02 profundidade 29,58m (GEOPROJETOS 2010).....	81
Figura 3.32 – Poro pressão com o tempo, PZ-04 profundidade 38,58m (GEOPROJETOS 2010).....	81
Figura 4.1 – Elementos de solo com 6 ou 15 nós (modificado PLAXIS MANUAL 1998). ...	84
Figura 4.2 – Passos de modelação: (a) definição da geometria, condições de contorno e modelos constitutivos; (b) geração da malha de elementos finitos; (c) condição inicial de tensões verticais e horizontais; (d) condição inicial de poro pressão – definição do nível freático. ....	85
Figura 4.3– Material elasto-plástico perfeito.....	87
Figura 4.4 – Material elastoplástico com endurecimento (a) e amolecimento (b). ....	87

Figura 4.5 – Definição da superfície de plastificação como delimitação do domínio de deformações elásticas (a) expansão da superfície de acordo com o aumento da tensão confinante (B).	88
Figura 4.6 – Projeção da superfície de plastificação no plano $p'xq$ para cam-clay original (a) e cam-clay modificado (b).	90
Figura 4.7 – Superfície de Plastificação do Modelo Soft-Soil no plano $q-p$ .	91
Figura 4.8– superfície do estado limite dos modelos de “cambridge”.	92
Figura 4.9 – Relação logarítmica entre deformação volumétrica ( $\epsilon_v$ ) e as tensões médias ( $p'$ )- (ECHEVERRÍA 2006).	94
Figura 4.10 – Seção padrão de simulação.	97
Figura 4.11 – Seção de Simulação Numérica para análise paramétrica.	97
Figura 4.12 – Relação $Cc \times I_p$ para depósitos argilosos do Rio Grande do Sul (HALLAL 2003)	98
Figura 4.13 – Variação do ângulo de atrito com o índice de plasticidade (Terzaghi et al 1967)	99
Figura 4.14 – Localização dos pontos de medição de deslocamentos horizontais.	101
Figura 4.15 – Relação de volumes deslocados com a evolução construtiva – Vertical 1.	103
Figura 4.16 – Relação de volumes deslocados com a evolução construtiva – Vertical 2.	103
Figura 4.17 – Relação de volumes deslocados com a evolução construtiva – Vertical 1, $\lambda$ 0,05; 0,30 e 0,59.	104
Figura 4.18 – Relação de volumes deslocados com a evolução construtiva – Vertical 2, $\lambda$ 0,05; 0,30 e 0,59.	104
Figura 4.19 – Relação de volumes deslocados com a evolução construtiva, caso não drenado – Vertical 1, $\lambda$ 0,05; 0,30 e 0,59.	105
Figura 4.20 – Relação de volumes deslocados com a evolução construtiva, caso não drenado – Vertical 2, $\lambda$ 0,05; 0,30 e 0,59.	105
Figura 4.21 – Relação de volumes deslocados por ângulo de atrito, caso não drenado – Leituras Vertical 1.	106
Figura 4.22 – Relação de volumes deslocados por ângulo de atrito, caso não drenado – Leituras Vertical 2.	107
Figura 4.23 – Relação Índice de compressibilidade por volume horizontal máximo – Vertical 1.	107
Figura 4.24 – Relação Índice de compressibilidade por volume horizontal máximo – Vertical 2.	108
Figura 4.25 – Variação do fator de segurança – análises drenadas.	110
Figura 4.26 – Variação do fator de segurança – análises não - drenadas.	110
Figura 4.27 Ensaios triaxiais CIU para profundidade de 25m	113
Figura 4.28. Trajetórias de tensões triaxiais (profundidade de 25m).	114
Figura 4.29 Ensaios triaxiais para profundidade d 29m	115

Figura 4.30 Trajetórias de tensões obtidas em ensaio triaxiais (profundidade de 29m). .....	116
Figura 5.1 – Localização das Estações de Instrumentação MO01a MO04, e piezocone Estacas 5, 6 e 7 .....	118
Figura 5.2 – Perfil Estratigráfico da região de localização das Plataformas MO03 e MO04. ....	119
Figura 5.3 – Perfil geotécnico junto as Estacas 05, 06 e 07. ....	119
Figura 5.4 – Perfil geotécnico dado pela instrumentação – detalhe das leituras iniciais inclinômetro móvel seção MO03 (modificado GEOPROJETOS 2009). ....	120
Figura 5.5 – Perfil adotado na simulação numérica da Estação MO03. ....	121
Figura 5.6 – Deslocamentos horizontais medidos e previstos – retroanálise Fase I, Estação MO03. ....	123
Figura 5.7 – Previsão de deslocamentos horizontais após a completa dissipação de poro pressão – retroanálise Fase I, Estação MO03. ....	124
Figura 5.8 – Distorções previstas e medidas – retroanálise Fase I, Estação MO03 .....	125
Figura 5.9 – Poro pressões previstas e medidas – retroanálise, Fase I, Estação MO03. ....	126
Figura 5.10 – Deslocamentos verticais previstos e medidos – retroanálise Fase I, Estação MO03. ....	127
Figura 5.11 – Perfil geotécnico dado pela instrumentação – detalhe das leituras iniciais inclinômetro móvel seção MO04 (modificado GEOPROJETOS 2009). ....	129
Figura 5.12 – Perfil adotado na simulação numérica da Plataforma MO-04 .....	129
Figura 5.13 – Deslocamentos horizontais medidos e previstos – retroanálise Fase I, Estação MO04. ....	131
Figura 5.14 – Previsão de deslocamentos horizontais após a completa dissipação de poro pressão – retroanálise Fase I, Estação MO04. ....	131
Figura 5.15 – Distorções previstas e medidas – retroanálise Fase I, Estação MO04. ....	133
Figura 5.16 – Perfis de distorções típicas para: (a) adensamento; (b) creep; (c) adensamento + creep (BRUGGER, 1996). ....	133
Figura 5.17 – Localização das Estação ML01 a ML03, e piezocones Estacas 1, 2, 3 e 8. ....	135
Figura 5.18 – Perfil Estratigráfico da região de localização das Plataformas ML01 a ML03. ....	135
Figura 5.19 – Perfil geotécnico junto às Estacas 01 à 03. ....	136
Figura 5.20 – Perfil geotécnico dado pela instrumentação – detalhe das leituras iniciais inclinômetro móvel seção ML01 (modificado GEOPROJETOS 2009). ....	137
Figura 5.21 – Perfil adotado na simulação numérica da Plataforma ML01. ....	137
Figura 5.22 – Deslocamentos horizontais medidos e previstos – retroanálise Fase I, Estação ML01. ....	138
Figura 5.23 – Previsão de deslocamentos horizontais após a completa dissipação de poro pressão – retroanálise Fase I, Estação ML01. ....	139
Figura 5.24 – Distorções previstas e medidas – retroanálise, Fase I, Estação ML01. ....	140
Figura 5.25 – Perfil adotado na simulação numérica da Plataforma ML02. ....	141

Figura 5.26 – Deslocamentos horizontais medidos e previstos – retroanálise Fase I, Estação ML02. ....	142
Figura 5.27 – Previsão de deslocamentos horizontais após a completa dissipação de poro pressão – retroanálise Fase I, Estação ML02. ....	142
Figura 5.28 – Distorções previstas e medidas – retroanálise, Fase I, Estação ML02.....	143
Figura 5.29 – Deslocamentos horizontais medidos e previstos – retroanálise Fase II, Estação MO03.....	145
Figura 5.30 – Distorções previstas e medidas – retroanálise, Fase II, Estação MO03.....	146
Figura 5.31 – Poro pressões previstas e medidas – retroanálise, Fase II, Estação MO03.....	147
Figura 5.32 – Evolução das poro pressões durante o alteamento das cotas +2m à +5m – retroanálise, Fase II, Estação MO03.....	148
Figura 5.33 – Evolução e previsão de recalques relativos entre as aranhas magnéticas AM01 e AM03 – retroanálise, Fase II, Estação MO03. ....	149
Figura 5.34 – Evolução e previsão de recalques relativos entre as aranhas magnéticas AM02 e AM03 – retroanálise, Fase II, Estação MO03. ....	150
Figura 5.35 – Deslocamentos horizontais medidos e previstos – retroanálise Fase II, Estação MO04.....	152
Figura 5.36 – Distorções previstas e medidas – retroanálise, Fase II, Estação MO04.....	153

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Monitoramento em Aterros (DUNNINCLIFF 1988. p.411). .....	28
Tabela 2.2 – Comportamentos típicos e observações de instrumentação (BRUGGER 1996).43	
Tabela 3.1 – Ensaio de caracterização vs. norma .....	62
Tabela 3.2 – Caracterização amostras ARG2M E ARG6M.....	64
Tabela 3.3 – Parâmetros de compressibilidade FURG 2001.....	65
Tabela 3.4 – Resumo dos dados do ensaio de adensamento UFRGS 2008 .....	67
Tabela 3.5 – Resumo dos parâmetros ensaios triaxiais CIU FURG 2001.....	68
Tabela 4.1 – Simulações propostas.....	100
Tabela 4.2 – Parâmetros corpo do aterro, base arenosa e vaza. ....	100
Tabela 4.3 – Variação de Fator de Segurança .....	109
Tabela 4.4 – Caracterização das amostras Shelby.....	112
Tabela 5.1 – Fase de alteamento vs. período de execução – MO03.....	121
Tabela 5.2 – Previsão de poro pressões e recalques (MO03).....	127
Tabela 5.3 – Fase de alteamento vs. período de execução – MO04.....	130
Tabela 5.4 – Previsão de poro pressões e recalques (MO04).....	134
Tabela 5.2 – Previsão de poropressões e recalques (ML01). ....	140
Tabela 5.6 – Previsão de poro pressões e recalques (ML02). ....	144
Tabela 5.7 – Análise de comportamento em termos de deslocamentos e distorções previstas (resultados numéricos).....	156
Tabela 5.8 – Análise de resultados numéricos vs. leituras de campo.....	158

## LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

A	Parâmetro de variação da superfície plástica
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AM	Aranha Magnética
$a_i$	Variação das tensões ( $i=x, y, z$ )
$c'$	Intercepto coesivo efetivo
CBPO	Companhia Brasileira de Projetos e Obras
$C_c$	Índice de compressão
$C_{cr}$	Índice de recompressão
CIU	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente, com cisalhamento não drenado
CPTU	Ensaio de piezocone
$C_r$	Índice de compressão à pequenas deformações
$C_v$	Coefficiente de adensamento vertical
$B_q$	Parâmetro de Identificação (ensaio piezocone)
$d$	Recalque no centro do aterro
$d$	Distorção
$d_{max}$	Distorção máxima
$d_{drenante}$	Distorção na camada drenante
D	Espessura da camada compressível
E	Módulo de Young
$E_u$	Módulo de Young não drenado
$e$	Índice de vazios
$e_0$	Índice de vazios inicial

F	Função de Plastificação
FDA	Field Deformation Analysis
$f_s$	Atrito lateral
FS	Fator de segurança
FURG	Fundação Universidade Federal do Rio Grande
H	Altura do aterro
h	Deslocamento Superficial no pé do aterro
$h$	Parâmetro de Enrijecimento
$h_{\max}$	Máximo deslocamento lateral
$h_{\text{med}}$	Deslocamento lateral médio em uma vertical de medição
INPH	Instituto Nacional de Pesquisas Hidroviárias
IP	Índice de plasticidade
k	Coefficiente equação de Kulhaway e Mayne (1990)
L	Largura da saia do aterro
LCI	Linha de Consolidação Isotrópica
LEC	Linha do Estado Crítico
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
M	Largura do coroamento do aterro
M	Inclinação da Linha do Estado Crítico (Cam-Clay)
MEF	Método dos Elementos Finitos
ML01	Estação do Molhe Leste 01
MO01	Estação do Molhe Oeste 01
NBR	Norma Brasileira
$N_{kt}$	Fator de capacidade de carga para ensaios CPTU em argila
$N_{\text{SPT}}$	Número de golpes do <i>Standard Penetration Test</i>

OCR	Razão de pré-adensamento
$p, p', p_o'$	Tensão média total, efetiva e efetiva de campo
PK	Seção do Molhe Leste
PW	Seção do Molhe Oeste
PZ	Piezômetros
$q$	Tensão desvio
$q_c$	Resistência de ponta
$q_t$	Resistência total mobilizada
R	Parâmetro adimensional de Marques e Chapuis (1974)
$R_f$	Razão de atrito
$s$	Recalque máximo na camada
$S_{maxeixo}$	Deslocamento vertical máximo no eixo transversal do aterro
$S_{naverticial}$	Deslocamento vertical no eixo de leitura
$S_u$	Resistência ao cisalhamento não-drenada
$u$	Poropressão
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
$V_h$	Volume de solo deslocado horizontalmente
$V_v$	Volume de recalque ao longo da base do aterro
$w$	Umidade natural
$z$	Profundidade no solo
$\alpha$	Volume de adensamento lateral/volume de adensamento vertical (FDA)
$\alpha$	Constante de Proporcionalidade (Cam-Clay)
$\beta$	Volume de <i>creep</i> lateral/volume de <i>creep</i> vertical (FDA)
$d\varepsilon_{ij}^p$	Variação do tensor de deformações plásticas

$\varepsilon_e$	Deformações Elásticas
$\varepsilon_{ij}$	Tensor de Deformações
$\varepsilon_p$	Deformações Plásticas
$\varepsilon_v$	Deformação Volumétrica
$\gamma$	Peso específico do solo
$\delta_h$	Deslocamento horizontal do solo
$\delta h_{\max}$	Deslocamento horizontal máximo
$\delta h_{\text{medio}}$	Deslocamento horizontal médio
$\Delta q$	Acréscimo de carga
$\Delta \sigma_{\text{oct}}$	Variação de tensão octaédrica
$\Delta \sigma_v$	Carregamento acumulado até a fase construtiva
$\Delta \sigma_{v\max}$	Máximo carregamento
$\Delta t$	Intervalo de tempo entre leituras
$\Delta u$	Acréscimo de poro-pressão
$\delta_{\text{veixo}}$	Recalque máximo no centro do aterro
$\phi'$	Ângulo de atrito
$\phi'_{cv}$	Ângulo de atrito crítico
$\Psi$	Dilatância
$\lambda$	Declividade da linha de compressão isotrópica e da LEC, plano $e \ln p'$
$\lambda^*$	Declividade da linha de compressão isotrópica e da LEC, plano $\varepsilon_v \ln p'$
$\kappa$	Inclinação da linha de compressão/descompressão no plano $e \ln p'$
$\kappa^*$	Inclinação da linha de compressão/descompressão no plano $\varepsilon_v \ln p'$
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\nu_d$	Taxa de variação de distorção
$\rho_h$	Acréscimo de deslocamento horizontal (Marche e Chapuis 1974)

$\sigma'$	Tensão Normal Efetiva
$\bar{\sigma}$	Tensão desviadora equivalente
$\sigma_a$	Tensão axial
$\sigma_{ij}$	Tensor de tensões
$\sigma_m$	Tensão efetiva média
$\sigma_{oct}$	Tensão Octaédrica
$\sigma_p$	Tensão de plastificação
$\sigma'_{vm}$	Tensão de pré-adensamento
$\sigma_r$	Tensão radial
$\tau$	Tensão de cisalhamento

## RESUMO

DIENSTMANN, G. **Projeto Interativo dos Molhes da Barra do Rio Grande-RS**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O presente trabalho detalha o conceito de Projeto Interativo aplicado à obra de ampliação dos Molhes da Barra do Rio Grande-RS, uma das maiores obras de infraestrutura portuária do Brasil, a qual se desenvolve em substrato argiloso de baixa capacidade de suporte e elevada compressibilidade, com espessura média de 10m. A obra de ampliação dos molhes e sua estratigrafia são detalhados após a revisão de critérios de alerta aplicados à aterros sobre solos moles. Posteriormente com o intuito de aferir modelos, fez-se uma análise da sensibilidade dos parâmetros de projeto, através da aplicação dos conceitos de segurança segundo o Método dos Volumes Deslocados, a qual definiu que a relação de volumes deslocados ( $dV_v/dV_h$  - razão de volume vertical deslocado,  $dV_v$ , por volume horizontal deslocado,  $dV_h$ ) é suscetível às condições de drenagem, aos parâmetros de resistência e compressibilidade do solo de fundação, da geometria da área carregada e dos locais onde as leituras são realizadas. A dependência das leituras a este conjunto de fatores reforça a necessidade de análises numéricas específicas para definição de níveis de alerta. A análise paramétrica observou também que a aferição de parâmetros deve ser feita distintamente entre parâmetros de resistência e compressibilidade. De posse destas observações foram aferidos os parâmetros de projeto. Sequencialmente fez-se a reavaliação das seções de simulação numérica através de uma retroanálise quando do alteamento dos molhes à cota +2m. Observou-se que as simulações conseguiram capturar o comportamento em campo, em termos de deslocamentos horizontais e verticais, distorções e poro pressão. Este procedimento foi repetido até a fase de fechamento dos molhes, retroanalizando-se etapas anteriores de construção para refinar a estimativa das etapas subsequentes, garantindo-se as condições de segurança da obra. Com base neste estudo apresenta-se uma discussão quanto à postulação de critérios de segurança em obras geotécnicas, observando que estes devem ser abrangentes, de acordo com as características da obra, definindo deformações máximas e controle de taxas de deformação e, em particular, a taxa de distorção que cresce linearmente próximo à ruptura e diminui quando do aumento da estabilidade durante o período de adensamento.

**Palavras-chave:** Projeto Interativo; critérios de segurança; aterros sobre solos moles.

## ABSTRACT

DIENSTMANN, G. **Projeto Interativo dos Molhes da Barra do Rio Grande-RS**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The concept of Interactive Design applied to a marine breakwater in Rio Grande-RS, southern Brazil, is described in the present paper. Besides a literature review concerning constructions control methods applied in soft soil embankments, the characteristics of the site and construction work are presented and, the stratigraphy is detailed, which is characterized by a soft foundation substrate of low capacity and high compressibility, with a thickness about 10m. Based on the need to postulate security levels in geotechnical projects, according the soft layer that support the current construction, the first steep was to perform a parametric evaluation of the breakwater using the Displaced Volume Method, a field stability control for embankments on soft soil. This parametric analyses shows that  $dV_v/dV_h$  (ratio of vertical volume displaced,  $dV_v$ , per horizontal volume displaced,  $dV_h$ ) is a function of drainage conditions, strength and compressibility parameters, loaded area geometry, and location of measured points. The analysis is shown to be particularly sensitive to friction angle and compressibility. Given the sensitivity of the security analysis to several different parameters and geometrical conditions, it has been stressed that specific numerical analysis should be performed for every geotechnical problem. Using these observations, soil foundation parameters, obtained in the breakwater region, were checked, and recalibrated. After that, some back analysis to verify the models was made in all instrumentation sections. It was observed that the simulations were able to capture the measured behavior of horizontal and vertical displacements, distortions, and pore pressures. The analysis was repeated for different construction phases, so that a back-analysis of a previous stage could refine the predictions of the following stage. Finally, a field control is presented according to acceptable ranges of displacements, distortion and specially distortions rates, which increases linearly near the failure and decreases when increasing stability due to consolidation effects.

**Keywords:** Interactive Design; security levels; embankments on soft soil.

# 1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo faz-se uma breve introdução das características geotécnicas da obra de ampliação dos Molhes da Barra do Rio Grande-RS, contextualizando a relevância e os objetivos do presente trabalho. A descrição dos demais capítulos que constituem esta dissertação, utilizada na estruturação da pesquisa, é apresentada ao final deste capítulo.

## 1.1 RELEVÂNCIA DO ASSUNTO

A obra de ampliação dos Molhes da Barra situados nas cidades de São José do Norte e Rio Grande – RS, uma das maiores obras de infra-estrutura portuária do Brasil, possui além de significativa importância econômica e social, particular necessidade de criterioso estudo geotécnico, uma vez que o projeto se desenvolve sobre substrato argiloso compressível, de baixa capacidade de suporte.

Os Molhes da Barra, divididos entre Molhe Oeste e Leste, são dois corpos de aterro enraizados em terra e assentes em uma berma de equilíbrio subjacente ao solo de fundação. Este solo de fundação condiciona a estabilidade e os níveis de deformação, logo deve ser monitorado e acompanhado para diagnóstico da segurança da obra. Neste contexto, sabendo da inexistência de metodologia consagrada de controle de segurança de aterros sobre solos moles, o presente estudo busca a definição de critérios de estabilidade a partir da aferição de modelos e parâmetros, acompanhamento de campo, retroanálise e readequação do projeto. Este conjunto de atividades é definido como Projeto Interativo (*Interactive Design*), e pode ser aplicado à obra de ampliação dos molhes devido à disponibilidade de uma extensa campanha de investigação geotécnica e instrumentação do processo executivo. Instrumentação definida pelos projetistas, é constituída de um conjunto de piezômetros, inclinômetros e aranhas magnéticas dispostas em 7 estações de monitoramento.

A observação dos métodos de controle propostos em literatura brasileira, com ênfase ao Método dos Volumes Deslocados (BRUGGER 1996; SANDRONI et al 2004) e Análise de Distorções (ORTIGÃO 1980; BRUGGER 1996; ALMEIDA et al 2000; ALMEIDA e MARQUES 2010; RABASSA 2010), dá suporte aos pressupostos estabelecidos de projeto de aterros sobre solos moles e serve de orientação ao presente estudo. Estas metodologias são

frutos da evolução de métodos construtivos e dos modelos de dimensionamento de aterros sobre solos de baixa capacidade de suporte.

Ao término do trabalho apresenta-se uma discussão relativa à validação das metodologias avaliadas e de critérios de segurança a serem observados durante a execução de aterros sobre solos moles, critérios estes advindos da monitoração de deslocamentos, distorções e taxas de distorção.

## 1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa consiste em demonstrar a potencialidade da metodologia de Projeto Interativo aplicado à análise de segurança da obra de ampliação dos Molhes da Barra. Para tanto são definidos conceitos de aplicação de Projeto Interativo, o qual proporciona a verificação contínua da obra durante o processo executivo.

Como objetivos específicos têm-se:

- Verificação da sensibilidade dos parâmetros de projeto em análise baseada no Método de Elementos Finitos, MEF;
- Aferição dos parâmetros e modelo pelo MEF;
- Verificação da concordância do modelo proposto com as leituras de campo de deslocamentos horizontais e verticais e de poro pressões;
- Previsões de desempenho de etapas construtivas futuras baseadas na retroanálise das etapas anteriores;
- Verificação dos critérios de segurança aplicados ao projeto.

## 1.3 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

Como estruturação do trabalho e orientação à leitura, detalha-se a seguir o desenvolvimento sequencial desta dissertação.

No **Capítulo 2** é feita uma revisão bibliográfica abordando critérios de alerta e desempenho aplicados à aterros assentes sobre solos moles. Também uma breve revisão do Método Observacional e dos conceitos de Projeto Interativo.

Como seqüência no **Capítulo 3** apresenta-se a obra de ampliação dos Molhes da Barra, bem como a caracterização geotécnica do local de implantação e detalhes da instrumentação. As informações discutidas neste capítulo são necessárias às análises numéricas a serem avaliadas posteriormente na dissertação.

No **Capítulo 4** apresenta-se a análise paramétrica da obra de ampliação dos molhes de Rio Grande para posterior definição dos parâmetros constitutivos necessários à previsão de desempenho das diferentes fases executivas. Para um completo entendimento do processo de definição de modelos constitutivos e implementação numérica da obra, neste capítulo, inicialmente detalha-se software utilizado e revisam-se modelos constitutivos adotados.

O **Capítulo 5** aborda o Projeto Interativo da obra de ampliação dos Molhes da Barra, detalhando as fases de retroanálise de acordo com o transcorrer da obra. Ao término do capítulo faz-se uma discussão quanto à definição de níveis de segurança provenientes da aplicação do projeto interativo.

E por fim, no **Capítulo 6** apresentam-se as considerações finais e sugestões para trabalhos futuros.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo apresenta-se uma revisão da literatura abordando critérios de segurança e desempenho aplicados à aterros sobre solos moles. Faz-se também uma revisão do Método Observacional e dos conceitos de Projeto Iterativo.

### 2.1 CRITÉRIOS DE SEGURANÇA GEOTÉCNICA

Definir critérios de segurança geotécnica é além de estabelecer sistemas de observação e monitoramento, postular sobre níveis de alerta condizentes a uma possível falha ou ruptura. Os mecanismos de controle interligam-se à análise preliminar de estabilidade, e devem assim, ser representativos da resposta, em termos de deformações e tensões máximas estimadas. A definição da máxima deformação vertical é critério tradicional na análise de obras geotécnicas e está relacionada à análise preliminar de estabilidade e recalque unidimensional. Parte da mecânica dos solos clássica a análise separada dos efeitos de estabilidade e recalques, através de parâmetros expressos em termos de resistência e compressibilidade. Em obras geotécnicas a observação das deformações horizontais foi somente considerada devido aos esforços que estas impunham a estruturas vizinhas, não como efeitos associados à estabilidade (HEYMAN e BOERSMA1961).

Embora atualmente haja reconhecimento da importância de combinar as deformações vertical e horizontal no acompanhamento da estabilidade de aterros e demais obras geotécnicas, a interpretação das leituras em campo é por vezes insatisfatória, pois o controle de segurança necessita de critérios de mensuração apropriados. Neste contexto o projetista pode adotar duas abordagens distintas. Na primeira estabelece sistemas de alerta baseado na experiência, definindo valores limites de deslocamentos de forma empírica ou semi-empírica. Na segunda abordagem utiliza-se de modelagem numérica do problema para estabelecer níveis de alerta, correlacionando o campo de deslocamentos observados na previsão aos fatores de segurança da obra nas diversas etapas construtivas. Estes métodos são avaliados neste trabalho.

### 2.1.1 Instrumentação

A instrumentação é destinada à obtenção das informações necessárias ao acompanhamento do processo construtivo. Ao se especificar os equipamentos de instrumentação deve-se verificar as características de precisão requeridas, a sensibilidade, campo de leitura, tempo de resposta, efeitos do meio e no meio, manutenção e compatibilidade com as técnicas construtivas. Segundo Dunninclair (1988) todo instrumento instalado deve responder uma questão específica, estabelecendo motivo e pretensão da instalação.

Terzaghi et al (1967) salienta que a instrumentação tem função de permitir a eliminação de defeitos de projeto durante o processo executivo e proporcionar informações durante e após a execução dos efeitos desta sobre o solo e correspondente resposta da estrutura. Para tanto, deve-se ter pleno conhecimento da obra que está sendo monitorada, dos materiais (comportamento), das predições e hipóteses adotadas, a partir das quais são definidos os níveis de mensuração. Complementando a postulação de Terzaghi, Dunninclair (1988) observa que ao se estabelecer um plano de monitoramento de aterros sobre solos moles deve-se ter em mente algumas questões: quais as condições iniciais de campo? ; como se processa o adensamento? ; quais as condições de estabilidade do aterro? ; e quais são as grandezas a serem medidas em campo? Ao se responder às questões propostas por Dunninclair as condições iniciais do problema são naturalmente detalhadas sendo possível estabelecer o que e como deve ser mensurado. O referido autor ainda salienta que um plano de monitoramento só é potencializado quando cada item de planejamento e execução é desenvolvido com o devido cuidado, seguindo uma lógica de distribuição e controle.

Segundo Almeida e Marques (2010) uma campanha de monitoramento deve informar como serão instalados os equipamentos, locação, profundidade, período de leitura e de que forma estas serão realizadas, mais prazo de análise para posterior tomada de decisão. Almeida e Marques sugerem também que a instrumentação deve ser locada por coordenadas e altimetria e sempre que possível ser instalada próximo a locais onde foram executados sondagens e ensaios.

Abaixo são apresentadas as medições de campo costumeiramente realizadas em obras de aterro sobre solos argilosos moles:

- **Deslocamentos verticais** – na interface aterro-fundação e em profundidade na camada argilosa - verificando o desenvolvimento de recalques;

- **Deslocamentos horizontais** - na camada argilosa subjacente ao talude de aterro - diagnosticando a formação de superfícies potenciais de ruptura;
- **Poropressões** em diferentes pontos da camada de argila mole – avaliando o processo de carregamento (avanço construtivo) e dissipação de poropressões (adensamento).

Na Tabela 2.1 estão relacionadas grandezas medidas aos seus respectivos instrumentos em aterros sobre solos moles. Faz-se em seqüência um breve detalhamento dos instrumentos empregados nas medições de poro pressões e deslocamentos. Este tema é abrangente, existindo referências consagradas na literatura internacional (e.g. Hannah 1984, Dunnincliff 1988). Neste resumo apresentam-se algumas considerações indispensáveis à análise dos molhes do Rio Grande. Uma revisão mais extensa deste assunto, aplicado à obra em questão, é apresentada na dissertação de Rabassa (2010).

Tabela 2.1 – Monitoramento em Aterros (DUNNINCLIFF 1988. p.411).

<i>Grandezas Medidas</i>	<i>Tipo de Instrumento</i>
<i>Deslocamentos verticais e horizontais da superfície e sub-superfície</i>	<i>Marcos superficiais Placas de recalque Inclinômetros Extensômetros de indução elétrica ou magnética Medidores pontuais de nível</i>
<i>Poro pressões</i>	<i>Piezômetros</i>

### **Piezômetros**

A instalação de piezômetros busca monitorizar as tensões geradas durante o processo de construção e a respectiva velocidade de dissipação do excesso de poro pressões. Dentre os vários tipos de piezômetros existentes, o de tubo aberto ou Piezômetro Casagrande é o mais simples e o mais utilizado. Este consiste em um tubo vertical, com extremidade perfurada, onde o fluxo de água entre o solo e o tubo é permitido até a equalização de tensões na água.

Este instrumento apresenta boa confiabilidade e durabilidade, tendo como inconveniente a interferência física no canteiro de obras e elevado tempo de resposta.

Os piezômetros elétricos, pneumáticos e de cordas vibrantes além de apresentarem boa precisão, são de fácil leitura e proporcionam menor interferência no canteiro de obras, mesmo exigindo calibrações periódicas, maior atenção na escolha e cuidados na instalação (DUNNINCLIFF 1988). O funcionamento é baseado no equilíbrio de pressões em um diafragma. No piezômetro elétrico, as pressões de água são monitoradas por um transdutor elétrico. Em piezômetros pneumáticos a leitura da pressão de água é verificada pela pressão que confina um gás em equilíbrio. E no piezômetro de corda vibrante a medição de poro pressão é feita por uma corda tensionada acoplada ao centro do diafragma, onde um deslocamento do diafragma causa uma mudança de tensão na corda, logo, uma leitura e acompanhamento de pressão.

### **Inclinômetros**

Os inclinômetros consistem em tubos de plástico ou alumínio com cerca de 80mm de diâmetro, com ranhuras diametralmente opostas, que são instalados em um furo de sondagem de diâmetro mínimo de 100mm. Sua base é instalada nas extremidades da camada de solo que se deseja observar.

Os inclinômetros permitem a quantificação dos movimentos horizontais em profundidade a partir das leituras de variações angulares. Estes ainda podem ser distinguidos como fixos ou móveis. O inclinômetro fixo consiste numa seqüência de sensores de inclinação ligados por hastes articuladas, os quais são instalados de forma permanente em um tubo guia inserido no terreno. A aquisição de dados é automatizada, sendo que cada sensor é ligado a um datalogger que envia os dados a uma estação de controle de acordo com um período de tempo pré-determinado. Já o inclinômetro móvel, mais utilizado devido à possibilidade de leituras contínuas de todo o perfil, é composto por um torpedo (sensor), cabo de leitura e tubo guia (flexível), sendo que os deslocamentos horizontais são registrados em duas direções ortogonais (direção A e B) pela passagem do torpedo no tubo guia ao longo do comprimento do instrumento (Figura 2.1). Os inclinômetros modernos possuem dois acelerômetros, um na direção A e outro na direção B, de modo que o sensor é descido duas vezes apenas em uma direção.

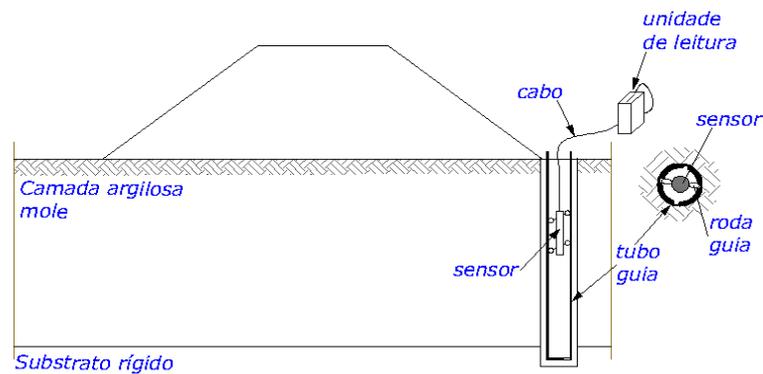


Figura 2.1 – Esquema de inclinômetro móvel instalado junto ao pé do aterro

### Placas de recalque e extensômetros magnéticos

Para monitoramento de deslocamentos verticais, as placas de recalque são instaladas antes do lançamento do aterro, na interface entre o aterro e o solo de fundação. São constituídas por uma base quadrada, de aço, concreto armado ou ainda compensado naval, à qual é conectada a um tubo metálico, ou de PVC. As leituras das placas são efetuadas através de nivelamento geométrico que se apóia em marcos instalados fora da zona de influência do aterro.

O acompanhamento dos deslocamentos verticais por extensômetros magnéticos se dá pelo monitoramento dos anéis magnéticos ou alvos, também denominados de aranhas magnéticas fixados no terreno. O sistema é composto pelos alvos que ficam cravados no solo em profundidades pré-estabelecidas, tubo guia, e sonda magnética de leitura. A descida da sonda através do tubo guia permite a identificação da posição dos anéis instalados uma vez que emite um sinal sonoro quando sob influência do campo magnético. No substrato rígido instala-se um alvo (aranha) de referência, de modo que a quantificação de deslocamentos seja feita em relação a esta posição de leitura. A Figura 2.2 apresenta um esquema de monitoramento dos deslocamentos verticais com o uso de aranhas magnéticas.

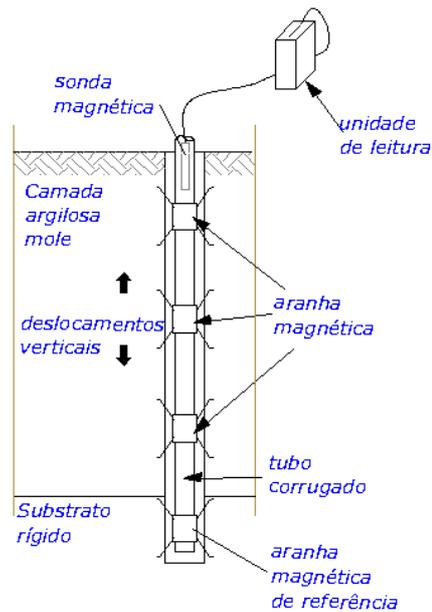


Figura 2.2– Esquema de acompanhamento de deslocamentos verticais por extensômetros magnéticos - aranhas magnéticas

## 2.1.2 Métodos de Controle

Concluída a instalação, o monitoramento da obra deve ser realizado com base em critérios estabelecidos para identificação de limites de tolerância, que uma vez atingidos podem colocar a obra em risco. Os critérios normalmente adotados são discutidos a seguir.

### 2.1.2.1 Evolução dos deslocamentos

A observação de aterros experimentais instrumentados foi passo à fundamentação de diversas metodologias de controle com base na evolução dos deslocamentos. Estudos realizados para obtenção de critérios de alerta sugerem métodos gráficos de acompanhamento os quais estabelecem regiões de estabilidade e instabilidade.

Johnston (1973) propôs como critério de análise de segurança a obtenção de deslocamentos em termos volumétricos, sugerindo que fossem feitas verificações da relação de volumes horizontais totais deslocados ( $V_h$ ) e volumes verticais totais deslocados ( $V_v$ ). Em seu estudo Johnston lançou graficamente os valores de  $V_v$  e  $V_h$  mensurados em diversos estágios de carregamento em dois aterros experimentais (Figura 2.3). Observando os acréscimos de deslocamentos horizontais próximos às superfícies de ruptura, o referido trabalho definiu o traçado da curva A, a qual faz a separação dos pontos estáveis e não estáveis, verificando que

os pontos estáveis apresentavam  $V_v/V_h$  maior que 3,5, e que a distribuição dos pontos de ruptura se dá entre razões de  $V_v/V_h$  de 1,8 a 2,4.

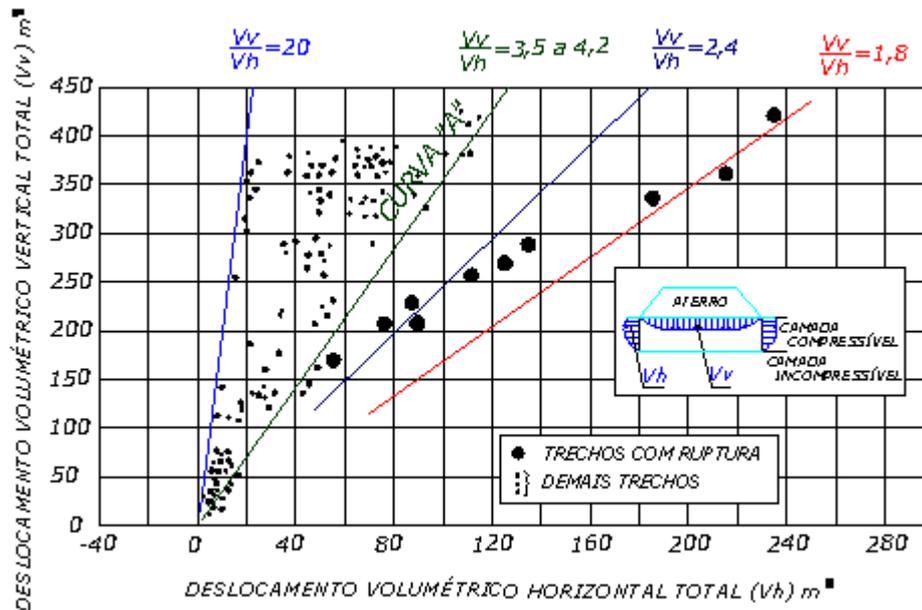


Figura 2.3 – Relações  $V_v$  e  $V_h$  observadas por Johnston (1973)

Marche e Chapuis (1974), através de medições dos deslocamentos horizontais próximo ao pé do talude de oito aterros, apresentam um critério de análise de estabilidade por um parâmetro adimensional  $R$  (Equação 2.1) que é proporcional ao deslocamento horizontal ao pé do aterro. A metodologia proposta por Marche e Chapuis visa a obtenção de uma relação de controle que contemple o fator de segurança *versus* deslocamento horizontal. Os referidos autores verificaram que para fatores de segurança maiores que 1,4 os deslocamentos horizontais eram pequenos, com predição possível pela teoria da elasticidade, e parâmetro  $R$  abaixo de 0,16.

Sandroni et al (2004) salienta a importância teórica da avaliação de deslocamentos horizontais e variação de carga proposta por Marche e Chapuis, porém observa como limitação do método, a dificuldade de obtenção e imprecisão de valores do Módulo de Young não-drenado, necessário à determinação de  $R$  segundo:

$$R = \frac{\rho_h \cdot E_u}{\Delta q \cdot B} \quad (\text{Equação 2.1})$$

onde  $\rho_h$  é o acréscimo de deslocamento horizontal,  $E_u$  é o módulo de Young não drenado referente à parte superior da camada de argila mole,  $\Delta q$  é o acréscimo de carga no aterro e  $B$  é a largura total do aterro.

Matsuo e Kawamura (1977) através de estudos numéricos e resultados de aterros instrumentados propõem um método de controle de estabilidade com base no recalque no centro do aterro ( $d$ ) e deslocamento horizontal superficial no pé do aterro ( $h$ ). O método consiste em lançar graficamente a relação  $h/d$  e  $d$  e observar sua evolução à medida que o aterro é construído. Para padrão de julgamento, os autores definiram curvas conforme o exemplificado na Figura 2.4, correspondentes à ruptura (curva 1), a 90% da ruptura (curva 2) e 80% da ruptura (curva 3). Pontos acima da curva 2 seriam considerados instáveis. Porém Sandroni et al (2004) revela insucesso na aplicação do método em aterros instrumentados levados à ruptura (Sarapuí e Jaturnaíba), sendo que a posição das medidas no gráfico  $h/d$  e  $d$  lançado por Sandroni, foi abaixo da curva 3 a qual deveria caracterizar estabilidade.

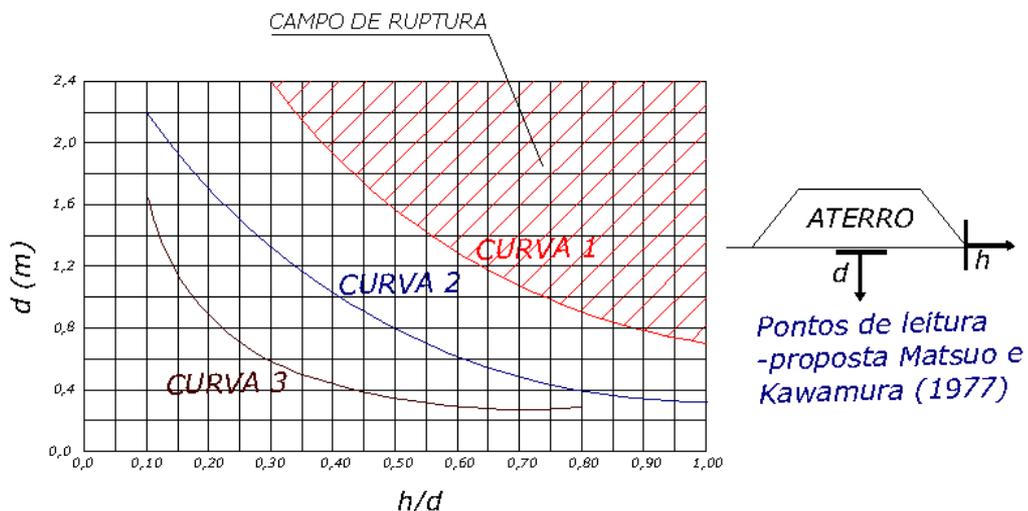


Figura 2.4 – Método de Matsuo e Kawamura modificado de Sandroni et al 2004.

Estudos estatísticos para obtenção de curvas típicas de  $\delta h$  (deslocamentos horizontais) com a profundidade foram realizados por Bourges e Mieussiens (1979). O método empírico proposto sugere a previsão dos deslocamentos horizontais máximos ( $\delta h_{\max}$ ) no final do adensamento através dos valores normalizados pelo valor da espessura da camada compressível ( $D$ ), conforme ilustrado na Figura 2.5.

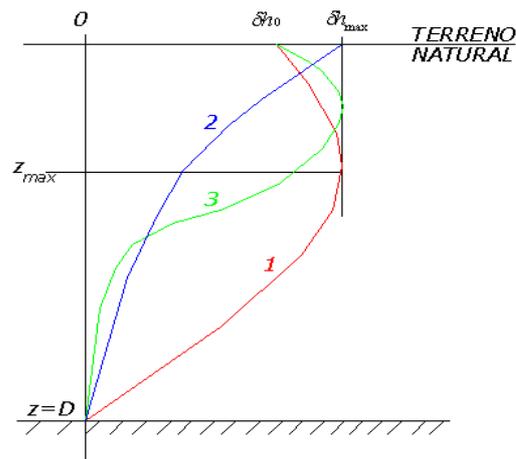


Figura 2.5 – Perfis de deslocamento horizontal de Bourges e Mieussiens.

Onde: Curva 1 – medições ao pé do talude (fase elástica e em escoamento). Curva 2 – medições para além do pé do aterro. Curva 3 – medições ao pé do aterro correspondente ao cisalhamento apenas da camada superior da argila mole, observando que neste caso o deslocamento horizontal máximo é idêntico ao escoamento total da camada como o observado na curva 1.

Porém Bourges e Mieussiens (1979) visando o desenvolvimento de uma metodologia de controle de segurança, verificaram uma dispersão considerável nas análises das curvas normalizadas, definindo somente que para coeficientes de segurança (FS) maiores que 1,3 a relação de  $\delta h_{\max}$  sobre o máximo recalque (s) tem coeficiente igual a 0,16, ou seja:  $\delta h_{\max} / s = 0,16$ . Estas dispersões podem, segundo Brugger (1996), advir de uma análise onde não são consideradas geometria e taxas de carregamento, na medida que estas influenciam diretamente os valores de deslocamentos máximos observados.

Em trabalho de Tavenas et al (1979) são sugeridas relações empíricas de  $\delta h_{\max} / s$  em três situações distintas:

- Durante fase inicial de carregamento quando as tensões atuantes são inferiores às de pré-adensamento (*comportamento elástico*):  $(\delta h_{\max} / s) = 0,18 \pm 0,09$ ;
- Durante o carregamento quando a tensão de pré-adensamento é atingida, e o comportamento passa a ser normalmente adensado e *elasto-plástico*:  $(\delta h_{\max} / s) = 0,91 \pm 0,2$  ;
- Em fase de adensamento:  $(\delta h_{\max} / s) = 0,16 \pm 0,02$ .

A proposta de Tavenas et al (1979) complementa a análise proposta por Bourges e Mieussiens (1979) com a adoção de diferentes critérios de acordo com o tipo de comportamento esperado em relação ao carregamento, ou seja, comportamento elástico, elasto-plástico e processo de adensamento. O método ainda assim é criticado por alguns autores como Almeida (1996) e Sandroni et al (2004) por não abranger considerações a cerca de variações de geometria. Brugger (1996) observa também que as considerações propostas por Tavenas et al (1979) não relacionam fator de segurança com deslocamento horizontal, mas oferecem uma visão de comportamento em termos de tensões efetivas finais e as tensões de pré-adensamento.

A distinção entre deslocamentos imediatos, de adensamento e de creep foi pesquisada por Loganathan et al (1993) originando um método de observação denominado *Field Deformation Analysis* (FDA). O método visa à consideração de volumes horizontais deslocados na previsão de recalques do eixo, fundamentado em dois fatores:

$$\alpha = \frac{\text{volume de adensamento vertical}}{\text{volume de adensamento horizontal}} \quad (\text{Equação 2.2})$$

$$\beta = \frac{\text{volume de creep vertical}}{\text{volume de creep horizontal}} \quad (\text{Equação 2.3})$$

Em trabalho de Oh et al (2007) são detalhados os pormenores da obtenção das relações empíricas entre deslocamento vertical e profundidade na camada de argila mole, também entre as relações de volumes de adensamento e creep (fluência) (Figura 2.6). No referido trabalho são estabelecidos os valores máximos observados para  $\alpha$ , salientando também que a análise deve considerar sempre o conjunto  $\alpha$  e  $\beta$ . Observa-se assim que o método apresenta bom nível de detalhamento e considerável número de aplicações do grupo de pesquisa que o formulou, mas limita-se pela relevância associada aos fenômenos de creep, dificilmente mensuráveis. Segundo a estruturação de FDA em fases de adensamento, as deformações horizontais tendem a diminuir devido à diminuição de volume e aumentar devido ao fenômeno de creep (adensamento secundário), não havendo contextualização dos efeitos das tensões efetivas finais.

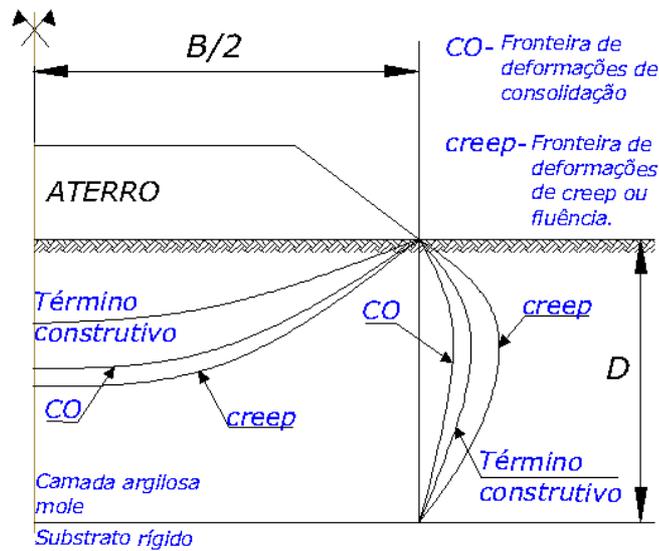


Figura 2.6 – Fronteiras de deformação propostas por Loganathan et al (1993) para obtenção dos volumes de adensamento e creep.

Ladd (1991) afirma que a interpretação de dados de deformações medidas em campo deve seguir um conjunto de julgamentos convenientes à obra e a experiência de observações anteriores, recomendando a utilização dos seguintes métodos gráficos de análise:

- Para detectar zonas fracas e localizar o máximo deslocamento: deslocamentos horizontais ao pé do aterro ( $h_{max}$ ) versus *profundidade*;
- Recalque sob o centro do aterro ( $s$ ) e deslocamento horizontal ao pé do aterro ( $h_{max}$ ) pela altura  $H$  do aterro, para análises potenciais de ruptura;
- $h_{max}$  versus  $s$  para auxílio em análise de resposta drenada e não-drenada
- Avaliações de  $dh_{max}/dt$  e  $dh_{max}/ds$  em função da altura e do tempo, pois há uma tendência de estabilização dos deslocamentos com o tempo. Um aumento dessas relações acarreta em cisalhamentos não drenados e possibilidade de ruptura.

Reconhecida a necessidade de métodos em contemplar as peculiaridades de geometria e taxas de carregamento, a seguir são apresentadas duas metodologias de controle desenvolvidas frente a estas considerações, uma com base nos volumes deslocados (Método dos Volumes) e outra com base no controle das distorções.

### 2.2.2.2 Método dos Volumes Deslocados

O Método dos Volumes Deslocados desenvolvido por Sandroni, Lacerda e Brandt em 1989 para controle de campo da obra do Quebra Mar do Sergipe tem base empírica, e desenvolveu-se no mesmo contexto dos estudos de Johnston (1973), Marche e Chapuis (1974), Ladd (1991), entre outros anteriormente citados.

Utilizando o volume de recalque ao longo da base do aterro ( $V_v$ ) e o volume de deslocamento horizontal ao longo de uma vertical passando pelo pé do aterro ( $V_h$ ) são propostas metodologias de controle pela obtenção das relações  $V_v/V_h$ , quanto às etapas de carregamento e geometria do aterro.

As definições de  $V_v$  e  $V_h$  para os casos de aterros típicos são expostas na Figura 2.7. A Figura 2.7(a) mostra o aterro de “grande largura” onde a largura do coroamento ( $M$ ) é maior que dobro da espessura da camada de solo mole ( $D$ ). O volume  $V_v$  a ser considerado neste caso abrange a região de largura  $(L+D)$ . Na Figura. 2.7(b) detalha-se o caso de aterro simétrico com largura de coroamento menor que  $2D$ , onde  $V_v$  a ser calculado considera a largura  $(L+M/2)$ , ou seja, saia do aterro mais metade da largura de coroamento.

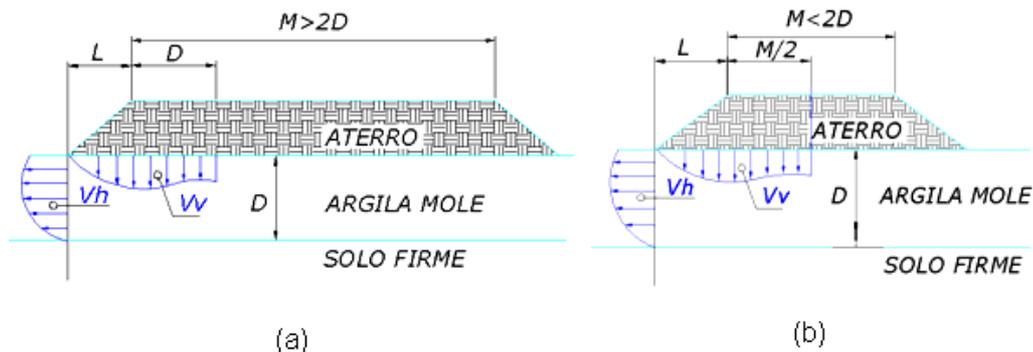


Figura 2.7 – Definição de  $V_v$  e  $V_h$  – (a) aterro de grande largura, (b) aterro de pequena largura.

O método propõe as seguintes hipóteses para controle de estabilidade:

- $V_v/V_h < 3$  – situação instável;
- $3 < V_v/V_h < 6$  – situação intermediária;
- $V_v/V_h > 6$  – situação estável.

A validação destas hipóteses segundo Sandroni et al (2004) foi baseada em estudos de caso [e.g. aterro de Sarapuí – ORTIGÃO 1980; aterro de Jaturnaíba – COUTINHO 1986; quebra mar de Sergipe – BRUGGER 1996; entre outros] e apoiadas em análises numéricas com a aplicação de elementos finitos, simulando carregamento bidimensional para deformação plana em solo isotrópico e não linear. As simulações detalhadas abrangiam casos drenados ( $v < 0,3$ ) e não-drenados ( $v = 0,5$ ), além da variação da largura da saia do aterro. As seguintes observações dão complemento ao método:

- Carregamentos rápidos e situações de ruptura em simulações não drenadas ( $v = 0,5$ ) apresentam  $V_v/V_h$  próximo à unidade, ( $V_v/V_h = 1$ );
- Adensamentos sem ruptura correspondendo às simulações drenadas, resultam valores maiores de  $V_v/V_h$ , com variação ampla, ( $V_v/V_h > 1$ ).

Em resumo o método define: relações de  $V_v/V_h$  próximas à unidade como correspondentes ao comportamento não-drenado; justifica-se o aumento gradativo da relação de volumes pelo processo de adensamento propondo como alerta de instabilidade relações de  $V_v/V_h$  abaixo de 3 e relações correspondentes à estabilidade para valores superiores.

### ***Obtenção de $V_v$***

Para obtenção do volume vertical deslocado ( $V_v$ ) faz-se a distinção em função da largura do aterro de acordo com seguintes casos:

- ***Aterro com  $M > 2D$  (Figura 2.7(a))*** - a largura a ser considerada será a soma da saia do aterro  $L$  com a distância  $D$  a contar da crista do aterro. Em cada etapa construída, deve-se considerar a crista em questão, proporcionando a alteração de  $V_v$  à medida que o aterro é alterado. Neste caso encaixam-se os aterros muito largos, conceituados como “infinitos”. Casos assimétricos de grandes larguras criam a necessidade de detalhamento volumétrico de ambos os lados.
- ***Aterro simétrico com  $M < 2D$  (Figura 2.7(b))*** - para aterros simétricos com largura da crista ( $M$ ) menor que duas vezes a espessura da camada de argila, o cálculo de  $V_v$  leva em consideração a metade da largura da crista.

- **Aterro assimétrico com  $M < 2D$  (Figura 2.8)** - possuindo inclinação de taludes diferentes em cada lado e  $M$  menor que  $2D$ , deverá ser definida a parte de volume que interessa cada lado do aterro, o mesmo a ser considerado quando a espessura de argila varia sob o aterro. Neste caso a obtenção da fração volumétrica de interesse se processa por análise numérica simples, considerando o solo linear elástico para definição da porção  $\beta$  do volume de deslocamento horizontal que ocorre para cada lado. A mesma porção é aplicada ao volume de recalque  $V_v$ .

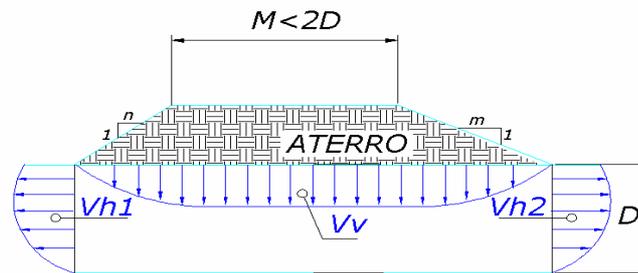


Figura 2.8 – Valor de  $V_v$  e  $V_h$  para aterro de assimétrico

sendo  $\beta$  obtido de simulações numéricas, as relações volumétricas propostas são:

$$V_v = V_{v1} + V_{v2} \quad (\text{Equação 2.4})$$

$$V_{h1}/V_{h2} = \beta = V_{v1}/V_{v2} \quad (\text{Equação 2.5})$$

Logo:

$$V_{v1} = \beta V_v / (1+\beta) \quad (\text{Equação 2.6})$$

$$V_{v2} = V_v / (1+\beta) \quad (\text{Equação 2.7})$$

As recomendadas quanto à precisão de leituras de recalque são de 1mm, com no mínimo 3 pontos de leitura sob a saia do aterro a cada  $D/4$  a contar da crista. As medições devem estender-se  $1,5D$  para dentro do aterro conforme Figura 2.9.

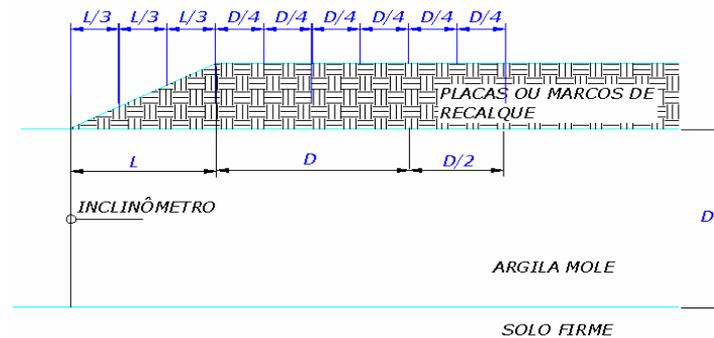


Figura 2.9 – Distribuição recomendada para a instrumentação (modificado SANDRONI et al 2004).

### **Obtenção de $V_h$**

O volume  $V_h$  é obtido pela integração da distribuição de deslocamentos horizontais ao longo da profundidade  $D$ , a qual deve abranger a espessura da camada mole que apresenta maiores deformações. Sandroni et al (2004) recomendam leituras com repetição igual ou menor a 0,2 mm/m as quais são obtidas com inclinômetros de alta qualidade, devidamente calibrados e com garantia de alinhamento das ranhuras.

A orientação do eixo  $A$  referente ao posicionamento do inclinômetro, deve ser definida na direção onde são esperados os maiores deslocamentos. Nem sempre esta é a direção normal a face do aterro mas este é sem duvida o caso mais comum (SANDRONI et al 2004).

Para posição dos equipamentos tem-se como conveniente e padrão a posição no pé do aterro. Porém estudos teóricos (ORTIGÃO 1980, COUTINHO apud ALMEIDA 1996 entre outros) comprovam que deslocamentos horizontais em torno de 20% maiores que os obtidos ao pé do aterro são obtidos em uma vertical a meia distância entre o pé e a crista do aterro.

Para aterros cuja saia é composta por bermas muito largas os autores do método (SANDRONI et al 2004) recomendam que sejam instalados dois inclinômetros, um na parte central da saia e outro no pé, onde o acompanhamento de  $V_v$  e  $V_h$  deve ser realizado para ambos. Observando que para uma dada posição do inclinômetro,  $V_v$  é calculado do inclinômetro para dentro de acordo com a Figura 2.10.

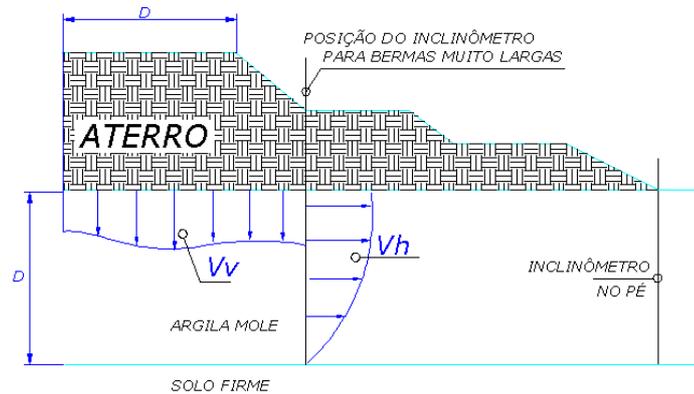


Figura 2.10 – Situação com bermagem de grande largura (modificado SANDRONI et al 2004).

Análises incrementais isoladas não são recomendadas, visto que estas são suscetíveis à flutuação de leituras. Desta forma o método determina que a análise global de risco compreenda análises em termos gerais  $V_v/V_h$  implementada com  $dV_v/dV_h$ , mais análises da evolução com o tempo de  $V_h$  e  $V_v$ .

### 2.1.2.3 Análise de Distorções

O acompanhamento executivo e de desempenho do quebra-mar do Terminal Portuário de Sergipe subsidiou ainda o trabalho de tese de Brugger (1996), no qual além de revisar a aplicação de alguns dos métodos de controle anteriormente citados, é salientada a representatividade de métodos que contemplem taxa de carregamento e geometria. Discutindo também as dificuldades de obtenção das deformações em termos volumétricos em aterros de grandes dimensões, o trabalho de Brugger propõe uma verificação de segurança pelo controle das distorções. A verificação das distorções nada mais é do que a mensuração da variação angular do vetor de deslocamentos relativo a dois pontos distintos num perfil vertical (Equação 2.8). A observação destas segundo Brugger é mais completa que apenas as observações em termos de deslocamentos máximos, pois esta tem relação direta com as tensões cisalhantes (tensões distorcionais).

$$d = \arctg\left(\frac{\delta h_1 - \delta h_2}{z_1 - z_2}\right) \quad (\text{Equação 2.8})$$

onde:

$\delta h_1$  e  $\delta h_2$  = deslocamentos horizontais do solo nos pontos 1 e 2;

$z_1$  e  $z_2$  = profundidades dos deslocamentos horizontais nos pontos 1 e 2.

A análise de distorções também é foco de estudos de Ortigão (1980), Almeida (2000), Rabassa (2010), entre outros, nos quais são buscados limites de distorção máxima, diária ou em relação à taxa de carregamento que venham a definir padrões mensuráveis ao controle de estabilidade de aterros sobre solos moles.

Ortigão (1980) em sua tese, que teve por base a observação dos dados do Aterro I do IPR verificou que este foi levado a ruptura com distorções em torno de 5%. Com base nesta observação o autor adotou como distorções aceitáveis, isentas de princípios de ruptura, aquelas com valores máximos de 3%. Vale observar que tais valores citados foram mensurados em comportamento não-drenado e são ponderados por Brugger (1996) observando que em fase de adensamento as taxas de distorção podem ser maiores que 3% não necessariamente caracterizando ruptura. Brugger (1996) embasa tal consideração nas leituras de distorção de 5% observadas na obra do quebra-mar de Sergipe, sendo este um caso estável de aterro construído em etapas sobre uma camada de 7 m de espessura de argila mole. As observações de Brugger (1996) quanto ao quebra-mar do Sergipe são sumariadas na Tabela 2.2, onde as distorções e conseqüentemente as deformações horizontais são apresentadas como função do aumento das tensões cisalhantes, do adensamento e do creep não drenado.

Tabela 2.2 – Comportamentos típicos e observações de instrumentação (BRUGGER 1996).

<b>COMPORTAMENTO</b>	<b>LEITURAS DE INSTRUMENTAÇÃO</b>
<b>Deformações elásticas</b> com estado de tensões no interior da superfície de plastificação ( <i>comportamento não drenado</i> )	*Distorções pequenas, menores que 1%. *Excessos de poro pressão menores que $\Delta\sigma_{oct}$ <sup>(1)</sup> * $\delta h_{max} \leq 0,20$ s * $s \geq 6\delta h_{medio}$ <sup>(2)</sup>
<b>Deformações plásticas</b> com estado de tensões sobre a superfície de escoamento em <i>comportamento não-drenado sem iminência de ruptura</i> .	*Distorções pequenas, menores que 2%, compatíveis com a deformação cisalhante de ensaios não-drenados antes da ruptura. *Excessos de poro pressão proporcionais a $\Delta\sigma_{oct}$ * $\delta h_{max} \leq 1$ s * $s \geq 6\delta h_{medio}$
<b>Deformações plásticas</b> com estado de tensões sobre a superfície de escoamento em <i>comportamento não-drenado na iminência de ruptura</i> .	*Distorções maiores, de 2 a 4%, compatíveis com a deformação cisalhante de ensaios não-drenados na ruptura. *Excessos de poro pressão maiores que $\Delta\sigma_{oct}$ * $\delta h_{max} \sim 1$ s * $s \geq 3\delta h_{medio}$
<b>Deformações plásticas</b> com estado de tensões sobre a superfície de escoamento em <i>processo de creep não-drenado na iminência de ruptura</i> .	*Distorções maiores, de 2 a 4%, compatíveis com a deformação cisalhante de ensaios não-drenados na ruptura e ensaios de fluência. *Excessos de poro pressão maiores que $\Delta\sigma_{oct}$ * $\delta h_{max} \sim 1$ s * $s \geq 3\delta h_{medio}$
<b>Deformações plásticas</b> com estado de tensões sobre a superfície de escoamento em <i>processo de adensamento sem iminência de ruptura</i> .	*Distorções grandes, maiores que 4%, compatíveis com a deformação cisalhante de ensaios drenados. *Distorções grandes junto às fronteiras drenantes. *Excessos de poro pressão menores que $\Delta\sigma_{oct}$ * $\delta h_{max} < 0,20$ s * $s \geq 6\delta h_{medio}$

Obs:

- (1)  $\Delta\sigma_{oct} = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/3$  - tensão normal octaédrica.  
(2)  $\delta h_{medio}$  - deslocamento horizontal médio.

Os estudos dos aterros instrumentados da Estação de Tratamento de Esgoto Alegria (Rio de Janeiro) por Almeida et al. (2000) refletem o monitoramento de aterros de altura em torno de 2m assentes sobre camada de aproximadamente 12m de argila siltosa muito mole com presença de matéria orgânica, os quais apresentam distorções maiores que 7% com estabilidade. Verificando a dispersão deste com os casos anteriores Almeida et al. (2000) sugere que a análise de estabilidade seja feita a partir da observação de taxas de distorção com o tempo (Equação 2.9), uma vez que estas, segundo o referido autor podem indicar com antecedência a aproximação de grandes movimentações.

$$v_d = \frac{\Delta d}{\Delta t} (\% / \text{dia}) \quad (\text{Equação 2.9})$$

Nos estudos da Estação de Tratamento de Esgoto de Alegria foram computadas taxas de distorção diárias com máxima de 0,15%. Partindo destas observações, Almeida et al. (2000) propõe os seguintes valores de referência para critério de estabilidade em termos de taxas de distorção:

- a) para  $v_d \geq 1,5 \% / \text{dia}$  são aconselháveis medidas de cautela, como interromper o carregamento;
- b) para taxas entre  $0,5 \% / \text{dia} \leq v_d \leq 1,5 \% / \text{dia}$ , atenções especiais são indicadas, uma vez que o processo de plastificação pode estar ocorrendo, mas ainda não ter se propagado totalmente;
- c) para taxas  $v_d \leq 0,5 \% / \text{dia}$  não necessitam grandes preocupações;

Segundo Almeida e Marques (2010) avaliando os critérios propostos por Almeida et al. (2000) cabe ressaltar que um inclinômetro instalado numa região da obra não é garantia de que toda a obra apresenta distorções semelhantes devido a grande variabilidade de estratigrafia e velocidade de carregamento que podem ser diferentes ao longo da obra.

Rabassa (2010) justifica a dispersão dos valores apresentados como sendo associada às diferentes respostas dos materiais de cada fundação estudada, da velocidade de carregamento e da geometria e altura dos aterros. Rabassa (2010) na interpretação das leituras de campo da Obra dos Molhes da Barra do Rio Grande, objeto de estudo do presente trabalho, propõe que por não haver um consenso entre valores que indicassem a eminência de ruptura, esta poderia ser diagnosticada pela tendência observada entre taxa de distorção e evolução do carregamento, também entre distorção máxima e taxa de evolução.

No trabalho de Rabassa (2010) são adotadas as recomendações de Ortigão (1980) e Almeida et al (2000) verificando que enquanto os valores de distorções situavam-se nos valores máximos apresentados em literatura, associados à condição de instabilidade, os valores de taxas de distorção situavam-se na faixa identificada como estável. O que fez Rabassa (2010) identificar as seguintes tendências de comportamento para os molhes:

- a) distorções inferiores a 0,2%: relação linear entre as grandezas medidas, com deslocamentos essencialmente elásticos e reversíveis. Comportamento associado a condições de estabilidade durante o processo construtivo, com fatores de segurança relativamente altos.
- b) distorções inferiores 2%: relação linear entre as grandezas medidas durante a etapa de carregamento. À carga constante, observa-se uma tendência de redução acentuada nas taxas de distorção, até a eventual estabilização das leituras.
- c) distorções entre 2% e 3%: relação linear entre as grandezas medidas somente no início da etapa de carregamento, seguido de uma tendência não linear para distorções superiores a 2%. Após o carregamento observa-se a taxa de distorção permanecendo estável enquanto a distorção cresce continuamente, em um comportamento indicativo de um processo de *creep*. Eventualmente ocorre a estabilização das leituras indicando a estabilidade dos molhes.

Partindo destas considerações, o presente trabalho busca além da contextualização e aplicação de métodos de controle por volumes deslocados, verificar as proposições apresentadas por Rabassa (2010) em termos de distorções, complementando o trabalho com o uso de conceitos de “Projeto Interativo” aplicado à obra de ampliação dos Molhes da Barra.

## 2.2 PROJETO INTERATIVO

Os métodos de controle anteriormente apresentados nada mais são do que partes de um sistema de observação que visa estabelecer critérios de alerta. A definição de instrumentação, acompanhamento e método de controle é base do chamado Método Observacional formulado por Peck em 1969, hoje re-paginado como “Projeto Interativo” (*Interactive Desing*). O intuito de ambos é contornar as incertezas de parâmetros de projeto, estratigrafias e processo construtivo, fornecendo planos de ação frente ao desempenho verificado durante os vários estágios do processo construtivo.

### 2.2.1 Método Observacional

Peck (1981) em artigo discutindo sobre a importância do julgamento tanto na definição de parâmetros de projeto como na aceitação do comportamento previsto por estes, salienta que

nove em dez casos de falha não envolvem erros de teoria (state-of-the-art) ou modelo, sendo função de aspectos que não observados na fase de projeto. O autor enfatiza que mesmo análises computacionais, hoje avançadas e difundidas estão suscetíveis a interpretações errôneas, pois são fruto de idealizações de comportamento. Assim, tendo como senso comum que a resposta em campo dificilmente representa o comportamento ideal, o projetista deve embasar-se no maior número de informações possível, levantar hipóteses de resposta que conjugam execução e comportamento, além de situações críticas para julgar sobre a abrangência do problema.

Neste contexto de projeto e incerteza desenvolveu-se uma metodologia de projeto destinada a complementar as hipóteses iniciais com o processo observacional do problema. O “Learn-as-you-go”, ou “Design-as-you-go”, passa a ser aplicado não como metodologia fundada em conceitos teóricos, mas como prática de campo com o intuito de garantir a segurança, realizando medidas e refinando o projeto inicial de acordo com as observações provenientes da instrumentação. A formulação como modelo foi segundo Peck (1969) discutida após a escrita do clássico “Soil Mechanics in Engineering Practice” de Terzaghi e Peck (1948). Nomeada como Método Observacional, a metodologia de monitoramento e verificação do comportamento inicial previsto, passa então a ser adotada e difundida com o interesse de otimização de projetos geotécnicos.

A aplicação do Método Observacional segundo Peck (1969) deve contemplar:

- 1) Uma exploração suficiente que venha a estabelecer a real natureza, propriedades e padrão de comportamento dos depósitos;
- 2) Uma avaliação da condição de projeto mais provável e da condição mais desfavorável, avaliando também a variabilidade destas;
- 3) Definição de projeto com base nas hipóteses de trabalho, prevendo as implicações do comportamento mais provável;
- 4) Seleção dos efeitos a serem observados, ou seja, mensurados durante o processo construtivo, realizando uma previsão antecipada destes de acordo com as hipóteses de trabalho;
- 5) Cálculo dos efeitos a serem monitorados sob a condição mais desfavorável;

- 6) Seleção de um plano de ação ou modificação do projeto frente a cada desvio significativo dos efeitos mensurados em campo daqueles previstos com base nas hipóteses de trabalho;
- 7) Mensuração das quantidades a ser observadas avaliando as condições atuais;
- 8) Modificação do projeto de acordo com as condições atuais observadas.

Observando a formulação do método verifica-se a interligação existente entre aspectos de instrumentação (mensuração e observação dos efeitos) e estabelecimento de critérios de alerta. Um planejamento adequado com levantamento de todas as possibilidades que podem divergir entre realidade e hipóteses adotadas proporciona uma redução da probabilidade de falha. A probabilidade de falha também é diminuída se a observação proposta é tal que venha a revelar o fenômeno de instabilidade, reportando a necessidade e objetivo de remediação. É importante lembrar ainda que a observação em si trás ainda como benefícios a correção de efeitos observados durante o processo executivo, além da criação de um banco de informações pertinentes da relação construção durante e após processo executivo.

Como atrativo da aplicação do Método Observacional ressalta-se que este torna o projeto mais dinâmico e econômico, com a adoção de coeficientes de segurança menores, desde que aceitáveis, pois o processo de tomada de decisão é respaldado no acompanhamento de campo. Até a postulação do método, as posturas de dimensionamento ou eram conservadoras na aplicação dos coeficientes de segurança ou embasadas em experiências anteriores sem a efetiva similaridade destas. Porém deve-se observar ainda, que o método possui restrições. Segundo Peck (1969) o método não deve ser usado se o projetista não tiver em mente um plano de ação para uma situação desfavorável apontada pela observação, ou se o obra em si não permitir ajustes de projeto/execução durante a fase executiva.

### 2.2.2 Projeto Interativo

Despontando com o título de Projeto Interativo (*Interactive Design*), esta ferramenta de acompanhamento e adequação de projetos tem sua base cunhada na Metodologia Observacional. Não diferindo deste último método, o Projeto Interativo é uma posição de projeto que permite ao projetista através do monitoramento da obra, fazer as alterações julgadas necessárias tanto de otimização como de correção executiva, visando dar maior confiabilidade ao processo executivo. Ainda não há consenso claro quanto à distinção entre

Método Observacional e Projeto Interativo. No presente trabalho adota-se a nomenclatura de Projeto Interativo devido à posição de flexibilidade e readequação contínua de projeto, a qual é feita por retroanálise em uma dada etapa construtiva, com posterior extrapolação dos efeitos para etapas subsequentes. Entende-se que no Método Observacional nem sempre está dinâmica é necessária.

O Projeto Interativo vem sendo adotado nas práticas construtivas como ferramenta de ajuste frente às incertezas inerentes de parâmetros geotécnicos, estratigrafias ou até mesmo comportamento característico. Tendo-se demonstrado como ferramenta eficaz no controle de segurança. Vários são os trabalhos atuais [KOVAČEVIĆ e SZAVITS-NOSSAN (2006); OZCOBAN et al 2007; SAGLAMER e ASLAY (2009); OHTA et al (2009); NEGRO et al (2009) entre outros] incorporando o conceito de projeto interativo, que os congressos internacionais passaram a pouco a definir como um campo particular de interesse geotécnico.

Tanto no Projeto Interativo como no Método Observacional, através do conhecimento prévio das características do projeto, define-se: a caracterização do local de implantação da obra; o tipo de comportamento; a previsão dos efeitos na hipótese mais provável e na mais desfavorável; a mensuração dos efeitos; o controle destes de acordo com as previsões prévias; a adoção de medidas corretivas (planos de ação); e a modificação do projeto de acordo com o observado. Valem também as mesmas restrição de aplicação, como a necessidade do projeto ter flexibilização construtiva.

Relatando a experiência croata em projeto interativo, Kovačević e Szavits-Nossan (2006) observam que a base deste método está na tomada de medidas emergenciais quando a estrutura encontra-se em possível colapso diagnosticado pela observação do comportamento solo-estrutura. A observação da obra segundo os referidos autores cria um banco de dados consistente o qual serve de base à aferição das condições de projeto, que pode ser feita por retroanálise, em qualquer etapa construtiva. Como prática relatada por Kovačević e Szavits-Nossan, o acompanhamento executivo de escavações suportadas por cortinas atirantadas permite a verificação de segurança dos tirantes e cortina. No trabalho relatado a verificação de deslocamentos superiores aos previstos forçou a implementação de tirantes suplementares. Ainda, por uma retroanálise verificou-se a necessidade de diminuição da altura e largura de escavação.

A ocorrência de camada de propriedades inferiores às previstas, tornou necessária a modificação de projeto de dois casos de estruturas de contenção apresentados por Saglamer e Aslay (2009). O diagnóstico também foi possível pelo monitoramento dos deslocamentos, os quais tiveram uma modificação abrupta, fazendo com que fosse necessária a investigação das causas desta mudança de comportamento. Ambos os projetos foram modificados no decorrer da obra de acordo com a manutenção da segurança executiva.

Estimativas de custo de manutenção durante a vida útil de uma rodovia japonesa foram estudados por Ohta et al (2009), com a aplicação de elementos finitos na previsão de deslocamentos a longo tempo, de acordo com o processo de adensamento da camada de solo mole subjacente a via. Os autores inicialmente verificaram a confiabilidade dos parâmetros de projeto, por correlações empíricas de umidade, índices de compressibilidade e teor de vazios. Posteriormente avaliaram os efeitos previstos com aqueles monitorados no decorrer da obra, verificando uma boa concordância entre estes. O trabalho propõe uma otimização do custo de manutenção pela aplicação de métodos numéricos tanto no projeto inicial como no decorrer da obra, atualizando a previsão de efeitos.

Em trabalho de Ozcoban et al (2007) é apresentada uma avaliação dos deslocamentos previstos num contexto de aferição dos parâmetros de compressibilidade da camada de base de fundação da barragem de Albey, Turquia. Os referidos autores inicialmente verificaram a confiabilidade dos parâmetros empregados nas análises iniciais de 1966 e os obtidos numa análise executada após término da obra em 1996, observando que estes não possuíam diferença significativa. Partindo desta observação, além de um banco de dados de monitoramento de 1967 a 1983, os autores realizaram simulações numéricas para previsão de poropressões e deslocamentos, verificando que estas apresentavam estimativas realistas do comportamento anteriormente estabelecido. Outro aspecto importante observado no trabalho de Ozcoban et al (2007) reflete a importância do acompanhamento e previsão de poropressões geradas, uma vez que o monitoramento foi responsável pela retirada de 1m de aterro em fase executiva, quando da ocorrência de ruptura em pontos experimentais da obra. Uma previsão consistente do comportamento tensão-deformação-consolidação, segundo os autores, pode contornar as incertezas de medições diretas e dar base à modificação do projeto quando necessário.

De acordo com Negro et al (2009) um projeto interativo aplicado a aterros sobre solos moles é um processo contínuo de avaliação do desempenho, onde as hipóteses de projeto e modelo são

constantemente atualizadas e recalibradas, fornecendo ainda uma previsão final também reavaliada. Esta abordagem, dentro dos princípios estabelecidos, foi utilizada no acompanhamento da obra de ampliação dos molhes de Rio Grande. Conforme detalhado posteriormente, análises numéricas foram realizadas durante as etapas de alteamento dos molhes, possibilitando a cada etapa, refinar as hipóteses de projeto e identificar as condições de drenagem. Cada etapa de ajuste numérico do processo construtivo serviu de base para previsão de comportamento da etapa subsequente.

### 3. OBRA DE PROLONGAMENTO DOS MOLHES DA BARRA

Neste capítulo apresenta-se a obra de ampliação dos Molhes da Barra, bem como a caracterização geotécnica do local de implantação desta e detalhes da instrumentação. As informações discutidas são necessárias às análises numéricas a serem avaliadas nesta dissertação.

#### 3.1 ASPECTOS GERAIS

A obra de ampliação dos Molhes da Barra situa-se nas cidades de São José do Norte e Rio Grande – RS (Figura 3.1). Uma das maiores obras de infra-estrutura portuária do Brasil, possui, além de significativa importância econômica e social, particular interesse geotécnico, uma vez que esta se desenvolve sobre substrato argiloso mole de baixa capacidade de suporte e elevada compressibilidade. O extrato possui espessura em torno de 10m, sendo subjacente a uma camada de vaza de espessura variada (entre 1 e 4m).

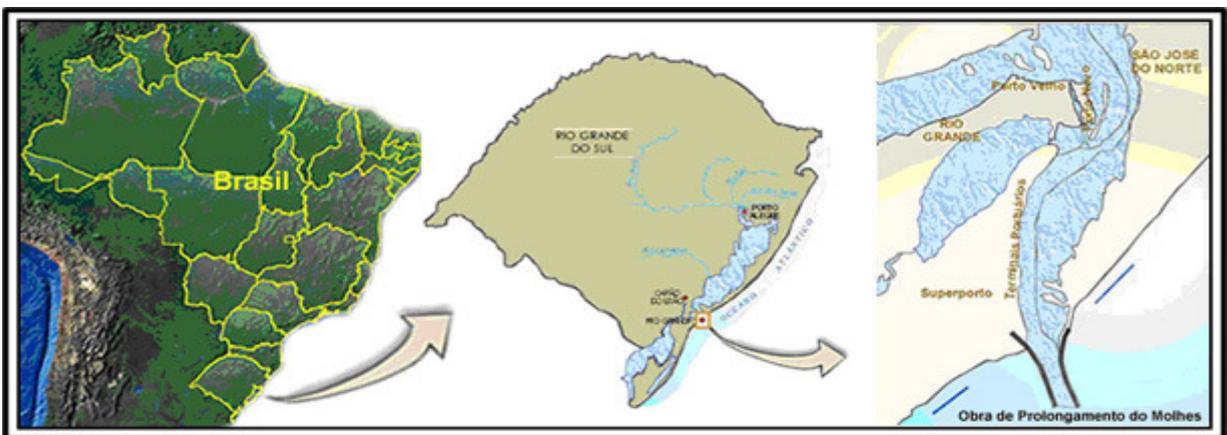


Figura 3.1 – Molhes da Barra – localização.  
Fonte: [www.molhesdabarra.com.br](http://www.molhesdabarra.com.br)

A estrutura inicial dos Molhes da Barra, segundo Pradel (1979) foi executada no período de 1910 a 1915, com avaliação inicial de projeto datada de 1883. O projeto inicial que visava à melhoria da navegabilidade da região foi posteriormente pouco alterado, analisado e aprovado em 1885, com adoção de molhes convergentes. Em 1915, a obra foi entregue com extensão de molhes leste e oeste de 4,2 e 3,2 km, respectivamente, e calado em torno de 8m.

Com a estruturação do chamado SUPERPORTO, complexo portuário composto por diferentes terminais de carga, as atividades de dragagem do canal formado pelos molhes são constantes e necessárias desde então, devido ao aumento de capacidade dos navios de grande porte. Neste contexto, em 2001 com projeto de 1998 desenvolvido pelo Instituto Nacional de Pesquisas Hidroviárias (INPH) foi iniciada a obra de prolongamento dos molhes e aumento do calado para atender à demanda de maiores navios exportadores. Porém em 2002 as obras foram paralisadas e só retomadas em 2007 em caráter emergencial.

A seguir são apresentados aspectos de caracterização do projeto de ampliação dos molhes.

### 3.1.1 Projeto de Ampliação dos Molhes

O prolongamento dos molhes compreende um aumento 370 metros no Molhe Leste, que tem 4,2 quilômetros de extensão, e de 700 metros no Molhe Oeste, cuja extensão é de 3,2 quilômetros. A correção da geometria proposta somada à dragagem possibilitará um aumento da atual profundidade de 14 para 18m. Na Figura 3.2 é apresentada a vista geral dos molhes antes do início de seu prolongamento, enquanto a Figura 3.3 apresenta um esquema da ampliação.



Figura 3.2 – Molhes da Barra – Vista geral.  
Fonte: [www.paipo.com.uy](http://www.paipo.com.uy)

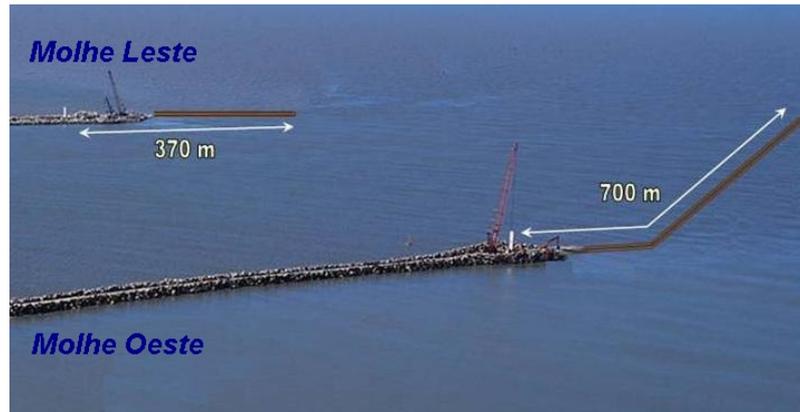


Figura 3.3 – Molhes da Barra – esquema de ampliação.

A seção transversal dos molhes é definida pelas camadas de berma geotécnica, núcleo, subcarapaça, carapaça e fechamento, conforme apresentado nas Figuras 3.4 e 3.5, as quais detalham perfis típicos dos molhes Oeste e Leste, respectivamente. Abaixo se apresentam detalhes das seções tipo das camadas de formação dos molhes:

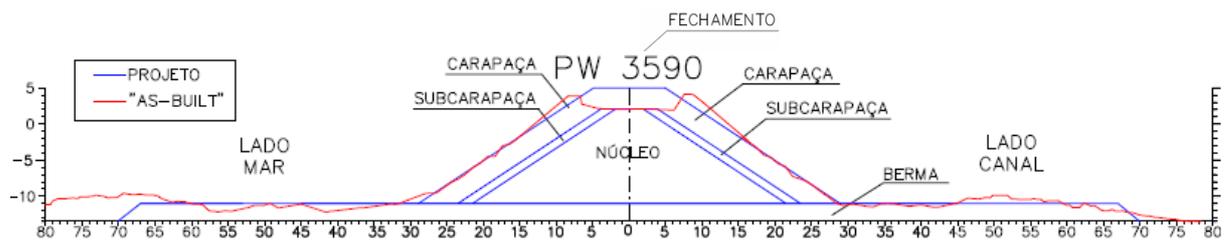


Figura 3.4 – Perfil típico do Molhe Oeste (CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2009)

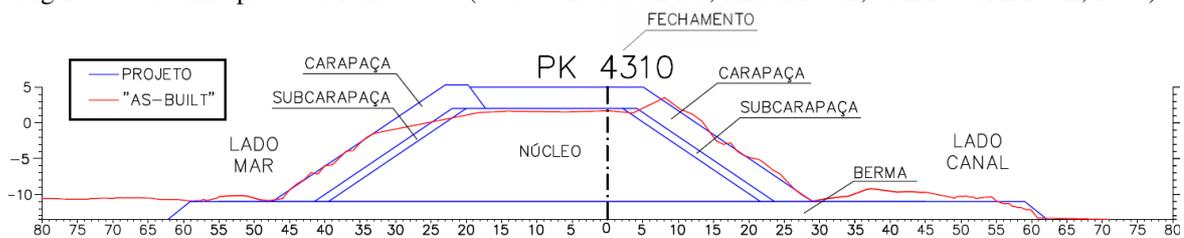


Figura 3.5 – Perfil típico do Molhe Leste (CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2009)

- **Berma geotécnica ou de equilíbrio** - camada longitudinal de enrocamento, formada por rochas de até 1t, que serve de base ao corpo do molhe melhorando as condições de estabilidade;
- **Núcleo** - parte central do corpo do molhe, com função de preenchimento é composto de rochas de até 1t;
- **Subcarapaça** - camada subjacente ao núcleo, composta por rochas de 1 a 2 t. sendo definida como camada de transição entre enrocamento e núcleo;

- **Carapaça** - definida por enrocamentos de 5,5 a 8,5 t., tem função de dispersão da energia das ondas.
- **Carapaça por tetrápodes** - Similar à anterior, com função de dispersão da energia das ondas, proporciona duas vezes maior dissipação de energia que o enrocamento convencional pela substituição deste por tetrápodes, elementos pré-fabricados de concreto com geometria composta pela intersecção de 4 troncos de cone. Estes elementos pesam entre 8 e 12,5 t;
- **Fechamento** - Camada final de preenchimento da plataforma de trabalho, composta por pedras de 3 a 7 t;

Rabassa (2010) apresenta as especificações da execução dos molhes em duas fases distintas, relacionadas ao lançamento das camadas de constituição do molhe, assim, as camadas de berma, núcleo, subcarapaça e carapaça constituem a 1ª fase, e a fase final de fechamento da obra caracteriza a 2ª fase de lançamento. No contexto definido por Rabassa (2010) como 1ª fase, iniciada em 2001, teve-se o lançamento da berma geotécnica em toda a extensão longitudinal do molhe até a cota -11 m, por via marítima. Em 2008 foi lançada a parte inicial do núcleo até a cota -5m. Subseqüente a esta, foram executados o núcleo e subcarapaça até a cota +2m, por ponta de aterro. O término da 1ª fase envolve ainda o lançamento de carapaça, elevando as laterais do corpo do molhe até a cota +5 m.

A 2ª fase que caracteriza o fechamento da plataforma de trabalho foi concluída no Molhe Oeste em julho/agosto de 2010. Já o fechamento do molhe Leste foi concluído em fevereiro de 2011, posteriormente a submissão da presente dissertação. Na Figura 3.6 é ilustrada a divisão das fases da obra, das camadas do molhe, e suas respectivas cotas.

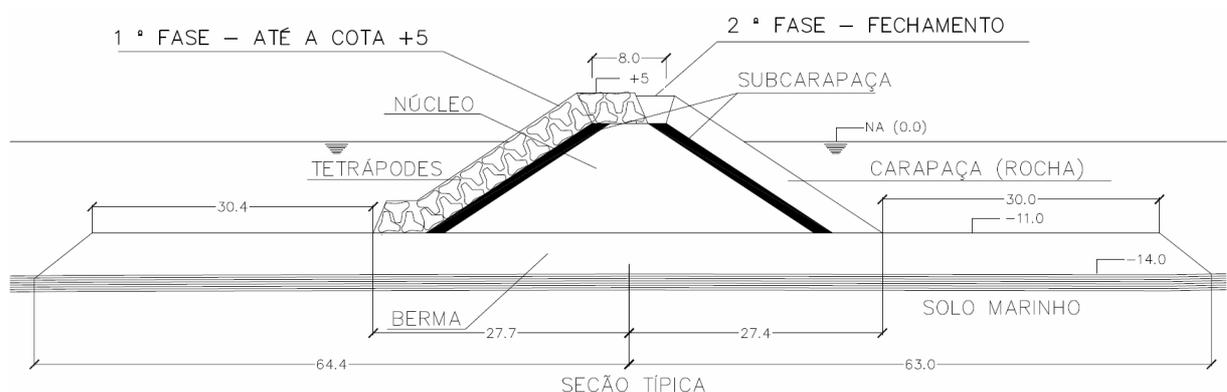


Figura 3.6 – Seção típica com as fases, camadas e cotas do projeto (RABASSA 2010)

## 3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Com o objetivo de definir as características geotécnicas do solo de fundação da obra de ampliação dos molhes, a seguir faz-se o detalhamento dos ensaios “in situ” e laboratório que formam o conjunto de dados referentes às campanhas de investigação executadas na região dos molhes: campanha de 2001, com ensaios de palheta, piezocone, sondagens e coleta de amostras em 5 furos localizados dentro e fora do canal, ao longo dos molhes antigos; e a campanha complementar de 2008, com ensaios de piezocone e amostras Shelby ao longo do eixo de ampliação dos molhes.

Maiores detalhes quanto às técnicas de caracterização utilizadas na obra podem ser obtidos nos trabalhos de Pitanguy et al. (2010) e Rabassa (2010).

### 3.2.1 Caracterização “in situ”

#### 3.2.1.1 Ensaio de Piezocone

O ensaio consiste na cravação de uma ponteira cônica, com ápice de 60°, a uma velocidade padronizada de 2mm/s. Neste processo de cravação contínua são tomadas as leituras da força necessária à cravação da ponteira cônica ( $q_c$ ), do atrito lateral mobilizado ( $f_s$ ) e das poro pressões geradas ( $u$ ). A partir destas medidas são obtidos três parâmetros fundamentais para identificação do tipo de solo:  $B_q = (u_2 - u_0) / (q_t - \sigma_{v0})$  - parâmetro de poro-pressão, ou seja, coeficiente que indica o comportamento da pressão neutra ao longo da profundidade;  $R_f = f_s / q_c$  - razão de atrito; e  $q_t = q_c + (1 - a) u_2$  - resistência total mobilizada, onde “a” é um fator de correção relativo à padronização do ensaio e  $u_2$  poro pressão medida na base do cone. Segundo Schnaid (2000) um perfil piezométrico no qual são plotadas as medidas contínuas de  $q_t$ ,  $R_f$ ,  $u_0$ ,  $u$  e  $B_q$  possibilita a identificação das camadas de constituição do substrato, cujas camadas argilosas moles são identificadas por valores de  $q_t$  baixos e geração de poro pressões  $u$  significativa.

Medida a resistência à penetração do piezocone, esta pode ser empregada na estimativa da resistência não drenada do solo de acordo com:

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{N_{kt}} \quad (\text{Equação 3.1})$$

onde  $N_{kt}$  é o fator de capacidade de carga obtido pela aplicação de teorias de equilíbrio limite ou de relações com a resistência não drenada obtida por ensaios de palheta. A experiência brasileira reporta valores de  $N_{kt}$  de 10 a 20 para solos sobre-adensados e para depósitos normalmente adensados a levemente pré-adensados valores entre 8 e 16 (e.g. Schnaid 2000, 2009).

O ensaio piezométrico permite ainda a obtenção de uma estimativa do histórico de tensão do maciço, o qual é de fundamental importância à análise de comportamento de depósitos de argilas moles. Entre muitas das propostas existentes na literatura, a abordagem estatística de Kulhaway e Mayne (1990) proporciona uma abordagem simples para obtenção do histórico de tensões segundo Equação 3.2:

$$OCR = k \cdot \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}} \quad (\text{Equação 3.2})$$

onde  $k = 0,2$  a  $0,5$ ; com valor costumeiramente adotado de  $0,305$ .

Duas campanhas de piezocone foram executadas na região dos molhes, a primeira em 2001 pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), caracterizou o trecho do molhe antigo, com perfil típico conforme apresentado na Figuras 3.7. A segunda campanha executada em 2008 pela empresa Geofoma Engenharia contemplou a caracterização do eixo de ampliação dos molhes, segundo esquema exposto na Figura 3.8. Na Figura 3.9 é apresentado o conjunto de resultados da campanha de 2008 caracterizando os perfis geotécnicos da região de ampliação dos Molhes Oeste e Leste, respectivamente. Na Figura 3.10 apresenta-se detalhado o ensaio de piezocone da Estaca-1 desta campanha. Já na Figura 3.11 apresentam-se as estimativas do grau de pré-adensamento da região, o qual é apresentado para discussão posterior quando da apresentação dos ensaios de laboratório.

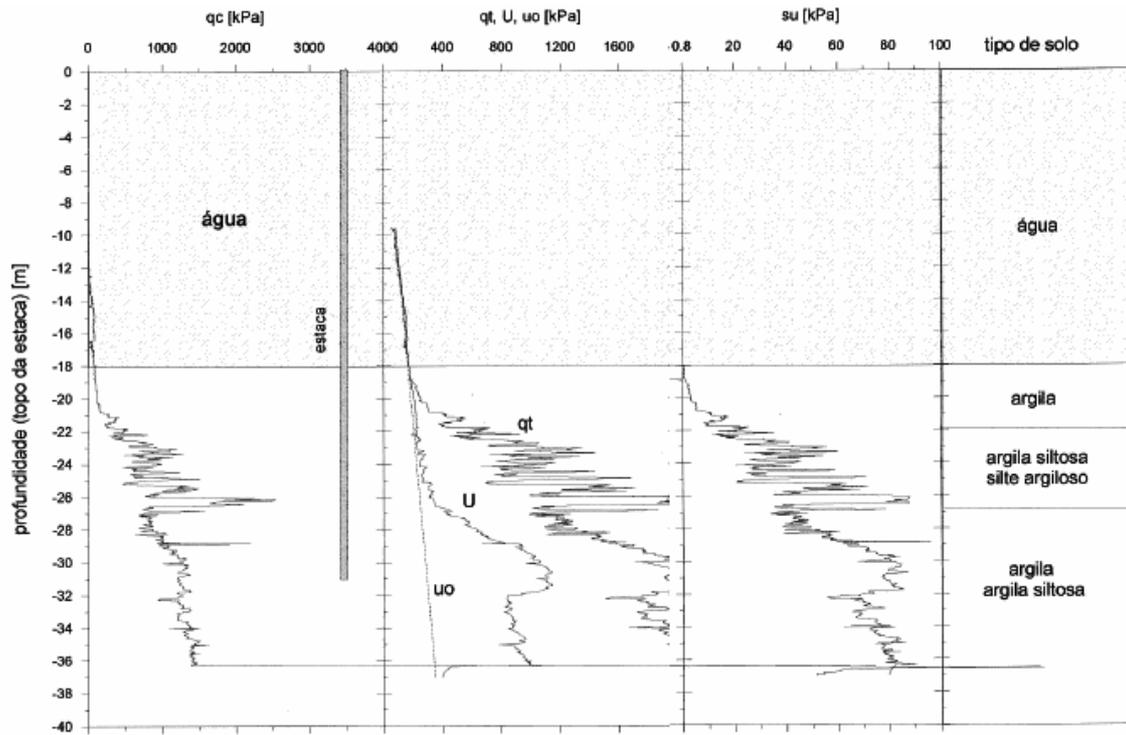


Figura 3.7 – Piezocone estaca 01 – campanhaufrgs 2001 (rabassa 2010).



Figura 3.8 – Esquema da campanha de 2008 (geoforma 2008)

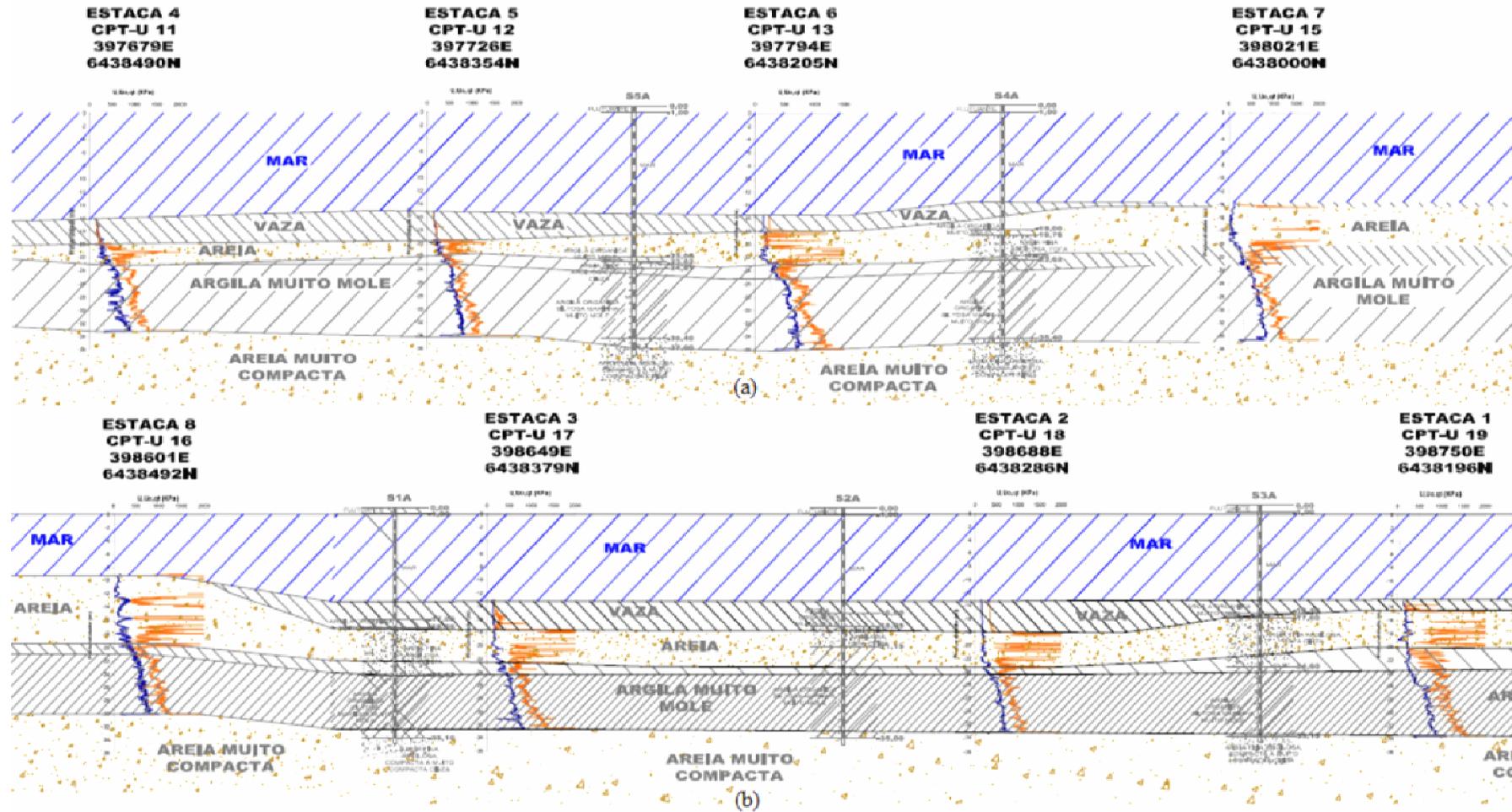


Figura 3.9 – Perfil geotécnico (a) Molhe Oeste; (b) Molhe Leste (GEOFORMA 2008)

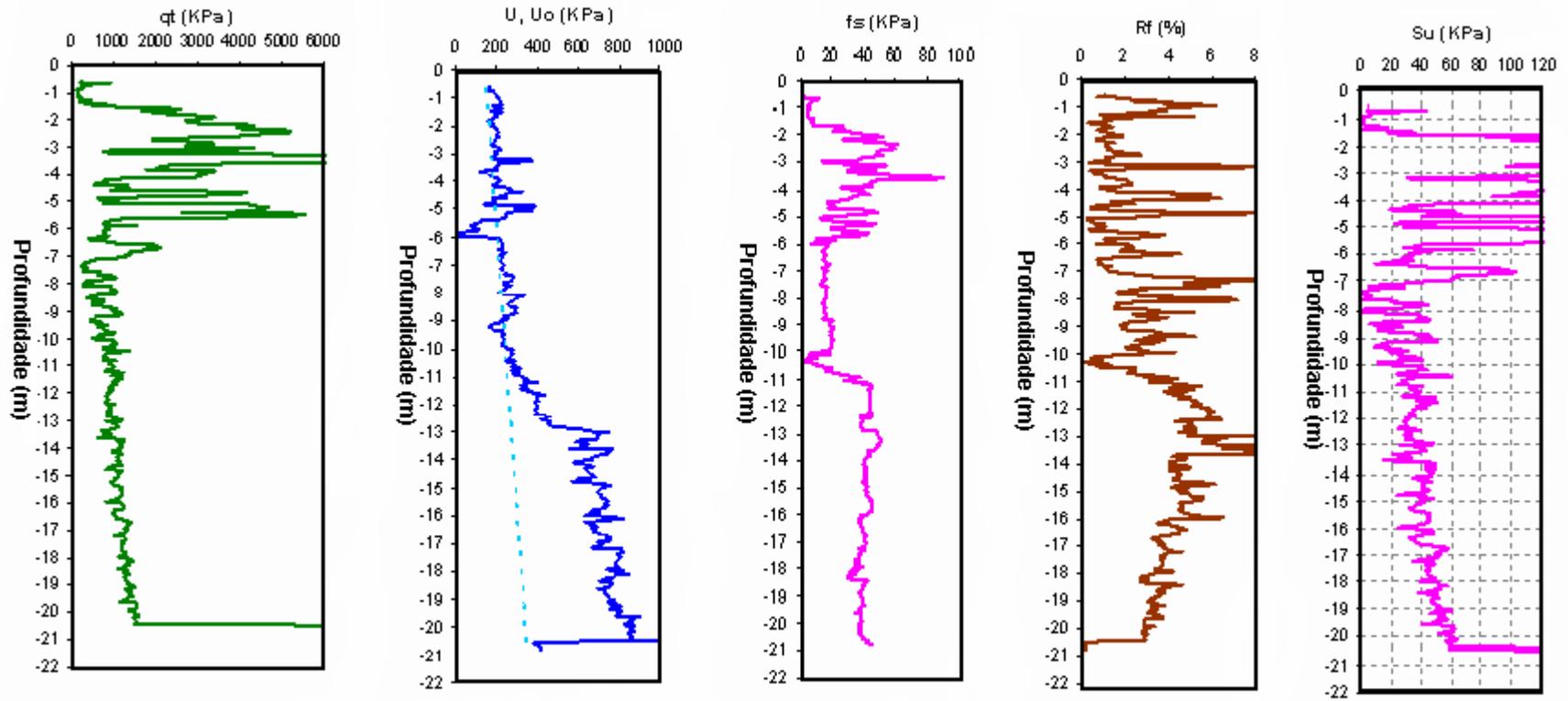


Figura 3.10 – Perfil geotécnico Estaca 01 – Molhe Leste (GEOFORMA 2008)

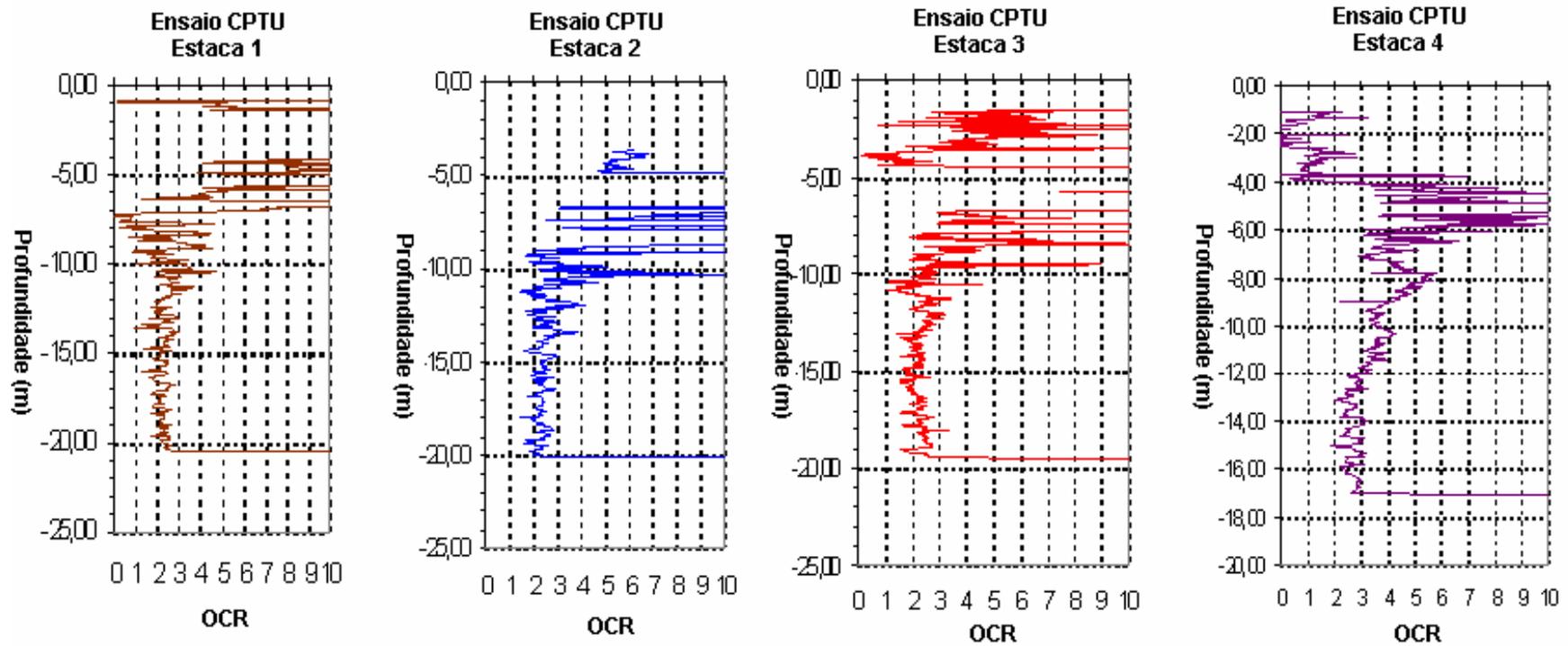


Figura 3.11– Estimativa OCR estacas 1 a 4 campanha 2008.

Observa-se que a campanha de 2008 identifica a ocorrência de material superficial com espessura em torno de 2 a 4 metros, com características de baixa competência, predominância siltosa que foi classificada como vaza. Na campanha de 2001, este era definido como material argiloso. Subseqüente a esta camada observa-se um material com características arenosas/siltosas e espessura em torno de 3 a 5m. A camada de argila mole, especificada como siltosa orgânica adjacente, possui espessura variável no perfil caracterizado, chegando a até 15 metros de espessura, com resistência não-drenada ( $S_u$ ) em torno de 40 à 50 kPa.

Pelas estimativas de OCR (Figura 3.11) observa-se que a razão de sobre-adensamento estimada para a camada argilosa mole, encontra-se na faixa de 1,5 a 2,5, caracterizando um grau de ligeiro pré-andesamento.

#### 2.2.1.2 Ensaio de Palheta (Vane test)

O ensaio de palheta ou *Vane Test* fornece como principal parâmetro a resistência ao cisalhamento não drenada do solo ( $S_u$ ), obtida pelo torque máximo necessário à rotação de uma palheta cruciforme inserida no solo, segundo Equação 3.3.

$$S_u = \frac{(0,86.M)}{\pi.D^3} \quad \text{(Equação 3.3)}$$

onde M é o máximo torque; e D o diâmetro da palheta.

De maneira geral os valores de  $S_u$  para os ensaios de palheta da campanha de 2001, assim como os valores obtidos pelas campanhas de piezocone, forneceram valores que se encontram dentro da mesma dispersão, variando entre 20 e 50 kPa. A Figura 3.12 caracteriza a campanha de ensaios de palheta expressos pela relação  $S_u/\sigma'_{v0}$  ao longo da profundidade. Sabendo que a relação  $S_u/\sigma'_{v0} \approx 0,22$  é balizadora tanto da integridade dos resultados como do grau de pré-adensamento das amostras, observa-se que os valores obtidos na campanha de 2001 FURG caracterizam o perfil estratigráfico da região dos molhes por um comportamento de normalmente adensado a levemente pré-adensado.

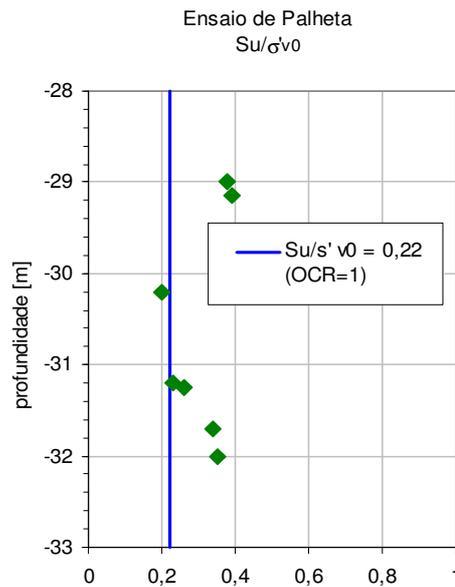


Figura 3.12 – Relação  $S_u/\sigma'_{v0}$  ensaio de palheta campanha 2001 FURG.

## 3.2.2 Ensaio de Laboratório

### 3.2.2.1 Caracterização

As caracterizações dos materiais através de ensaios de laboratório envolveram: a determinação da distribuição granulométrica; densidade real dos grãos; limites Atterberg (limite de liquidez - LL, limite de plasticidade - LP e índice de plasticidade IP); umidade do material ( $w$ ) e teor de argila. A Tabela 3.1 apresenta um resumo dos ensaios de caracterização com as respectivas normas que orientam sua execução e interpretação. Observa-se que os ensaios foram realizados após secagem prévia do material, de acordo com as recomendações normativas.

Tabela 3.1 – Ensaio de caracterização vs. norma

<b>ENSAIOS</b>	<b>NORMA</b>
<i>Limite de Liquidez (LL)</i>	<i>ABNT NBR – 6459</i>
<i>Limite de Plasticidade (LP)</i>	<i>ABNT NBR – 7180</i>
<i>Análise Granulométrica</i>	<i>ABNT NBR – 7181</i>
<i>Densidade real dos grãos</i>	<i>ABNT NBR – 6508</i>

Na tese de Rabassa (2010) é apresentada uma compilação e interpretação dos dados relativos às caracterizações obtidas nas duas campanhas, de 2001 e de 2008. No presente trabalho detalha-se com maior rigor a campanha feita em 2008, a qual foi empregada na aferição dos parâmetros de projeto, apresentanda no Capítulo 5.

Neste contexto, a campanha de 2008 define a caracterização de amostras retiradas a duas profundidades, de 2 metros (ARG2m) e 6 metros (ARG6m) a partir do fundo marinho, por amostradores tipo Shelby com diâmetro de 4''. Vale ressaltar que estes níveis correspondem às profundidades de 25m e 29m. Na Figura 3.13 são apresentadas as distribuições granulométricas das respectivas amostras.

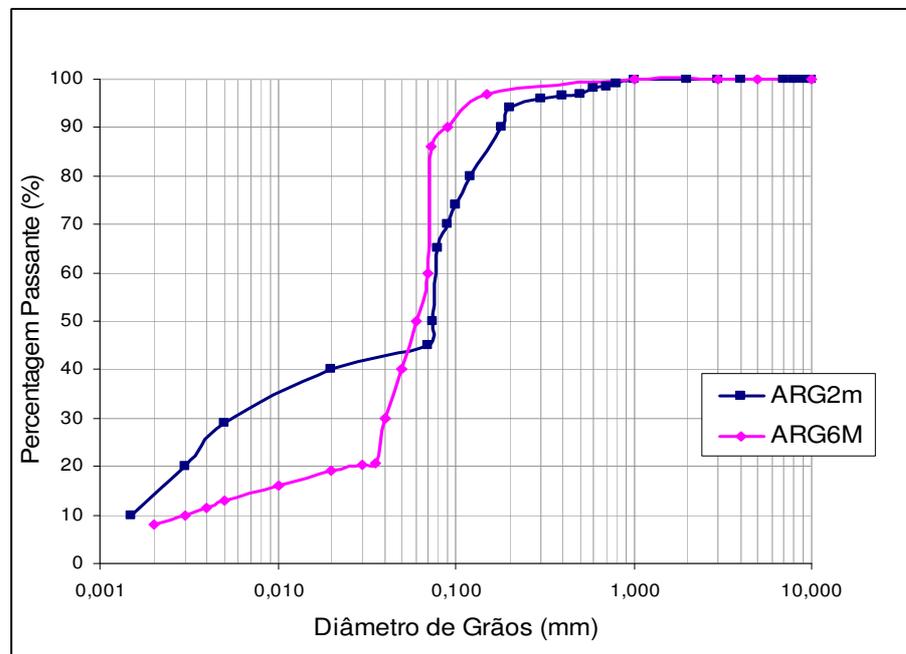


Figura 3.13 – Distribuição granulométrica amostras ARG2m e ARG6m.

Verifica-se que a constituição do material ARG2m, é composto em sua grande parte é de fração arenosa (63,4%) e siltosa (21,6%), sendo que a fração de argila encontrada foi da ordem de 15,0%. Para o material definido como ARG6 tem-se uma fração arenosa de 44% e silte 44,6%, sendo a fração argila da ordem de 8,4%. Na Tabela 3.2 são apresentados limites de liquidez, índices de plasticidade, peso específico de grãos, peso específico, índice de vazios, umidade e classificação unificada das amostras. Observa-se em geral que estas são definidas como argilas arenosas de baixa a média plasticidade.

Tabela 3.2 – Caracterização amostras ARG2M E ARG6M.

Caracterização								
Amostras	LL (%)	LP (%)	IP (%)	$\gamma$ grãos (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$	w (%)	Classificação Unificada
ARG2m	70	25	45	26,90	13,14	3,6	127	CH (argila arenosa de alta plasticidade coloração cinza, com presença de fragmentos marinhos)
ARG6m	27	19	8	27,00	17,00	0,856	33	CL (argila arenosa de baixa plasticidade, coloração cinza, com presença de fragmentos marinhos)

Como complemento à análise de caracterização, na Figura 3.14 modificada de Rabassa (2010) são apresentadas a distribuição dos Limites de Atterberg das campanhas de 2001 e 2008 de modo a definir um perfil vertical característico da região dos molhes (Figura 3.14a), mais a distribuição destes limites no gráfico de Plasticidade de Casagrande (Figura 3.14b). Destas distribuições é possível observar, apesar da relativa dispersão, que grande parte das amostras pode ser considerada como argila siltosa de alta compressibilidade (CH) ou argila orgânica de alta compressibilidade (OH).

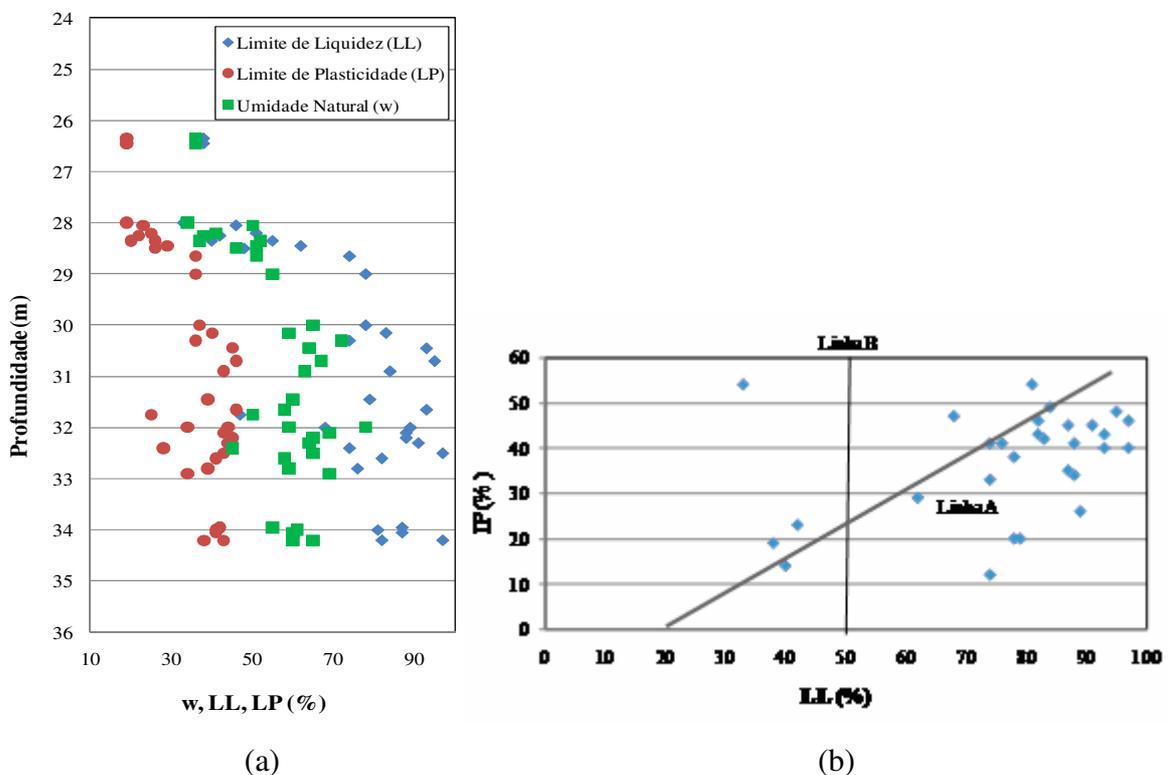


Figura 3.14 – Caracterização do substrato da região dos molhes - (a) perfil de umidades e Limites de Atterberg; (b) gráfico de plasticidade de Casagrande (FURG, 2001 e UFRGS, 2008)

### 3.2.2.2 Ensaio de Adensamento

No ensaio de adensamento vertical, o carregamento é aplicado em incrementos sucessivos sobre a amostra confinada radialmente, monitorando-se a deformação em cada estágio. O ensaio realizado em amostras indeformadas possibilita a determinação dos parâmetros constitutivos que controlam o processo de adensamento em campo:  $C_v$ , coeficiente de adensamento vertical,  $C_c$ , índice de compressão,  $C_{cr}$ , índice de re-compressão e  $\sigma'_{vm}$ , tensão de pré-adensamento.

Na Tabela 3.3 são apresentados os resultados dos ensaios oedométricos referentes à campanha de caracterização de 2001. Em complemento, na Figura 3.15 apresentada por Rabassa (2010) são representados os coeficientes de adensamento ( $C_v$ ), obtidos nesta campanha por correlação aos ensaios de piezocone e determinados em laboratório pelos métodos de Casagrande e Taylor.

Tabela 3.3 – Parâmetros de compressibilidade FURG 2001

FURO	SHELBY	PROF. AMOSTRA (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w(%)	e0	S(%)	$\sigma'_{vm}$ (kPa)	$C_c$	$C_c/(1+e_0)$	$C_r$	$C_s$	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	OCR
1	1	28,5	18	40,6	1,11	98,7	163,0	0,41	0,194	0,045	0,058	66,2	2,5
	3	34,3	16,5	58,8	1,56	100	230,0	0,87	0,34	0,020	0,085	100,7	2,3
2	1	28,6	17,7	37,1	1,08	92,1	120,0	0,42	0,202	0,025	0,060	61,2	1,96
	2	31,85	15,9	63,7	1,75	97	160,0	0,95	0,345	0,020	0,160	88,1	1,82
	3	32,55	15,6	61,1	1,77	92,8	95,0	0,83	0,3	0,050	0,150	91,7	1,04
	4	32,65	15,9	63,4	1,8	96	105,0	0,66	0,236	0,075	0,125	92,3	1,14
3	1	28,6	15,9	58,3	1,62	94,8	125,0	0,77	0,294	0,050	0,150	60,9	2,05
	2	32,05	15,7	66,5	1,87	96,1	32,0	0,67	0,233	--	0,140	81,8	0,39
	3	33,25	15,4	69,2	2,01	94	40,0	0,67	0,223	0,110	0,140	88,9	0,45
	4	34	16,5	61,2	1,64	100	80,0	0,59	0,223	0,041	0,105	93,1	0,86
4	1	24,5	18,6	34,1	0,93	98,3	88,0	0,17	0,088	0,035	0,030	71,7	1,23
	2	28,5	17,3	51	1,39	100	30,0	0,39	0,163	0,100	0,070	108,2	0,28
	3	30,05	15,8	65,8	1,89	95,9	24,0	0,58	0,201	--	0,120	118,1	0,2
	5	31,9	16,9	65,4	1,62	100	12,0	0,45	0,172	--	0,080	133,2	0,09
	6	35,5	15,4	79	2,19	99,2	12,0	0,71	0,223	0,290	0,130	153	0,08
5	1	26,3	19,2	34,8	0,86	100	36,0	0,44	0,237	0,055	0,040	97,9	0,37
	2	27,25	19	31,3	0,86	97,7	90,0	0,13	0,07	0,020	0,020	105,6	0,85
	3	28,6	17,3	45,7	1,25	97,4	120,0	0,50	0,222	0,030	0,080	114	1,05
	4	29,15	16,6	58,7	1,55	100	100,0	0,64	0,251	0,070	0,120	117,7	0,85
	5	30,6	15,5	69,1	1,92	96,7	158,0	1,01	0,346	0,025	0,140	125,9	1,25
	6	31,25	15,6	63,3	1,8	94,2	54,0	0,69	0,246	0,065	0,140	129,8	0,42
	7	32,6	15,9	67,3	1,87	98,3	132,0	0,86	0,3	0,058	0,150	137	0,96

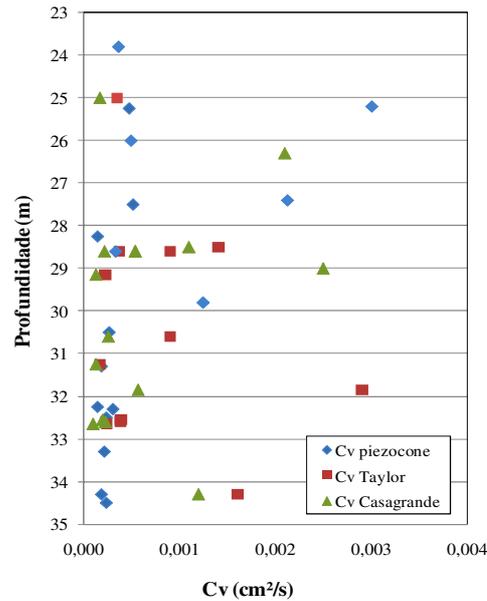


Tabela 3.4 – Resumo dos dados do ensaio de adensamento UFRGS 2008

Ensaio Oedométrico							
Amostra	$C_c$	$C_c/1+e_0$	$C_r$	$C_{cr}$	$\sigma'_{vm}$ (kPa)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	OCR
ARG2m	1,65	0,36	0,25	0,06	9,65	6,28	1,53
ARG6m	0,17	0,09	0,02	0,02	-	42	1

Observa-se em ambas as campanhas que a argila que define a estratigrafia da região dos molhes varia de normalmente adensada à levemente pré-adensada. A definição do grau de pré-adensamento das argilas da região dos molhes também foi discutida por Hallal (2003). O referido autor indica que há uma inconsistência entre os valores de OCR, medidos em ensaio oedométrico e os estimados por piezocone, onde os primeiros acusam uma relação unitária diferentemente da estimada pelo ensaio de campo. Evidências geológicas (DIAS 1995) reforçam a idéia de algum leve pré-adensamento explicado pelas variações de níveis freáticos e escavações para aumento de calado. Como sugestão de Hallal (2003) o solo apresenta uma razão de sobre-adensamento em torno de 1,8. Se observadas as estimativas de OCR apresentadas nas Figuras 3.11, referentes aos ensaios de piezocone de 2008, tem-se boa concordância com o apresentado por Hallal (2003), ou seja, razões de pré-adensamento na faixa de 1,5 a 2,5.

### 3.2.2.2 Ensaio Triaxiais

Ensaio triaxiais CIU (Consolidados Isotropicamente não-drenados) foram executados nas campanhas de 2001 e 2008. Na Tabela 3.5 são apresentados os parâmetros obtidos na campanha de 2001. Nas Figuras 3.16 e 3.17 apresentam-se as trajetórias típicas dos ensaios da campanha de 2001, os quais caracterizam um comportamento pré-adensado para as tensões confinantes menores, tendendo a um posterior comportamento normalmente adensado.

Tabela 3.5 – Resumo dos parâmetros ensaios triaxiais CIU FURG 2001.

FURO	SHELBY	PROF. AMOSTRA (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w(%)	$e_0$	S(%)	c (kPa)	$\phi$ (°)	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	TRECHO Comportamento
1	1	28,15	18,3	32,9	0,89	93,8	15,0	14,5	--	24,3	
	2	32,6	16,2	63,7	1,73	99,3		16,0	--	27,5	
	3	34,5	16,2	57,9	1,6	95,3	75,0	--	0,0	23,4	
2	1	28,1	19,1	34,7	0,9	98,3	0,0	18,4	0,0	22,3	NA
							50,0	5,0	50,0	5,0	PA
	2	31,8	16,2	61,2	1,6	99,1	0,0	15,7	0,0	20,5	NA
							60,0	3,0	50,0	5,0	PA
	3	32,45	16,3	63,9	1,7	98,4	0,0	15,7	0,0	21,8	NA
							30,0	10,0	30,0	10,0	PA
	4	32,75	16,3	61,2	1,7	96,3	0,0	16,9	0,0	21,1	NA
							50,0	3,8	50,0	3,8	PA
3	4	34,2	16	67,7	1,9	99	0,0	13,7	0,0	28,5	
5	4	29,2	16,7	57	1,5	98,1	0,0	15,5	0,0	17,5	NA
							--	--	12,0	15,0	PA
	5	30,3	16,4	56,4	1,6	93,7	0,0	14,8	0,0	20,1	NA
							50,0	2,0	50,0	2,0	PA
	6	30,85	15,9	67,9	1,84	97,4	--	--	0,0	18,9	NA
							40,0	5,7	30,0	10,0	PA
	7	32,45	16,2	60,2	1,68	97,7	0,0	13,7	0,0	18,2	NA
							50,0	3,5	50,0	3,5	PA

Onde: NA – Análise da envoltória no trecho normalmente adensado; PA – Análise da envoltória no trecho pré-adensado.

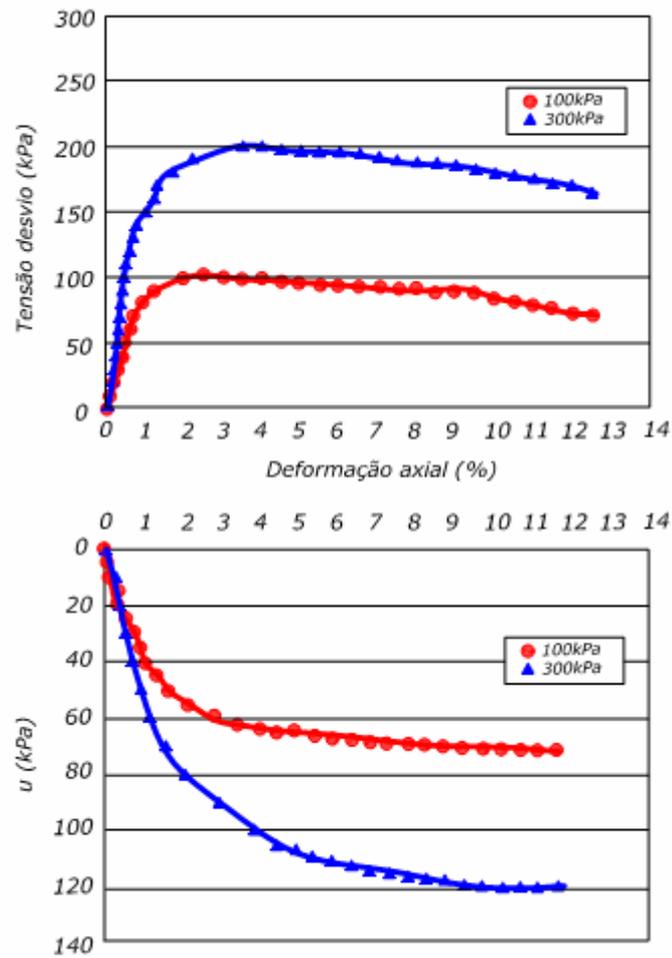


Figura 3.16 – Variação de deformação axial versus tensão desvio e poropressão ensaio CIU, amostra referente ao furo 5, profundidade de 30,3m campanha FURG 2001.

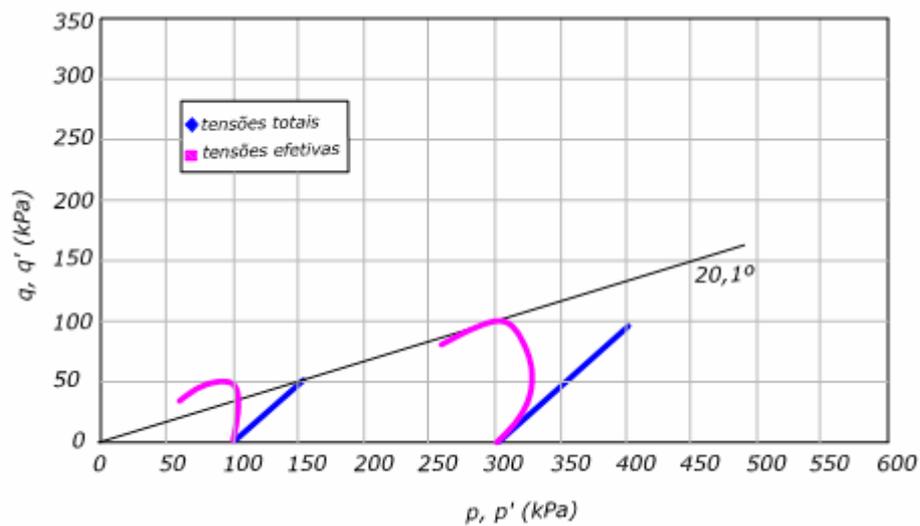


Figura 3.17 – Trajetória de tensões ensaio CIU, amostra referente ao furo 5, profundidade de 30,3m CAMPANHA FURG 2001.

Sequencialmente detalha-se a campanha de caracterização de 2008 utilizada posteriormente para aferição aos parâmetros de projeto.

### **Amostra ARG2m**

As trajetórias de tensões dos ensaios CIU da amostra designada como ARG2m são apresentados nas Figuras 3.18 e 3.19, para tensões confinantes de 50, 100 e 400KPa. Os resultados são apresentados conforme a convenção de Cambridge onde  $q$  e  $p'$ :

$$q = \sigma_a - \sigma_r \quad (\text{Equação 3.3})$$

$$p' = \frac{\sigma_a + 2.\sigma_r}{3} \quad (\text{Equação 3.4})$$

sendo:  $q$  = Tensão desvio;  $p'$  = Tensão média;  $\sigma_a$  = Tensão axial; e  $\sigma_r$  = Tensão radial

Além disto a envoltória define:

$$M = \frac{q}{p'} \quad (\text{Equação 3.5})$$

Usado para definir o ângulo de atrito obtido pela Equação 3.6. Os referidos ensaios caracterizam portanto,  $M$  de 1,06 resultando em um ângulo de atrito de 26°.

$$\phi = \text{a sen} \left( \frac{3M}{6 + M} \right) \quad (\text{Equação 3.6})$$

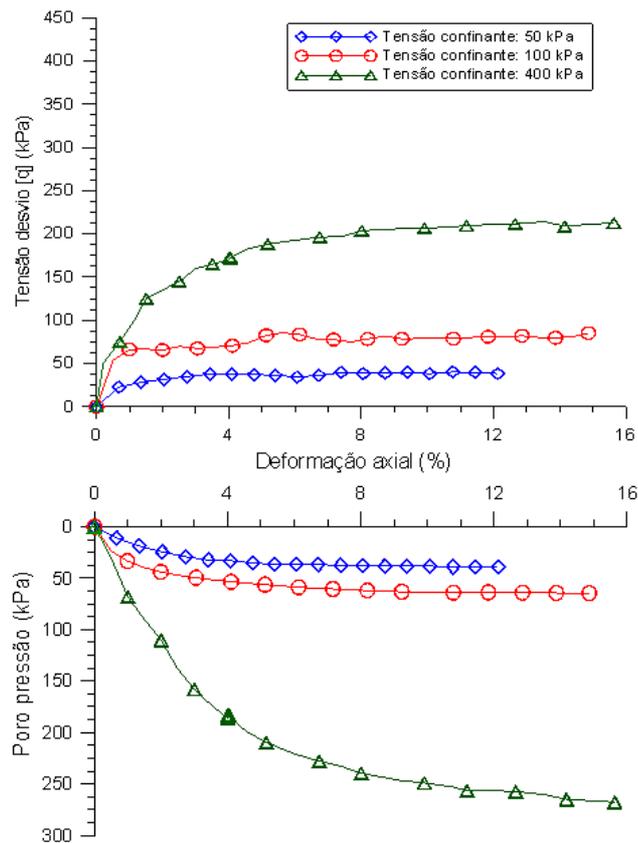


Figura 3.18 – Variação de deformação axial versus tensão desvio e poropressão ensaio CIU ARG2m.

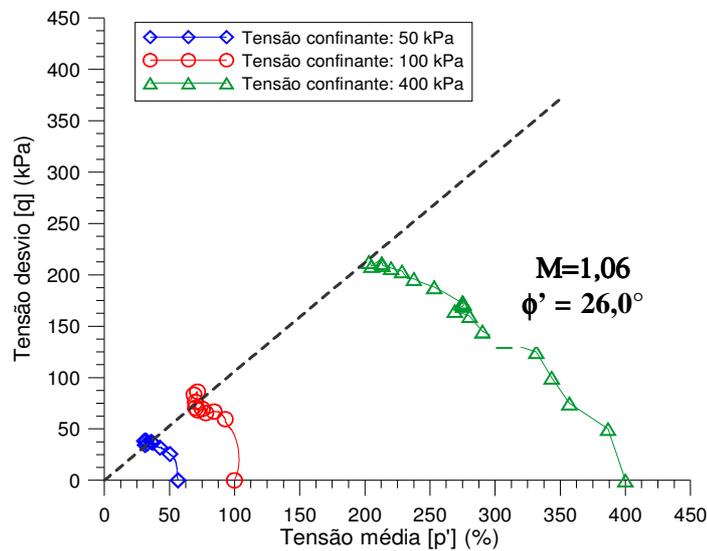


Figura 3.19 – Trajetórias de tensão para amostra ARG2m - tensões confinantes de 50, 100 e 400kPa.

### Amostra ARG6m

De maneira análoga, nas Figuras 3.20 e 3.21 são apresentados os resultados referentes aos ensaios CIU das amostras designadas como argila retiradas à profundidade 6m. Na Figura 3.20 é apresentado o comportamento tensão vs. deformação axial e variação de poro pressão

vs. deformação axial para as pressões confinantes de 100 e 200kPa. Na Figura 3.21 são apresentadas as trajetórias de tensão. Destes resultados define-se um ângulo de atrito de  $29,3^\circ$  correspondendo a  $M$  de 1,17.

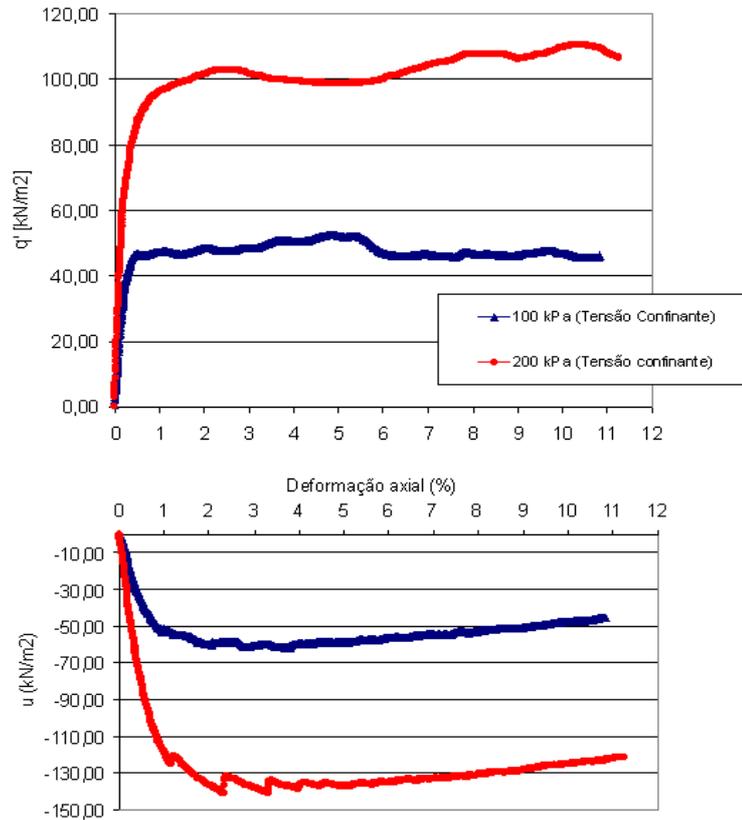


Figura 3.20 – Variação de deformação axial versus tensão desvio e poropressão ensaio CIU ARG6m.

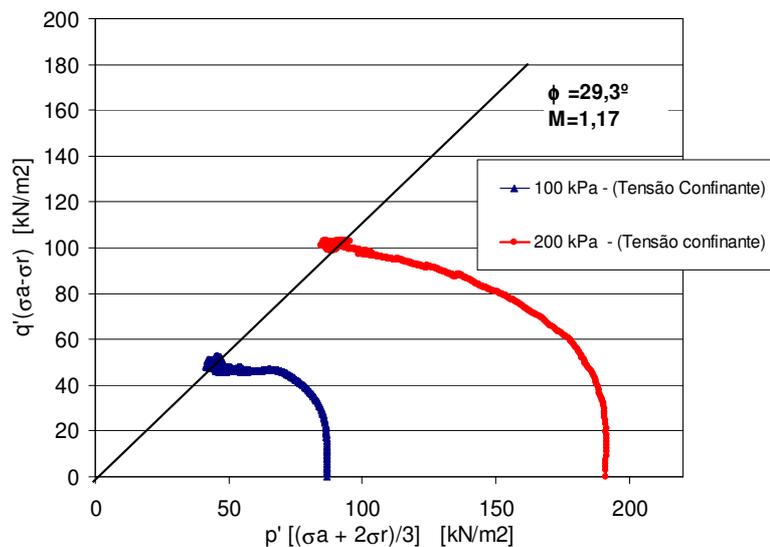


Figura 3.21 – Trajetórias de tensão para amostra ARG6m - tensões confinantes de 100 e 200KPa.

Detalhados os ensaios de caracterização da região dos molhes da barra, faz-se sequencialmente o detalhamento dos aspectos de instrumentação da obra.

### 3.3 INSTRUMENTAÇÃO

Verificada a necessidade e importância de monitoramento de uma obra com as características dos molhes da barra, discutida no Capítulo 2, a concepção geotécnica inicial definiu a instalação de 7 estações de monitoramento, sendo quatro ao lado do Molhe Oeste (MO01, MO02, MO03 e MO04) e três ao lado do Molhe Leste (ML01, ML02 e ML03) (Figura 3.22). Nestas estações, segundo as recomendações expostas na literatura (e.g. Hanna, 1985; Dunningcliff, 1988, Ladd 1991, Sandroni et al, 2004, Almeida e Marques, 2010, entre outras) foram dispostos instrumentos de modo a monitorar deformações laterais (inclinômetros móveis e fixos), deformações verticais (adensamento por extensômetros verticais) e poro pressão (piezômetros elétricos).



Figura 3.22 – Foto aérea com a visão geral das estações de monitoramento (CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2009) apud (RABASSA 2010)

No trabalho de Rabassa (2010) são detalhadas as peculiaridades e aspectos pertinentes do processo de instalação dos instrumentos de monitoramento e especificação destes. Observa-se que devido às condições dificultosas de acesso ao subsolo marinho um sistema de plataformas de acesso foi projetado. Este é formado por uma base de concreto, mais estrutura metálica tubular de 800 mm de diâmetro e plataforma de trabalho em seu topo. Na Figura 3.23 é apresentado um esquema de plataforma de trabalho das estações de monitoramento.

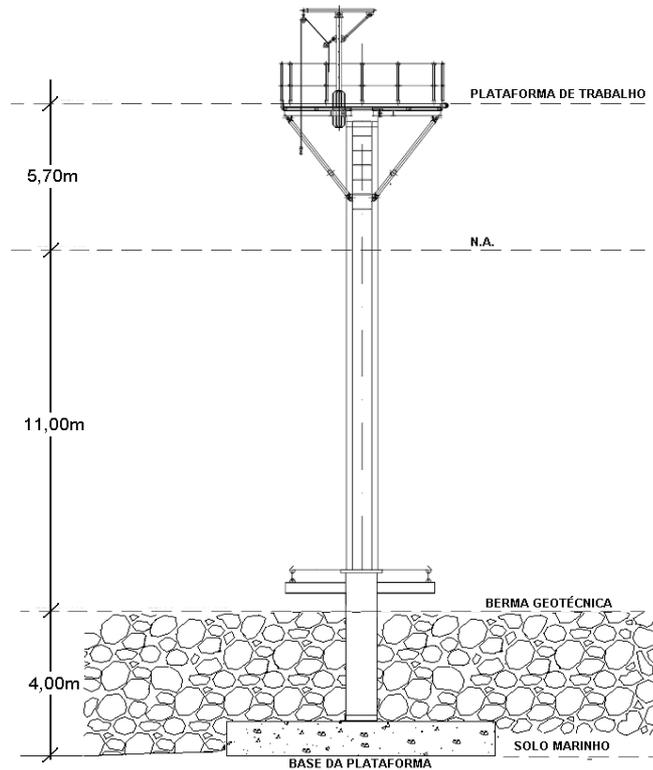


Figura 3.23 – Estação de monitoramento (CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2009)

Na Figura 3.24 apresenta-se um esquema de distribuição dos instrumentos em cada estação de monitoramento, verificando que esta foi especificada respeitando o campo de influência entre equipamentos, segundo os consultores geotécnicos da obra. A Figura 3.25 apresenta a disposição dos equipamentos em planta.

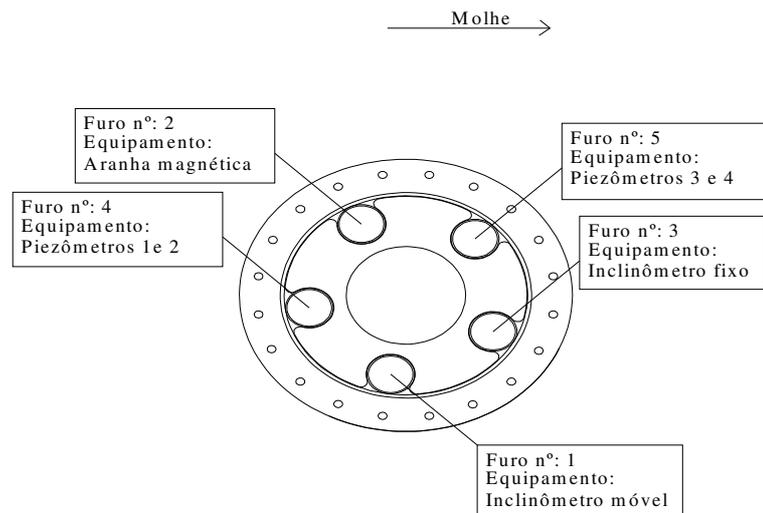


Figura 3.24 – Vista em planta da estrutura metálica tubular com o posicionamento dos equipamentos em uma estação de monitoramento (RABASSA 2010)

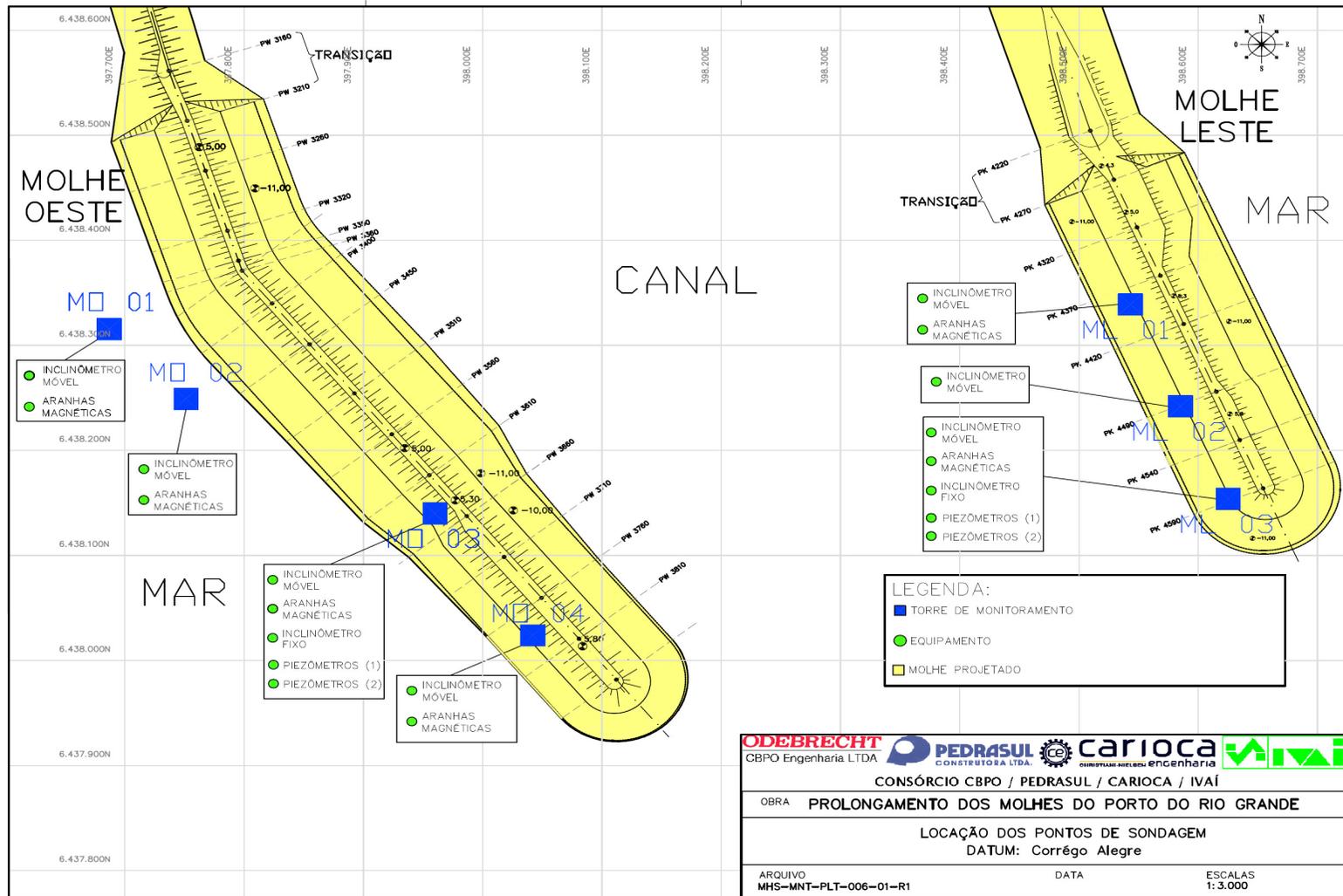


Figura 3.25: Planta baixa dos molhes com posicionamento das estações e distribuição dos instrumentos de monitoramento (CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2010)

A definição do intervalo de leituras foi estipulado como sendo de 2 dias, a aumentar a frequência de acordo com a grandeza e velocidade dos movimentos registrados nas camadas de solo. Os inclinômetros fixos e piezômetros elétricos de corda vibrante, os quais tiveram automação das leituras, possuem registros diários. A seguir apresentam-se leituras típicas da instrumentação dos molhes, as quais foram usadas para aferição do modelo. Estas leituras correspondem à estação de monitoramento MO03, que apresentou deslocamentos significativos durante o transcorrer da obra, e por este motivo foi usada como seção de aferição dos modelos.

### 3.3.1 Inclinômetros

As leituras realizadas nos inclinômetros móveis e fixos são costumeiramente apresentadas de forma gráfica, em termos de deslocamentos com a profundidade, distorção com a profundidade e ou ainda deslocamentos históricos em uma dada profundidade. Desta forma pode-se observar a evolução do comportamento, possibilitando o diagnóstico da profundidade de maior deslocamento, a qual pode vir a definir a passagem de uma superfície de ruptura.

O inclinômetro móvel do tipo torpedo permite a obtenção de leituras em dois eixos ortogonais, na Figura 3.26 apresenta-se a designação dos eixos A e B em relação ao molhe. Nas Figuras 3.27 e 3.28 são apresentadas as leituras de deslocamentos com a profundidade e distorção com a profundidade para o eixo de maiores deslocamentos da estação MO03, eixo AA, transversal ao molhe. Observa-se que as leituras apresentadas foram restritas a uma distribuição representativa do processo executivo, salientando datas construtivas de acordo com a elevação de cotas. Os deslocamentos no eixo BB não são apresentados no presente trabalho, uma vez que todas as análises posteriormente detalhadas são feitas em tensões planas (plain strain) definidas pelo perfil transversal do molhe. Esta posição é coerente devido à significativa dimensão longitudinal do molhe.

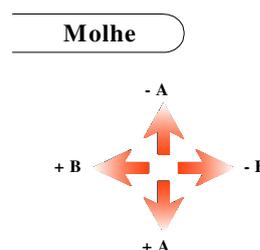


Figura 3.26 – Posicionamento dos eixos de medição do inclinômetro em relação ao molhe.

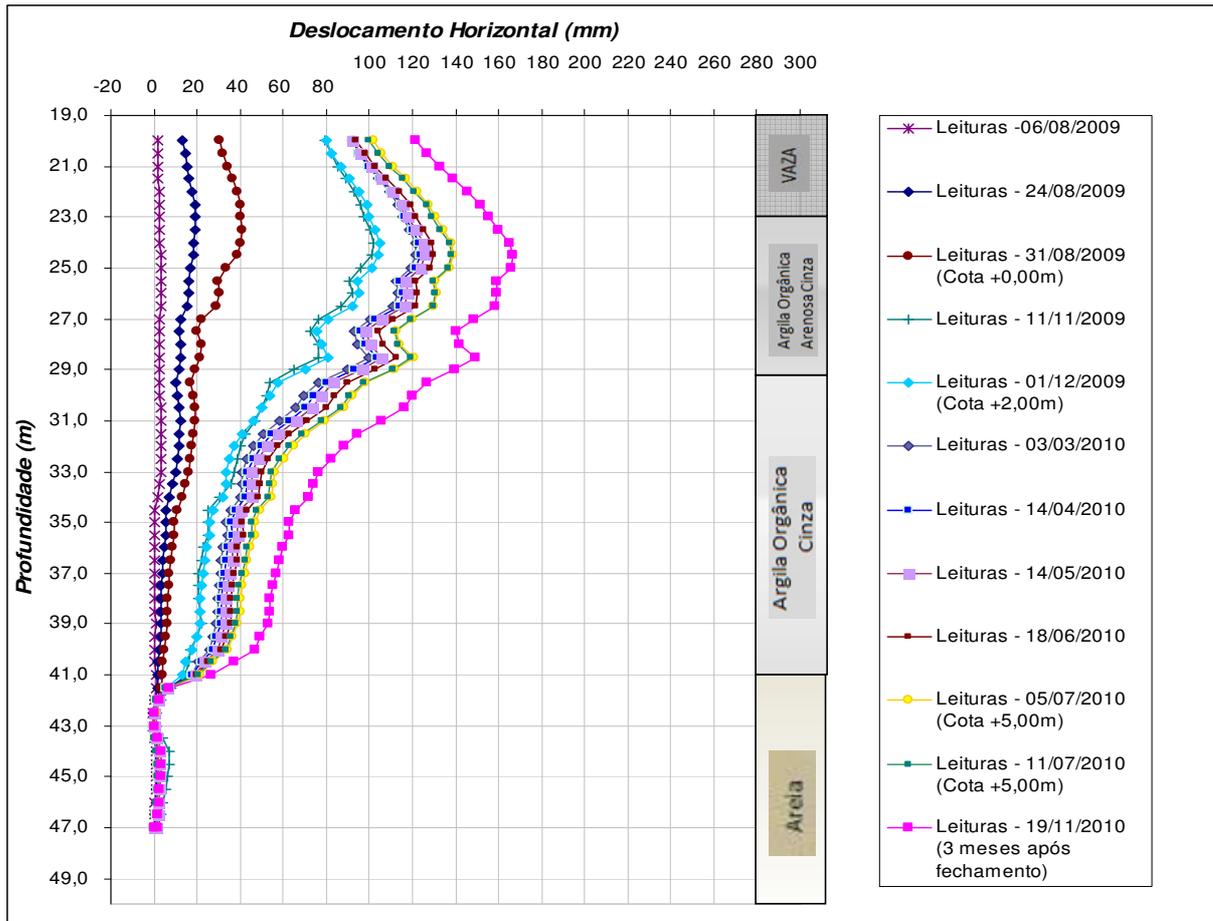


Figura 3.27 – Deslocamentos horizontais eixo AA ao longo da profundidade (modificada GEOPROJETOS 2010).

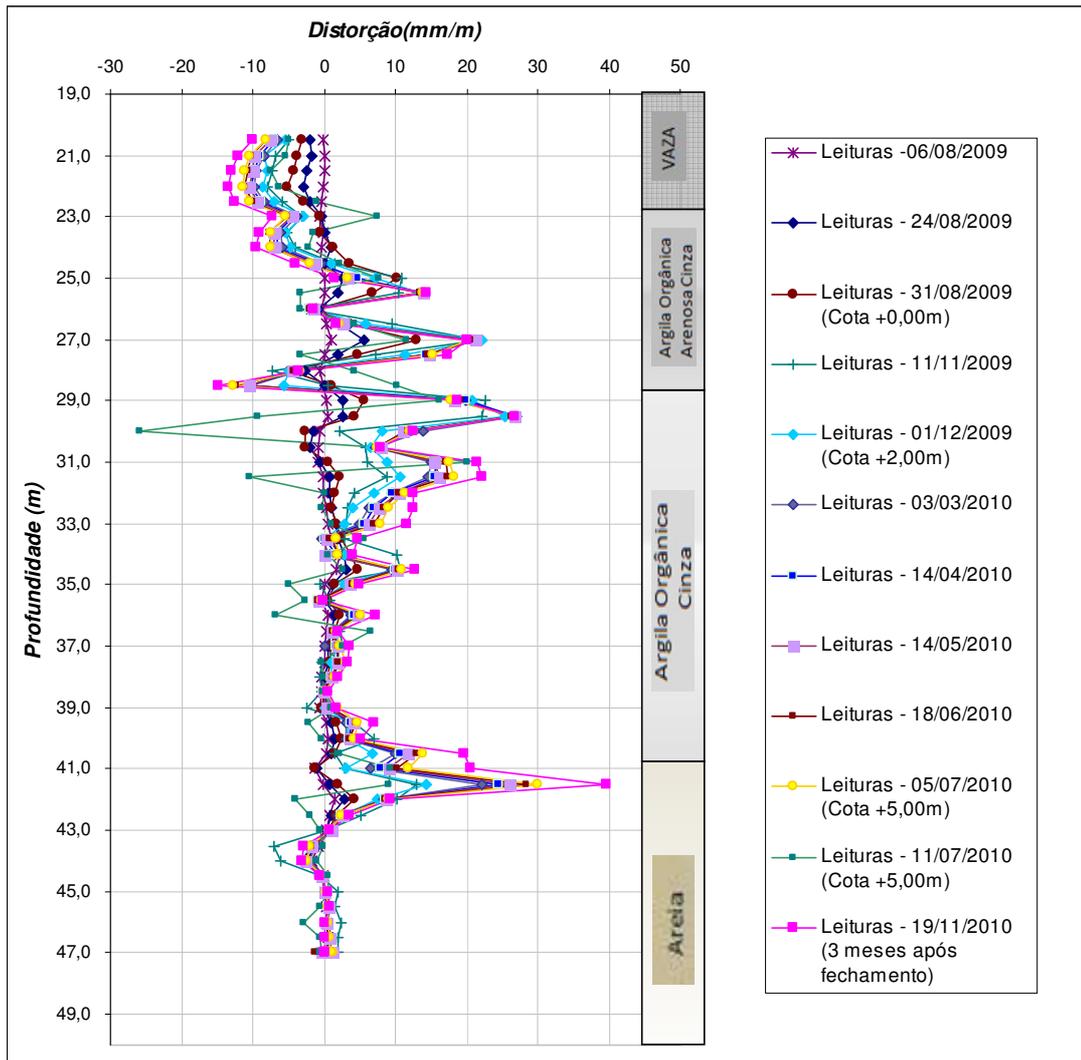


Figura 3.28 – Distorções eixo AA ao longo da profundidade (modificada GEOPROJETOS 2010).

#### Observações das leituras inclinométricas:

- Aumento de deslocamento horizontal e distorções de acordo com a proximidade do avanço longitudinal do molhe;
- Taxas menores de deslocamentos e distorções após a passagem do aterro, quando as cargas permanecem constantes;
- Para o caso observado, a profundidade de 24m se caracteriza como a de maior deslocamento horizontal, com 140mm em fase final da obra. Já em termos de distorção, a profundidade de 41,5 m apresentou valores mais pronunciados em torno de 30 mm/m (3 %), valor este beirando a faixa de distorções,

consideradas como estável, segundo Ortigão (1980). Uma análise mais detalhada da estabilidade das leituras de campo é feita no Capítulo 6 (Projeto Interativo), onde é detalhada a aferição do modelo para postulação de critérios de segurança.

Na Figura 3.29 são apresentadas às leituras do inclinômetro fixo da estação MO03. Observa-se um padrão similar às leituras do inclinômetro móvel. Entretanto não é possível uma comparação direta entre resultados pois os inclinômetros, móvel e fixo, foram instalados em diferentes datas e portanto o zero de referência é distinto para os dois casos.

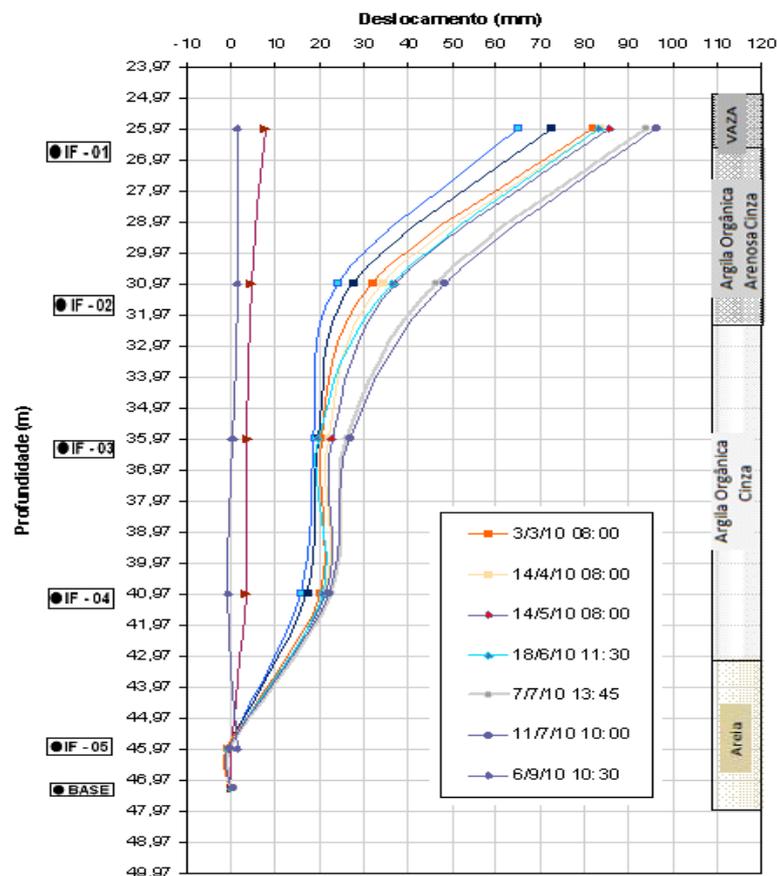


Figura 3.29 – Deslocamentos horizontais ao longo da profundidade, inclinômetro fixo estação MO03 (modificada GEOPROJETOS 2010).

### 3.3.2 Extensômetros verticais (Aranhas Magnéticas)

Os resultados das leituras realizadas com os medidores magnéticos de recalques estão apresentados na Figura 3.30. Esta figura apresenta a evolução dos deslocamentos relativos entre às aranhas 01 a 03 com o tempo. Observa-se que o conjunto de aranhas magnéticas que

define os deslocamentos verticais da estação MO03 foi inicialmente definido pelas aranhas AM-01, situada na camada superficial (cota -19,8 m), AM-02 (cota -21,79 m), AM-03 (cota -27,19 m) e AM-04 (-30,92 m), sendo a aranha magnética AM-05 instalada em maior profundidade (cota -38,07 m), na camada resistente. A aranha AM-04 foi perdida devido a danos no tubo de acesso. Uma vez perdida a referência da camada resistente, os deslocamentos verticais passaram a ser avaliados pelos deslocamentos relativos entre as aranhas, de acordo com o apresentado na Figura 3.30.

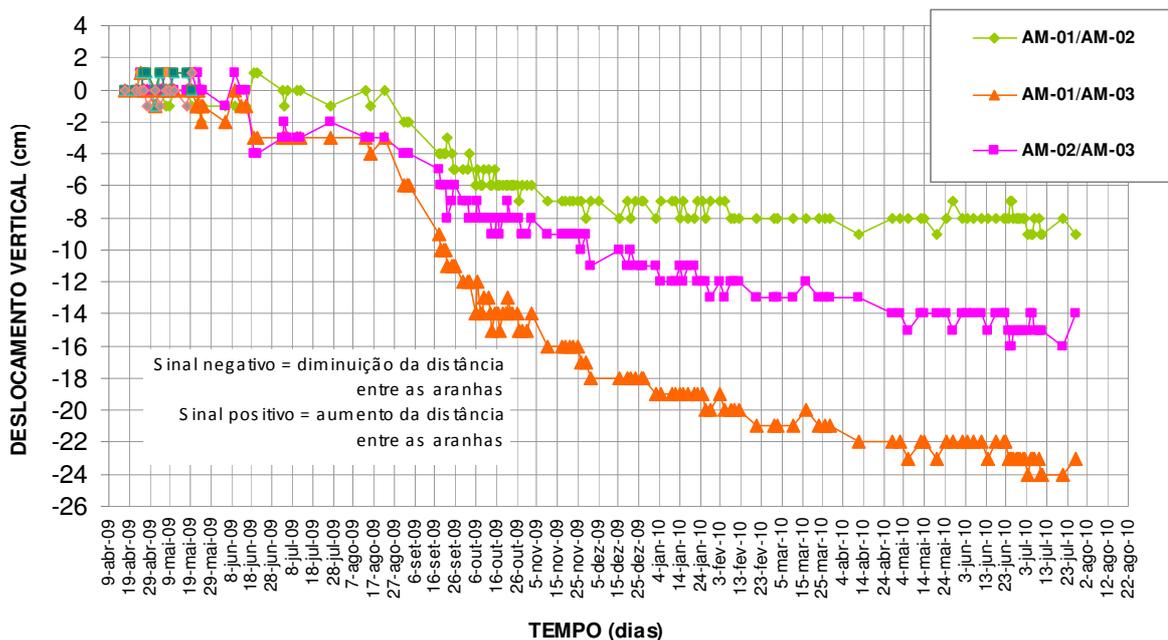


Figura 3.30 – Deslocamentos verticais relativos entre aranhas magnéticas estação MO03 (GEOPROJETOS 2010).

A partir dos resultados apresentados verifica-se que os deslocamentos verticais superficiais ao final do fechamento do molhe oeste (julho a agosto de 2010) foram da ordem de 22cm, segundo deslocamento relativo entre as aranhas AM-01 e AM-03.

### 3.3.3 Piezômetros

O acompanhamento da geração e dissipação de poro pressões é de fundamental importância ao monitoramento do processo executivo e de adensamento. Por este motivo na estação MO03 foram instalados quatro piezômetros nas cotas -25,08 m (PZ-01), -29,58 m (PZ-02), -33,08 m (PZ-03) e -38,58 m (PZ-04). Nas Figuras 3.31 e 3.32, são apresentadas os acompanhamentos típicos de poro pressão com o tempo para os piezômetros PZ-02 e PZ-04,

observando que primeiro caracteriza as poro pressões geradas no centro da camada argilosa, e o segundo caracteriza a profundidade do substrato drenante.

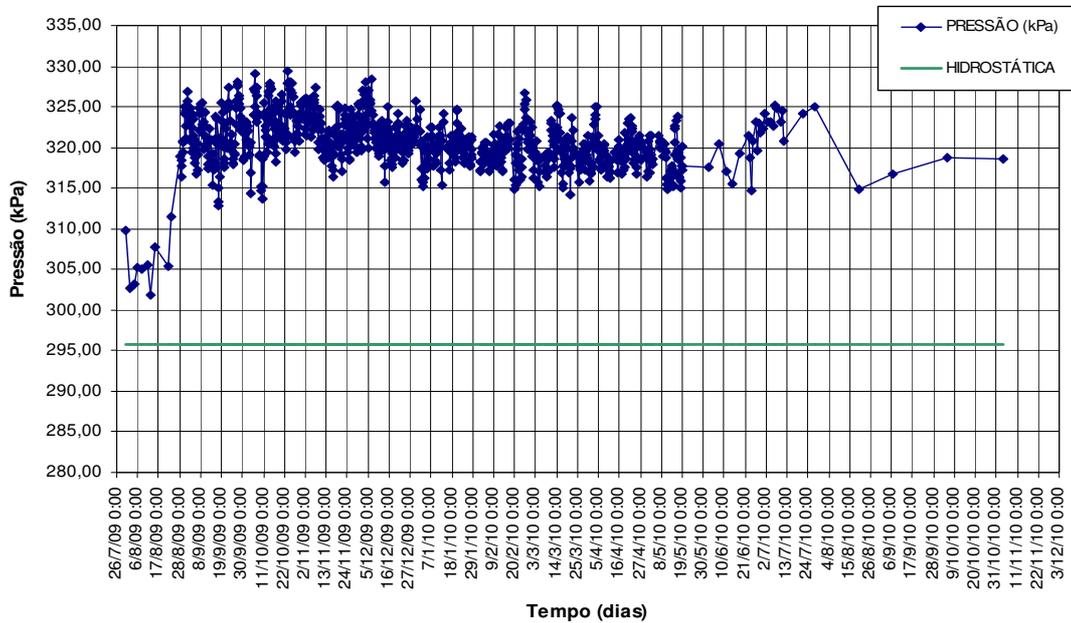


Figura 3.31 – Poro pressão com o tempo, PZ-02 profundidade 29,58m (GEOPROJETOS 2010)

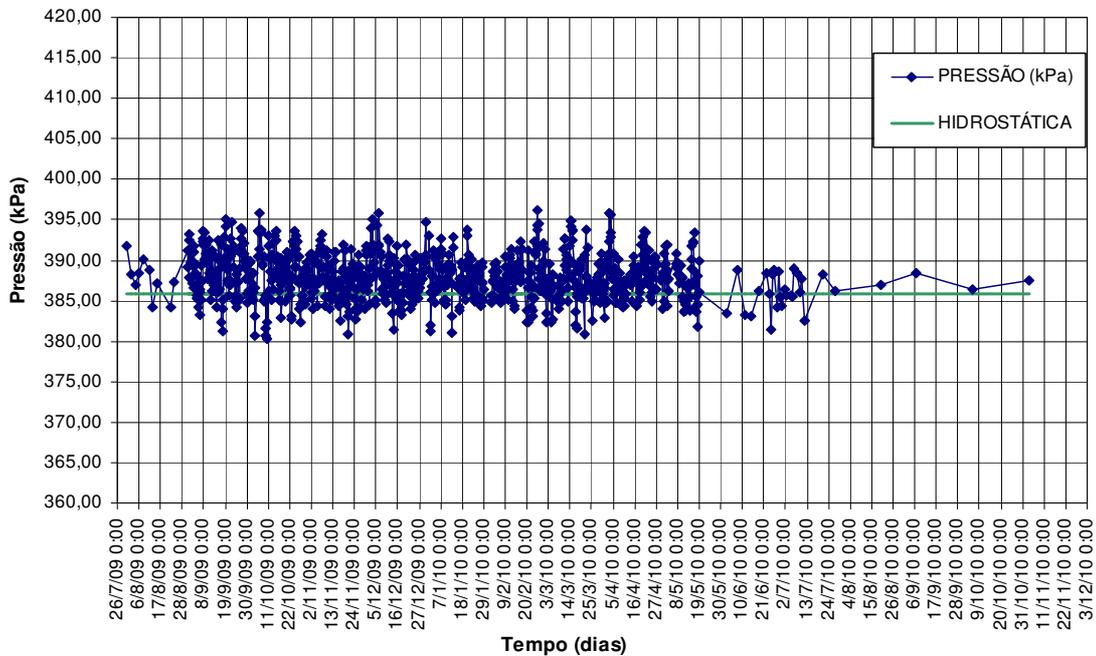


Figura 3.32 – Poro pressão com o tempo, PZ-04 profundidade 38,58m (GEOPROJETOS 2010)

Observações das leituras piezométricas:

- Na profundidade de 29,58 m (PZ-02), houve acréscimo de poro pressão médio de aproximadamente 27 kPa, com o avanço dos molhes, avanço por ponta de aterro a Estação MO03;
- Observa-se discreta dissipação das poro pressões com o tempo após afastamento do avanço construtivo.

Discretizada a obra de ampliação dos molhes da barra, com detalhes de projeto, execução características geotécnicas do local de inserção da obra, somadas ao detalhamento da instrumentação, desenvolvem-se os capítulos de Aferição dos Parâmetros de Projeto (Capítulo 4) e Projeto Interativo (Capítulo 5).

## 4. AFERIÇÃO DOS PARÂMETROS DE PROJETO

Este capítulo apresenta a análise paramétrica da obra de ampliação dos molhes de Rio Grande para posterior definição dos parâmetros constitutivos necessários à previsão de desempenho das diferentes fases executivas. Para um completo entendimento do processo de definição de modelos constitutivos e implementação numérica da obra, inicialmente detalha-se software utilizado e revisam-se modelos constitutivos adotados.

### 4.1 PROGRAMA UTILIZADO

#### 4.1.1 Generalidades

O PLAXIS (Finite Element Code for Soil and Rock Analysis) é hoje um dos mais práticos softwares da área geotécnica, o qual tem em sua base modelos constitutivos elastoplásticos perfeitos e modelos com endurecimento (*hardening*), além do modelo clássico elástico e uma variação do modelo de Cambridge (*Soft Soil*).

Como principais características do programa têm-se: a geração automática da malha de elementos finitos, análises estáticas e dinâmicas drenadas ou não drenadas, análise de adensamento acoplada, diversidade de modelos constitutivos e de condições de carregamento, possibilidade de análises em diversas fases, em casos não lineares o cálculo automático na determinação de incrementos de carga e tempo, na versão 8.2 análise de fluxo.

Para discretização da malha, o programa tem disponíveis elementos triangulares de 6 e de 15 nós (ver Figura 4.1). Os elementos de 6 nós, considerados padrão para análises bidimensionais, apresentam relação de interpolação de segunda ordem para os deslocamentos, e sua matriz de rigidez é avaliada por integração numérica de três pontos de Gauss. Já os elementos de 15 nós tem grau 4 de interpolação e a integração envolve 12 pontos de tensões como o demonstrado na Figura 4.1. No processo de cálculo são obtidos os deslocamentos para cada elemento de solo, e as tensões para cada ponto de tensões. Neste aspecto os elementos de 15 nós terão maior precisão, logo, foram adotados na presente pesquisa.

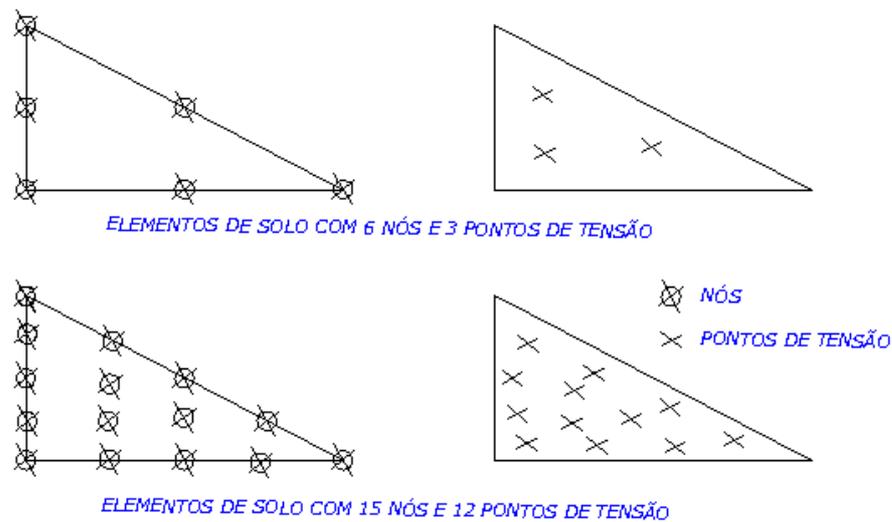


Figura 4.1 – Elementos de solo com 6 ou 15 nós (modificado PLAXIS MANUAL 1998).

Na Figura 4.2 apresenta-se um esquema da modelação no Plaxis, a qual consiste na definição: da geometria; das condições de contorno; do modelo constitutivo (comportamento do material); e das condições iniciais. No Plaxis a geometria é lançada pelo usuário através de pontos e linhas (Figura 4.2(a)). Nesta fase definem-se também as condições de contorno, ou seja, pontos de restrição de deslocamentos e pontos de aplicação de cargas. No caso de aterros, conforme o estudado no presente trabalho, as restrições de deslocamentos são definidas por fronteiras horizontais e verticais a uma distância na qual não ocorram deslocamentos ou tensões significativas. Subsequentemente faz-se a definição dos modelos de comportamento dos materiais, estes modelos constitutivos fornecem as equações de comportamento que são aplicadas para resolução do sistema, juntamente com as equações de equilíbrio e compatibilidade. Na Figura 4.2(b) é apresentada a malha de elementos finitos, a qual é gerada automaticamente pelo programa. Nas Figuras 4.2(c) e 4.2(d) são apresentadas as definições de tensões iniciais no solo, tensão vertical  $\sigma_v$  e tensão horizontal  $\sigma_h$ , e poro pressões, respectivamente. A tensão vertical em um ponto do modelo é calculada pela relação peso específico de solo vs. altura de confinamento. Já a tensão horizontal neste mesmo ponto é definida por uma parcela desse valor, segundo coeficiente de confinamento lateral ( $k_0$ ). O Plaxis adota como padrão o coeficiente de confinamento lateral  $k_0 = 1 - \text{sen } \phi$ . As poro pressões (Figura 4.2(d)) são obtidas através do nível freático inserido pelo usuário.

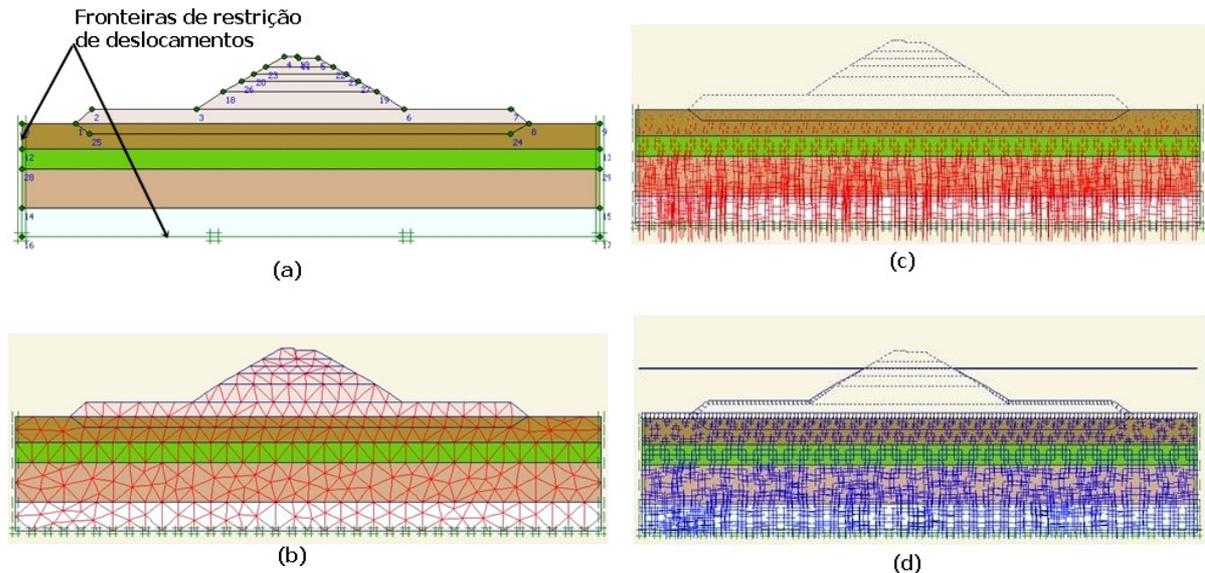


Figura 4.2 – Passos de modelação: (a) definição da geometria, condições de contorno e modelos constitutivos; (b) geração da malha de elementos finitos; (c) condição inicial de tensões verticais e horizontais; (d) condição inicial de poro pressão – definição do nível freático.

Definido o modelo, parte-se para a especificação dos aspectos de cálculo: etapas construtivas e tipo de análise. Estas definições são feitas em um submódulo do programa. Em uma análise típica, as fases construtivas são simuladas pela ativação ou desativação das malhas, conjugada pela definição do tipo de análise (e.g. análise de plastificação ou consolidação). Neste contexto, o processo de dissipação de poro pressões provenientes de um carregamento não drenado (consolidação) é abordado pelo programa segundo teoria do adensamento de Biot e pode ser avaliado pelo usuário de duas maneiras distintas, ou pela variação do tempo, de modo a avaliar as poro pressões durante etapas construtivas distintas, ou definindo-se uma poro pressão final desejada. Esta última abordagem é adotada para obtenção do tempo necessário para dissipação final de poro pressão.

O fator de segurança Plaxis é obtido por uma análise de redução dos parâmetros de resistência. Esta redução é levada até a condição onde as tensões resistentes venham a igualar-se as tensões atuantes. O fator de segurança (FS) é então definido pelo coeficiente de redução aplicado aos parâmetros de resistência, o qual levou a esta condição de instabilidade. A Equação 4.1 apresenta a abordagem adotada pelo programa para redução da tensão de resistência ao cisalhamento (critério de Morh Coulomb).

$$\tau = \frac{c'}{FS} + \sigma' \cdot \frac{\tan \phi'}{FS} \quad (\text{Equação 4.1})$$

Abordados os aspectos gerais do programa e princípios de modelação, a seguir faz-se a contextualização dos modelos constitutivos do programa com ênfase aos utilizados no presente trabalho.

#### 4.1.2 Modelos Constitutivos

Em sua versão 8.2 o programa disponibiliza o modelo linear elástico, quatro modelos elastoplásticos (Mohr-Coulomb, Soft-Soil, Soft-Soil-Creep e Hardening-Soil), um modelo com anisotropia para análise em rochas, Jointed-Rock e a possibilidade de implementação de um modelo estipulado pelo usuário, User Defined Model.

Foram adotados no presente trabalho os modelos elastoplásticos com envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb para o corpo do molhe e camada arenosa de fundação, e Soft-Soil para as camadas de vaza, camada intermediária e argila mole. Sequencialmente faz-se uma revisão dos conceitos de modelo elastoplástico com posterior ênfase aos modelos utilizados. Como aspectos dos demais modelos contidos no software (versão 8.2), Soft-Soil-Creep engloba os efeitos de adensamento secundário ao modelo Soft-Soil e o Hardening-Soil é modelo que trabalha princípios de endurecimento com superfície hiperbólica não fixa no espaço.

##### 4.1.2.1 Modelos Elastoplásticos

Modelos elastoplásticos conjugam o comportamento elástico ao conceito de plastificação do material. Nestes modelos o solo se deforma elasticamente até atingir a tensão de plastificação (yielding) ou escoamento, ( $\sigma_p$ ). A deformação total será então caracterizada por deformações elásticas ( $\varepsilon_e$ ) proporcionais às tensões e reversíveis após um possível descarregamento, mais as deformações plásticas ( $\varepsilon_p$ ) que tem caráter permanente.

Um material elasto-perfeitamente-plástico tem comportamento elástico até determinado nível de tensões, sendo que após atingir a tensão de plastificação ( $\sigma_p$ ) entra em estado de deformações plásticas, não recuperáveis. Se a solicitação neste estágio for interrompida, e

posteriormente novas solicitações forem impostas, o material apresentará novamente comportamento elástico até atingir novamente a tensão de plastificação, gerando assim um acúmulo de deformações sempre que esta tensão for excedida. Na Figura 4.3 é detalhado o comportamento elasto-perfeitamente-plástico correspondente a um carregamento ABC e descarregamento CD, onde as deformações no trecho AB e CD são recuperáveis.

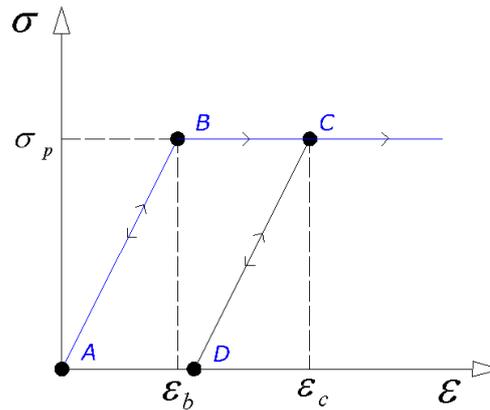


Figura 4.3– Material elasto-plástico perfeito.

Grande parte dos materiais, após atingirem a tensão de plastificação, sofre processo de endurecimento com ganho de resistência, ou amolecimento, onde a tensão de plastificação terá uma queda acentuada após a entrada em processo de escoamento. A relação típica de tensão deformação para os casos de endurecimento e amolecimento é expressa na Figura 4.4.

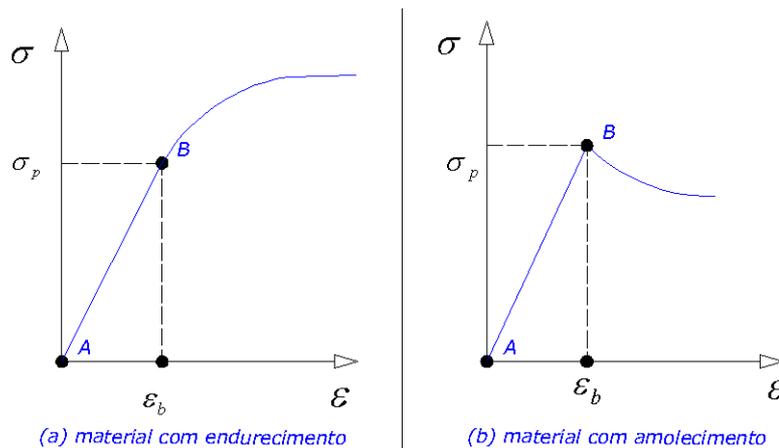


Figura 4.4 – Material elastoplástico com endurecimento (a) e amolecimento (b).

A determinação do ponto de início do escoamento é feita através de uma superfície determinada experimentalmente através de ensaios triaxiais, chamada **Superfície de**

**Escoamento ou Plastificação.** Abaixo dessa superfície, admite-se que as deformações sejam puramente elásticas (Figura 4.5a).

A superfície de plastificação pode expandir no espaço, uma vez que é função da tensão confinante ( $p'$ ), ou seja, função do estado de tensões que se encontra o material, conforme apresentado na Figura 4.5b. A maneira com que esta expande é chamada de **Lei de Fluxo**. A lei de fluxo estabelece o formato da nova superfície de plastificação, chamada de **Superfície Potencial Plástico**. Por simplificação, muitos modelos elastoplásticos definem que a superfície de plastificação é idêntica à superfície de potencial plástico, obedecendo assim uma lei de fluxo associada, onde uma única função pode definir o comportamento plástico. Por outro lado quando a expansão da superfície de plastificação difere da superfície plástica tem-se uma lei de fluxo não-associada, necessitando de uma função de potencial plástico que a defina. Da Figura 4.5b observa-se o conjunto de superfícies de plastificação definido pelo processo de expansão destas, o qual é chamado de Família de Superfícies de Plastificação, quando em fluxo não-associado estas terão diferente formato.

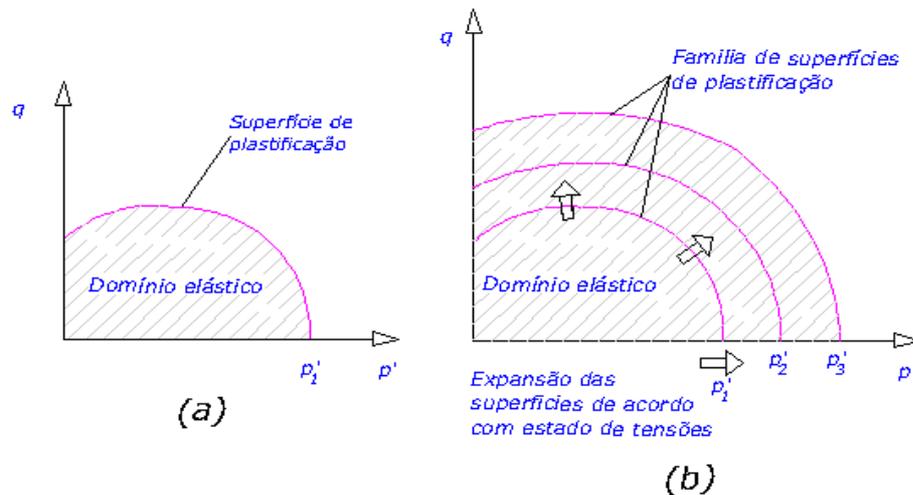


Figura 4.5 – Definição da superfície de plastificação como delimitação do domínio de deformações elásticas (a) expansão da superfície de acordo com o aumento da tensão confinante (B).

Resumidamente, um modelo elastoplástico deve:

- Identificar as propriedades elásticas, mensurando o quanto de deformações recuperáveis ocorrem;
- Definir a função que define a superfície de plastificação;

- Identificar o critério de fluxo, definindo potencial plástico e critérios de endurecimento ou amolecimento.

Abaixo detalham-se os modelos de elastoplásticos de Mohr Coulomb e Soft-Soil.

#### 4.1.2.2 Modelo elasto-perfeitamente-plástico com envoltória de ruptura de “Mohr Coulomb”

É um modelo elasto-perfeitamente-plástico empregado para representação da ruptura por cisalhamento de solos e rochas. O modelo assume que o material comporta-se elasticamente até atingir a ruptura, não havendo endurecimento ou amolecimento devido à inexistência de fluxo plástico.

O modelo é caracterizado por 5 parâmetros: módulo de Young (E) e coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) para representação do comportamento elástico; ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ), coesão efetiva ( $c'$ ) e ângulo de dilatância ( $\psi$ ) para definição dos critérios de plasticidade.

A superfície de plastificação é definida pelo critério de Mohr Coulomb, ou seja, pela envoltória dos círculos relativos ao estado de ruptura, observados experimentalmente para o material. A envoltória de ruptura ou plastificação é expressa por:

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (\text{Equação 4.2})$$

onde  $\tau$  e  $\sigma'$  são, respectivamente, a tensão de cisalhamento e a tensão efetiva normal no plano de cisalhamento.

O modelo considera uma lei de fluxo não-associada, enquanto a função de potencial plástico é definida pela dilatância, a qual substitui o ângulo de atrito na Equação 4.2.

Mohr Coulomb, como modelo elastoplástico, tem ampla aplicação devido à familiaridade do critério de ruptura e pela obtenção dos parâmetros de projeto por usuais ensaios de laboratório.

#### 4.1.2.3 Modelo Soft-Soil

O modelo Soft-Soil é do tipo Cam-Clay Modificado, diferindo deste último pela envoltória de ruptura a qual em Soft-Soil não é necessariamente definida pela teoria do estado crítico, podendo ser definida por  $\phi$  e  $c'$  (Mohr Coulomb).

Cam-Clay e Cam-Clay Modificado são modelos elastoplásticos concebidos em Cambridge na década de 60 a partir de uma série de dados experimentais e conceituais compilados pelos pesquisadores do Grupo de Mecânica dos Solos da Universidade de Cambridge [Roscoe et al (1963); Schofield e Wroth (1968) e Roscoe e Burland (1968)]. Tais pesquisadores buscavam a previsão do comportamento de solos argilosos (moles) em termos de tensão-deformação tendo em consideração as fases elástica e plástica.

***O modelo Cam-Clay é um modelo elastoplástico com endurecimento isotrópico e com superfície potencial plástico coincidente com a superfície de plastificação.*** A diferenciação entre Cam-Clay e Cam-Clay Modificado se dá pela representação da superfície de plastificação, que tem formato logarítmico em Cam-Clay e elíptico em Cam-Clay Modificado (Figura 4.6). As superfícies de escoamento dos modelos são definidas para uma dada tensão de pré-adensamento  $p_0'$ , que corresponde um determinado índice de vazios. Definem-se assim espaços fechados, cujas linhas delimitam os diferentes graus de plastificação que o solo apresenta quando submetido a carregamento. Em termos de aplicação, o modelo modificado descrito em 1968 por Roscoe e Burland é mais utilizado em previsões numéricas devido a melhorias significativas na estimativa de valores baixos de tensões cisalhantes.

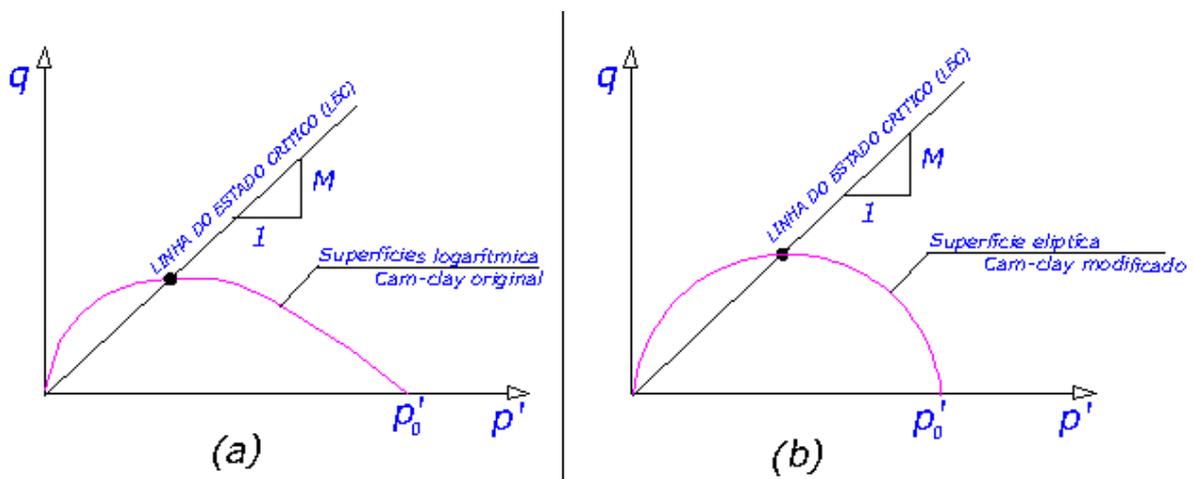


Figura 4.6 – Projeção da superfície de plastificação no plano  $p'$ - $q$  para cam-clay original (a) e cam-clay modificado (b).

A definição dos modelos Cam-Clay e Cam-Clay Modificado tem por base a teoria do estado crítico, estado no qual as deformações plásticas acontecem em um índice de vazios constante denominado índice de vazios crítico. No estado crítico a condição de perfeita plasticidade é estabelecida, onde o cisalhamento plástico continua indefinidamente sem variação de volume e tensão efetiva. Nesta contextualização, Roscoe et al (1963) verificaram, estudando o comportamento de argilas normalmente adensadas, que a linha que une os pontos de índices de vazio crítico observados em ensaios triaxiais drenados era a mesma observada em ensaios não-drenados. Esta linha passou a ser definida como **Linha do Estado Crítico (LEC)** e sua inclinação  $M=q/p'$  é dependente das características particulares do material. A Equação 4.3 apresenta  $M$  em termos de ângulo de atrito crítico ( $\phi_{cv}$ ). Na Figura 4.5 estão exemplificadas as LECs com as respectivas inclinações  $M$  para o modelo Cam-Clay e Cam-clay Modificado.

$$M = \frac{6 \cdot \text{sen} \phi_{cv}}{3 - \text{sen} \phi_{cv}} \quad (\text{Equação 4.3})$$

Uma particularidade do modelo Soft-Soil com modelo Cam-Clay Modificado, como mencionado anteriormente, é a possibilidade de definição de critério de ruptura em termos de  $\phi$  e  $c'$  (Mohr Coulomb) que pode não corresponder à linha de estado crítico definida por  $M$  como expresso na Figura 4.7. Sequencialmente faz o detalhamento do modelo em termos da teoria do estado crítico.

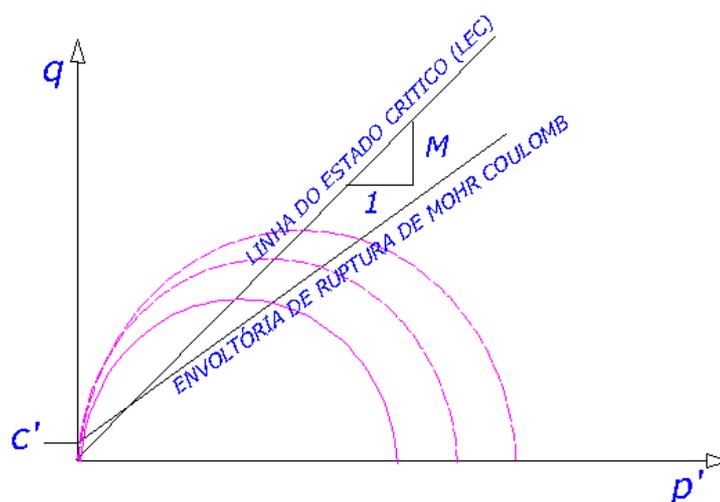


Figura 4.7 – Superfície de Plastificação do Modelo Soft-Soil no plano q-p.

O modelo este é expresso no espaço  $(p', q, e)$  ilustrado na Figura 4.8, onde  $p'$  é a tensão hidrostática efetiva,  $q$  a tensão desvio e  $e$  o índice de vazios. Um ponto correspondente a um estado  $(p', q, e)$  pode localizar-se no domínio elástico ou sobre a fronteira deste, denominada **Superfície de Estado Limite**, também conhecida como Superfície de Roscoe. Se o material estiver no interior do domínio o comportamento é elástico, enquanto que se estiver localizado sobre a fronteira o ponto desloca-se sobre esta originando o aparecimento de deformações irreversíveis (plásticas).

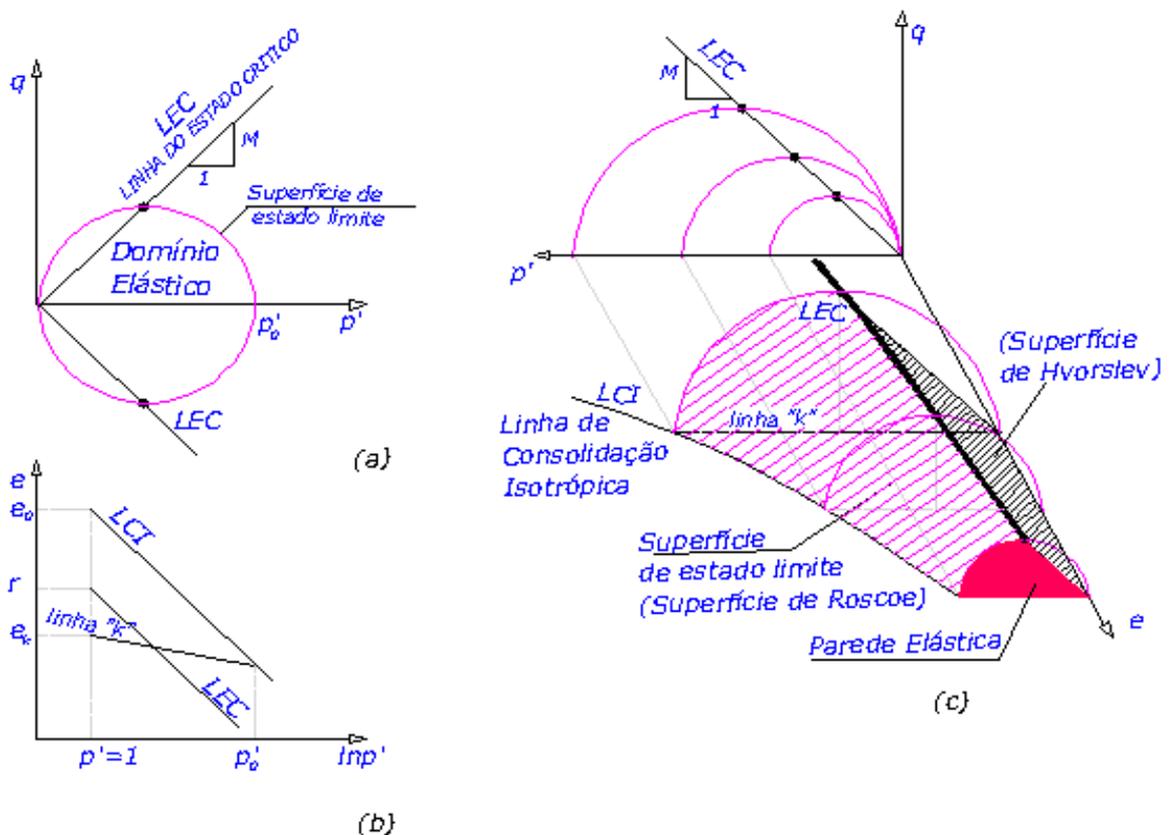


Figura 4.8– Superfície do estado limite dos modelos de Cambridge.

A Superfície de Estado Limite quando apresentada no plano  $p',q$  (Figura 4.8a) intercepta a **Linha do Estado Crítico (LEC)** (ou superfície de Mohr Coulomb quando utilizados  $\phi$  e  $c'$  como critério de ruptura em Soft-Soil). Como definido anteriormente, uma vez atingida esta o material responde a solicitações exteriores sem variações de volume ou de estado de tensão. Pela representação da LEC no plano  $e \times \ln p'$  (Figura 4.8b) tem-se que:

$$e = r - \lambda \ln p' \quad (\text{Equação 4.4})$$

onde  $r$  é o índice de vazios da LEC para  $p'=1$  e  $\lambda$  a inclinação da reta LEC.

O parâmetro  $\lambda$  é de fundamental importância na caracterização do modelo, pois este também define a inclinação da **Linha de Consolidação Isotrópica (LCI)**, logo é diretamente ligado à compressibilidade do material em estado de compressão virgem (comportamento normalmente adensado). A LCI define a expansão das superfícies de plastificação de acordo com o apresentado na Figura 4.8c, e sua representação no espaço  $e \times \ln p'$  reflete que:

$$e = e_{\lambda 0} - \lambda \ln p' \quad (\text{Equação 4.5})$$

onde  $e_{\lambda 0}$  é o índice de vazios correspondente à tensão hidrostática  $p'=1$

A caracterização das deformações reversíveis é feita pela observação da trajetória do material sofrendo descarregamento/recarregamento, ilustrada como “linha k” na Figura 4.8b. O parâmetro  $k$  de expansão no descarregamento, ou compressão no re-carregamento determina a compressibilidade neste estágio de deformações elásticas onde é válida a lei de Hooke. Definindo assim o conceito de parede elástica, compreendendo um estado do material onde não há modificação da superfície de plastificação, apenas uma recuperação de deformações elásticas. Uma deformação plástica neste caso só ocorrerá quando da passagem para outra superfície de plastificação, definindo uma nova parede elástica devido ao enrijecimento do material. A relação tensão deformação no descarregamento-recarregamento é expressa por:

$$e = e_k - \kappa \ln p' \quad (\text{Equação 4.6})$$

onde  $\kappa$  a inclinação da linha de descarga/recarga e  $e_k$  o índice de vazios correspondente a  $p'=1$  numa determinada linha “k” a qual se encontra no interior de uma Superfície de Estado Limite.

Vale ressaltar que os parâmetros de compressão  $\lambda$  e  $\kappa$ , mesmo que conceitualmente semelhantes aos empregados em Cam Clay, na utilização de Soft Soil sofrem uma modificação devido a sua representação em termos volumétricos (Figura 4.9). Assim, o índice

de compressão modificado ( $\lambda^*$ ) e o índice de expansão modificado ( $\kappa^*$ ) utilizados no programa, são obtidos pelas equações:

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{(1 + e_0)} \quad (\text{Equação 4.7})$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{(1 + e_0)} \quad (\text{Equação 4.8})$$

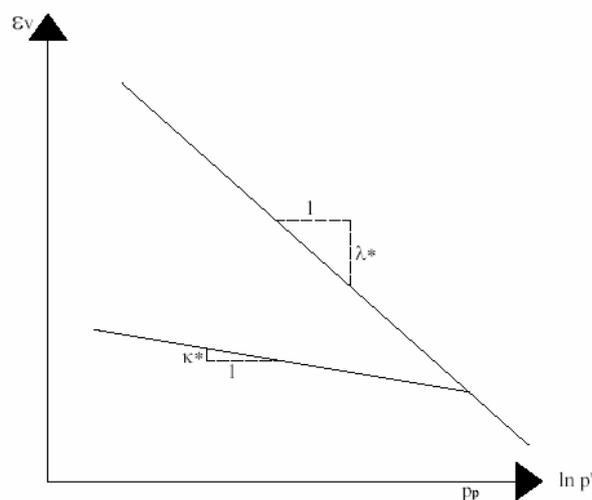


Figura 4.9 – Relação logarítmica entre deformação volumétrica ( $\varepsilon_v$ ) e as tensões médias ( $p'$ )- (ECHEVERRÍA 2006).

Quanto à obtenção dos incrementos de deformações frente aos incrementos de tensão em Cam-Clay, esta é feita através do equacionamento do modelo com base no parâmetro de enrijecimento  $h$ , “*hardening parameter*”, o qual permite definir uma superfície limite entre o domínio elástico e as sucessivas superfícies de plastificação. De modo geral:

$$h = e_1 - e^p \quad (\text{Equação 4.9})$$

onde  $e_1$  é o valor do índice de vazios correspondente a **Linha de Consolidação Isotrópica** em uma pressão  $p_1$  arbitrada (geralmente  $p_1=1$ ) e  $e^p$  corresponde a variação plástica do índice de vazios ( $e^p=e-e^e$ ) em um determinado nível de deformações.

A função de plastificação  $F$ , pode ser escrita na forma:

$$F(\sigma_m, \bar{\sigma}) = h \quad (\text{Equação 4.10})$$

Subseqüentemente aplicando as condições de fronteira definidas pelas superfícies de Roscoe e Hvorslev, esta última definida pela Linha do Estado Crítico, tem-se (Figura 4.8c):

$$(\lambda - \kappa) \cdot \ln \left[ \frac{p}{p_1} \left( 1 + \frac{\eta^2}{M^2} \right) \right] = h \quad (\text{Equação 4.11})$$

onde  $\eta = q/p = -\bar{\sigma} / \sigma_m$

Pela lei de normalidade, que define que as deformações são perpendiculares a superfície de plastificação e seguem a mesma direção do incremento de tensões, quando o fluxo é associado, temos que o incremento das deformações plásticas é dado por:

$$d\varepsilon_{ij}^p = \alpha \cdot \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\text{Equação 4.12})$$

$d\varepsilon_{ij}^p$  - deformação plástica em  $\varepsilon_{ij}$  ( $\varepsilon_{11}, \varepsilon_{12}, \varepsilon_{13}, \varepsilon_{21}, \varepsilon_{22}, \varepsilon_{23}, \varepsilon_{31}, \varepsilon_{32}, \varepsilon_{33}$ );

$\alpha$  - constante de proporcionalidade.

$\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}}$  - variação da função de plastificação de acordo com a variação das tensões.

Uma modificação da superfície de plastificação corresponde a:

$$dF - dh = 0 \quad (\text{Equação 4.13})$$

Definindo um novo parâmetro A:

$$A = \frac{dh}{\alpha} \quad (\text{Equação 4.14})$$

A= parâmetro que define a variação da superfície plástica

dh= variação do parâmetro de enrijecimento

Desenvolvendo o conceito do parâmetro A chega-se a Equação 15

$$A = -(1 + e_0) \left( \frac{\lambda - \kappa}{\sigma_m} \right) \left( \frac{M^2 - \eta^2}{M^2 + \eta^2} \right) \quad (\text{Equação 4.15})$$

Analogamente a variação das tensões será expressa por:

$$a_i = \left( \frac{\lambda - \kappa}{\sigma_m} \right) \left[ \frac{(M^2 - \eta^2 - 9)\sigma_m + 9\sigma_i}{3\sigma_m(M^2 + \eta^2)} \right] \quad i=x,y,z \quad (\text{Equação 4.16})$$

Em termos gerais a definição de M e estados de tensões é feita por análise interna do programa, cabe ao usuário definir como dados de entrada  $\phi_{cv}$  ou  $\phi$  e  $c'$ ;  $\lambda$ ,  $\kappa$  e  $e_0$  ou diretamente  $\lambda^*$  e  $\kappa^*$ .

Apresentados software e modelos constitutivos adotados, abaixo apresenta-se a análise de sensibilidade dos parâmetros de projeto, para posterior aferição destes.

## 4.2 ANÁLISE PARAMÉTRICA

### 4.2.1 Seção Característica e Aspectos da Simulação

O projeto de ampliação dos molhes da barra é detalhado através de 23 seções. Destas, 8 de PK4220 a PK4590 definem a variação de perfil transversal do Molhe Leste e 14 de PW3160 a PW3580 do Molhe Oeste. A nomenclatura das seções refere-se à distância da costa, havendo ligeira diferenciação de acordo com a profundidade do fundo marinho e convergência do molhe. No Capítulo 3, Figuras 3.4 e 3.5 foram apresentadas seções típicas do molhe oeste e leste.

É importante salientar que o presente estudo teve início quando a obra já se encontrava em fase executiva, já tendo sido observados deslocamentos horizontais pronunciados que foram verificados na seção de monitoramento MO03, fazendo com que esta fosse adotada como seção crítica para aferição do modelo. Observa-se que as análises iniciais de projeto realizadas

pelos consultores da obra, acusavam estabilidade em todas as seções verificadas, com fator de segurança da ordem de 1,3, os quais foram obtidos por análises numéricas de equilíbrio limite (Geoslope) e elementos finitos (Plaxis). Na Figura 4.10 apresenta-se a seção padrão de simulação adotada na presente pesquisa, a qual corresponde ao trecho entre as estacas PW3510 e PW3650, ou seja, a região de abrangência da seção MO03.

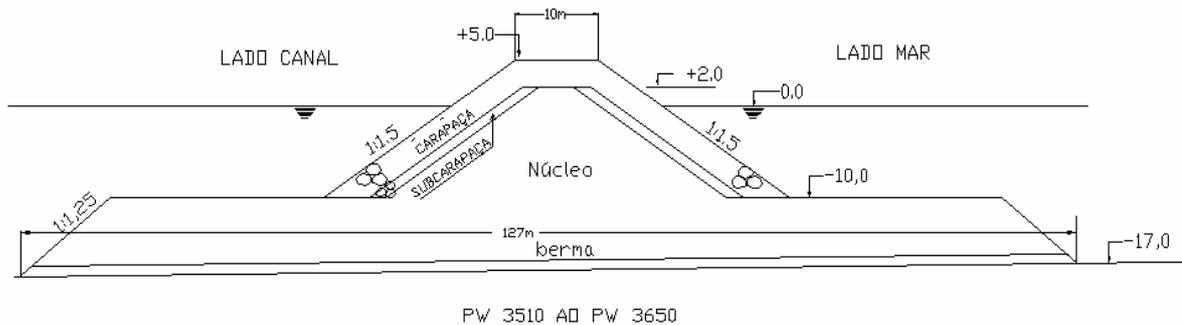


Figura 4.10 – Seção padrão de simulação.

Definida a seção característica e modelos constitutivos a serem adotados, fez-se uma análise da sensibilidade dos parâmetros de projeto para a camada argilosa de interesse. A Figura 4.11 apresenta a seção simulada com detalhes de espessura da camada, a qual foi objeto de variação dos parâmetros de projeto para aferição de desempenho durante as fases de alteamento do molhe.

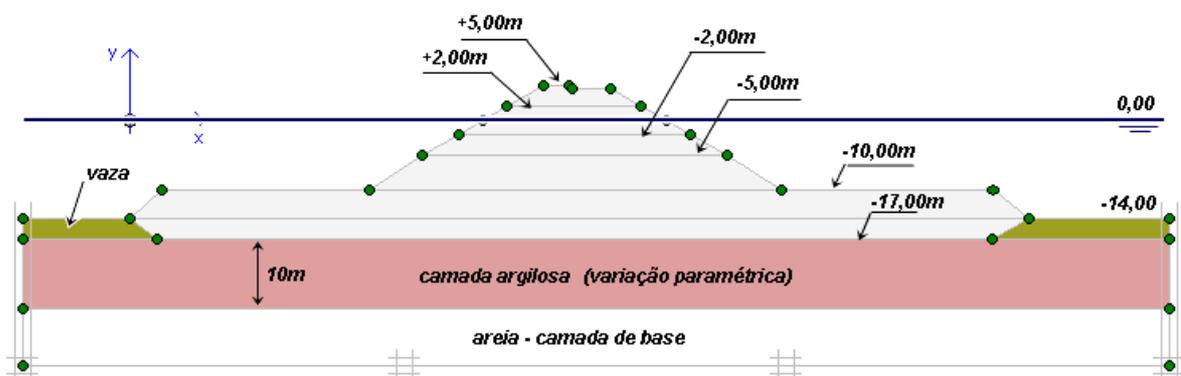


Figura 4.11 – Seção de Simulação Numérica para análise paramétrica.

A análise da variação paramétrica compete à observação dos seguintes parâmetros, segundo o modelo “Soft Soil” adotado: índice de compressão modificado ( $\lambda$ ); índice de expansão modificado ( $\kappa$ ); ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ) e coesão efetiva ( $c'$ ). O de índice de compressão

e ângulo de atrito são os dois parâmetros considerados como representativos nas análises. Os parâmetros  $\kappa$  e  $c'$  foram adotados como constantes, uma vez que o primeiro caracteriza estado elástico, sendo importante em problemas de descarregamento, e o segundo, para argilas costeiras brasileiras normalmente adensadas a levemente pré-adensadas, não é representativo. Desta forma, adotou-se  $\kappa$  de 0,05 com base nos estudos de Wood (1990) e Brugger (1993) e  $c'$  como unitário.

Os parâmetros  $\lambda$  e  $\phi'$  variaram dentro de uma faixa de ocorrência estabelecida para analisar a influência direta destes valores sobre o campo de deslocamentos.

Segundo Hallal (2003) os depósitos argilosos do estado do Rio Grande do Sul apresentam uma faixa de variação de índices de compressão ( $C_c$ ) entre 0,5 e 2,0 (Figura 4.12). Schnaid (2009), referenciando estudos desenvolvidos em diversos depósitos argilosos brasileiros, reporta uma variação máxima de  $C_c$  de 0,29 a 3,75. Neste estudo esta variação foi avaliada conjuntamente com distintos valores de índice de vazios ( $e_0 = 0,8; 1,2; 1,6$ ), resultando segundo Equação 4.17 em valores de  $\lambda$  na faixa entre 0,05 a 0,72 (Tabela 4.1).

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2,3.(1 + e_0)} \quad (\text{Equação 4.17})$$

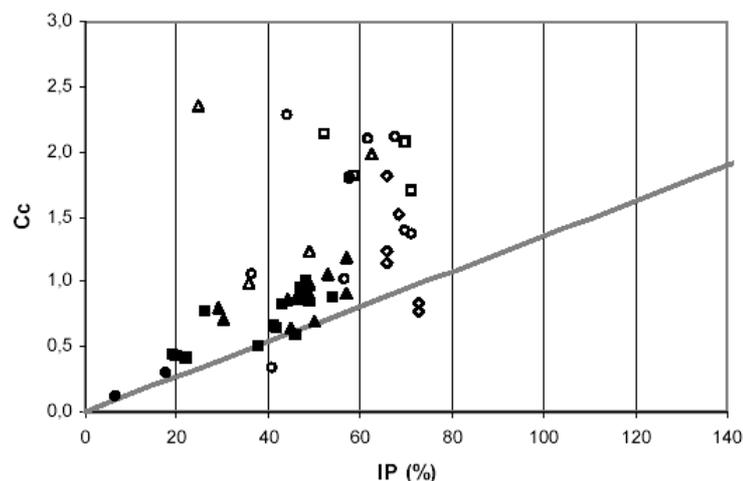


Figura 4.12 – Relação  $C_c$ x $I_p$  para depósitos argilosos do Rio Grande do Sul (HALLAL 2003)

Correlações empíricas em argilas normalmente adensadas refletem uma tendência de variação do ângulo de atrito efetivo de acordo com Índice de Plasticidade ( $I_p$ ) do material. A Figura

4.13 retrata esta tendência estabelecida através de publicações consagradas [e.g Terzaghi et al 1967 ].

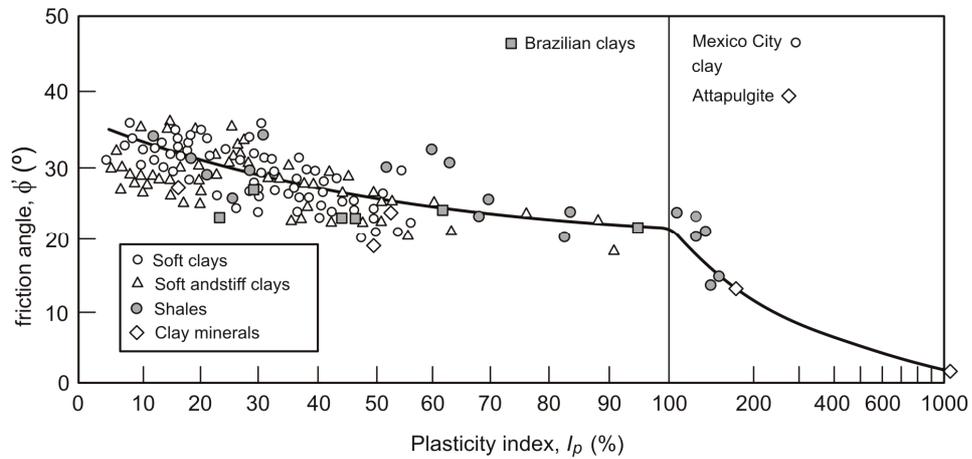


Figura 4.13 – Variação do ângulo de atrito com o índice de plasticidade (Terzaghi et al 1967)

Segundo Schnaid (2009) a experiência brasileira em solos normalmente adensados indica valores de ângulo de atrito efetivo de  $18^\circ$  a  $28^\circ$ . Contextualizando esta observação com o exposto na Figura 5.2, o presente trabalho contemplou simulações com valores de  $\phi'$  de 20, 25 e  $30^\circ$ , compreendendo uma variação de índice de plasticidade entre 40 e 70%.

A Tabela 4.1 apresenta o conjunto de parâmetros adotados para as simulações propostas.

Tabela 4.1 – Simulações propostas

<b>Simulação</b>	<b><math>C_c</math></b>	<b><math>e_0</math></b>	<b><math>\lambda^*</math> (Equação 5.1)</b>	<b><math>\phi</math> (graus)</b>
Sim1	0,3	0,8	<b>0,07</b>	20
Sim2	1,5		<b>0,36</b>	
Sim3	3		<b>0,72</b>	
Sim4	0,3	1,2	<b>0,06</b>	
Sim5	1,5		<b>0,30</b>	
Sim6	3		<b>0,59</b>	
Sim7	0,3	1,6	<b>0,05</b>	
Sim8	1,5		<b>0,25</b>	
Sim9	3		<b>0,50</b>	
Sim10	0,3	0,8	<b>0,07</b>	25
Sim11	1,5		<b>0,36</b>	
Sim12	3		<b>0,72</b>	
Sim13	0,3	1,2	<b>0,06</b>	
Sim14	1,5		<b>0,30</b>	
Sim15	3		<b>0,59</b>	
Sim16	0,3	1,6	<b>0,05</b>	
Sim17	1,5		<b>0,25</b>	
Sim18	3		<b>0,50</b>	
Sim19	0,3	0,8	<b>0,07</b>	30
Sim20	1,5		<b>0,36</b>	
Sim21	3		<b>0,72</b>	
Sim22	0,3	1,2	<b>0,06</b>	
Sim23	1,5		<b>0,30</b>	
Sim24	3		<b>0,59</b>	
Sim25	0,3	1,6	<b>0,05</b>	
Sim26	1,5		<b>0,25</b>	
Sim27	3		<b>0,50</b>	

Os parâmetros adotados para o corpo de aterro, camada de base arenosa e vaza, são apresentados na Tabela 4.2, juntamente com o modelo constitutivo adotado para estes materiais.

Tabela 4.2 – Parâmetros corpo do aterro, base arenosa e vaza.

	<b><math>\gamma</math>(KN/m3)</b>	<b><math>E</math>(Mpa)</b>	<b><math>N</math></b>	<b><math>\lambda</math></b>	<b><math>\phi</math> (graus)</b>	<b>modelo constitutivo</b>
Corpo do aterro	20	100	0,3	-	45	Mohr Coulomb
Camada de base	17	20	0,3	-	35	Mohr Coulomb
Vaza	13	-	-	0,156	20	Soft-Soil

#### 4.2.2 Padrões estabelecidos

Verificada a representatividade de acompanhamento de obras geotécnicas pelos deslocamentos volumétricos (Método dos Volumes apresentado no Capítulo 2.), adotou-se como padrão de análise os volumes deslocados verticais e horizontais em relação a dois pontos distintos da seção característica. Na Figura 4.14 são detalhadas as seções de verificação de deslocamentos horizontais, uma ao pé da berma geotécnica (Vertical 1) e outra ao pé da berma hidráulica (Vertical 2). Para estas posições foram computados, por integração numérica dos deslocamentos horizontais, os volumes horizontais ( $V_h$ ) para cada etapa construtiva. Nestas etapas verificaram-se também os volumes verticais deslocados para cada posição (Verticais 1 e 2). O volume vertical foi calculado através da área correspondente ao produto entre o deslocamento e a distância entre o ponto de medida e o centro geométrico do aterro. Observa-se que para Vertical 1, a tomada de dados (deslocamentos verticais e horizontais) foi feita a partir do fundo marinho. Já na Vertical 2, os deslocamentos foram computados a partir do término da camada de enrocamento.

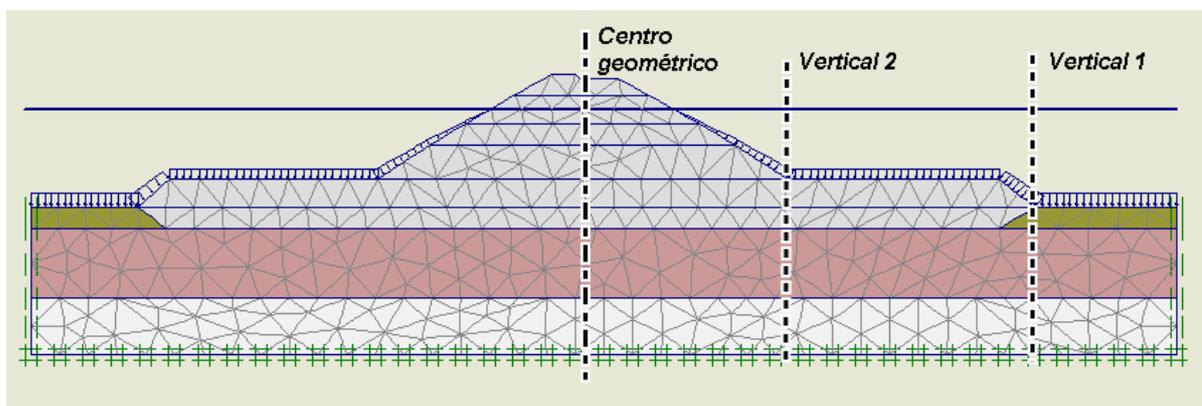


Figura 4.14 – Localização dos pontos de medição de deslocamentos horizontais.

Para cada simulação traçou-se a relação das variações volumétricas  $dV_v/dV_h$  pela evolução da construção do aterro  $\Delta\sigma_v/\Delta\sigma_{v_{max}}$ , onde  $\Delta\sigma_v$  é o carregamento acumulado até a fase construtiva em questão e  $\Delta\sigma_{v_{max}}$  é o carregamento máximo final. Fez-se também o acompanhamento da evolução isolada do volume horizontal deslocado associado a cada etapa construtiva. Salientando que as etapas construtivas simuladas possuem correspondência com as fases reais de alteamento de cotas do molhe.

Para cada uma das simulações detalhadas na Tabela 4.1, que compreende um par de valores de ângulo de atrito e coeficiente de compressibilidade, foram realizadas análises drenadas e não-drenadas. Nas análises drenadas, toda fase construtiva é acompanhada da completa dissipação do excesso de poropressões. Para simulação não drenada a camada argilosa é considerada um material não drenante. Uma particularidade da obra refere-se à interrupção do processo construtivo entre os anos de 2001 e 2007 após o lançamento da berma geotécnica (ou berma de equilíbrio). Considera-se que esta interrupção prolongada resultou na dissipação do excesso de poropressão decorrentes do lançamento da berma. Por este motivo todas as simulações consideram uma fase de drenagem posteriormente ao lançamento da berma geotécnica, para posterior simulação de condições não drenadas durante o lançamento da berma hidráulica.

#### 4.2.3 Análise de resultados

As Figuras 4.15 e 4.16 apresentam a relação entre volumes deslocados  $dV_v/dV_h$  com a seqüência construtiva  $\Delta\sigma_v/\Delta\sigma_{vmax}$  para os 27 casos simulados na condição drenada, referentes as duas verticais analisadas que correspondem às leituras junto ao pé do talude da berma geotécnica e ao talude da berma hidráulica, respectivamente. De maneira a facilitar o entendimento das informações apresentadas optou-se por mostrar um número reduzido de informações, limitando as análises a 3 valores de referência de  $\lambda$  de 0,05; 0,30 e 0,59 (Figuras 4.17 e 4.18). Destas, é possível observar que para uma mesma condição de carregamento a razão  $dV_v/dV_h$  varia consideravelmente em função da vertical na qual as medidas são realizadas. Neste caso, qualquer sistema de alerta baseado em medidas de deslocamentos deve obrigatoriamente ser estabelecido com base na geometria e carregamento e nos locais de medição. Para a geometria analisada observa-se que as leituras junto ao pé da berma hidráulica são menos sensíveis que, as obtidas junto ao pé da berma geotécnica, sendo esta última ideal para acompanhamento dos padrões de deslocamentos dos molhes. Porém nesta posição necessita-se de maior precisão dos equipamentos, devido à reduzida dimensão dos deslocamentos a serem lidos, sobretudo  $V_h$ .

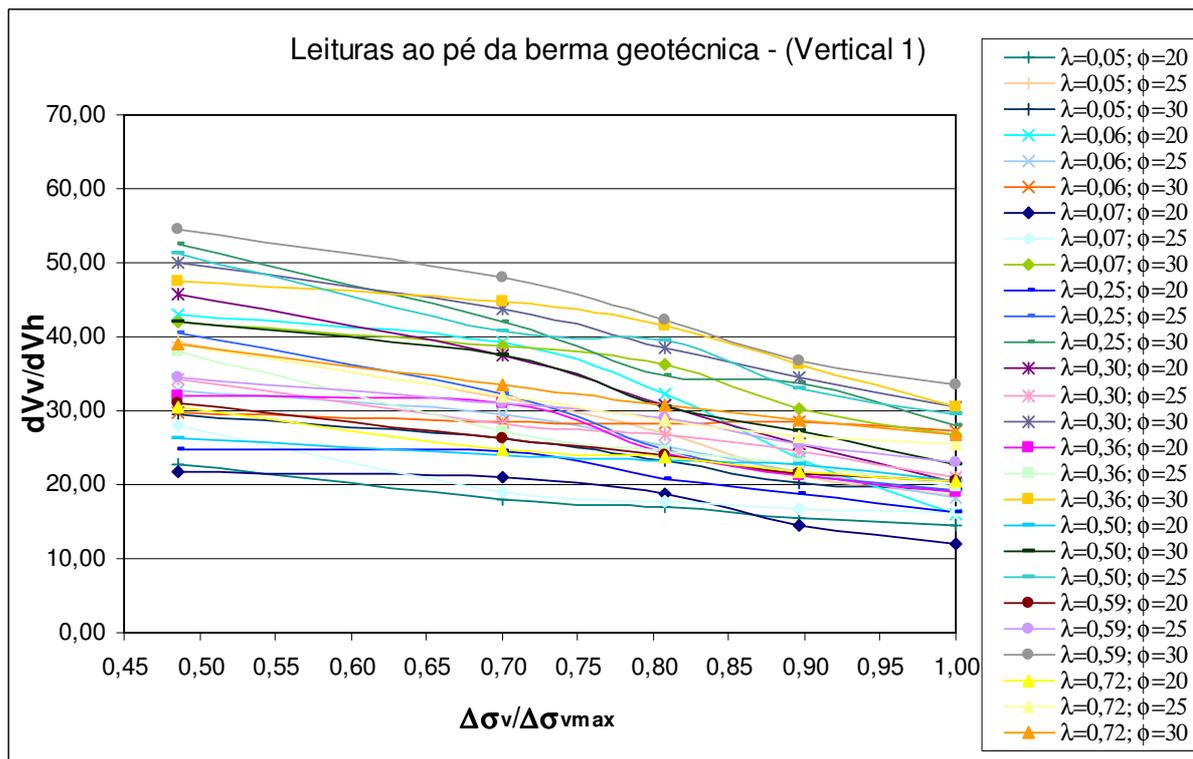


Figura 4.15 – Relação de volumes deslocados com a evolução construtiva – Vertical 1.

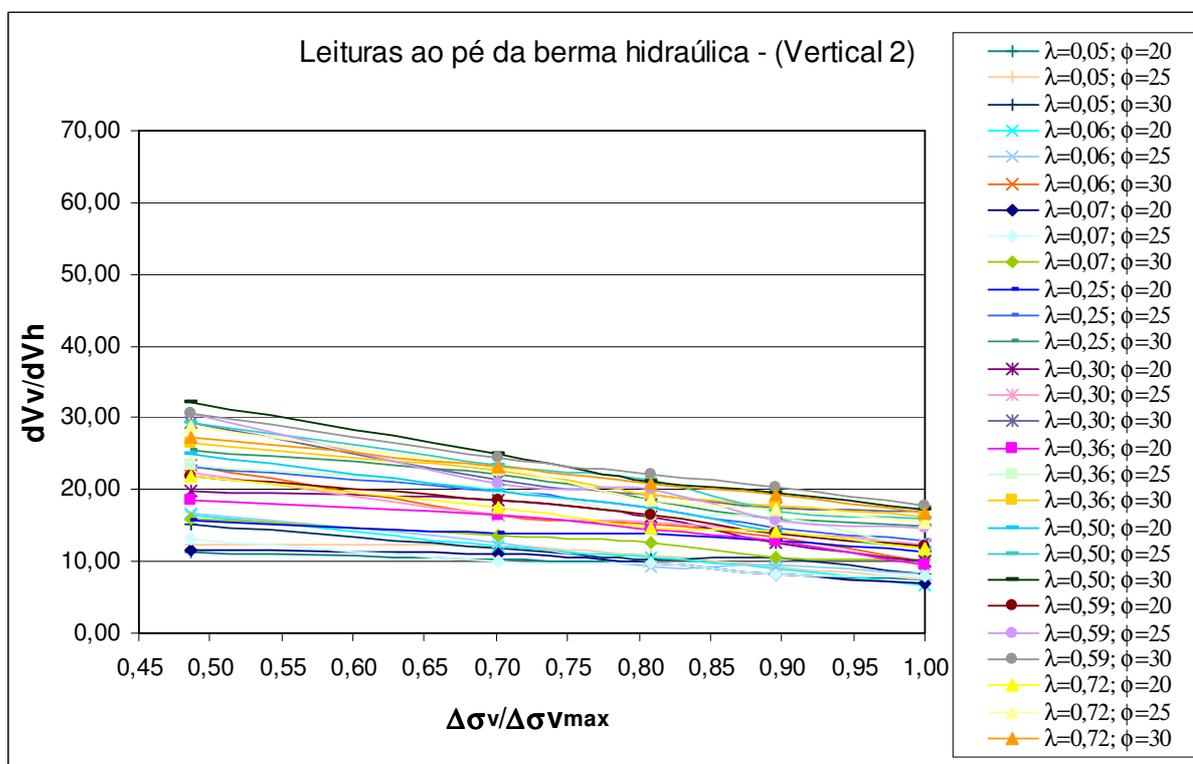


Figura 4.16 – Relação de volumes deslocados com a evolução construtiva – Vertical 2.

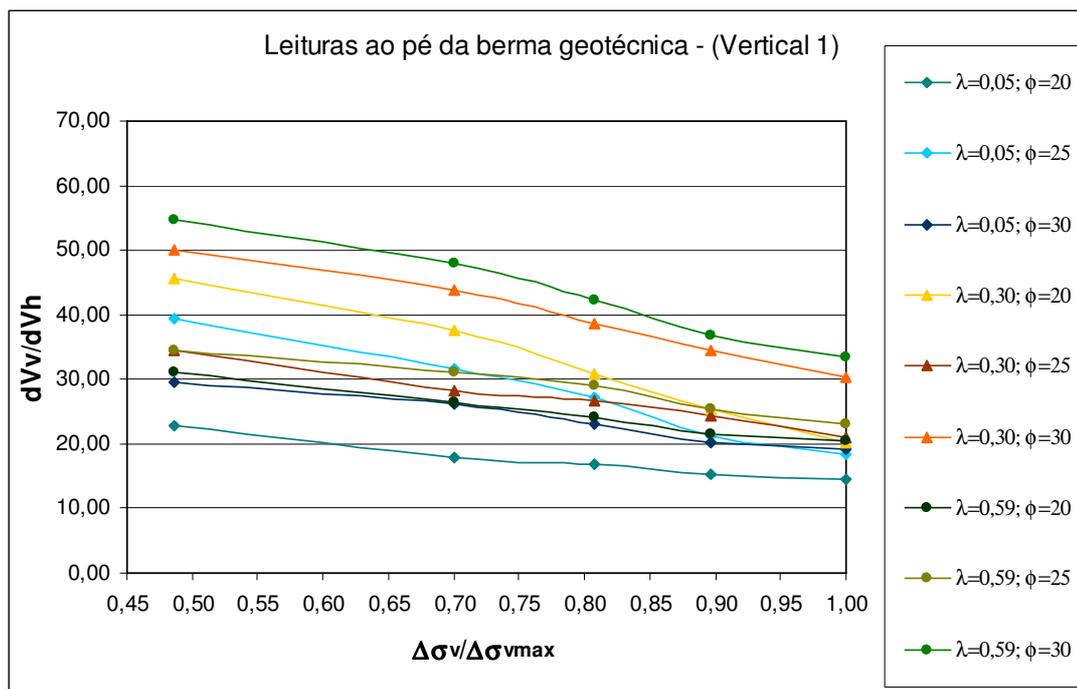


Figura 4.17 – Relação de volumes deslocados com a evolução construtiva – Vertical 1,  $\lambda$  0,05; 0,30 e 0,59.

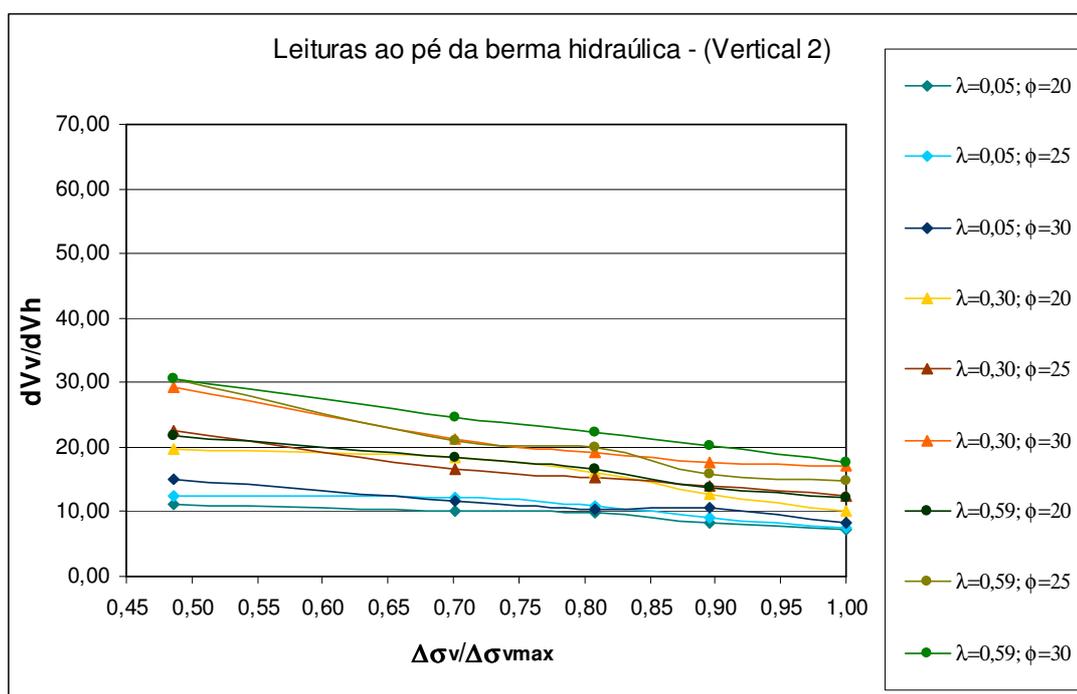


Figura 4.18 – Relação de volumes deslocados com a evolução construtiva – Vertical 2,  $\lambda$  0,05; 0,30 e 0,59.

Nas Figuras 4.19 e 4.20 é apresentado o comportamento dos molhes expresso pela relação entre seqüência construtiva  $\Delta\sigma_v/\Delta\sigma_{vmax}$  e  $dVv/dVh$  para os casos de  $\lambda$  0,05; 0,30 e 0,59 simulados na condição não-drenada. De acordo com o esperado (e amplamente exposto em

literatura) a relação  $dV_v/dV_h$  manteve-se unitária, ou muito próxima a unidade nas duas verticais de observação uma vez que não há variação volumétrica e consequentemente  $dV_v=dV_h$ . É importante salientar que a dispersão observada nestas figuras é função de pequenas instabilidades numéricas, especialmente próximas às condições de ruptura.

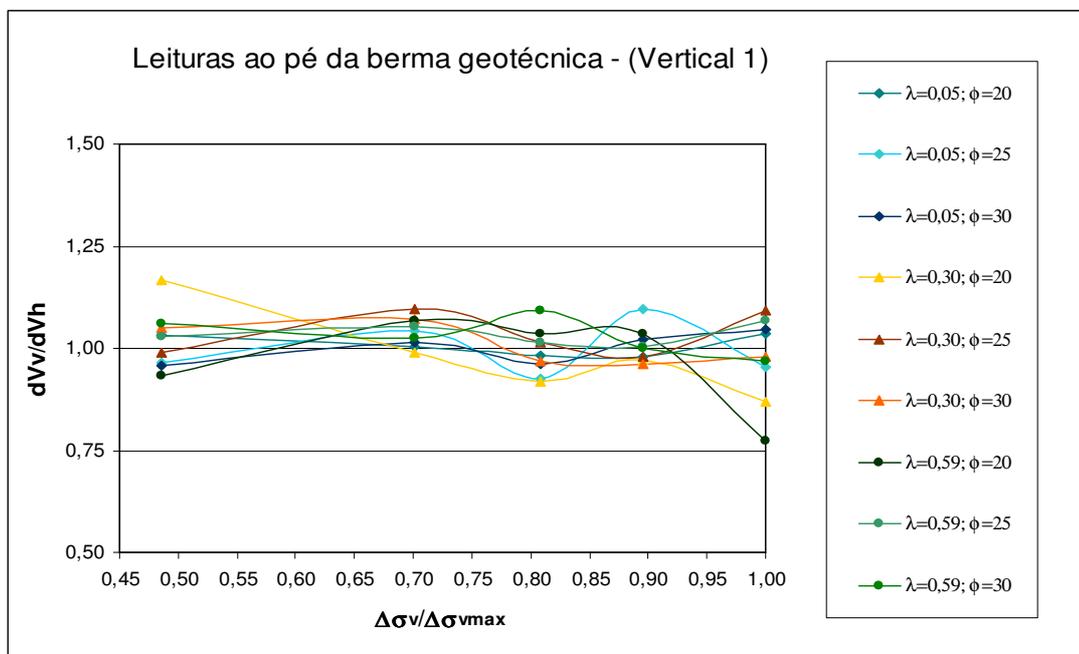


Figura 4.19 – Relação de volumes deslocados com a evolução construtiva, caso não drenado – Vertical 1,  $\lambda$  0,05; 0,30 e 0,59.

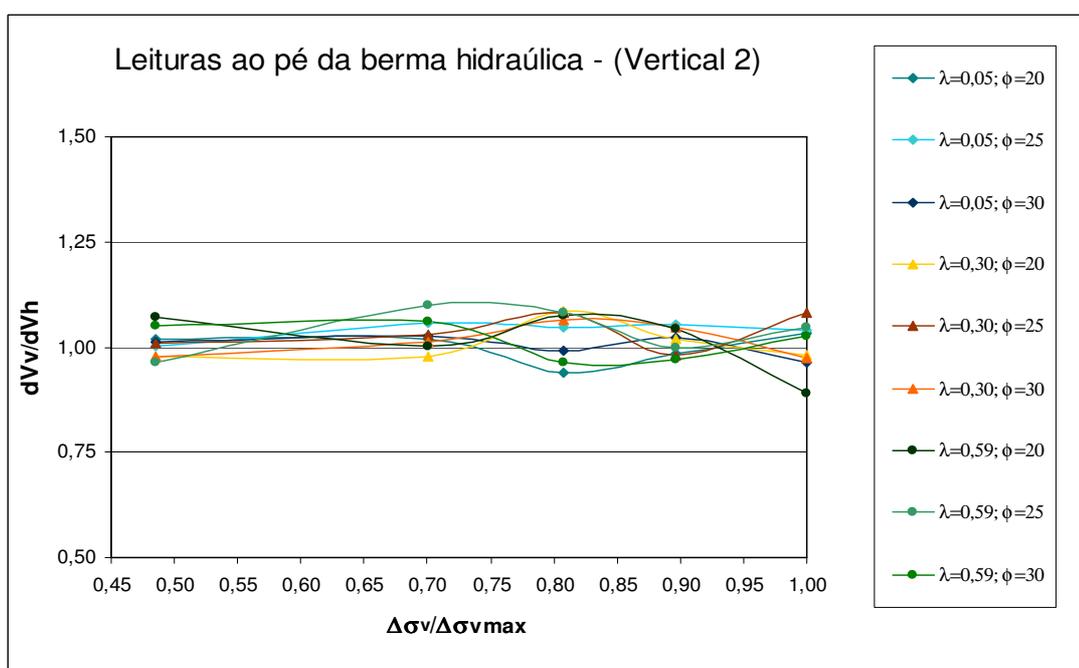


Figura 4.20 – Relação de volumes deslocados com a evolução construtiva, caso não drenado – Vertical 2,  $\lambda$  0,05; 0,30 e 0,59.

Estes resultados demonstram a efetividade de monitorar deslocamentos como forma de acompanhamento do processo executivo de aterros, indicando que as variações de  $dV_v/dV_h$  situam-se entre 60 em condições totalmente drenadas e 1 para condições não drenadas. Para melhor entendimento destes padrões, apresenta-se na seqüência uma parametrização dos resultados em função dos parâmetros constitutivos utilizados nas análises.

Nas Figuras 4.21 e 4.22 apresenta-se a variação dos valores de  $dV_v/dV_h$  com o ângulo de atrito e índice de compressibilidade para a máxima carga aplicada ( $\Delta\sigma_v/\Delta\sigma_{vmax}=1$ ). Observa-se que a razão de  $dV_v/dV_h$  aumenta com o aumento do ângulo de atrito ( $\phi$ ) e, para mesmo ângulo de atrito a razão cresce com a compressibilidade do material (maior  $\lambda$ ).

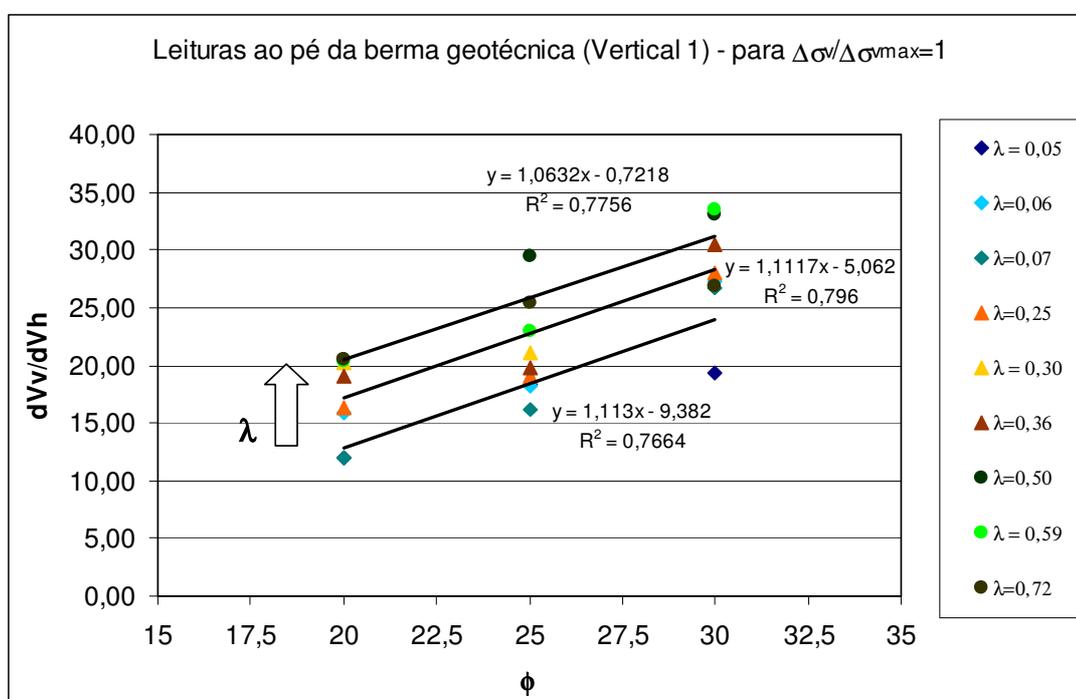


Figura 4.21 – Relação de volumes deslocados por ângulo de atrito, caso não drenado – Leituras Vertical 1.

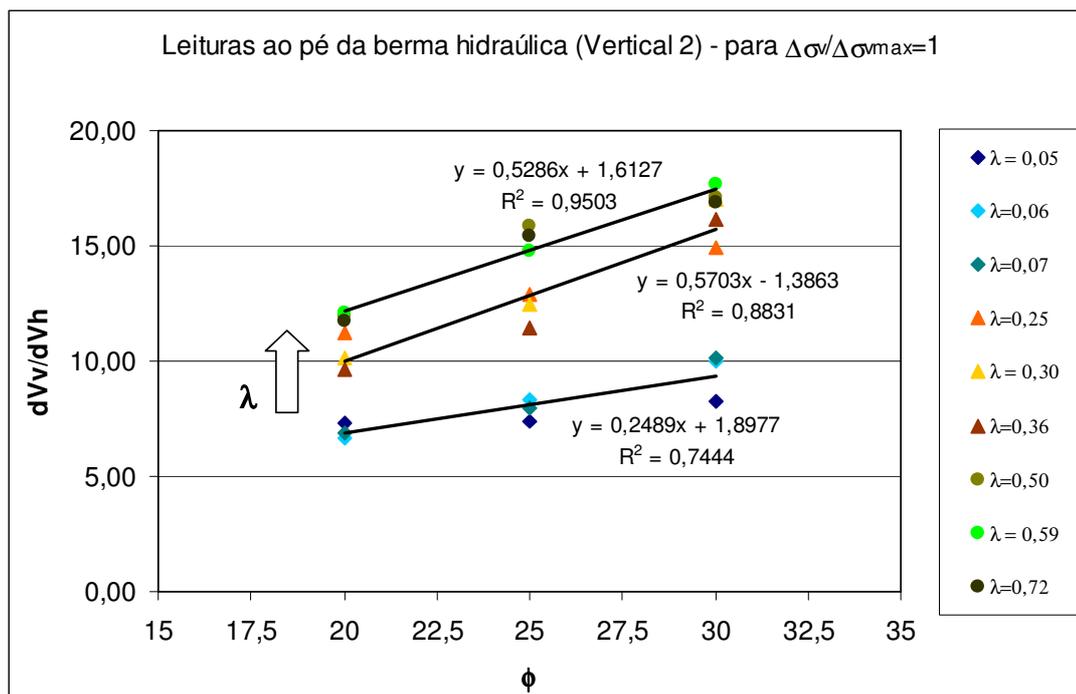


Figura 4.22 – Relação de volumes deslocados por ângulo de atrito, caso não drenado – Leituras Vertical 2.

As Figuras 4.23 e 4.24 por sua vez apresentam a correspondência entre variação de índice de compressibilidade e volume horizontal deslocado máximo (quando  $\Delta\sigma_v/\Delta\sigma_{v\max}=1$ ). Observe-se que as variações de volume horizontal crescem com o aumento da compressibilidade  $\lambda^*$  e, para uma mesma compressibilidade  $V_h$  reduz com a resistência ( $\phi$ ).

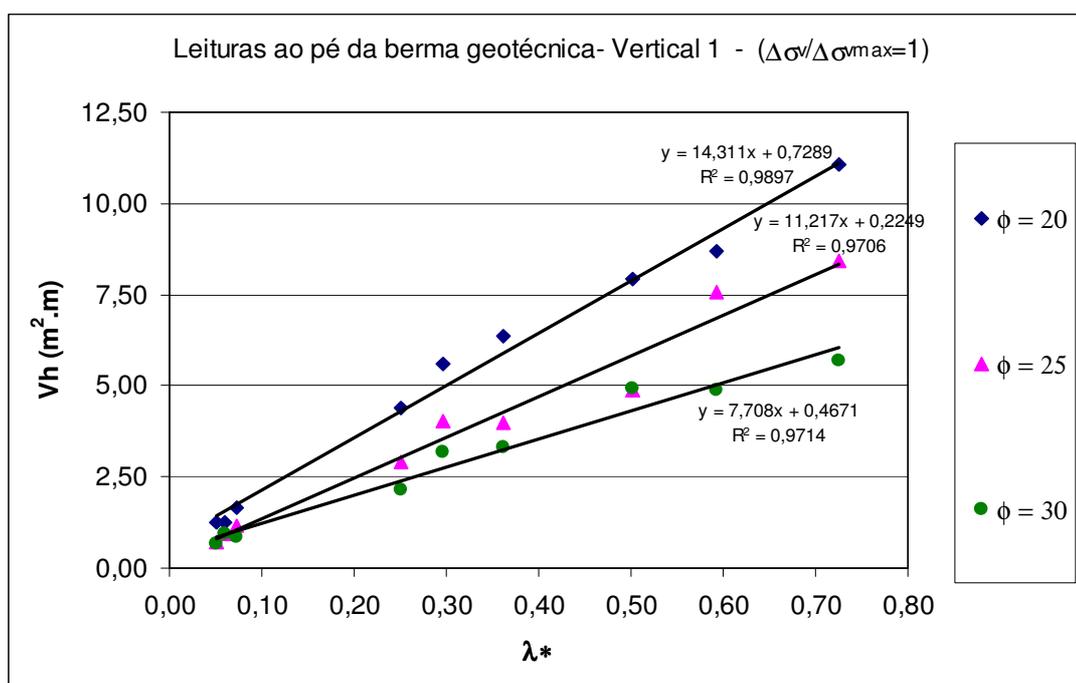


Figura 4.23 – Relação Índice de compressibilidade por volume horizontal máximo – Vertical 1.

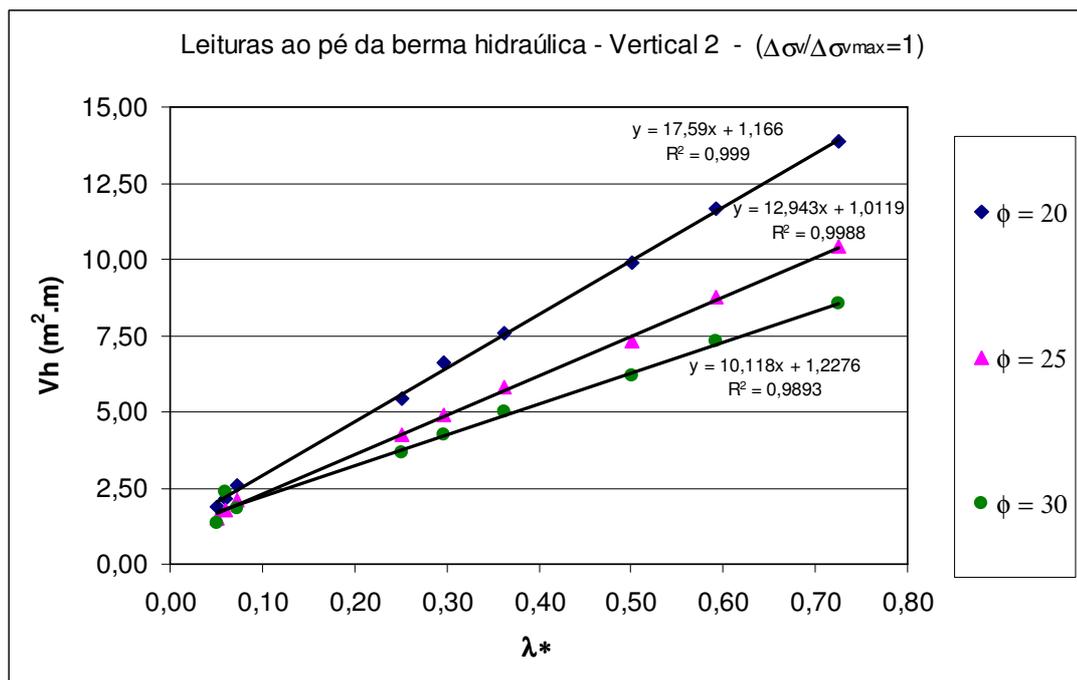


Figura 4.24 – Relação Índice de compressibilidade por volume horizontal máximo – Vertical 2.

As análises apresentadas podem ser expressas em função da variação do fator de segurança (fator de segurança Plaxis) conforme apresentado na Tabela 4.3 e Figuras 4.25 e 4.26. Observa-se nestas análises que o fator de segurança (FS) é controlado pelos parâmetros de resistência do solo de fundação, sendo pouco sensível à compressibilidade, uma vez que a abordagem do programa define o fator de segurança diretamente pela redução dos parâmetros de resistência. Evidentemente esta observação é compatível com o modelo físico e constitutivo adotado nas análises. Para as condições analisadas, os FS variam entre 1,7 para as análises drenadas, reduzindo para a unidade (condição de ruptura) nas análises não drenadas com ângulo de atrito de  $20^\circ$ .

Tabela 4.3 – Variação de Fator de Segurança

Simulação	$\lambda^*$	$C_c$	$e_0$	$\varphi'$ (graus)	Simulações <b>com</b> camada de vaza		Simulações <b>sem</b> camada de vaza	
					<b>FS drenado</b>	<b>FS não-drenado</b>	<b>Fs drenado</b>	<b>FS não-drenado</b>
Sim1	0,07	0,3	0,8	20	1,30	1,04	1,42	1,00
Sim2	0,36	1,5			1,29	1,00	1,43	1,00
Sim3	0,72	3			1,31	1,00	1,42	1,00
Sim4	0,06	0,3	1,2		1,30	1,04	1,41	1,00
Sim5	0,30	1,5			1,30	1,00	1,43	1,00
Sim6	0,59	3			1,30	1,00	1,42	1,00
Sim7	0,05	0,3	1,6		1,30	1,04	1,42	1,00
Sim8	0,25	1,5			1,29	1,00	1,43	1,00
Sim9	0,50	3			1,30	1,00	1,43	1,00
Sim10	0,07	0,3	0,8	25	1,30	1,24	1,59	1,25
Sim11	0,36	1,5			1,29	1,18	1,59	1,19
Sim12	0,72	3			1,30	1,18	1,59	1,21
Sim13	0,06	0,3	1,2		1,30	1,23	1,59	1,25
Sim14	0,30	1,5			1,29	1,18	1,59	1,20
Sim15	0,59	3			1,29	1,19	1,59	1,19
Sim16	0,05	0,3	1,6		1,30	1,25	1,59	1,25
Sim17	0,25	1,5			1,29	1,19	1,59	1,21
Sim18	0,50	3			1,29	1,18	1,59	1,20
Sim19	0,07	0,3	0,8	30	1,30	1,33	1,66	1,33
Sim20	0,36	1,5			1,30	1,37	1,65	1,39
Sim21	0,72	3			1,30	1,34	1,65	1,39
Sim22	0,06	0,3	1,2		1,29	1,30	1,66	1,42
Sim23	0,30	1,5			1,29	1,36	1,65	1,39
Sim24	0,59	3			1,30	1,34	1,65	1,37
Sim25	0,05	0,3	1,6		1,30	1,29	1,66	1,44
Sim26	0,25	1,5			1,29	1,36	1,65	1,39
Sim27	0,50	3			1,30	1,36	1,65	1,39

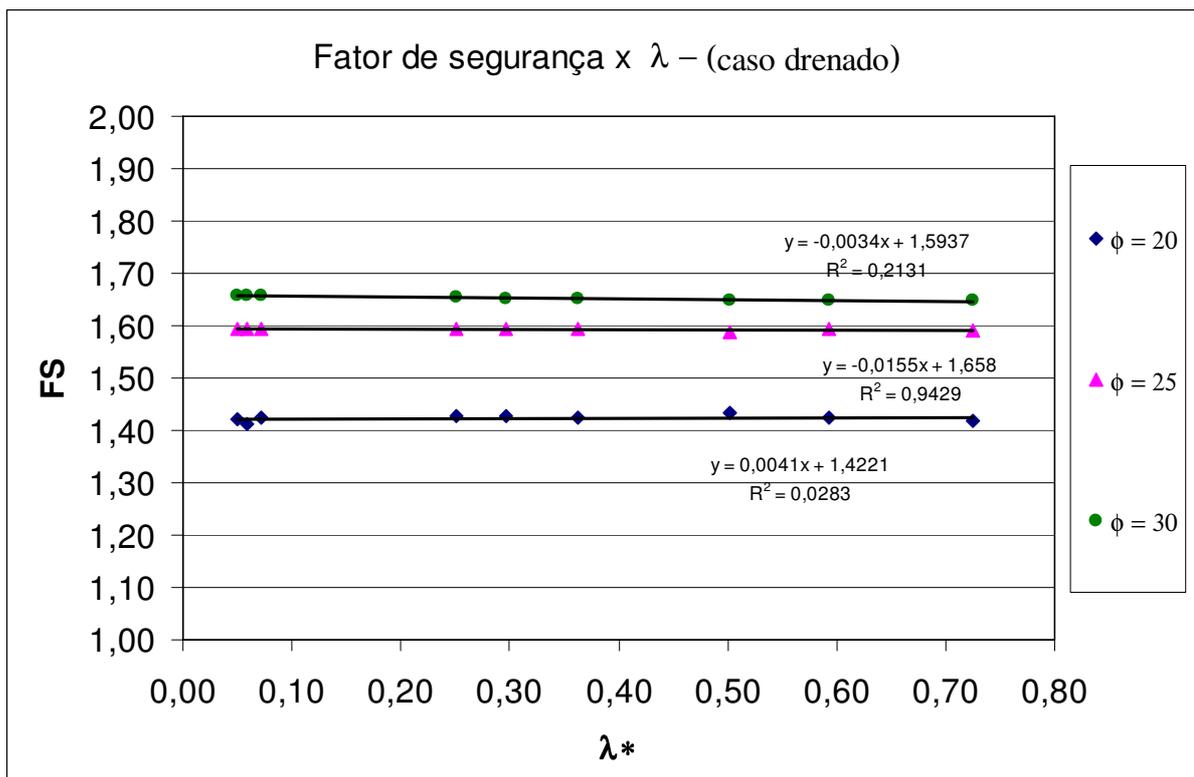


Figura 4.25 – Variação do fator de segurança – análises drenadas.

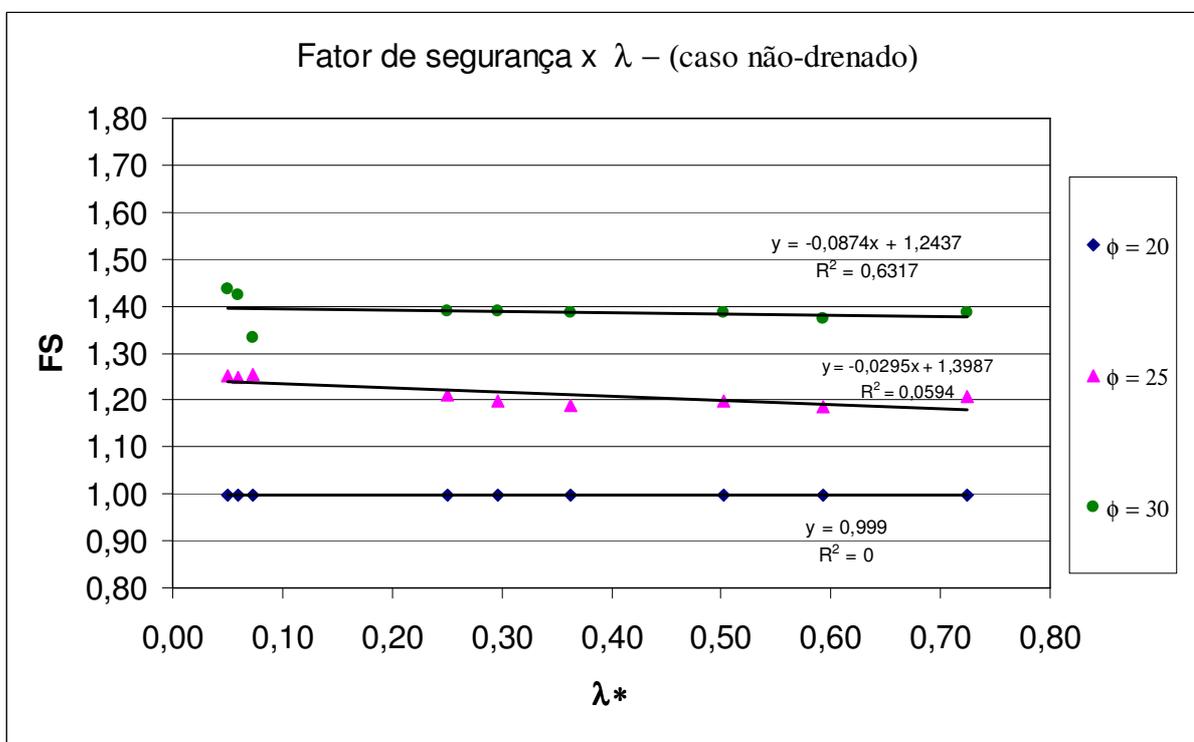


Figura 4.26 – Variação do fator de segurança – análises não - drenadas.

Em suma a análise paramétrica define que:

- a) A relação unitária de  $dV_v/dV_h$  comprova a ocorrência de comportamento não drenado, como esperado em uma solicitação a volume constante. Com a evolução do processo de drenagem os valores de  $dV_v/dV_h$  crescem consideravelmente atingindo valores da ordem de até 60 nas análises realizadas;
- b) Os valores de  $dV_v/dV_h$  são função dos parâmetros de resistência e compressibilidade do solo de fundação, da geometria da área carregada e dos locais onde as leituras são realizadas;
- c) O ângulo de atrito e o índice de compressibilidade devem ser avaliados separadamente, pois ambos influenciam o campo de deslocamentos de maneira distinta;
- d) Os fatores de segurança são diretamente ligados aos parâmetros de resistência, não sofrendo influência significativa quando da modificação de compressibilidade, em consonância com o modelo adotado;
- e) Não se pode adotar relações previamente estabelecidas entre  $V_v$  e  $V_h$  com os fatores de segurança da obra. Os valores de  $dV_v/dV_h$  dependem de diversos fatores, conforme discutido ao longo deste capítulo. Recomendam-se análises numéricas específicas para estabelecer níveis de alerta de cada projeto.

### 4.3 AFERIÇÃO DOS PARÂMETROS DE PROJETO

Uma vez concluída a análise paramétrica, procederam-se a simulação dos ensaios triaxiais com o objetivo de calibrar o modelo previamente à previsão de desempenho da obra de ampliação dos molhes do Rio Grande. Como os ensaios triaxiais apresentam condições de contorno definidas, a modelagem das curvas tensão-deformação e das trajetórias de tensões em diagramas  $p \times q$  pode proporcionar uma análise de representatividade dos ensaios e ajuste dos parâmetros.

As amostras analisadas foram referenciadas no Capítulo 3, referente à caracterização da obra de ampliação dos molhes, sendo estas correspondentes às retiradas com amostrador Shelby de 4” nas profundidades de 2 e 6 metros do fundo marinho, próximas à seção MO03, campanha

de 2008. Os parâmetros de caracterização das amostras são resumidos na Tabela 4.4, na qual são apresentados os valores de peso específico ( $\gamma_{nat}$ ), índice de vazios inicial ( $e_0$ ), umidade ( $w$ ), índice de Compressão ( $C_c$ ), índice de recompressão/expansão ( $C_r$ ) e ângulo de atrito interno ( $\phi'$ ).

Tabela 4.4 – Caracterização das amostras Shelby

$z$ (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$	$w$ (%)	$C_c$	$C_r$	$\phi'$
25 (amostra ARG2m)	13,1	3,6	127	1,65	0,25	26°
29 (amostra ARG6m)	17,0	0,856	33	0,17	0,02	29°

É interessante notar a consistência dos parâmetros medidos nas amostras coletadas as profundidades de 25 e 29 metros. Schnaid (2009) reporta relações publicadas na literatura entre  $C_c$  e  $e_0$ , conforme expressões 4.18 e 4.19:

$$C_c = 0.69e_0 - 0.32 \quad (\text{Equação 4.18})$$

$$\frac{C_c}{(1 + e_0)} = 0,3 \quad (\text{Equação 4.19})^{(1)}$$

Obs:

(1) Relação argilas do Rio Grande segundo Hallal (2003).

Para a profundidade de 25m, o valor de  $C_c=1,65$  obtido em laboratório está na faixa de ocorrência dos valores sugeridos pelas equações, que resulta em valores na faixa entre 1,38 e 2,16 para índice de vazios inicial de 3,6, correspondendo a  $\lambda$  de 0,156.

A comparação das curvas tensão-deformação-poropressão medidas e estimadas para a profundidade de 25m são apresentadas na Figura 4.27, para tensões confinantes de 50, 100 e 400kPa, respectivamente. As trajetórias de tensões correspondentes são mostradas na Figura 4.28. Em geral, a simulação captura as características de comportamento medidas nos ensaios, com exceção da curva relativa à pressão de confinamento de 400kPa que é claramente superestimada.

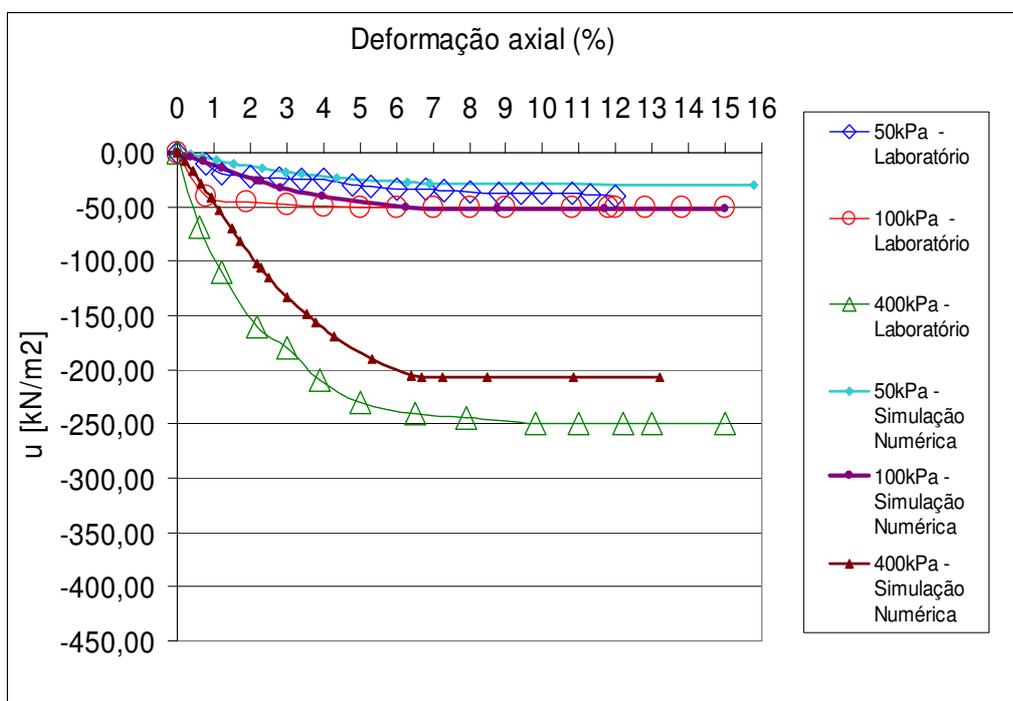
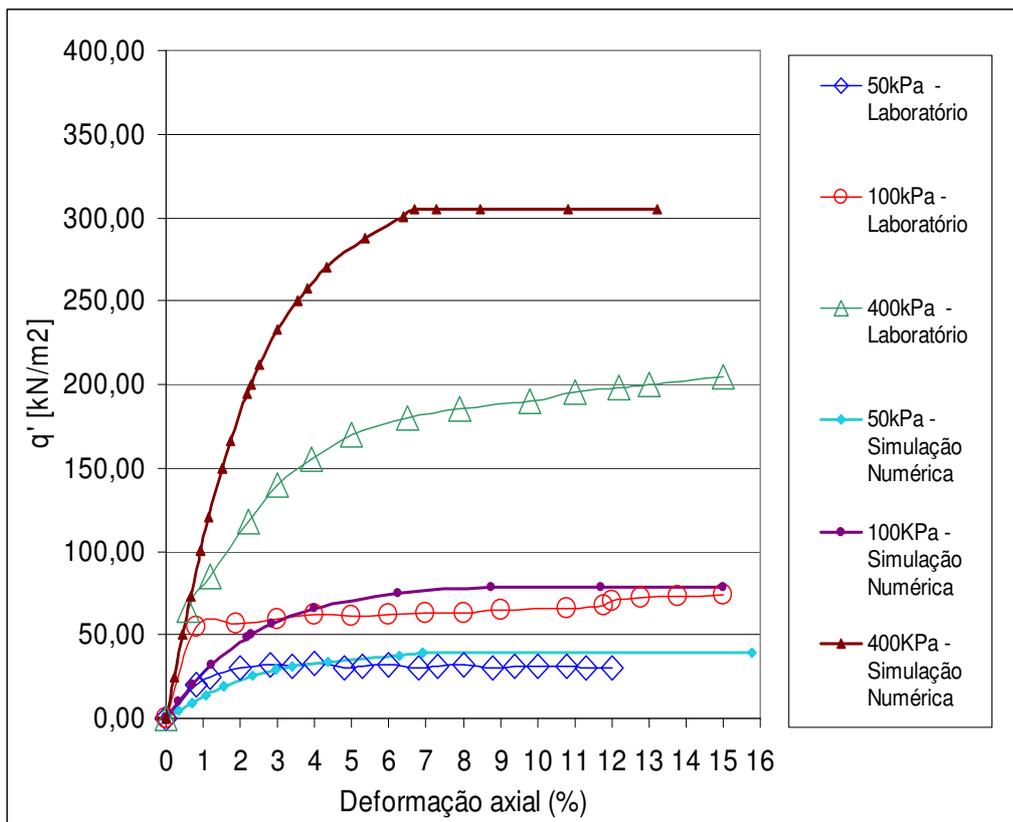


Figura 4.27 Ensaios triaxiais CIU para profundidade de 25m

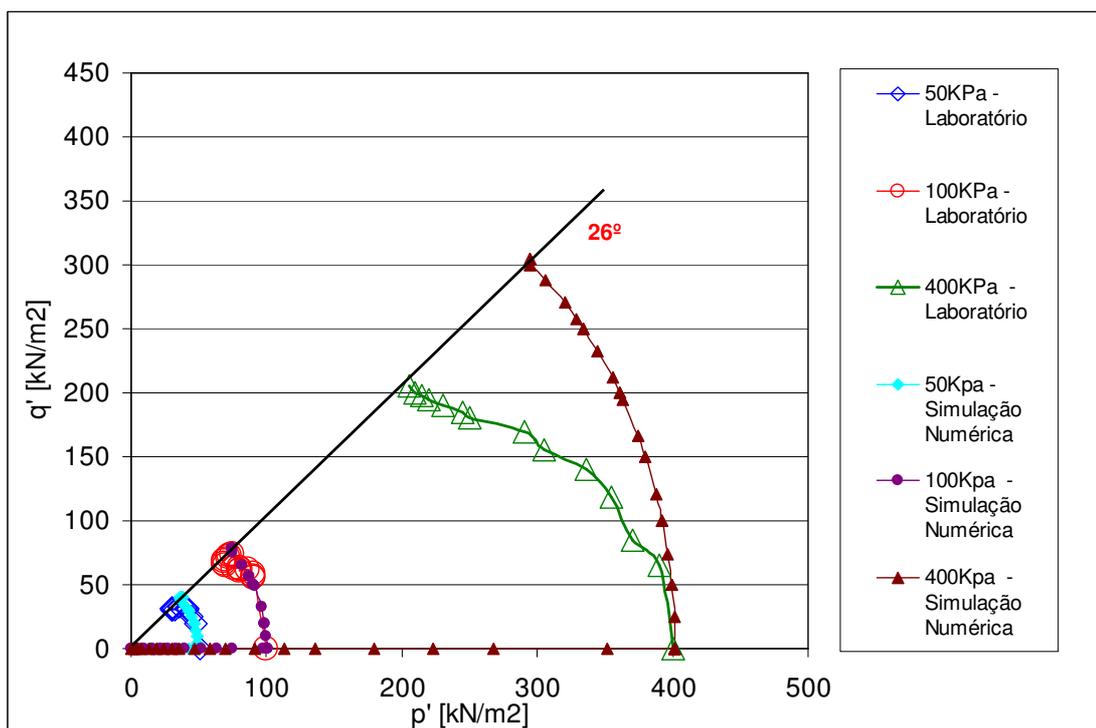


Figura 4.28. Trajetórias de tensões triaxiais (profundidade de 25m).

As amostras retiradas a 29m de profundidade apresentam valores de  $C_c = 0,17$  para índice de vazios de 0,856, abaixo da faixa de ocorrência estimada pelas Equações 5.2 e 5.3 ( $C_c$  entre 0,27 e 0,557). A inconsistência nestes resultados exigiu uma avaliação dos ensaios triaxiais, buscando-se através de ajustes obter parâmetros representativos do solo a 29m de profundidade. Os resultados são mostrados nas Figuras 4.29 e 4.30, nas quais apresentam-se a comparação das curvas tensão - deformação - poro pressão e das trajetórias de tensões, respectivamente. Verifica-se que as previsões superestimam as tensões medidas de laboratório, sendo que a diferença entre valores medidos e estimados reduz com o aumento do índice de compressão. Por este motivo adotam-se como valores de projeto:  $C_c=0,5$ ;  $e_0=1,0$  resultando em  $\lambda$  de 0,109. O ângulo de atrito adotado foi ligeiramente inferior ao obtido pelo ensaio ( $28^\circ$  em contrapartida aos  $29^\circ$  medidos no ensaio triaxial).

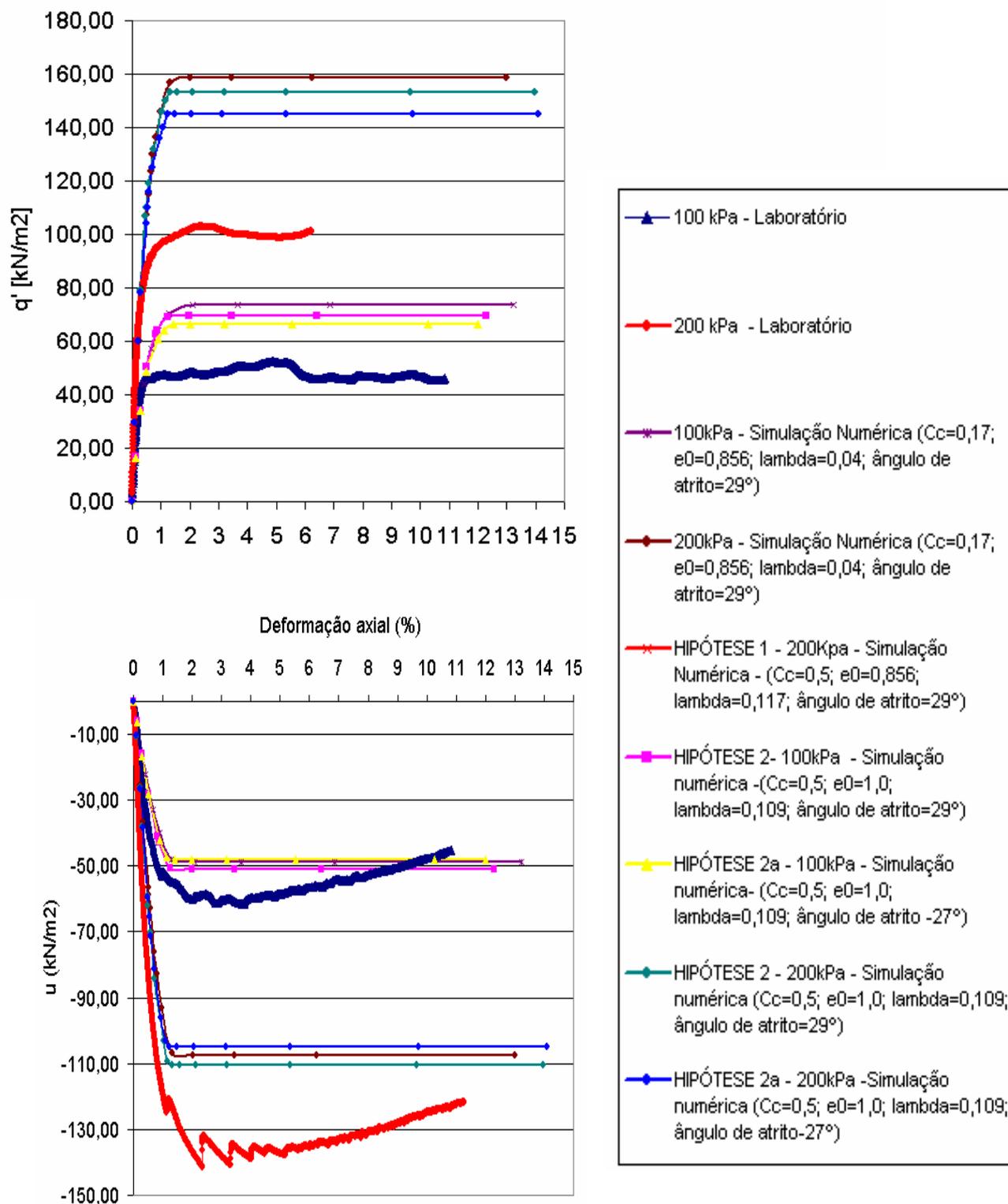


Figura 4.29 Ensaio triaxiais para profundidade d 29m

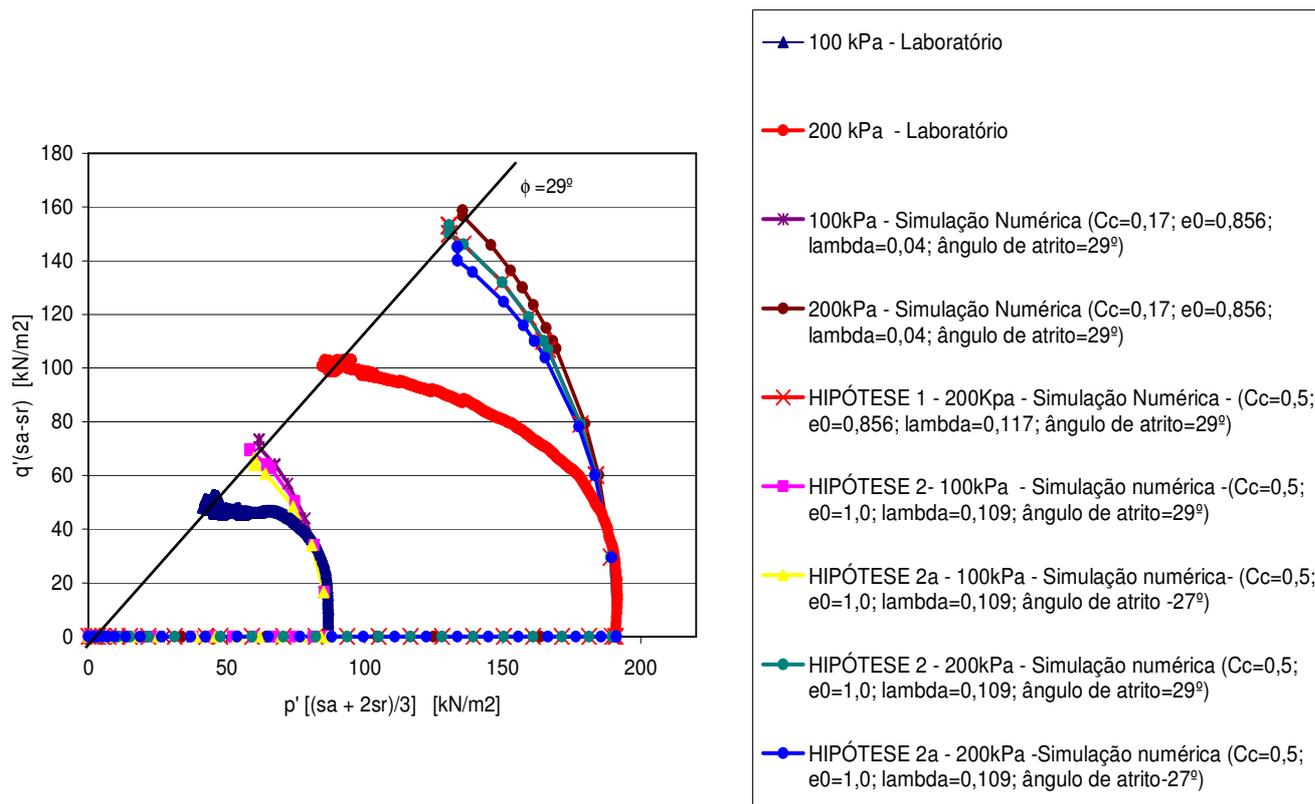


Figura 4.30 Trajetórias de tensões obtidas em ensaio triaxiais (profundidade de 29m).

Os parâmetros definidos nestas análises são usados posteriormente na previsão de desempenho da obra de ampliação dos molhes de Rio Grande.

## 5. PROJETO INTERATIVO DOS MOLHES DA BARRA

O presente capítulo aborda o Projeto Interativo (*Interactive Design*) da obra de ampliação dos molhes da barra, detalhando as fases de retroanálise de acordo com o transcorrer da obra. Ao término do capítulo faz-se uma discussão quanto à definição de critérios de alerta advindos da aplicação do Projeto Interativo.

### 5.1 RETROANÁLISES FASE I

Segundo Negro Jr. et al (2009) o Projeto Interativo aplicado a aterros sobre solos moles é um processo de avaliação contínua, onde modelo e projeto são continuamente recalibrados. Esta reavaliação é por consequência fruto da observação da estabilidade da obra, a qual é feita através do acompanhamento da evolução de deslocamentos e poro pressões, com a aplicação de algum dos métodos já detalhados nos capítulos anteriores (e.g. Método dos Volumes Deslocados, análise de distorções), ou através de retroanálise com aferição e ajuste do modelo e dos parâmetros constitutivos empregados na análise. Este último procedimento – frequentemente associado à aplicação de elementos finitos – caracteriza o Projeto Interativo, utilizando os resultados do monitoramento no processo de reavaliação do projeto.

A obra de ampliação dos molhes da barra é caracterizada como observacional, pois devido às características de baixa competência do subsolo marinho, exigiu acompanhamento por instrumentação e controle do processo construtivo, incluindo a observação das poro pressões e deslocamentos horizontais e verticais na camada de argila, como detalhado no Capítulo 3. Além disto, a abordagem interativa do projeto foi adotada devido à observação de deslocamentos horizontais acentuados na estação MO03 em agosto/setembro de 2009, os quais ressaltaram a necessidade de reavaliação do modelo. Esta reavaliação foi iniciada a partir da aferição dos parâmetros de projeto de acordo com o apresentado no Capítulo 4, acompanhado de aferição posterior da estratigrafia, de modo a buscar uma melhor adequação entre as leituras de campo e valores obtidos das simulações numéricas. A seguir apresentam-se as retroanálises iniciais das seções de instrumentação, MO03, MO04, ML01 e ML02. É importante ressaltar que a adoção de uma postura de Projeto Interativo também teve base na impossibilidade de acompanhamento somente pelo Método dos Volumes, uma vez que não se tem um perfil completo de deslocamentos verticais, os quais são monitorados em apenas um

ponto, junto ao pé da berma hidráulica, contrariando o recomendado para aplicação do método.

### 5.1.1 Molhe Oeste

O Molhe Oeste é composto por 4 estações de instrumentação, MO01, MO02, MO03 e MO04, as quais foram descritas anteriormente no Capítulo 3, de caracterização da obra. A retroanálise é restrita as estações MO03 e MO04 que se localizam mais próximas ao pé da berma hidráulica e possibilitaram o monitoramento das deformações necessárias ao acompanhamento da obra e ao entendimento dos mecanismos de estabilização associado.

#### 5.1.1.1 Estação MO03

A estação de instrumentação MO03 compreende o monitoramento realizado no trecho entre as estacas PW3510 e PW3660, de acordo com a Figura 5.1.

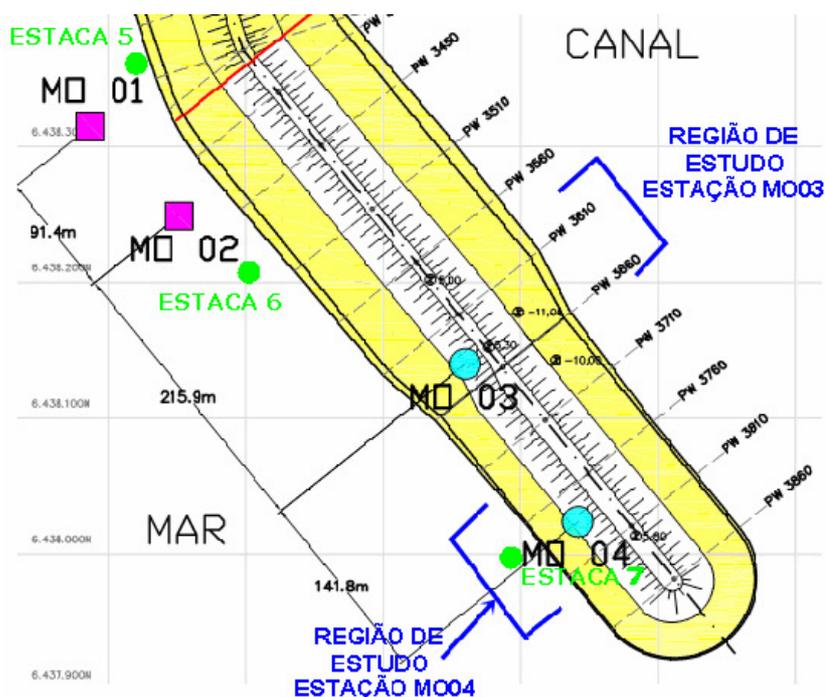


Figura 5.1 – Localização das Estações de Instrumentação MO01a MO04, e piezocone Estacas 5, 6 e 7

Para definição do perfil estratigráfico utilizou-se a estratigrafia detalhada pelos ensaios de piezocone referentes às Estacas 5, 6 e 7 da campanha de 2008 (Figuras 5.2 e 5.3), as quais abrangem a região em estudo. Observa-se neste local uma camada superficial de vaza (que

não foi completamente removida pelo lançamento do enrocamento dos molhes), seguida de camadas argilosa e silto-argilosa, com eventual lente arenosa.

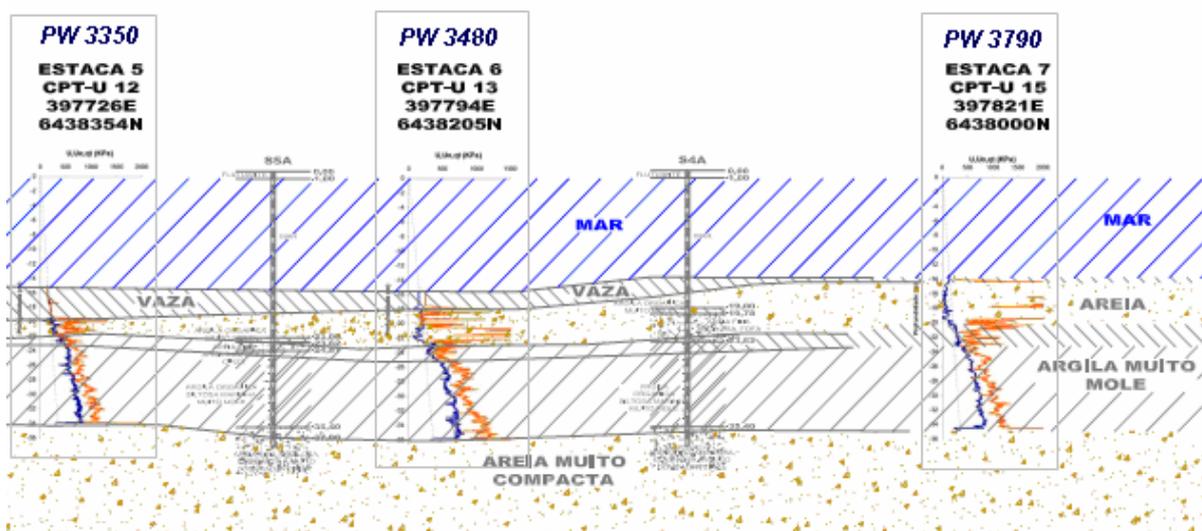


Figura 5.2 – Perfil Estratigráfico da região de localização das Plataformas MO03 e MO04.

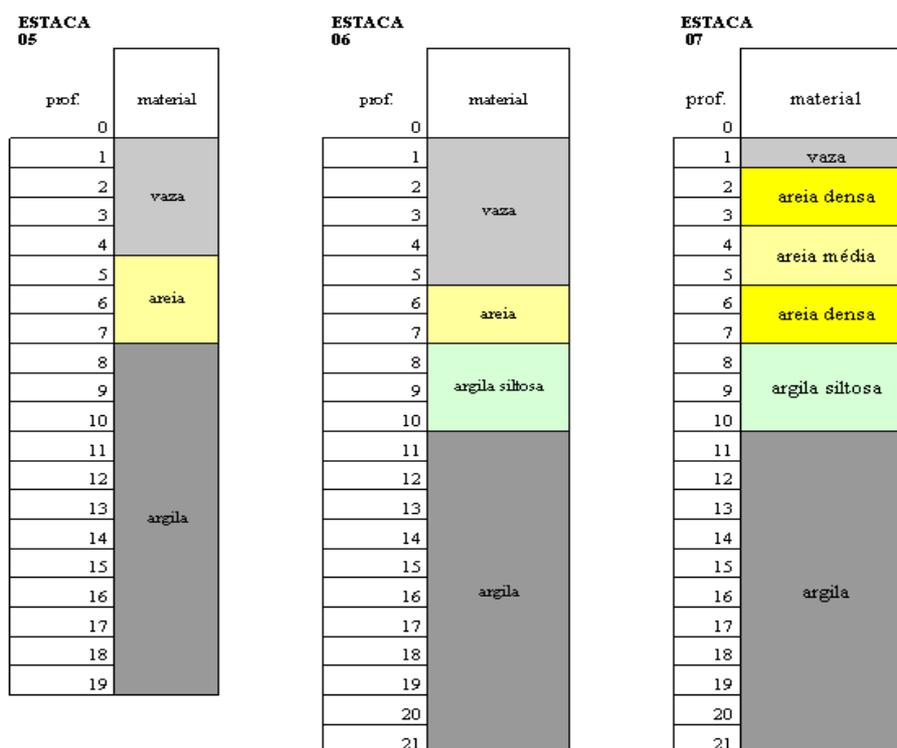


Figura 5.3 – Perfil geotécnico junto as Estacas 05, 06 e 07.

Para aferição da estratigrafia, as informações das sondagens foram relacionadas ao perfil de instalação da própria estação MO03, conforme ilustrado na Figura 5.4, no qual são observadas camadas de vaza com espessura entre 3m e 5m, seguida de argila orgânica arenosa cinza, com

espessura em torno de 6m e posteriormente camada argilosa orgânica de 11m de espessura. Subjacente observa-se um extrato arenoso de densidade elevada.

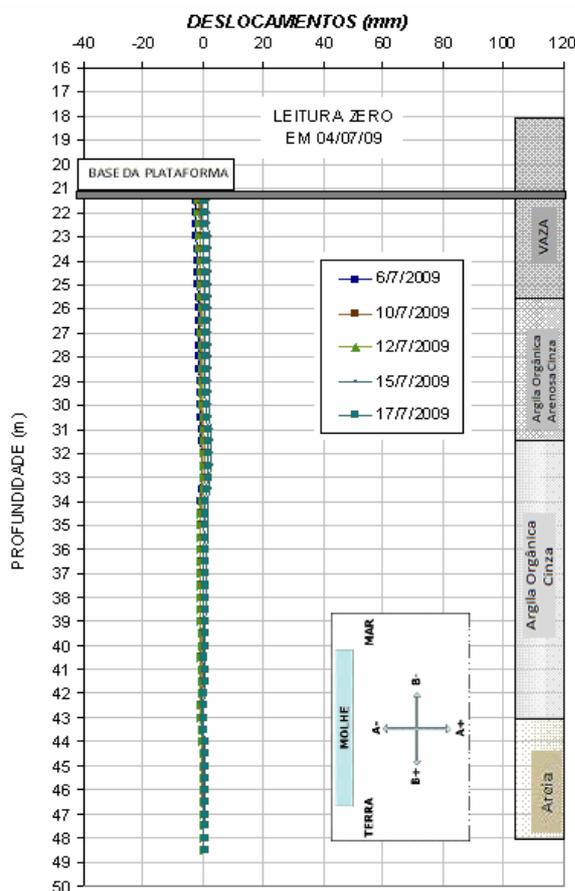


Figura 5.4 – Perfil geotécnico dado pela instrumentação – detalhe das leituras iniciais inclinômetro móvel seção MO03 (modificado GEOPROJETOS 2009).

Na Figura 5.5 é apresentada a seção característica utilizada nas análises numéricas, observando que a adoção desta seção foi discutida no Capítulo 4, de implementação numérica. A estratigrafia modelada é composta de uma camada de vaza que apesar de normalmente adensada tem seus parâmetros geotécnicos representados pelo ensaio triaxial referente à profundidade de 25m (amostra: ARG2m, campanha 2008, parâmetros:  $C_c$  1,6;  $e_0=3,6$  e ângulo de atrito de  $26^\circ$ ) e uma camada argilosa orgânica caracterizada pelo ensaio triaxial referente à profundidade de 29m (amostra: ARG6m, campanha 2008, parâmetros aferidos:  $C_c$  0,5;  $e_0=1,0$  e ângulo de atrito de  $28^\circ$ ). A camada intermediária entre vaza e argila orgânica, foi definida com propriedades geotécnicas de uma argila arenosa, com parâmetros geotécnicos definidos por valores intermediários aos característicos da camada de vaza e argila orgânica,

ou seja:  $C_c=1,0$ ;  $e_0=2,0$  e ângulo de atrito de  $26^\circ$ . Esta posição foi tomada tanto com base no perfil de instalação da seção MO03, o qual caracterizava esta camada intermediária como argila orgânica arenosa, também pela caracterização dada em alguns dos ensaios de piezocone, os quais definiam camadas entre vaza e argila orgânica, como sendo arenosas argilosas. A validade desta hipótese foi comprovada por simulações iniciais que adotavam camada de transição arenosa, com modelo de Mohr Coulomb, e resultavam em curvas descontínuas de deslocamentos horizontais, diferentes das curvas suavizadas observadas quando da modelação de uma camada argilosa de transição, comportamento este mais próximo às curvas lidas em campo.

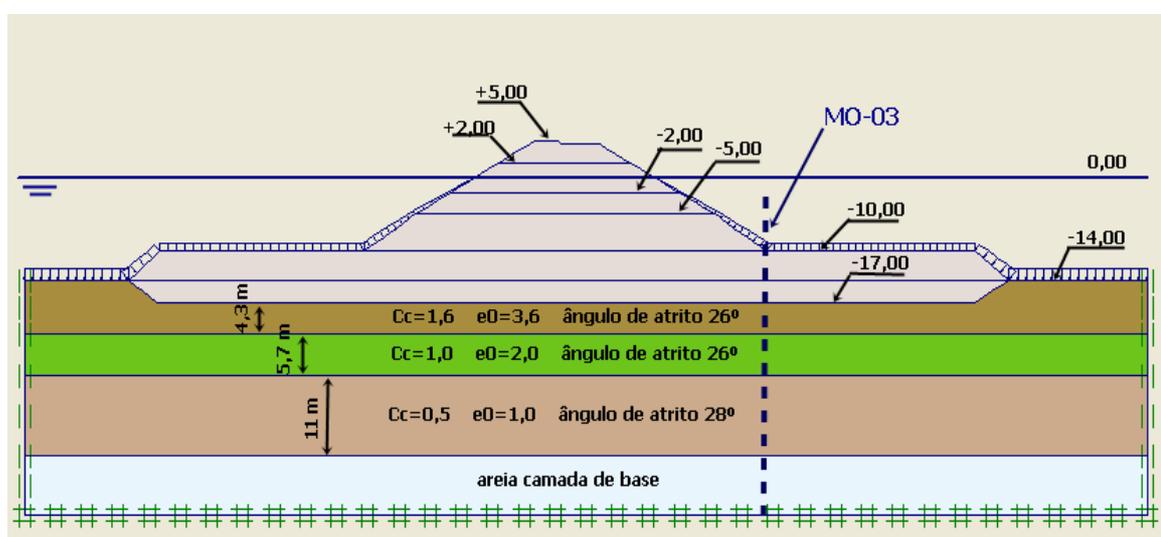


Figura 5.5 – Perfil adotado na simulação numérica da Estação MO03.

Observa-se que a penetração do enrocamento na vaza foi calculada inicialmente pelos consultores da obra, no presente trabalho, adotou-se como verdadeiro o valor de 3 metros dado. Ressalta-se ainda que na Figura 5.5 são apresentadas às diversas fases executivas incorporadas às simulações numéricas, correspondentes à elevação da berma geotécnica à cota -10m, seguida das fases de construção da berma hidráulica, até a cota +5m. Para melhor entendimento na Tabela 5.1 apresentam-se fases de alteamento e período de execução.

Tabela 5.1 – Fase de alteamento vs. período de execução – MO03

Fase executiva		Período
Fase I	Berma Geotécnica (cota -10m)	2001
	Berma Hidráulica até cota -5m	julho/2009
	Berma Hidráulica até cota +2m	dezembro/2009
Fase II	Fechamento +5m	julho/2010

Nas simulações foram testadas algumas trajetórias drenadas, não drenadas e parcialmente drenadas com o objetivo de avaliar o impacto das condições de drenagem nos campos de tensões e deslocamentos observados. Entre as várias trajetórias testadas, a melhor representação do comportamento em campo foi definida através de 3 fases executivas, representadas com diferentes condições de drenagem:

- a) berma geotécnica carregada em condição não drenada, seguida da completa dissipação do excesso de poro pressões devido ao tempo transcorrido entre 2001 e 2007 (obra paralisada);
- b) núcleo da berma hidráulica carregada em trajetória não drenada até a cota -5m (lançamento do enrocamento por embarcação), seguido de drenagem parcial;
- c) berma hidráulica carregada em trajetória não drenada entre as cotas -5m e +2m (lançamento por ponta de aterro).

Sabendo-se que a instrumentação iniciou somente após o lançamento do enrocamento na cota -5m, com monitoramento sistemático durante a construção por ponta de aterro, os dados obtidos das simulações numéricas foram também referenciados à cota -5m. Os comparativos de resultados para estação MO03, são apresentados nas Figuras 5.6 a 5.10 na forma de deslocamentos horizontais de acordo com as leituras inclinométricas, recalques advindos das aranhas magnéticas, poro pressões através das leituras piezométricas, contrapostos aos dados previstos pela retroanálise (previsão classe C, LAMBE e WHITMAN 1969).

A evolução dos deslocamentos horizontais é detalhada na Figura 5.6, na qual observa-se uma boa aproximação entre os valores medidos e estimados. Deslocamentos máximos da ordem de 100mm são verificados para a elevação dos molhes na cota +2m, embora na simulação estes valores ocorram mais próximos à superfície que aqueles medidos *in situ*. Como o ajuste de curvas de deslocamentos é satisfatório, apresenta-se na figura a previsão de deslocamentos horizontais  $\delta_H$  futuros para a elevação na cota final +5m. Neste caso considerando-se condições não drenadas, o valor máximo de  $\delta_H$  é de aproximadamente 170mm.

Na Figura 5.7 apresenta-se o valor final do deslocamento horizontal, após a completa dissipação do excesso de poro pressão. Com a dissipação os deslocamentos atingem valores da ordem de 600mm, cujo valor só será atingido anos após a conclusão da obra e estará associado a ganhos de resistência decorrentes do processo de adensamento.

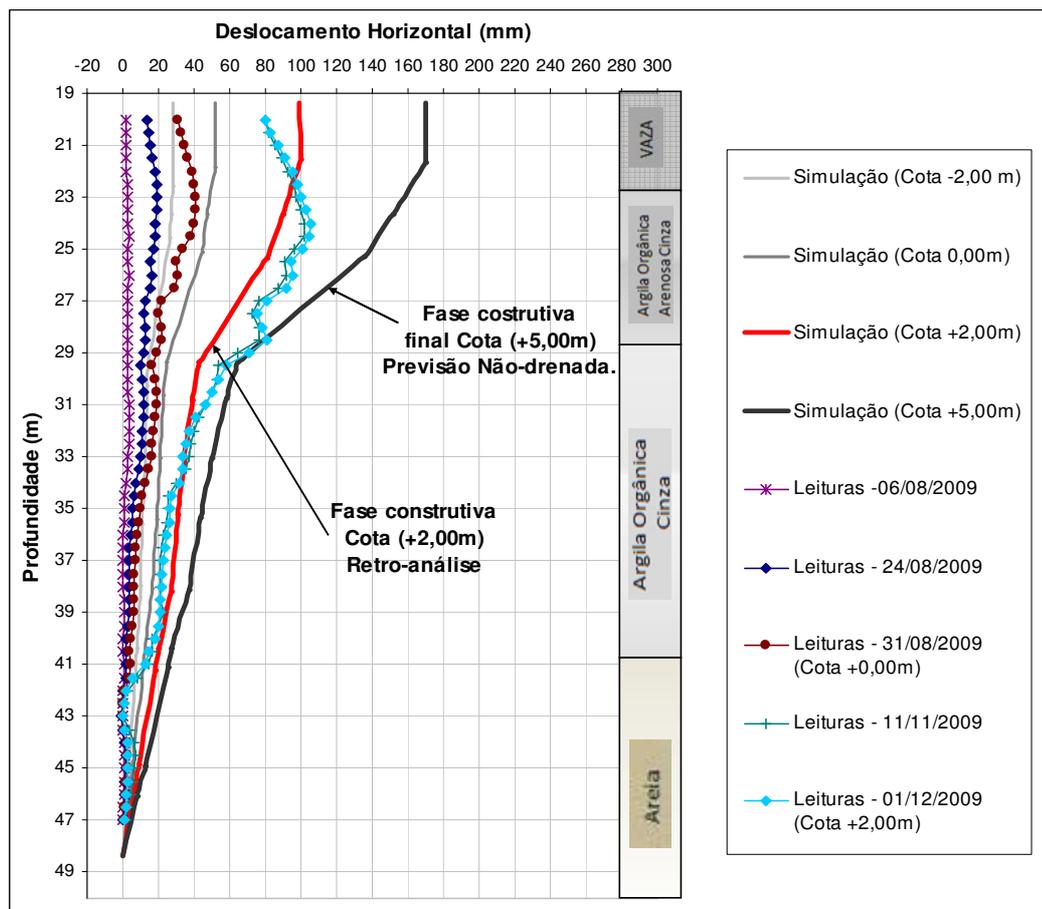


Figura 5.6 – Deslocamentos horizontais medidos e previstos – retroanálise Fase I, Estação MO03.

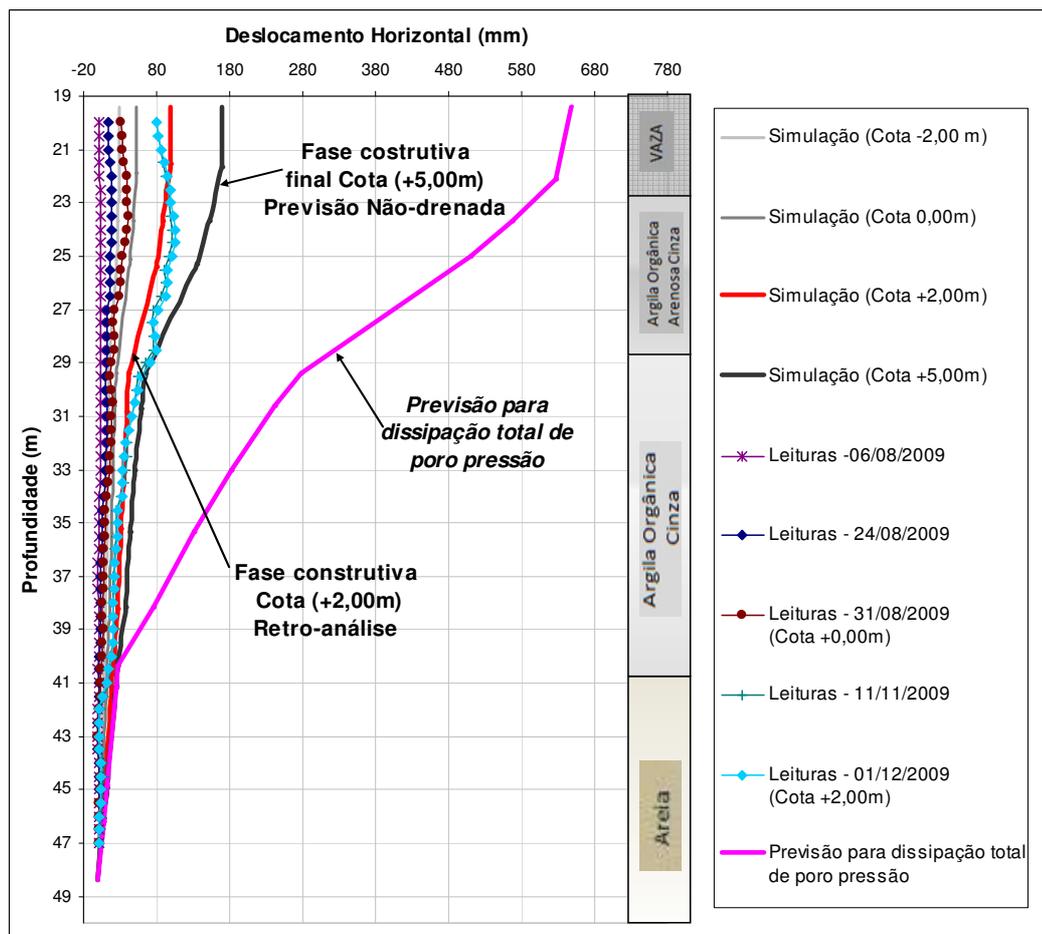


Figura 5.7 – Previsão de deslocamentos horizontais após a completa dissipação de poro pressão – retroanálise Fase I, Estação MO03.

Os gráficos comparativos de distorções previstas e medidas são apresentados na Figura 5.8. Os maiores valores de distorção são observados na região de transição entre as camadas argilosas, fenômeno este capturado na simulação numérica e observado nas leituras de campo. Quanto aos valores máximos estimados, estes são da ordem de 20mm/m (2%), limite inferior aos valores máximos normalmente adotados como níveis de alerta à estabilidade (e.g. ORTIGÃO 1980; BRUGGER 1996; ALMEIDA et al 2000, ALMEIDA E MARQUES 2010), porém as leituras em campo são ligeiramente superiores às obtidas numericamente.

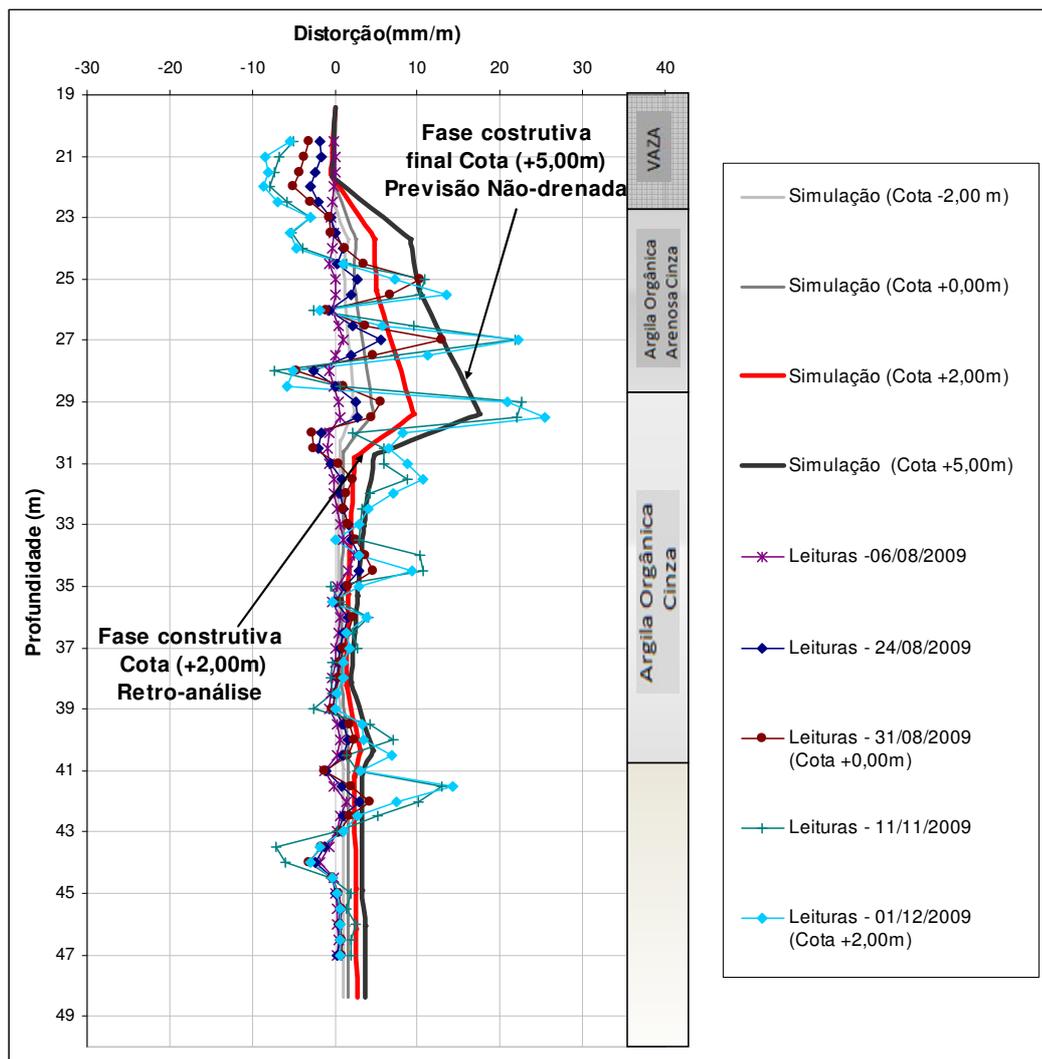


Figura 5.8 – Distorções previstas e medidas – retroanálise Fase I, Estação MO03.

A comparação entre poro pressões medidas e estimadas é apresentada na Figura 5.9. Os valores estimados são em geral ligeiramente superiores aos valores medidos, com exceção do valor relativo à profundidade de 25m. A comparação é sensível tanto às condições de drenagem adotadas nas simulações, como a eventuais discrepâncias na profundidade das camadas drenantes. Porém, apesar das discrepâncias, as simulações capturam os mecanismos observados *in situ*. As poro pressões máximas registradas na profundidade de 25m são da ordem de 45kPa e crescem discretamente (até 55kPa) na elevação final dos molhes considerando-se a trajetória perfeitamente não-drenada.

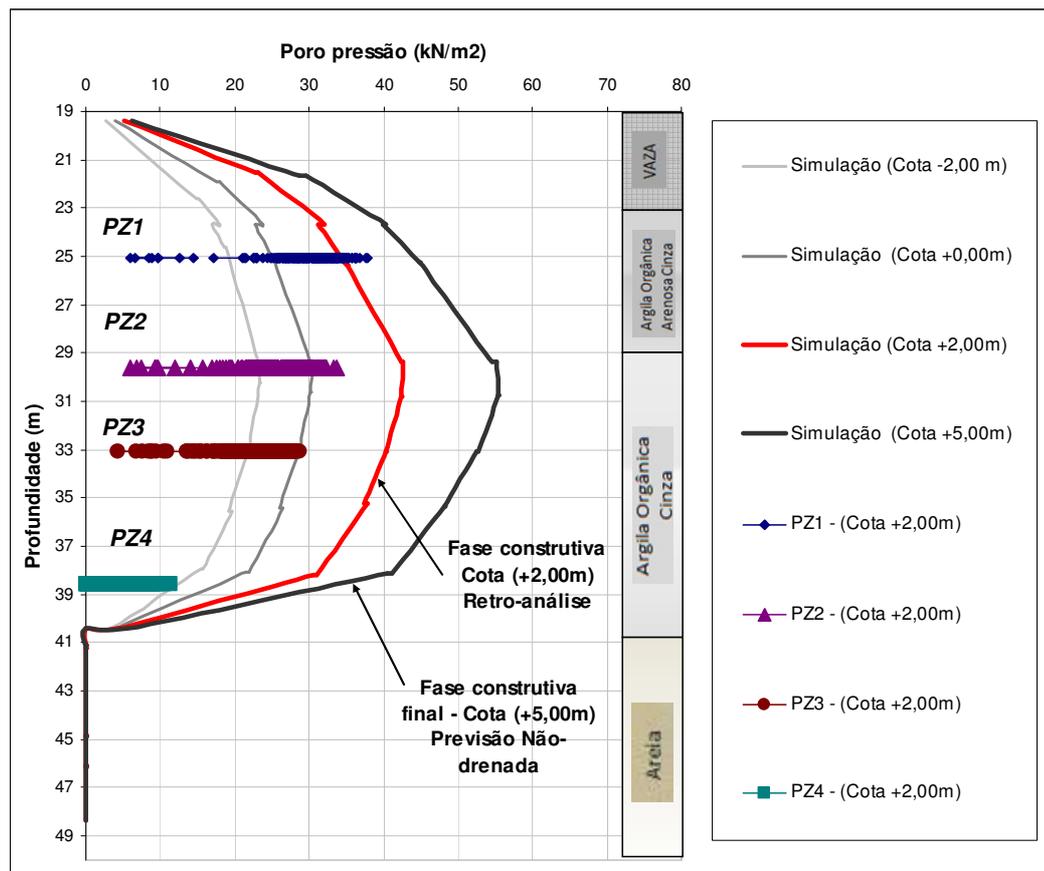


Figura 5.9 – Poro pressões previstas e medidas – retroanálise, Fase I, Estação MO03.

Na Figura 5.10 apresenta-se o comparativo de recalques lidos e simulados em condições drenadas e não-drenadas. Observa-se que esta verificação foi corrigida em tempo posterior às retroanálises iniciais, pois houve a necessidade de correção das leituras devido a um deslocamento da base da torre de instrumentação, a qual fornecia valores errôneos de deslocamentos, valores estes muito acima dos previstos pela simulação, no caso não-drenado. Também devido à perda das aranhas magnéticas AM04 (cota -30,92 m), e AM05 (cota -38,07 m), sendo AM05 base de referência segundo o substrato rígido, os valores de deslocamentos são especificados como valores relativos entre aranhas magnéticas. Assim a Figura 5.10 apresenta as previsões para os deslocamentos da aranha magnética AM01 (cota -19,8 m) e leituras referentes aos deslocamentos relativos entre as aranhas AM01 e AM03 (cota -27,19 m). Verifica-se que as leituras em campo são superiores à previsão não-drenada, de menos de 2cm, para avanço construtivo correspondente a cota +2,00m, chegando a 50% do recalque total previsto para a mesma etapa construtiva (30cm) em caso drenado. Como há uma boa concordância entre as previsões e leituras de deslocamentos horizontais e poro pressões, como detalhado anteriormente, as previsões quanto aos recalques verticais também são validadas.

Alguns casos observados na literatura [e.g. Negro Jr. et al (2009)] também relatam recalques superiores às previsões e não compatíveis com o nível de dissipação de poro pressão, e podem ser justificados pelo fenômeno de creep não-drenado, ou ainda por diferentes condições de drenagem durante processo construtivo.

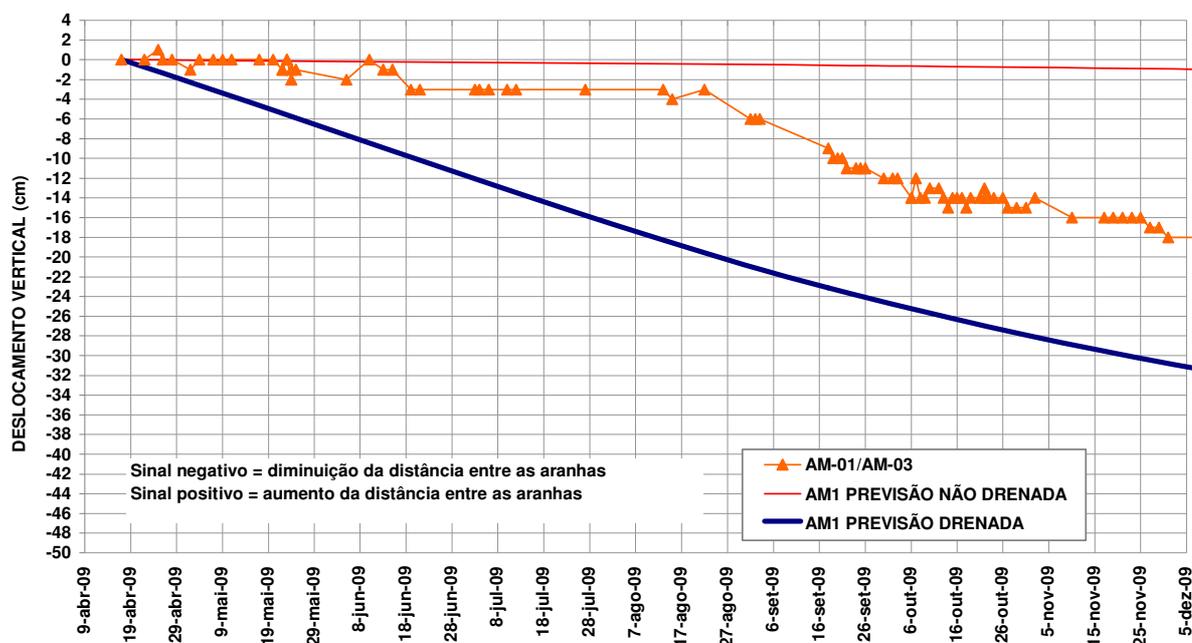


Figura 5.10 – Deslocamentos verticais previstos e medidos – retroanálise Fase I, Estação MO03.

Um resumo do processo de geração e dissipação de poro pressão e evolução de recalques obtidos pela simulação numérica é apresentado na Tabela 5.2. Observa-se desta que a estabilização final de deslocamentos prevista se dará após 9 anos do término da obra, quando da dissipação total de poro pressão gerada.

Tabela 5.2 – Previsão de poro pressões e recalques (MO03).

Cotas de alteamento do molhe	(-2,00m)	(0,00m)	(+2,00m)	(+5,00m)	Dissipação de Poro pressão
Poro pressão (kN/m <sup>2</sup> )	23,01	30,28	42,45	55,18	0
Recalques (cm)	0,56	0,56	1,56	1,92	68,91
Tempo	-	-	-	-	9,3 anos

De modo geral as previsões reproduziram os padrões de medidas provenientes do monitoramento da Estação MO03 da obra de ampliação dos molhes de Rio Grande. Com o modelo calibrado para esta etapa construtiva antecipou-se a possibilidade de previsão dos valores futuros de deslocamentos e poro pressões para a etapa final de construção.

Com base nas análises realizadas conclui-se que:

- a) Não há indícios de instabilidade da Estação MO03 durante a elevação dos molhes à cota -5m (etapa de final de construção) com fator de segurança estimado de 1,317;
- b) Os deslocamentos horizontais previstos para a fase de elevação dos molhes entre as cotas +2m e +5m são da ordem de 70mm, que somados aos 100mm já medidos atingem um valor final da ordem de 170mm;
- c) As poro pressões a serem medidas deverão apresentar aumento discreto devendo atingir valores máximos da ordem de 60kPa no centro da camada compressível.
- d) Os recalques totais (primário e secundário) estimados são da ordem de 80cm. Uma parte destes recalques já está ocorrendo durante a fase construtiva.

#### 5.1.1.2 Estação MO04

De modo similar à análise realizada na Estação MO03, a aferição das previsões feitas para a região de abrangência da estação MO04 iniciou pelo levantamento das seções características e respectivos ensaios de caracterização. Na Figura 5.1 foi apresentada a localização da seção de instrumentação MO04, a qual se situa no trecho de abrangência das seções PW 3760 a PW3810. Pelas seções de abrangência, verifica-se que a estratigrafia é definida pelo ensaio de piezocone correspondente à Estaca 7, já apresentado na Figura 5.2. Observa-se a presença de camada superficial de vaza, seguida de camadas arenosas e posterior camada argilosa.

Também como na estação MO03, as informações das sondagens foram relacionadas ao perfil de instalação da estação MO04 (Figura 5.11). A seção transversal foi então definida de acordo com o apresentado na Figura 5.12. Observa-se nesta estação que, diferentemente da estação MO03, a camada de vaza superficial foi considerada como removida devido ao lançamento da berma geotécnica. Subjacentes ao corpo do molhe foram definidas uma camada de argila arenosa (idem a postura adotada na seção anterior) com espessura de 5,5m e parâmetros  $C_c=1,0$ ;  $e_0=2,0$  e  $\phi=26^\circ$ , camada esta que define o substrato de transição à camada de argila orgânica de maior espessura 14,5m, com parâmetros:  $C_c=0,5$ ;  $e_0=1,0$  e  $\phi=28^\circ$ .

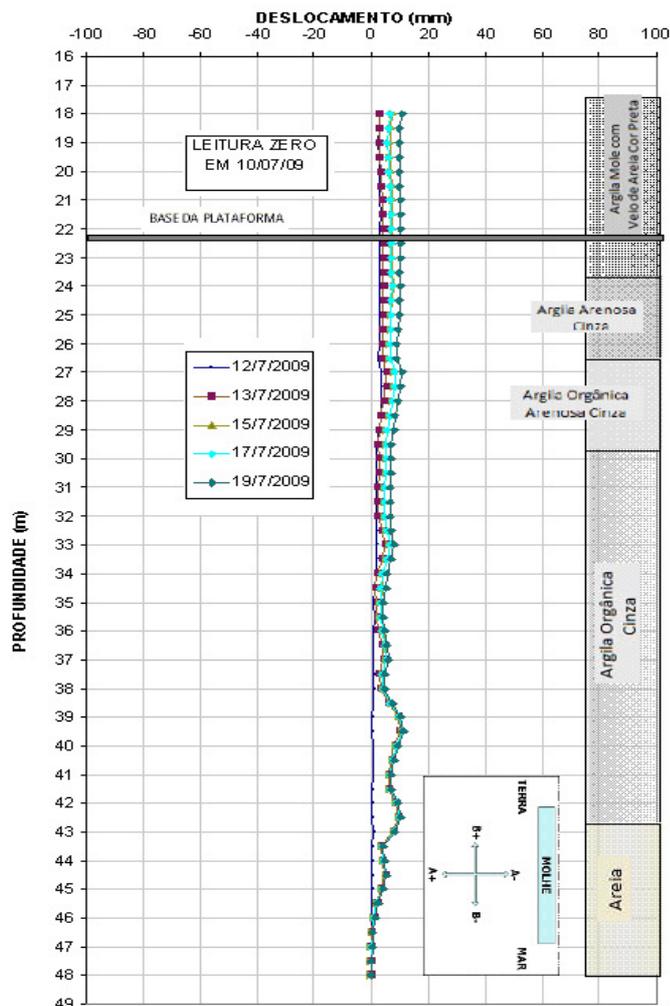


Figura 5.11 – Perfil geotécnico dado pela instrumentação – detalhe das leituras iniciais inclinômetro móvel seção MO04 (modificado GEOPROJETOS 2009).

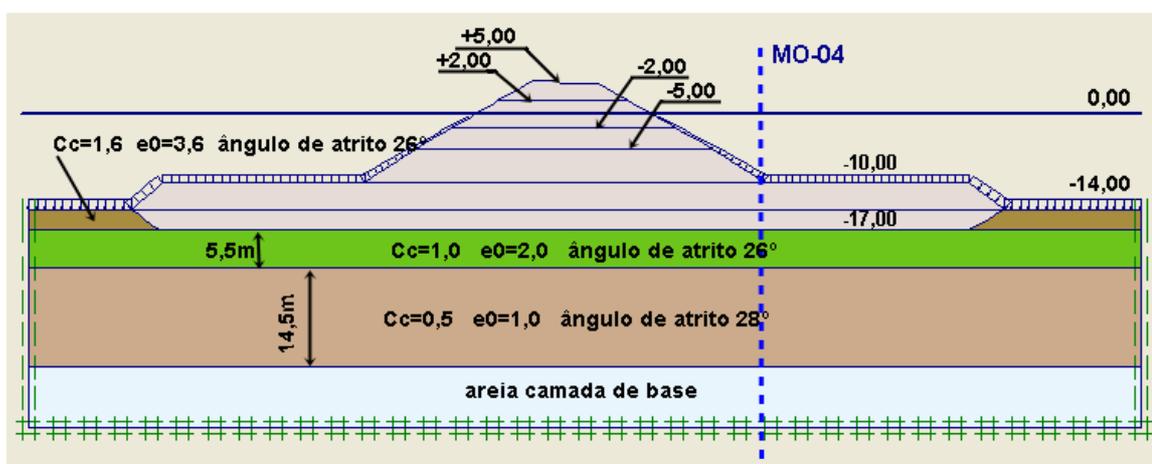


Figura 5.12 – Perfil adotado na simulação numérica da Plataforma MO-04

Chama-se a atenção que a aferição do modelo de simulação da estação MO04, como das seções posteriormente detalhadas, segue a padronização de parâmetros definidos para 3 camadas de solo de fundação, definidas como: camada superficial de vaza, com parâmetros

provenientes da amostra ARG2m da campanha de 2008; camada de argila mole, com parâmetros definidos pelo ensaio triaxial ARG6m da campanha de 2008; camada intermediária (argilas arenosas, ou areias argilosas) com parâmetros intermediários as duas camadas anteriores.

Na Tabela 5.3 apresentam-se a descritas as fases de alteamento com seus respectivos períodos de execução. A partir da observação destes definiu-se a trajetória de tensões para simulação, que analogamente a seção MO03 foi definida como: berma geotécnica carregada não-drenada, seguida da completa dissipação do excesso de poro pressões; núcleo da berma hidráulica carregada em trajetória não drenada até a cota -5m, seguido de drenagem parcial; e berma hidráulica carregada em trajetória não drenada entre as cotas -5m e +2m. A drenagem parcial é obtida através da própria simulação numérica, procurando-se ajustar as previsões às medidas do monitoramento.

Tabela 5.3 – Fase de alteamento vs. período de execução – MO04

Fase executiva		Período
Fase I	Berma Geotécnica (cota -10m)	2001
	Berma Hidráulica até cota -5m	Agosto/2009
	Berma Hidráulica até cota +2m	Fevereiro/2010
Fase II	Fechamento +5m	Agosto/2010

A evolução dos deslocamentos horizontais é detalhada na Figura 5.13, na qual observa-se uma boa aproximação entre os valores medidos e estimados para profundidades superiores a 25m. Deslocamentos máximos da ordem de 50mm são verificados neste caso para a elevação dos molhes na cota +2m. Nas camadas superficiais a previsão de deslocamentos apresenta-se superior à leitura de campo apresentando um valor máximo em torno de 60mm.

Na Figura 5.14 apresenta-se o valor final do deslocamento horizontal, após a completa dissipação do excesso de poro pressão. Com a dissipação, os deslocamentos atingem valores da ordem de 400mm para profundidade aproximada de 26m.

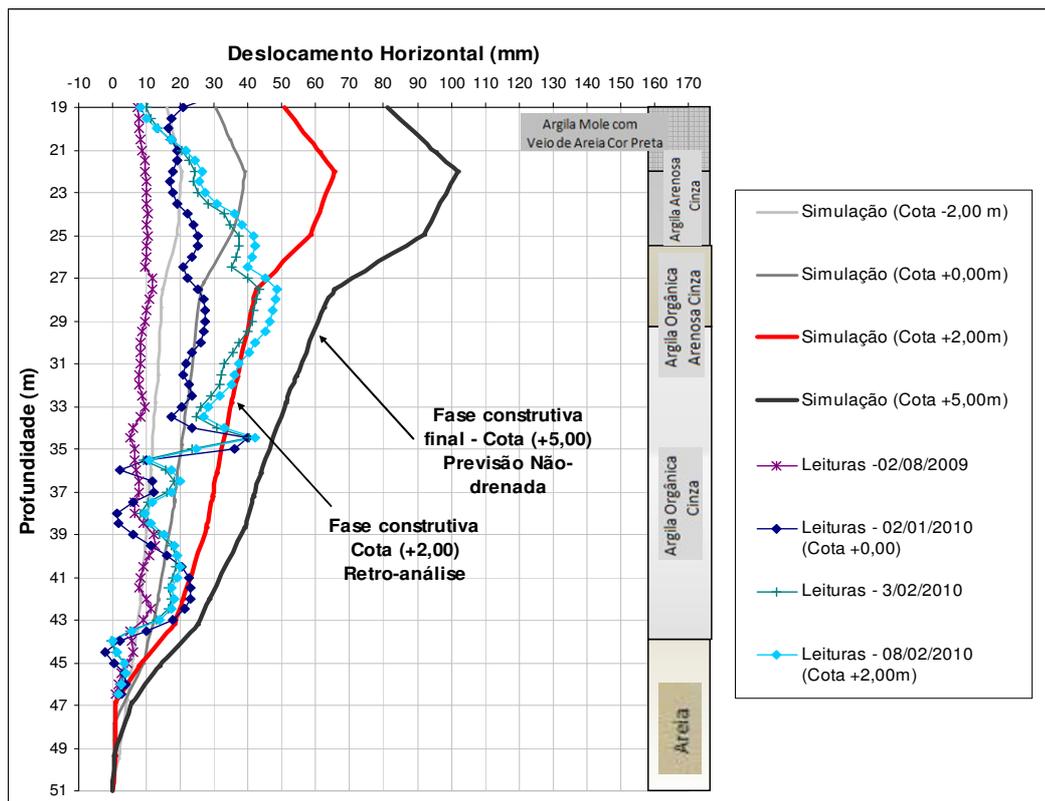


Figura 5.13 – Deslocamentos horizontais medidos e previstos – retroanálise Fase I, Estação MO04.

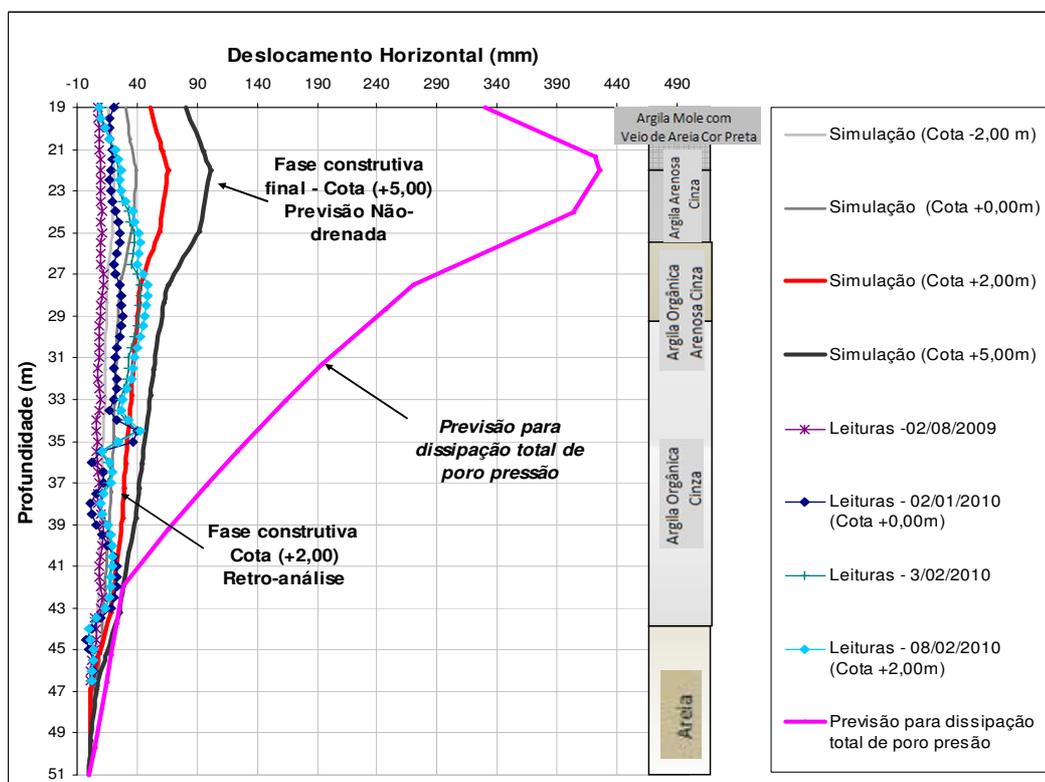


Figura 5.14 – Previsão de deslocamentos horizontais após a completa dissipação de poro pressão – retroanálise Fase I, Estação MO04.

Os gráficos comparativos de distorções previstas e medidas são apresentados na Figura 5.15. Os maiores valores de distorção previstos são novamente observados na região de transição entre as camadas argilosas. Os valores máximos estimados são da ordem de 10mm/m (1%), porém, as leituras em campo apresentam valores superiores, na ordem de 50mm/m (5%), neste caso, em posição central à camada de argila orgânica. Para entendimento do processo ocorrido em campo, apresenta-se a Figura 5.16 (modificada de Brugger (1996)) dos comportamentos típicos de distorções no processo de adensamento (Figura 5.16(a)), creep não-drenado (Figura 5.16(b)), e adensamento com creep (Figura 5.16(c)). Sabe-se que o efeito de creep não-drenado gera acréscimos significativos nas distorções e que estes mecanismos não são previstos nas simulações. Na referida figura, o tempo  $t_0$  é considerado como o instante final do carregamento. Quando o adensamento se processa sem *creep*, as distorções crescem mais rapidamente junto às fronteiras drenantes (Figura 5.16(a)) e lentamente no meio da camada, de acordo com o processo de dissipação de poro pressão. No comportamento típico de *creep* sem adensamento, após o término do carregamento as distorções crescem ao longo de toda a camada de solo mole (Figura 5.16(b)). Uma aceleração contínua das distorções em algum ponto ( $t_2$ ) é indicativo do processo de ruptura por creep não-drenado. Na ruptura este aumenta indefinidamente até atingir um valor crítico, o qual também é diagnosticado pelo aumento das poro pressões neste ponto, sem que haja carregamento. Em uma situação real, os dois processos ocorrem simultaneamente, conforme Figura 5.16(c). Como no centro da camada o processo de *creep* não-drenado atua por mais tempo, as distorções finais nessa região tendem a ser maiores que junto à fronteira drenante. A estabilidade nestes casos é observada pela estabilização das distorções por creep, com início do processo de adensamento. Desta forma, verifica-se que as distorções mais pronunciadas, observadas na Figura 5.15, são características de um processo de creep não-drenado, criando a necessidade de observação da estabilização destas leituras. No item 5.3 são rediscutidos os critérios de risco pela observação de distorções e taxas de distorções.

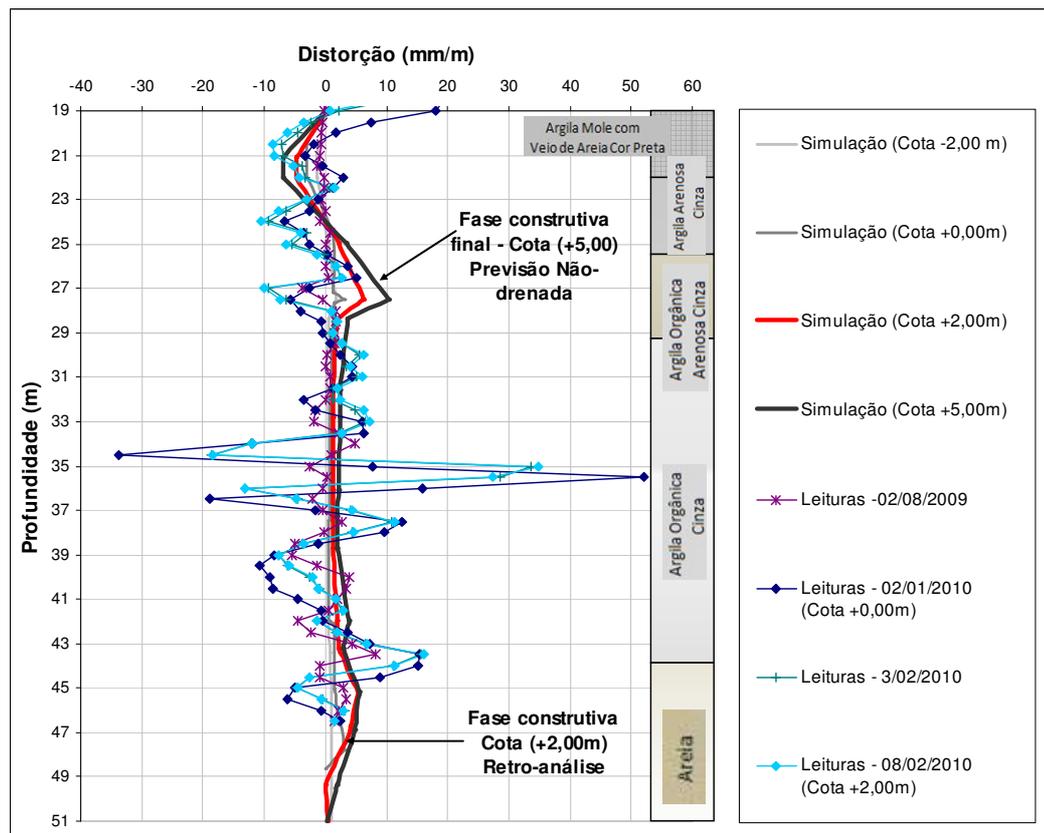


Figura 5.15 – Distorções previstas e medidas – retroanálise Fase I, Estação MO04.

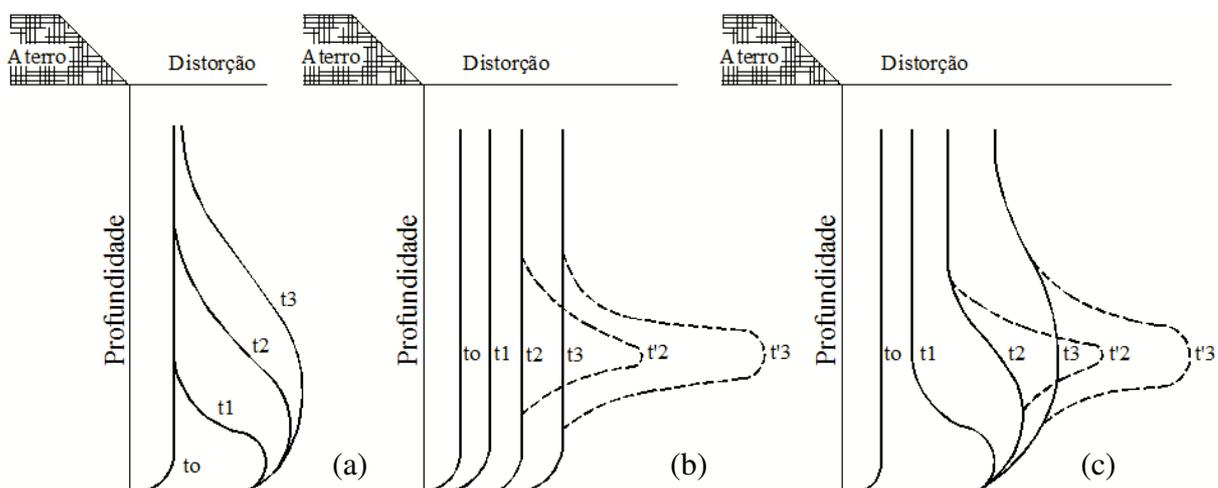


Figura 5.16 – Perfis de distorções típicas para: (a) adensamento; (b) creep; (c) adensamento + creep (BRUGGER, 1996)

Como não há acompanhamento de poro pressões e recalques na estação MO04, as previsões destes valores são resumidas na Tabela 5.4. Observa-se que a previsão de poro pressões encontra-se próxima à estimada para a seção MO03, com um máximo previsto em torno de  $50\text{kN/m}^2$ . Já a previsão de recalque final é ligeiramente inferior ao previsto para a região da

plataforma MO03 (recalques finais em torno de 80cm), visto que nesta última são esperados maiores deslocamentos devido a ocorrência de camada de vaza superficial. Assim, para a região de abrangência da estação MO-04 são previstos recalques aproximados ao término do processo construtivo de 4cm e recalque final após completa dissipação das poro pressões (tempo estimado de 9 anos) de 60cm.

Tabela 5.4 – Previsão de poro pressões e recalques (MO04).

<b>Cotas de alteamento do molhe</b>	<b>(-2,00m)</b>	<b>(0,00m)</b>	<b>(+2,00m)</b>	<b>(+5,00m)</b>	<b>Dissipação de Poro pressão</b>
<b>Poro pressão (kN/m<sup>2</sup>)</b>	19,60	26,78	37,42	48,28	0
<b>Recalques (cm)</b>	0,66	1,74	2,95	3,98	58,85
<b>Tempo</b>	-	-	-	-	9,1 anos

Em termos gerais, o fator de segurança (Plaxis) encontrado na aferição é de 1,412, caracterizando estabilidade na retroanálise. A distorção a 35m não foi passível de simulação. Como possíveis causas tem-se o fenômeno de creep não drenado (não incorporado ao modelo utilizado), ou ainda a imprecisão de leituras. Salienta-se a necessidade de verificação da estabilização deste efeito.

### 5.1.2 Molhe Leste

O Molhe Leste é composto pelas estações de instrumentação ML01 à ML03. Porém, no presente trabalho detalha-se somente as aferições das estações ML01 e ML02, as quais na fase de retroanálise inicial (fevereiro 2010) já se encontravam com a cota +2,00m executada.

#### 5.1.2.1 Estação ML01

Na Figura 5.17 são apresentadas às localizações das estações ML01 a ML03, também dos ensaios de piezocone referentes as Estacas 1, 2, 3 e 8. Observa-se que a região de localização da estação ML01, é definida pelas seções PK 4370 a PK4420, as quais têm correspondência com a região definida pelos ensaios de piezocone das Estacas 3 e 2 da campanha de 2008 (Figuras 5.18 e 5.19).

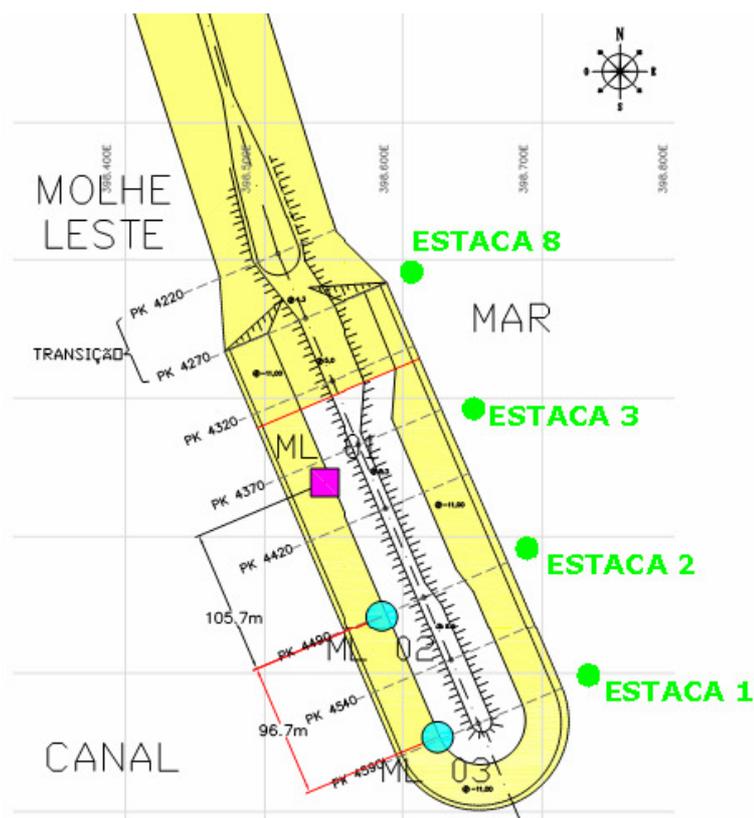


Figura 5.17 – Localização das Estação ML01 a ML03, e piezocones Estacas 1, 2, 3 e 8.

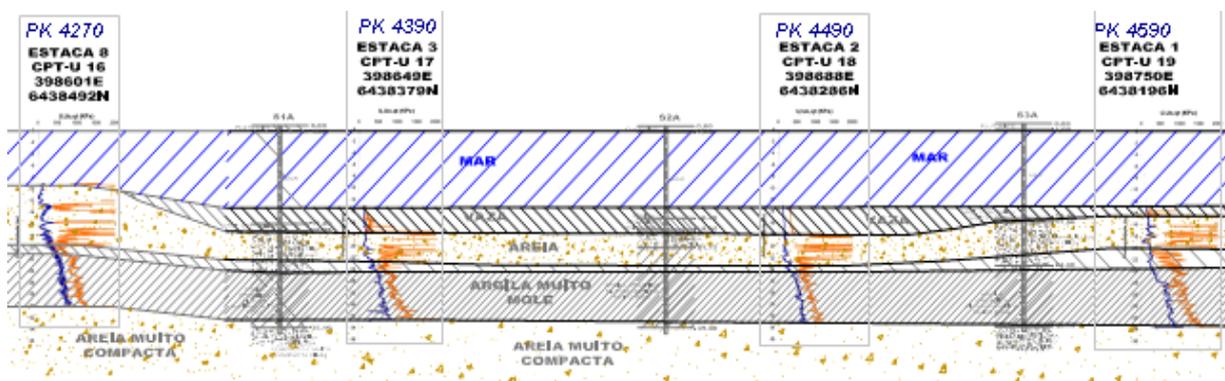


Figura 5.18 – Perfil Estratigráfico da região de localização das Plataformas ML01 a ML03.

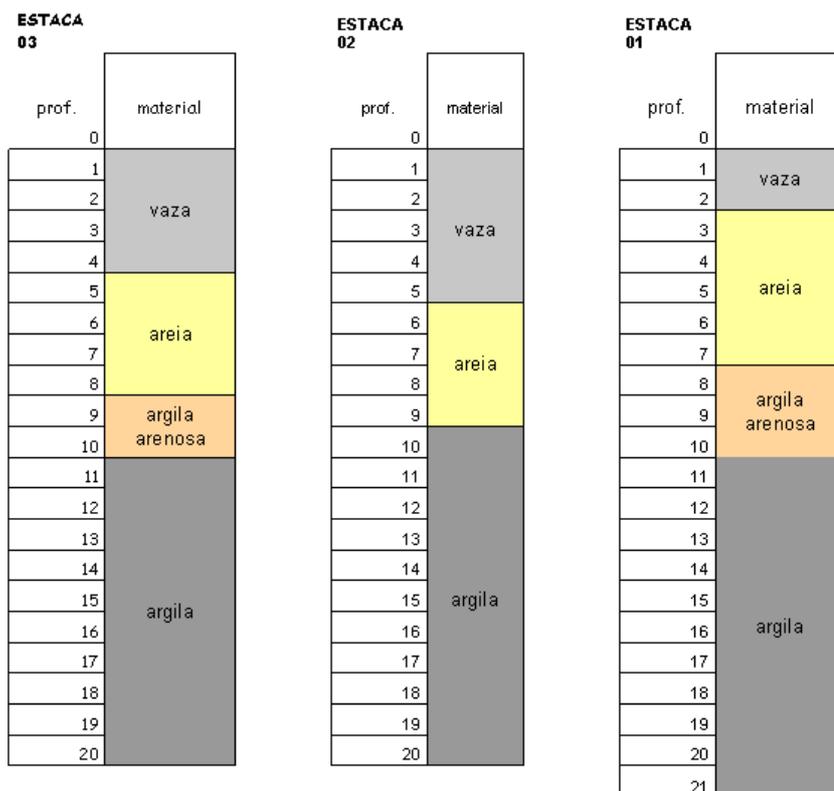


Figura 5.19 – Perfil geotécnico junto às Estacas 01 à 03.

Na Figura 5.20 apresenta-se a o perfil estratigráfico da seção de instalação da plataforma ML01 fornecida pelos dados de instrumentação, com camada de vaza com espessura entre 3m e 4m, seguida de areia argilosa com espessura em torno de 2m e posterior camada argilosa orgânica de espessura em torno de 15m.

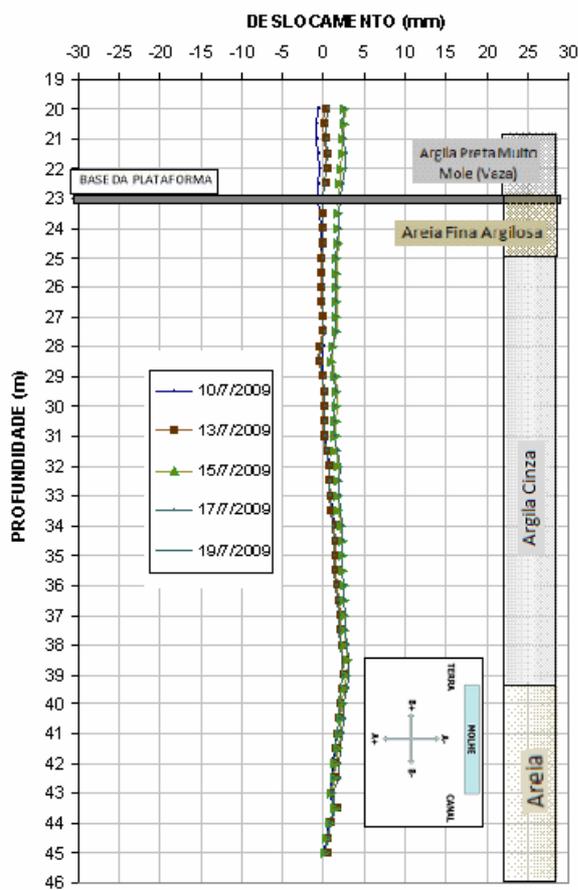


Figura 5.20 – Perfil geotécnico dado pela instrumentação – detalhe das leituras iniciais inclinômetro móvel seção ML01 (modificado GEOPROJETOS 2009).

Finalmente na Figura 5.21 detalha-se a seção adotada nas simulações com uma camada de vaza de 4,13m, camada de transição de 4m e camada argilosa orgânica com espessura de 13m.

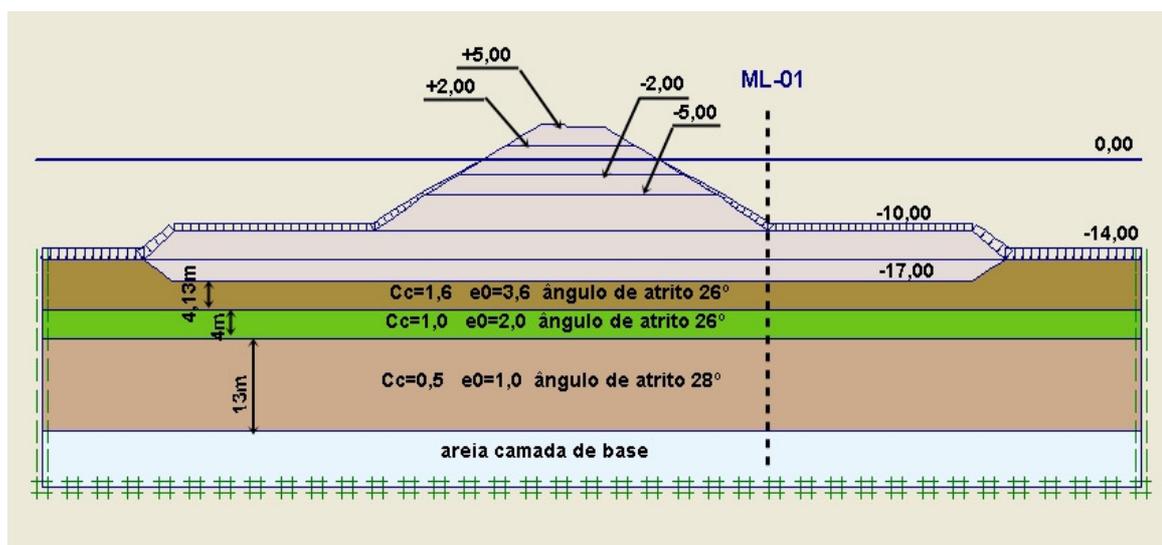


Figura 5.21 – Perfil adotado na simulação numérica da Plataforma ML01.

As simulações seguiram os mesmos princípios detalhados nas análises do Molhe Oeste. Assim, na Figura 5.22 detalha-se a evolução dos deslocamentos horizontais  $\delta_H$ , com boa aproximação entre valores medidos e estimados, com deslocamentos máximos para o alteamento do molhe a cota +2,00m em torno 100mm. Para a previsão de alteamento final (cota +5,00m) os valores máximos de  $\delta_H$  para trajetória não-drenada são de aproximadamente 180mm.

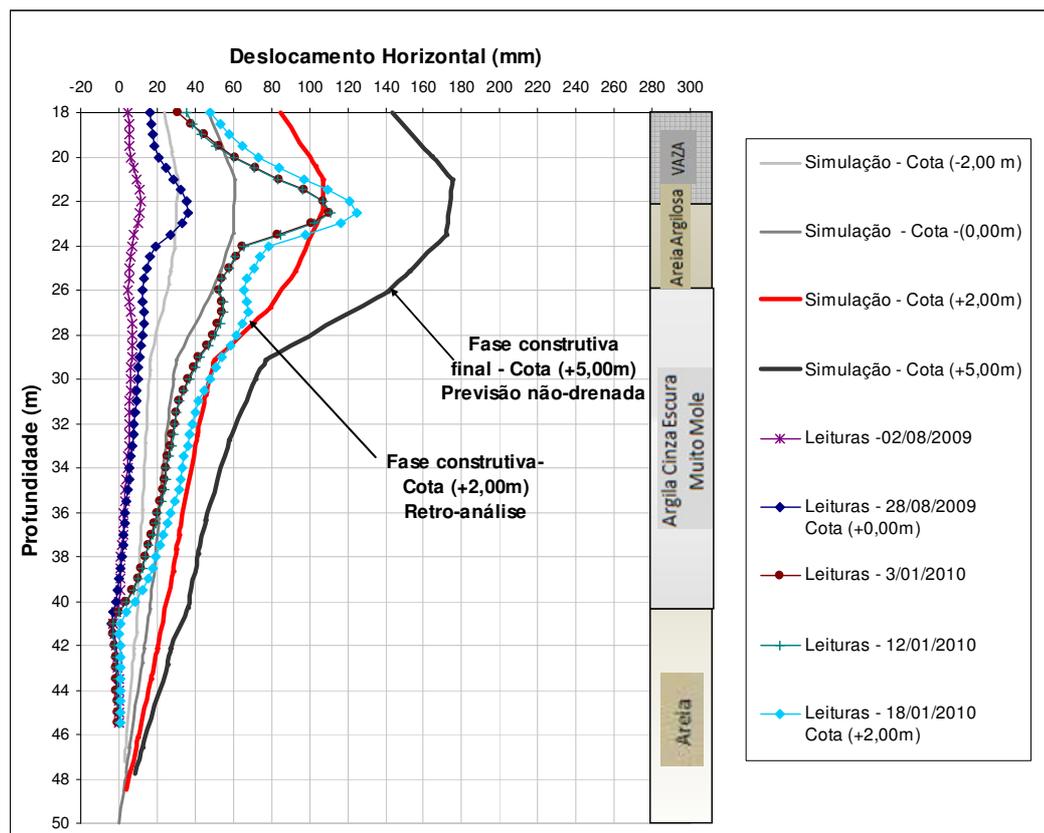


Figura 5.22 – Deslocamentos horizontais medidos e previstos – retroanálise Fase I, Estação ML01.

Na Figura 5.23 apresenta-se a previsão final do deslocamento horizontal, após a completa dissipação do excesso de poro pressão. Com a dissipação os deslocamentos atingem valores da ordem de 600mm.

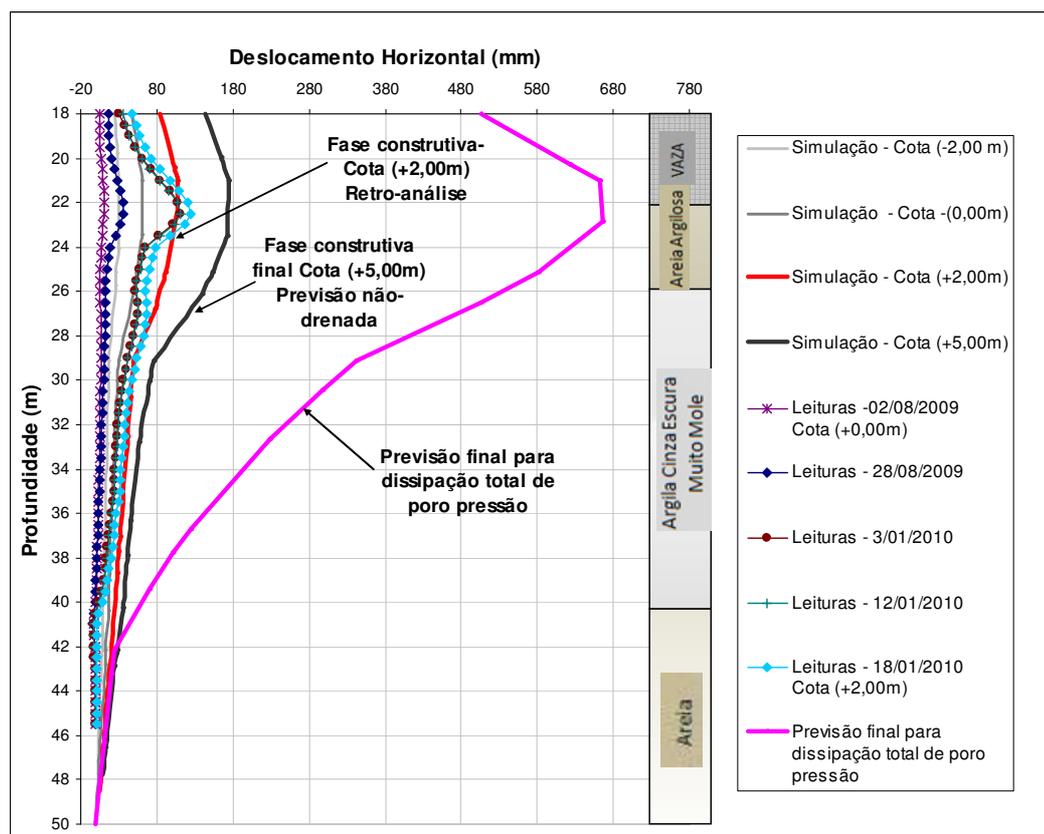


Figura 5.23 – Previsão de deslocamentos horizontais após a completa dissipação de poro pressão – retroanálise Fase I, Estação ML01.

Os gráficos comparativos de distorções previstas e medidas são apresentados na Figura 5.24. Como nas demais aferições, os maiores valores de distorção são observados na região de transição entre as camadas argilosas. Os valores máximos estimados são da ordem 20mm/m (2%), porém as leituras em campo acusam valores máximos em torno de 40mm/m (4%), estabilizados. Em complemento a esta observação, obteve-se um fator de segurança (Plaxis) na simulação numérica de 1,303.

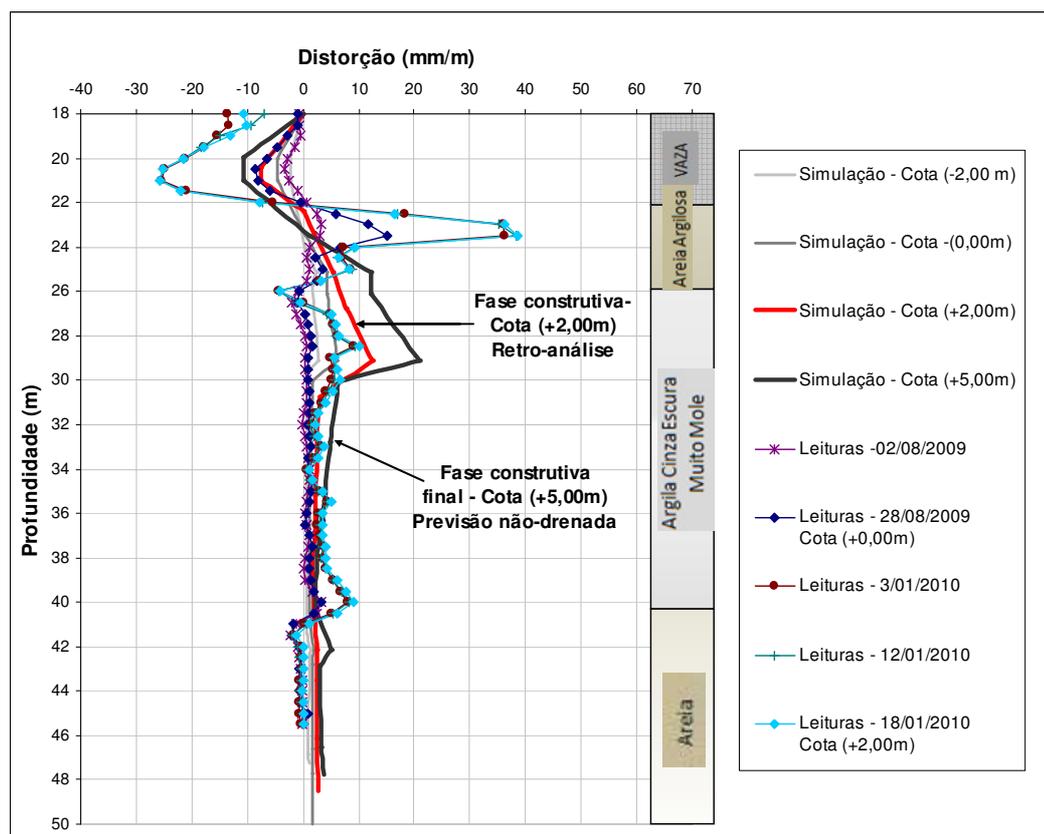


Figura 5.24 – Distorções previstas e medidas – retroanálise, Fase I, Estação ML01.

Na Tabela 5.5 são apresentados valores característicos de poro pressões e recalques para a estação ML01, com valores máximos de poro pressão de  $55\text{kN/m}^2$  ao término da construção com recalques de aproximadamente 4cm. Já o recalque total previsto encontra-se em torno de 74cm, valor este obtido após a completa dissipação de poro pressão (9,3 anos após processo construtivo).

Tabela 5.2 – Previsão de poropressões e recalques (ML01).

Cotas de alteamento do molhe	(-2,00m)	(0,00m)	(+2,00m)	(+5,00m)	Dissipação de Poro pressão
Poros pressão ( $\text{kN/m}^2$ )	25,73	34,91	48,31	58,11	0
Recalques (cm)	0,55	2,18	3,23	4,26	74,24
Tempo	-	-	-	-	9,3 anos

### 5.1.2.2 Estação ML02

Conforme ilustrado anteriormente na Figura 5.17, verifica-se que a região de estudo correspondente aos ensaios de piezocone definidos pelas Estacas 3 e 2 (ver Figuras 5.18 e 5.19). O perfil estratigráfico da Estação ML02 é formado superficialmente por camada de

vaza com espessura entre 3m e 4m, seguida de camada de areia com pedregulho (pedra granito) de espessura aproximada de 1m, camada argilo arenosa com espessura em torno de 2m e posterior camada argilosa cinza de espessura em torno de 15m. Desta forma, a Figura 5.25 apresenta a seção adotada, com: uma camada de vaza, removida devido o lançamento da berma geotécnica; camada arenosa correspondente ao material descrito como pedra granítica com espessura de 1m com ângulo de atrito adotado de  $35^\circ$  e módulo de Young (E) de 50MPa (modelo Mohr Coulomb); camada de argila arenosa (camada intermediária) com espessura de 2m e camada de argila orgânica de maior espessura e parâmetros definidos pelo ensaio triaxial na profundidade de 29m (ARG6m).

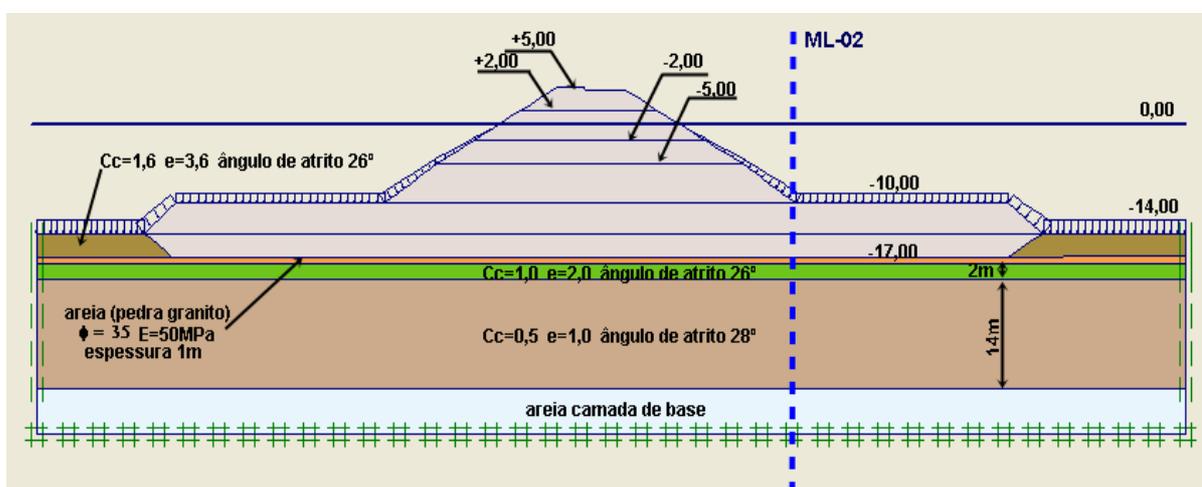


Figura 5.25 – Perfil adotado na simulação numérica da Plataforma ML02.

Nas Figuras 5.26 a 5.28 são apresentados os comparativos entre monitoramento e previsões. A evolução dos deslocamentos horizontais é detalhada na Figura 5.26. Observa-se uma aproximação de resultados medidos e simulados para a fase construtiva equivalente ao início do lançamento. Posteriormente, a evolução de deslocamentos previstos passa a ser consideravelmente superior às leituras em campo. Assim diferentemente do lido em campo na fase de elevação à cota +2,00m tem-se um valor de deslocamento horizontal previsto de 40mm. Na Figura 5.27 apresenta-se o valor final do deslocamento horizontal, com valores após a completa dissipação do excesso de poro pressão, como sendo da ordem de 300mm.

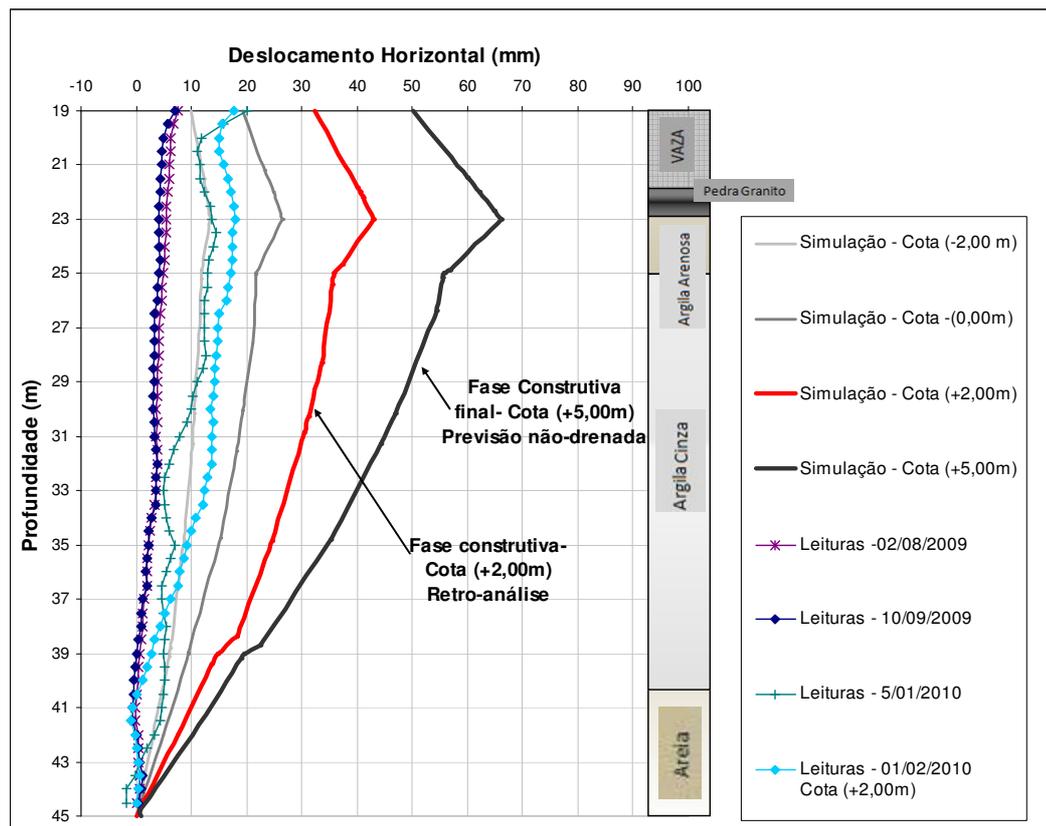


Figura 5.26 – Deslocamentos horizontais medidos e previstos – retroanálise Fase I, Estação ML02.

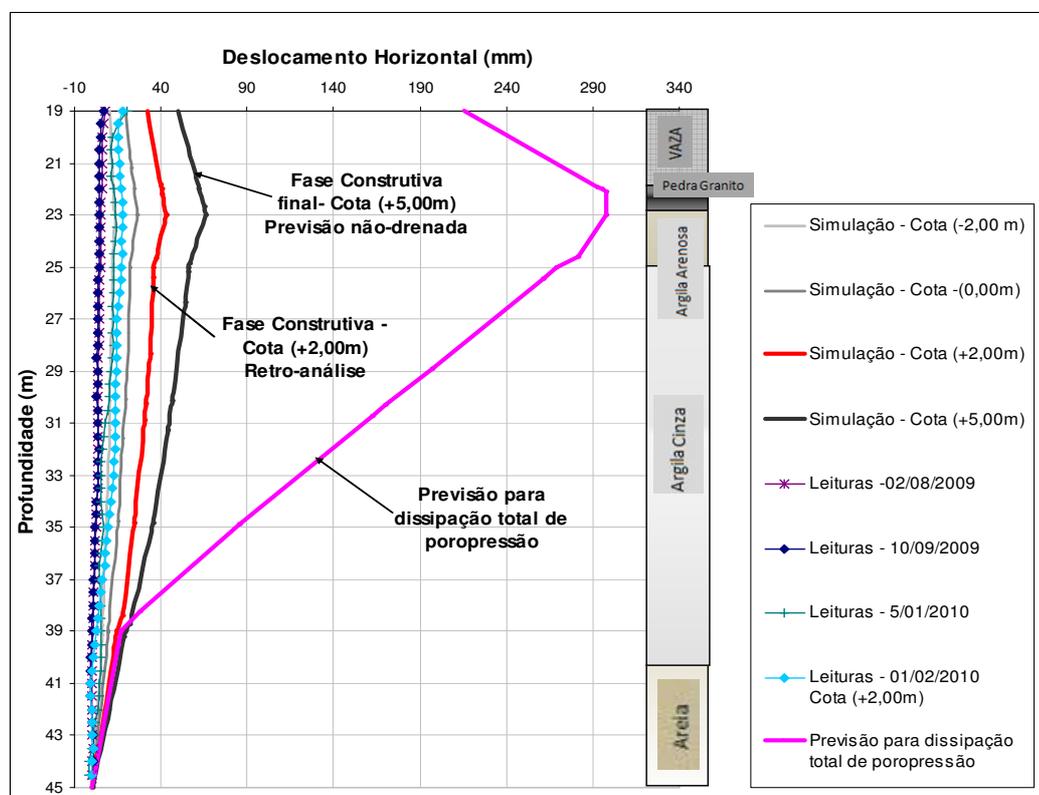


Figura 5.27 – Previsão de deslocamentos horizontais após a completa dissipação de poro pressão – retroanálise Fase I, Estação ML02.

Os gráficos comparativos de distorções previstas e medidas são apresentados na Figura 6.28. Como nos demais casos, os maiores valores de distorção são observados na região de transição entre as camadas argilosas. Os valores máximos estimados são da ordem 10mm/m, valores considerados seguros.

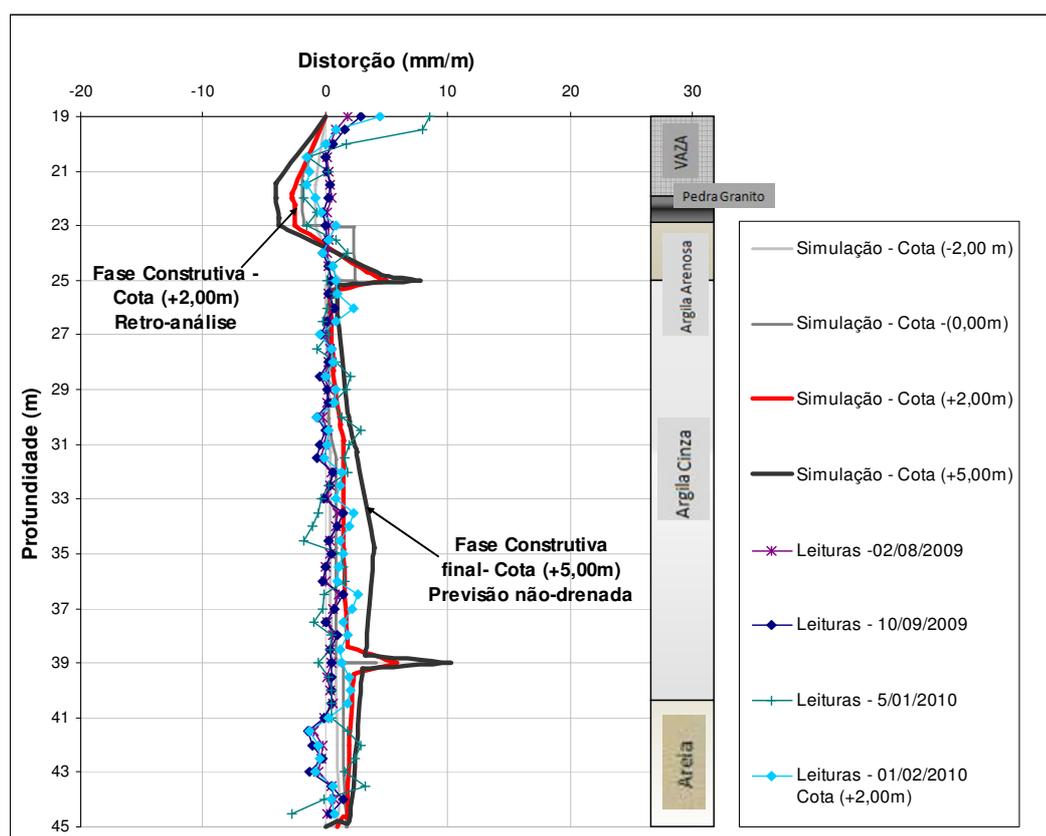


Figura 5.28 – Distorções previstas e medidas – retroanálise, Fase I, Estação ML02.

Na Tabela 5.6 apresentam-se as previsões de poro pressões e recalques, observando que ao término da construção estes são de  $50\text{kN/m}^2$  e  $2,54\text{cm}$ , respectivamente. Para a dissipação final de poro pressão o recalque previsto é da ordem de  $42\text{cm}$ , após um período de 9 anos pós construção. Observa-se que os valores de recalque são ligeiramente inferiores aos previstos nas demais seções já detalhadas, tanto pela remoção da camada de vaza como pela inserção nesta estação de uma camada arenosa, entre corpo de aterro e fundação argilosa.

Tabela 5.6 – Previsão de poro pressões e recalques (ML02).

<b>Cotas de alteamento do molhe</b>	<b>(-2,00m)</b>	<b>(0,00m)</b>	<b>(+2,00m)</b>	<b>(+5,00m)</b>	<b>Dissipação de Poro pressão</b>
<b>Poro pressão (kN/m<sup>2</sup>)</b>	25,14	28,55	40,18	50,09	0
<b>Recalques (cm)</b>	0,40	1,29	1,63	2,54	42,25
<b>Tempo</b>	-	-	-	-	9 anos

O fator de segurança (Plaxis) obtido na simulação é de 1,438, demonstrando estabilidade. Quanto às leituras em campo serem consideravelmente inferiores às previsões, pode-se justificá-las por uma possível movimentação da plataforma em processo construtivo.

Em resumo as retroanálises iniciais permitiram aferir o desempenho nas seções instrumentadas, verificar a estabilidade e aferir as previsões futuras de comportamento. Sequencialmente detalham-se as previsões relacionadas ao fechamento do Molhe Oeste, chamadas de Retroanálises Fase II.

## 5.2 RETROANÁLISES FASE II

A segunda fase de retroanálise foi estabelecida quando do fechamento do Molhe Oeste, em julho de 2010. Abaixo, apresentam-se as atualizações das leituras e validação das simulações das estações MO03 e MO04. Quanto ao Molhe Leste, o qual tem previsão de fechamento para o início de 2011, não foram reavaliadas as simulações nesta fase, uma vez que não é possível antecipar a velocidade executiva de construção e as diferentes condições de drenagem associadas.

### 5.2.1 Molhe Oeste

#### 5.2.1.1 Estação MO03

Nas Figuras 5.29 a 5.31 apresentam-se os gráficos comparativos já ilustrados e discutidos anteriormente, agora com a inserção das leituras atualizadas quando do fechamento do molhe, nas quais se observa uma comparação satisfatória entre previsões e medidas. Quanto à previsão de deslocamento horizontal máximo no término de construção, as previsões são ligeiramente superiores às medidas de campo, pois as leituras em campo situam-se em torno dos 140mm, em contrapartida aos 170mm previstos. A previsão é exata na profundidade onde ocorrem maiores deslocamentos, ou seja, a simulação fornece os 140mm para a profundidade de 25m.

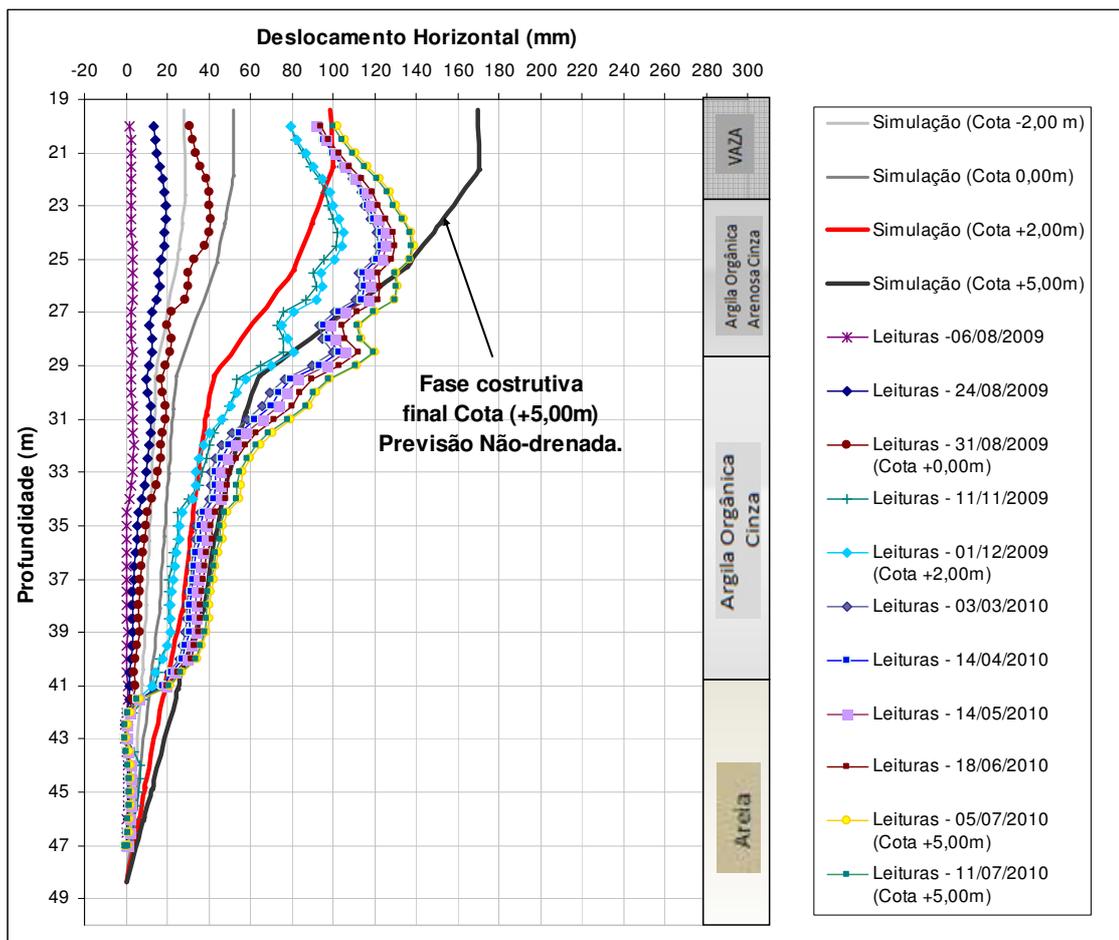


Figura 5.29 – Deslocamentos horizontais medidos e previstos – retroanálise Fase II, Estação MO03.

Validada a simulação numérica, a previsão futura de deslocamentos horizontais quando da completa dissipação de poro pressão continua a ser caracterizada pelo valor estimado de 600mm. (Figura 5.7)

A reavaliação das distorções é mostrada na Figura 5.30. Observa-se na figura que as previsões são ligeiramente inferiores aos máximos lidos em campo, os quais acontecem nas transições de camadas. Como valor máximo lido no final da construção obteve-se uma distorção próxima a 30mm/m. Posteriormente é feita uma análise mais detalhada quanto às distorções máximas esperadas e segurança da obra, item 5.3.

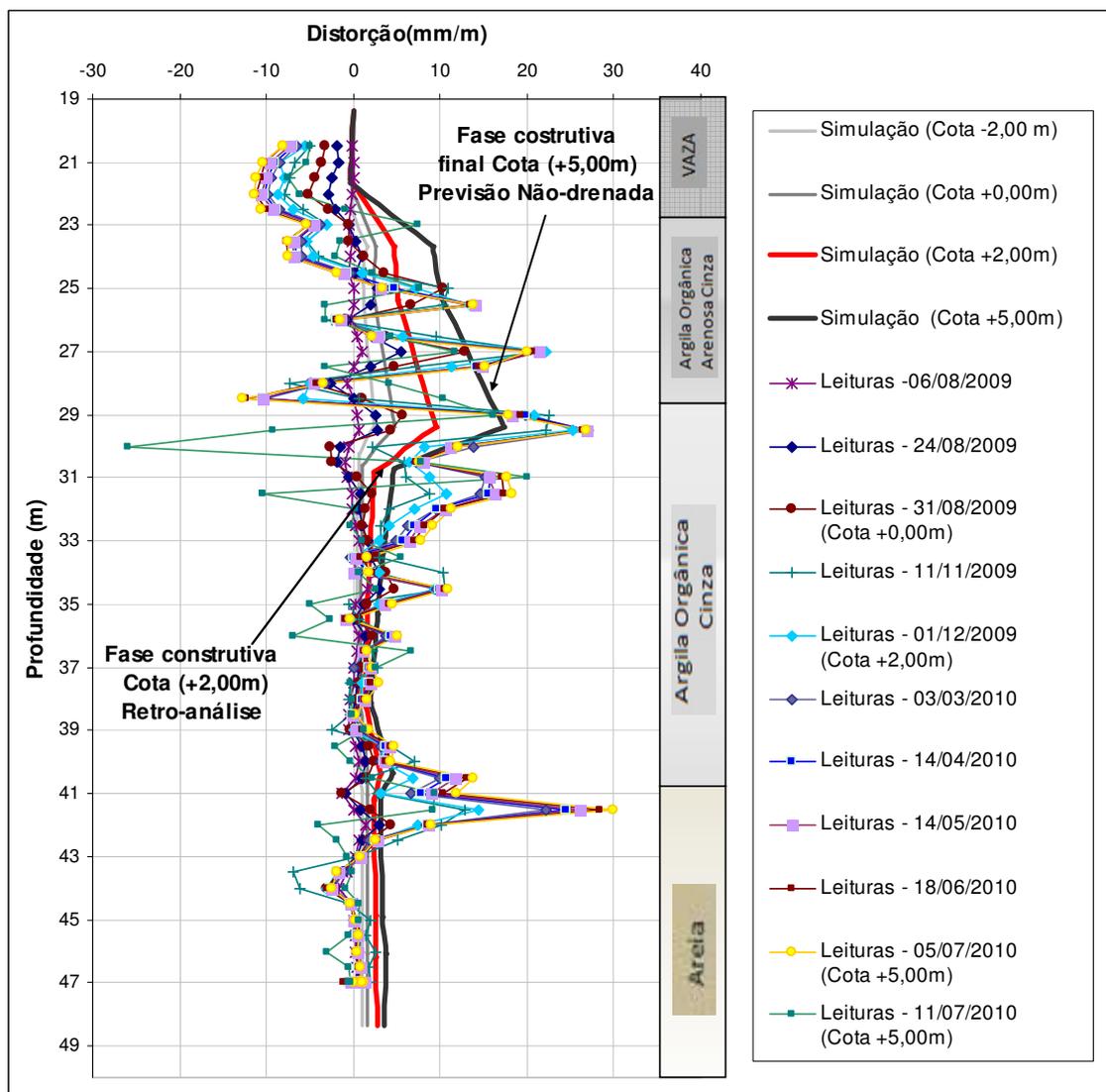


Figura 5.30 – Distorções previstas e medidas – retroanálise, Fase II, Estação MO03.

As previsões de poro pressões são apresentadas na Figura 5.31. Observa-se que, diferentemente do previsto, as poro pressões lidas no intervalo de alteamento entre as cotas +2,00m e +5,00m mantiveram-se próximas às correspondentes ao alteamento do molhe a cota +2,00m. A previsão estimava um aumento de poro pressão em torno de 5kPa nesta fase, porém conforme o ilustrado na Figura 5.32, no intervalo de leituras entre as cotas +2,00m e +5,00m, verifica-se a ocorrência de uma leve dissipação de poro pressões quando traçadas as curvas de poro pressão com o tempo.

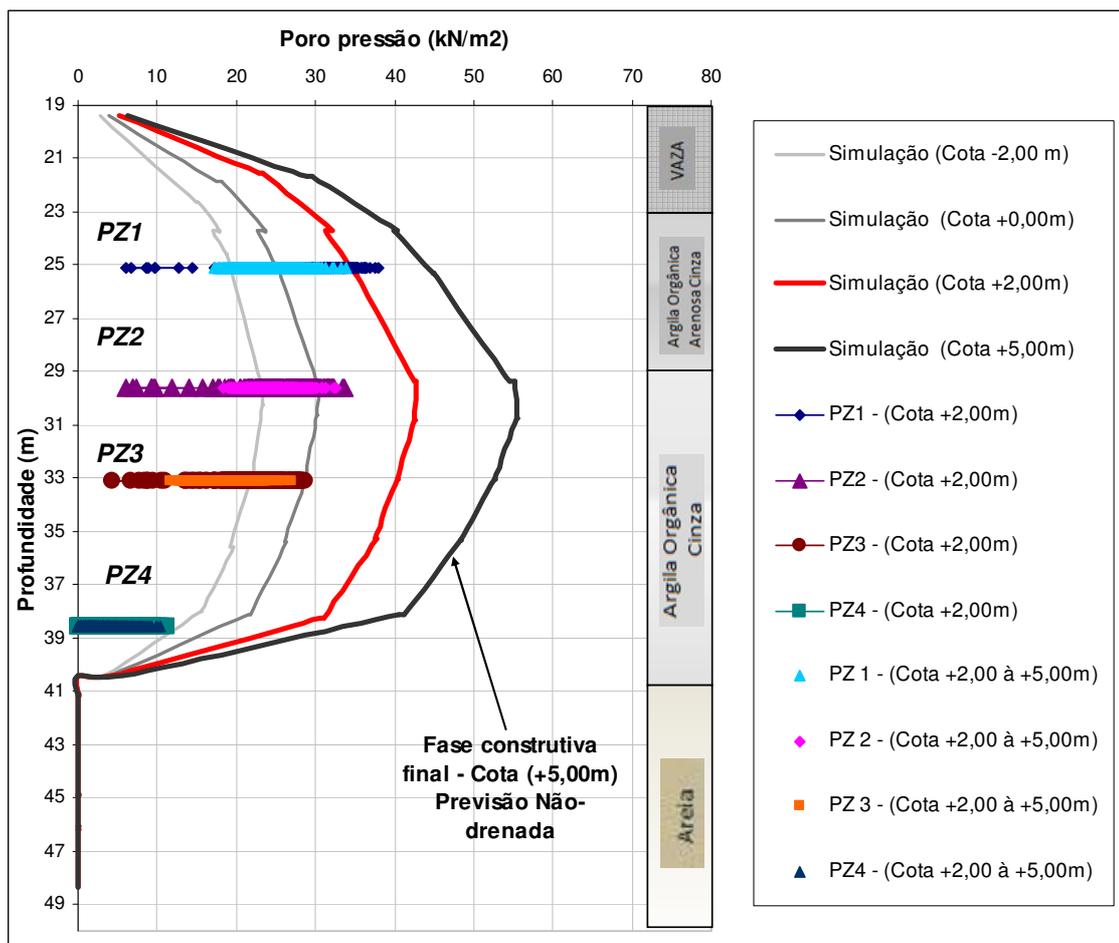


Figura 5.31 – Poro pressões previstas e medidas – retroanálise, Fase II, Estação MO03.

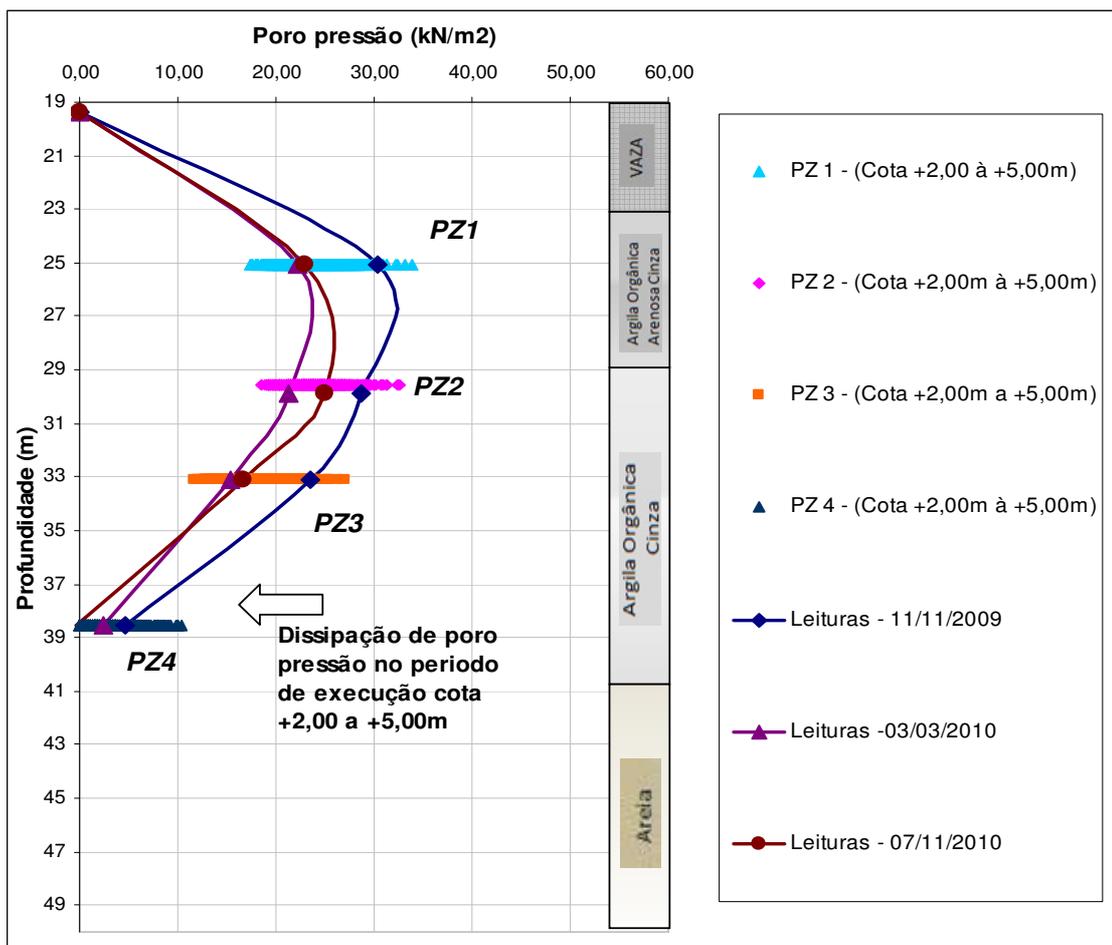


Figura 5.32 – Evolução das poro pressões durante o alteamento das cotas +2m à +5m – retroanálise, Fase II, Estação MO03.

Conforme salientado anteriormente, após a obstrução das aranhas magnéticas AM04 e AM05, esta última assente no substrato rígido, as análises de recalques da estação MO03 são feitas em termos de deslocamentos relativos entre as aranhas magnéticas remanescentes, AM01, AM02 e AM03. Na Figura 5.33 são apresentados os comparativos atualizados dos recalques relativos às aranhas AM01 e AM03. Como já verificado anteriormente, as leituras em campo são superiores à previsão não drenada de 2cm, previsão esta considerada como de melhor representação do comportamento, chegando a 50% do recalque total previsto para caso drenado (44cm). Fato este igualmente observado na Figura 5.34, a qual apresenta leituras e previsões dos deslocamentos verticais relativos entre as aranhas magnéticas AM02 e AM03. Das referidas figuras, pode-se observar ainda que o processo de alteamento do molhe as cotas -5m a +2m apresenta maior taxa de acréscimo de deslocamentos, claramente observado pela maior derivada dada pelos períodos de julho/agosto de 2009 a nov./dez de do mesmo ano.

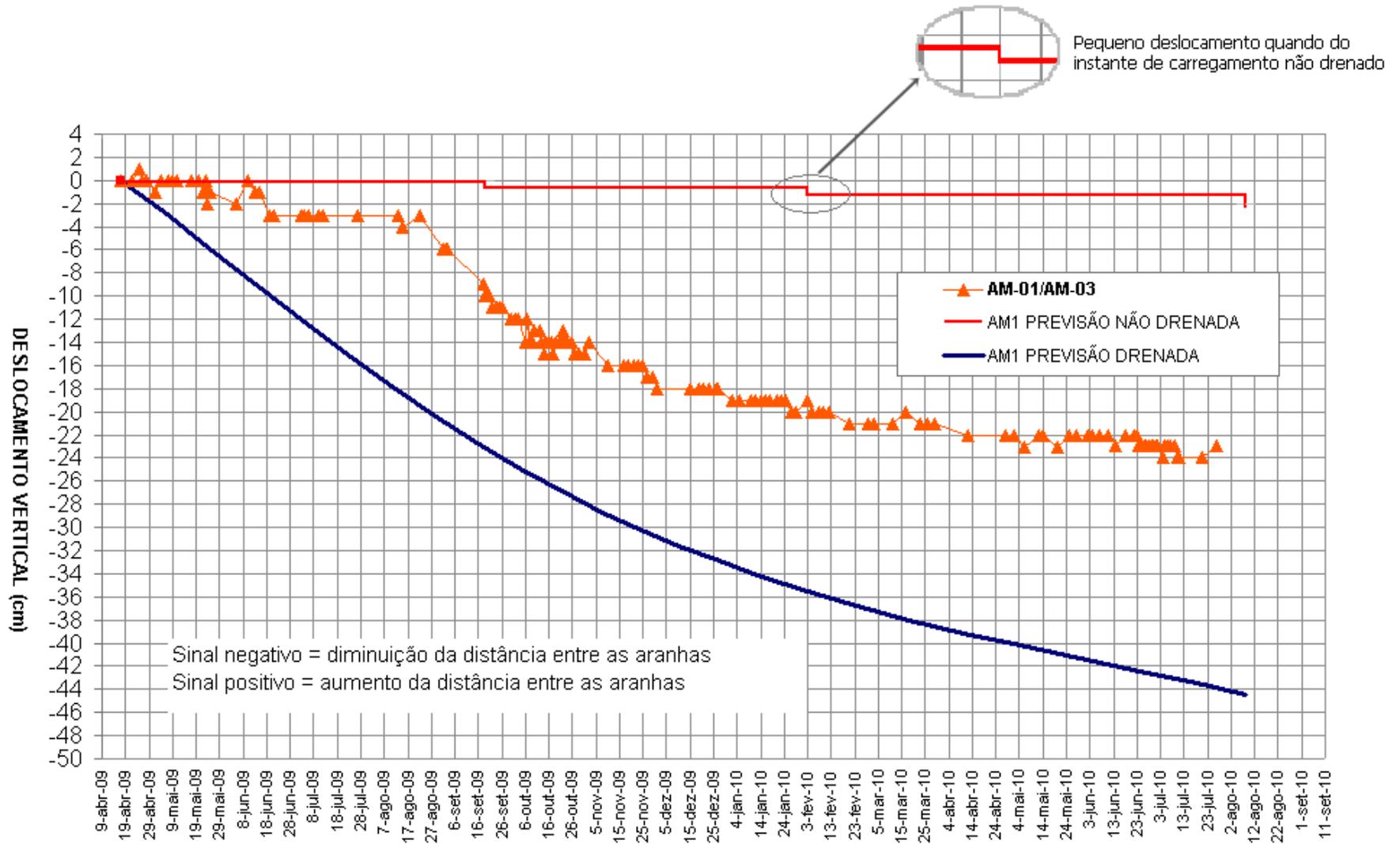


Figura 5.33 – Evolução e previsão de recalques relativos entre as aranhas magnéticas AM01 e AM03 – retroanálise, Fase II, Estação MO03.

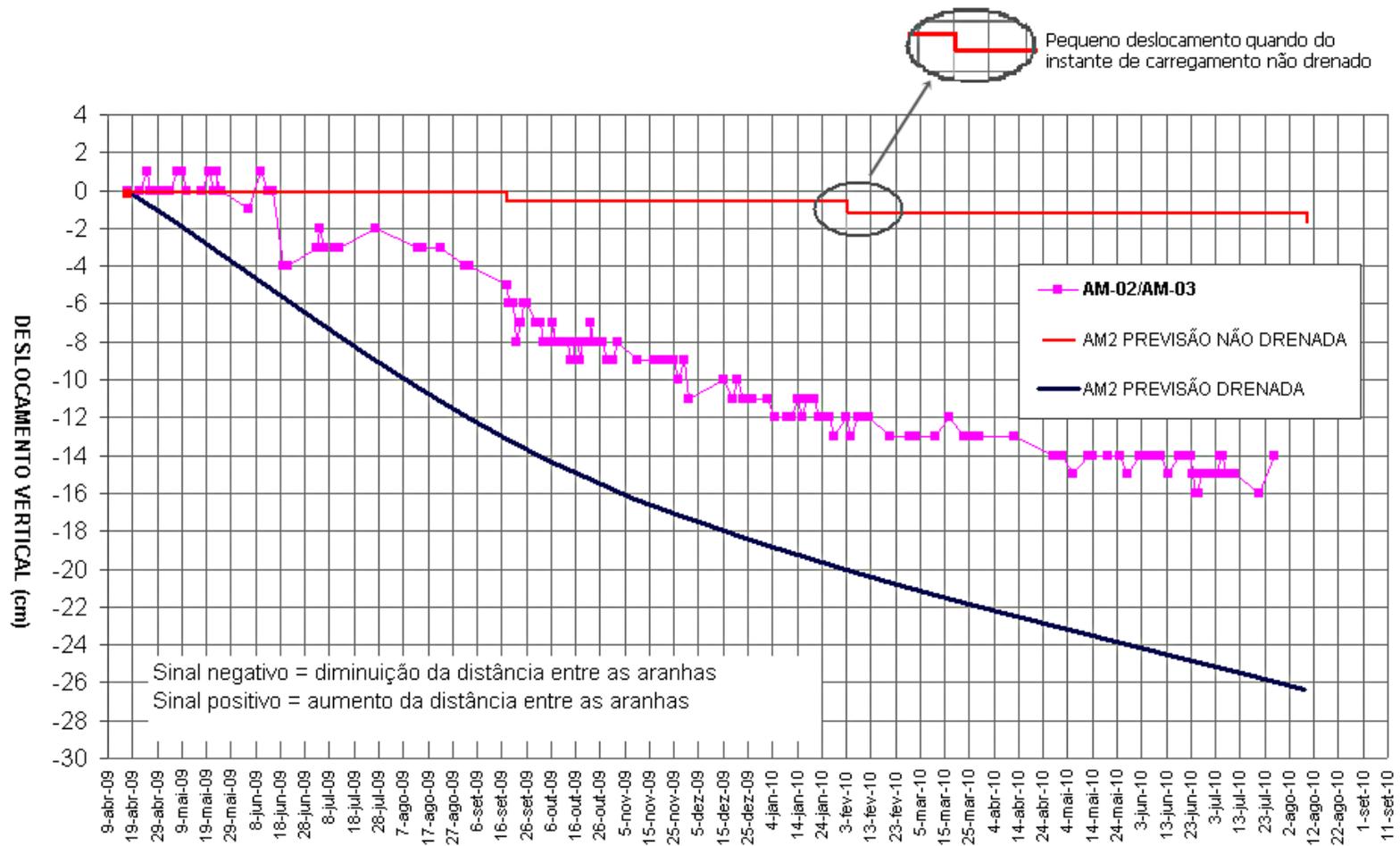


Figura 5.34 – Evolução e previsão de recalques relativos entre as aranhas magnéticas AM02 e AM03 – retroanálise, Fase II, Estação MO03.

Em resumo, verifica-se que a fase de retroanálise II foi satisfatória na avaliação das previsões anteriores, na medida em que as previsões reproduzem os valores de deslocamentos horizontais e poro pressões medidos. Quanto às previsões de distorções estas serão reavaliadas no item subsequente de Critérios de Segurança (item 5.3).

As previsões de recalques inferiores às leituras de campo podem ser parcialmente atribuídas a efeitos de deslocamento a carga constante (creep) que não são considerados nas simulações. Existem casos publicados na literatura que reforçam esta hipótese (MITCHELL 1986, BRUGGER 1996, NEGRO JR et al 2009).

É importante observar que as previsões são obtidas através de um método de ajuste que considera diferentes condições de drenagem. Existe portanto um grau de incerteza - outras previsões com parâmetros geotécnicos e condições de drenagem distintas podem conduzir a previsões igualmente próximas às lidas in situ. Este ajuste exige algum nível de julgamento geotécnico e é inerente à aplicação do método interativo de projeto.

#### 5.2.1.2 Estação MO04

De modo similar ao realizado na Estação MO03, a retroanálise fase II da estação MO04 é apresentada abaixo. Na Figura 5.35 são apresentados os deslocamentos horizontais atualizados, juntamente com as previsões da simulação. Observa-se que apesar da defasagem da profundidade de maior deslocamento, a previsão encontra-se muito próxima às leituras de campo, as quais giram em torno dos 100mm para a elevação do molhe à cota +5,00m. Partindo desta validação, o máximo deslocamento esperado quando da dissipação total de poro pressão continua sendo caracterizado pelo valor de 400mm, conforme apresentado anteriormente (Figura 5.14).

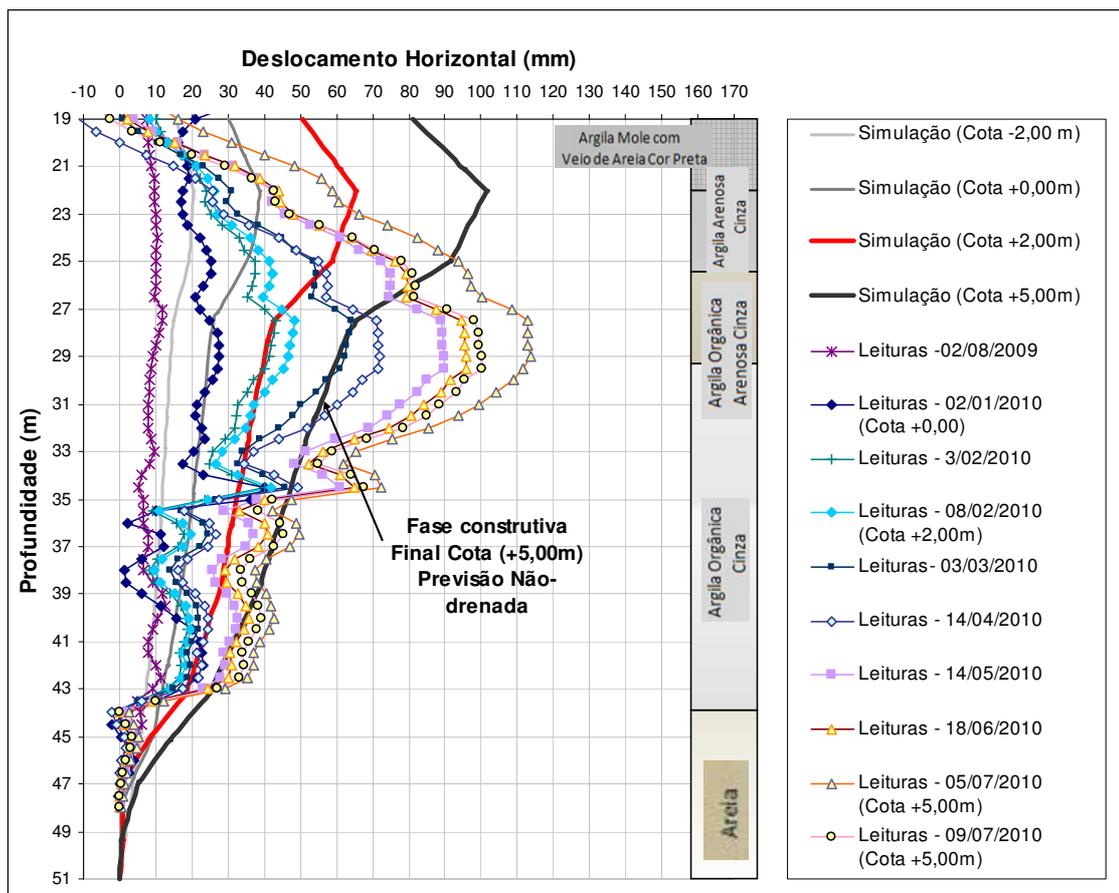


Figura 5.35 – Deslocamentos horizontais medidos e previstos – retroanálise Fase II, Estação MO04.

A análise de distorções é apresentada na Figura 5.36. Observa-se desta que a previsão de máxima distorção de 10mm/m (1%) continua abaixo das leituras de campo de 50mm/m (5%), as quais estabilizaram e potencializam a ocorrência de um processo de creep não-drenado naquele estágio.

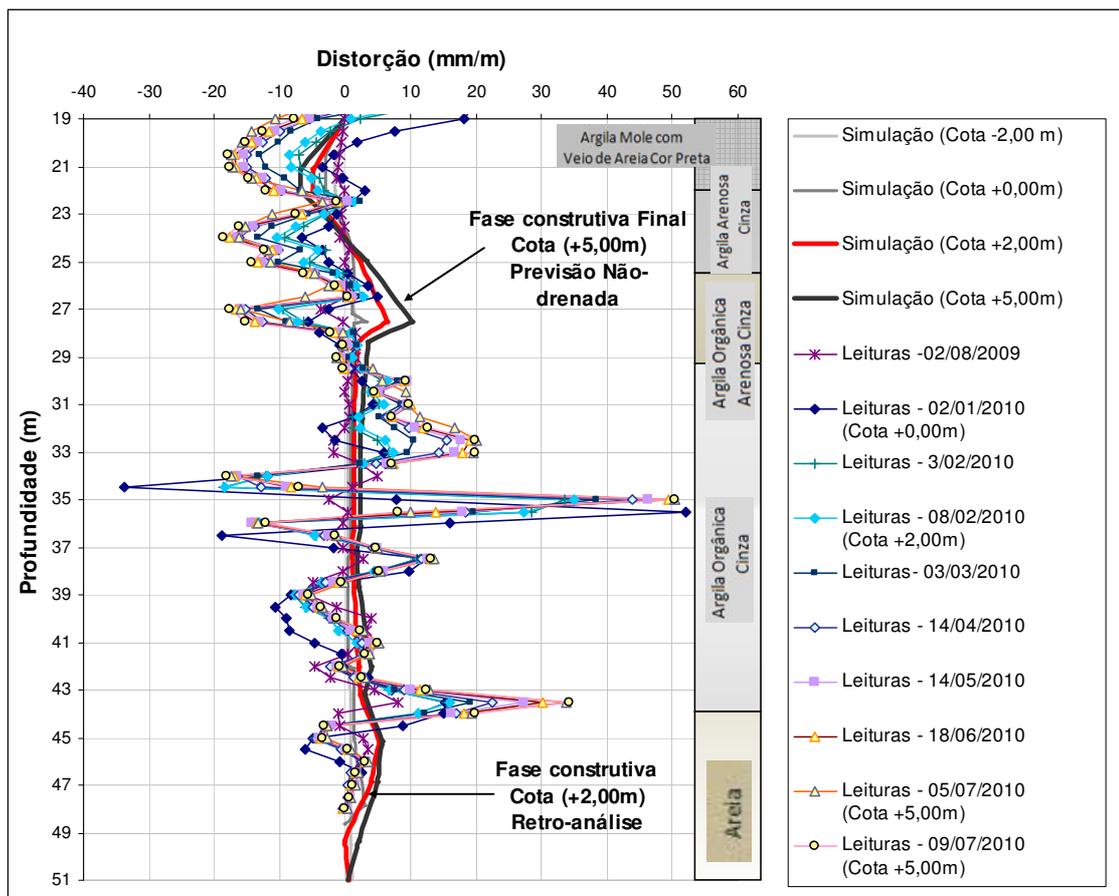


Figura 5.36 – Distorções previstas e medidas – retroanálise, Fase II, Estação MO04.

Verificada a representatividade da previsão através da reavaliação dos deslocamentos horizontais medidos e previstos, os deslocamentos verticais e poro pressões estimados para a estação MO04 continuam se caracterizando pelos apresentados na Tabela 5.1.

Sequencialmente apresenta-se uma discussão frente à definição de critérios de segurança.

### 5.3 CRITÉRIOS DE SEGURANÇA

Após a validação das simulações através de retroanálise do desempenho da obra, apresenta-se uma discussão relativa aos critérios de alerta definidos para acompanhamento do processo executivo dos molhes de Rio Grande, em consonância com o apresentado no trabalho de Rabassa (2010) e demais referências bibliográficas [e.g. Jonhston 1973; Marche e Chapuis 1974; Tavenas e Loroueil 1979; Ladd 1991; Brugger 1996; Almeida et al 2000; Sandroni et al 2004].

A definição de um sistema de alerta para acompanhamento do processo construtivo constitui-se em uma das questões cruciais de projeto quando da adoção de métodos observacionais. Procedimento a partir do qual (no caso de aterros sobre solos moles) são estabelecidos níveis aceitáveis de deformações horizontais e verticais (ou da relação entre estas grandezas), distorção e ou taxa de distorção em relação ao comportamento não-drenado, drenado ou parcialmente drenado.

Na Tabela 5.7 apresenta-se um resumo das previsões de comportamento para os molhes em:

- a) comportamento não-drenado, caracterizando a obra na condição de curto prazo, com aumento gradativo de cargas até atingir a condição de ruptura;
- b) comportamento drenado, caracterizando a condição na qual não há geração de excesso de poro pressão em nenhuma das etapas construtivas, com aumento gradativo de cargas até atingir a condição de ruptura;
- b) comportamento não-drenado até a cota máxima de elevação dos molhes, seguido de drenagem, caracterizando condição na qual a execução das fases sucessivas da obra se processa sem drenagem que inicia após o término do processo executivo. Nesta simulação não há ruptura, mas estabilização devido ao processo de adensamento.

A condição (a) caracteriza situação crítica de carregamento, enquanto a condição (b) caracteriza a condição mais favorável onde não há geração de poro pressões. A última condição (c) procura diferenciar as deformações e deslocamentos produzidos em condições não drenadas próximas à ruptura daquelas produzidas pela dissipação de poro pressões após a conclusão da obra.

Na Tabela 5.7 são apresentadas também observações quanto a alguns limites de comportamento estabelecidos na literatura. Em geral observa-se uma boa concordância entre os valores medidos nos molhes e os limites apresentados por Brugger (1996), em termos de distorções máximas esperadas, poro pressões *versus*  $\Delta\sigma_{oct}$ , e relação de máximo deslocamento horizontal por máximo deslocamento vertical ( $\delta h_{max}/s_{max.eixo}$ ).

Quanto às observações de Rabassa (2010), verifica-se que as distorções máximas e taxas de distorções observadas nas simulações, condizem com as definições de comportamento

observado em campo, segundo: comportamento não-drenado estável, com taxa de crescimento de distorção proporcional à carga aplicada, com demais leituras também proporcionais ao acréscimo de carga e posterior estabilização; processo de adensamento, com distorções maiores à taxa de crescimento constante (lentas de acordo com o processo de dissipação).

Observando as relações volumétricas ( $V_v/V_h$  e  $dV_v/dV_h$ ) apresentadas na Tabela 5.7, verifica-se que estas variam em torno da unidade quando comportamento não drenado (simulação da condição de projeto), e para condição drenada e processo de adensamento chegam a um máximo em torno de 5. O que contextualiza o fato de que a curto prazo a razão de volumes é unitária (comportamento não drenado) crescendo a longo prazo (comportamento drenado/processo de dissipação) para valores os quais são associados aos parâmetros constitutivos, geometria, condições de drenagem. Conforme o também observado na análise paramétrica descrita no Capítulo 4. Já em processo de ruptura (a carga constante) esta razão de volumes se mantém unitária ou oscila em valores ligeiramente inferiores à unidade, devido à instabilidade numérica próxima a ruptura.

Em complemento a análise de valores simulados para a condição de projeto, na Tabela 5.8 são apresentados os valores da simulação com os respectivos valores lidos em campo. Observa-se, que há uma aproximação entre os deslocamentos horizontais previstos e respectivas leituras de campo. Porém quanto aos volumes horizontais, tanto não há uma transição clara entre as previsões estáveis e levadas à ruptura, como os valores lidos em campo não caracterizam claramente instabilidade e ou estabilidade. Também observa-se que as distorções máximas previstas são subestimadas de acordo com as leituras de campo, conforme o já apresentado anteriormente.

Tabela 5.7 – Análise de comportamento em termos de deslocamentos e distorções previstas (resultados numéricos).

COMPORTAMENTO	DADOS	SIMULAÇÕES MOLHES						OBSERVAÇÕES				
		Condição de Projeto obra +5m - estável			Simulação levada à ruptura após cota +5m			BRUGGER (1996)		RABASSA (2010)	PRESENTE PESQUISA	
		MO03	MO04	ML01	MO03	MO04	ML01	CASO ESTÁVEL	EMINÊNCIA DA RUPTURA	CASO ESTÁVEL	CASO ESTÁVEL	EMINÊNCIA DA RUPTURA
NÃO-DRENADO	$\delta h_{max}/D$ (%)	0,8	0,5	0,8	1,3	0,9	1,2	-	-	-	0,5 a 0,8	$\geq 0,9$
	$\delta h_{medio}/D$ (%)	0,3	0,2	0,3	0,6	0,5	0,6	-	-	-	0,2 a 0,3	$\geq 0,5$
	$s_{naertical}/D$ (%)	0,1	0,2	0,2	0,3	0,3	0,3	-	-	-	0,1a 0,2	$\geq 0,3$
	$s_{max.eixo}/D$ (%)	1,9	1,5	1,9	1,9	1,6	1,9	-	-	-	1,5 a 1,9	1,6 a 1,9
	$\delta h_{max}/s_{max.eixo}$	0,44	0,34	0,44	0,68	0,60	0,65	$\leq 1$	prox. 1	-	<0,45	prox. 0,6
	$s_{max.eixo}/\delta h_{medio}$ ( $\alpha$ )	5,83	6,25	5,60	3,00	3,22	3,03	$\geq 6$	$\leq 3$	-	$\geq 5,5$	$\leq 3$
	Vv (m <sup>2</sup> .m)	2,75	2,02	4,42	3,12	2,76	4,55	-	-			
	Vh (m <sup>2</sup> .m)	1,98	1,64	2,60	2,82	2,39	2,99	-	-			
	Vv/Vh	1,25	1,23	1,7	1,10	1,15	1,52	-	-			
	dVv/dVh	1,03	1,15	1,06	0,96	0,75	0,84	-	-			
	$d_{max}$	1,74%	1,00%	2,01%	2,13%	1,89%	2,55%	<2%	de 2 a 4%	< 2 a 3%	<2%	de 2 a 3%
	$d_{drenante}$	0,37%	0,30%	0,40%	0,80%	0,80%	0,50%	-	-	-	0,3 a 0,4	>0,5%
	vd	Cresce proporcionalmente a carga aplicada			Cresce proporcionalmente a carga aplicada até a prox. da rup. quando aumenta descontinuamente.			-	-	Relação linear entre as grandezas medidas para distorções <2%.	Proporcional à carga aplicada <0,03%/dia.	Crescimento descontínuo.
$\Delta u/\Delta \sigma_{oct}$	1,00	0,97	1,01	1,10	1,06	1,16	prox. 1	> 1	-	1	> 1	
FS	1,32	1,41	1,30	<1	<1	<1	-	-	>1	1,3	-	
DRENADO	$\delta h_{max}/D$ (%)	1,4	1,5	1,6	2,2	1,9	2,1	-	-	-	1,4 a 1,6	$\geq 1,9$
	$\delta h_{medio}/D$ (%)	0,6	0,4	0,6	0,9	0,8	1,0	-	-	-	0,4 a 0,6	$\geq 0,8$
	$s_{naertical}/D$ (%)	3,0	2,2	2,8	3,2	3,0	3,1	-	-	-	2,2 a 3,0	$\geq 3,0$
	$s_{max.eixo}/D$ (%)	5,7	4,8	5,4	6,2	5,6	6,2	-	-	-	4,8 a 5,7	$\geq 5,6$
	$\delta h_{max}/s_{max.eixo}$	0,25	0,31	0,30	0,35	0,34	0,33	-	-	-	<0,3	$\geq 0,33$
	$s_{max.eixo}/\delta h_{medio}$ ( $\alpha$ )	10,28	11,03	8,51	6,59	7,37	5,99	-	-	-	>8	<7
	Vv (m <sup>2</sup> .m)	35,33	33,98	31,98	29,58	22,98	22,64	-	-			
	Vh (m <sup>2</sup> .m)	3,39	3,10	3,86	6,53	5,18	6,03	-	-			
	Vv/Vh	10,42	10,96	8,28	4,53	4,44	3,75	-	-			
	dVv/dVh	8,20	8,30	9,92	0,92	0,89	0,84	-	-			
	$d_{max}$	2,60%	2,1%	2,90%	3,20%	2,80%	3,60%	-	-	-	<2,8%	$\geq 3\%$
	$d_{drenante}$	0,30%	0,30%	0,30%	0,60%	0,70%	0,60%	-	-	-	0,3%	>0,6%
	vd	Cresce proporcionalmente a carga aplicada			Cresce proporcionalmente a carga aplicada até a prox. da rup. quando aumenta descontinuamente.			-	-	-	Proporcional à carga aplicada <0,03%/dia.	Crescimento descontínuo.
$\Delta u/\Delta \sigma_{oct}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
FS	1,53	1,55	1,53	<1	<1	<1	-	-	-	1,5	-	

COMPORTAMENTO	DADOS	SIMULAÇÕES MOLHES						OBSERVAÇÕES				
		Condição de Projeto obra +5m - estável			Simulação levada à ruptura após cota +5m			BRUGGER (1996)		RABASSA (2010)	PRESENTE PESQUISA	
		MO03	MO04	ML01	MO03	MO04	ML01	CASO ESTÁVEL	EMINÊNCIA DA RUPTURA	CASO ESTÁVEL	CASO ESTÁVEL	EMINÊNCIA DA RUPTURA
PROCESSO DE ADENSAMENTO	$\delta h_{max}/D$ (%)	3,1	2,1	3,1	-	-	-	-	-	-	2,1 a 3,1	-
	$\delta h_{medio}/D$ (%)	1,1	0,8	1,3	-	-	-	-	-	-	0,8 a 1,3	-
	$s_{naertical}/D$ (%)	3,3	2,9	3,4	-	-	-	-	-	-	2,9 a 3,4	-
	$s_{max.eixo}/D$ (%)	8,9	7,6	8,9	-	-	-	-	-	-	7,6 a 8,9	-
	$\delta h_{max}/s_{max.eixo}$	0,35	0,28	0,35	-	-	-	$\leq 0,2$	-	-	$< 0,45$	-
	$s_{max.eixo}/\delta h_{medio}$ ( $\alpha$ )	8,08	9,06	6,65	-	-	-	$\geq 6$	-	-	$\geq 5,5$	-
	$V_v$ (m <sup>2</sup> .m)	33,91	33,36	39,24	-	-	-	-	-	-	-	-
	$V_h$ (m <sup>2</sup> .m)	7,76	5,76	8,59	-	-	-	-	-	-	-	-
	$V_v/V_h$	4,37	5,79	4,57	-	-	-	-	-	-	-	-
	$dV_v/dV_h$	4,37	5,79	4,57	-	-	-	-	-	-	-	-
	$d_{max}$	5,27%	3,81%	6,30%	-	-	-	$> 4\%$	-	-	$< 2\%$	-
	$d_{drenante}$	0,36%	0,30%	0,30%	-	-	-	-	-	-	prox. 0,3%	-
	$vd$	Taxa de distorção estável, proporcional a dissipação de poropressão.						-	-	-	Taxa de distorção estável com crescimento contínuo da distorção. Eventual estabilização das leituras.	Taxa de distorção estável $< 0,03\%/dia$ .
$\Delta u/\Delta \sigma_{oct}$	-	-	-	-	-	-	$< 1$	-	-	-	-	-
FS	1,53	1,55	1,53	-	-	-	-	-	$> 1$	1,5	-	

Onde:

D - espessura da camada compressível;  $\delta h_{max}$  - deslocamento horizontal máximo no eixo de observação;  $\delta h_{medio}$  - deslocamento horizontal médio no eixo de observação;  $s_{max.eixo}$  - deslocamento vertical máximo no eixo transversal do aterro;  $s_{navertical}$  - deslocamento vertical no eixo vertical de leitura;  $d_{max}$  - distorção máxima;  $d_{drenante}$  - distorção na camada drenante;  $vd$  - taxa de distorção;  $\Delta u$  - acréscimo de poro pressão; e  $\Delta \sigma_{oct}$  - acréscimo de tensão octaédrica.

Obs:  $dV_v/dV_h$  na presente tabela, é definido pela variação de volumes entre as etapas finais de construção e ou dissipação. Nas análises posteriores esta razão de variação é também abordada como uma taxa de variação com o tempo.

Tabela 5.8 – Análise de resultados numéricos vs. leituras de campo.

DADOS	SIMULAÇÕES MOLHES (NÃO DRENADO)						LEITURAS DE CAMPO		
	Condição de Projeto obra +5m - estável			Simulação levada à ruptura após cota +5m			OBRA +5m		
	MO03	MO04	ML01	MO03	MO04	ML01	MO03	MO04	ML01
$\delta h_{\max}/D$ (%)	0,8	0,5	0,8	1,3	0,9	1,2	0,7	0,5	0,6
$\delta h_{\text{medio}}/D$ (%)	0,3	0,2	0,3	0,6	0,5	0,6	0,3	0,3	0,3
$s_{\text{naertical}}/D$ (%)	0,1	0,2	0,2	0,3	0,3	0,3	1,0	-	-
$s_{\text{max.eixo}}/D$ (%)	1,9	1,5	1,9	1,9	1,6	1,9	-	-	-
$\delta h_{\max}/s_{\text{max.eixo}}$	0,44	0,34	0,44	0,68	0,60	0,65	-	-	-
$s_{\text{max.eixo}}/\delta h_{\text{medio}} (\alpha)$	5,83	6,25	5,60	3,00	3,22	3,03	-	-	-
Vv	3,88	4,02	5,42	3,12	3,36	5,05	-	-	-
Vh	1,98	1,64	2,60	2,12	2,09	2,99	2,40	1,63	1,23
Vv/Vh	1,96	2,45	2,08	1,47	1,61	1,69			
$dVv/dVh$	1,83	1,65	1,46	1,04	0,75	0,84			
$d_{\max}$	1,74%	1,00%	2,01%	2,13%	1,89%	2,55%	2,70%	5,04%	3,80%
$d_{\text{drenante}}$	0,37%	0,30%	0,40%	0,80%	0,80%	0,50%	0,10%	0,20%	0,13%
vd	Cresce proporcionalmente a carga aplicada			Cresce proporcionalmente a carga aplicada até a prox. da rup. quando aumenta descontinuamente.			Cresce proporcionalmente a carga aplicada		
$\Delta u/\Delta \sigma_{\text{oct}}$	1,00	0,97	1,01	1,10	1,06	1,16	-	-	-
FS	1,32	1,41	1,30	<1	<1	<1	-	-	-

Visto que os valores apresentados nas Tabelas 5.7 e 5.8 apresentam considerável dispersão e nem sempre caracterizam transições claras entre condições estáveis e condições de ruptura. Para um melhor entendimento dos critérios de segurança, subsequentemente apresenta-se nas Figuras 5.37 a 5.42 uma análise do comportamento de distorções, relações entre distorção e taxa de distorção, e volumes por taxas de volumes deslocados.

As análises de distorções obtidas nas simulações numéricas são apresentadas nas Figuras 5.37 a 5.43, para a Estação MO03, nas profundidades de 27m, 29,38m e 41,5m. Nas Figuras 5.37 e 5.38, referentes à profundidade de 27m, são apresentados, o comportamento previsto numericamente de distorção e taxa de distorção contra o valor normalizado de poro pressões cisalhantes, que ocorre quando  $\Delta u/\Delta \sigma_{\text{oct}} > 1$ , conforme observado nas referidas figuras. Verifica-se também um padrão distinto entre as condições de ruptura não-drenada e estabilização da obra durante o adensamento. Em ambos os casos a distorção cresce até valores da ordem de 4%, porém durante o adensamento a taxa de distorção reduz consideravelmente, enquanto em condições não-drenadas a taxa de distorção cresce linearmente até a ruptura. Portanto, avaliar unicamente a distorção não constitui em procedimento adequado de alerta na medida em que o valor da distorção cresce tanto em

condições drenadas como não-drenadas. Mais apropriado é avaliar a taxa de distorção que tende a crescer em condições não-drenadas próximas à instabilidade e reduz quando do aumento da segurança durante o adensamento.

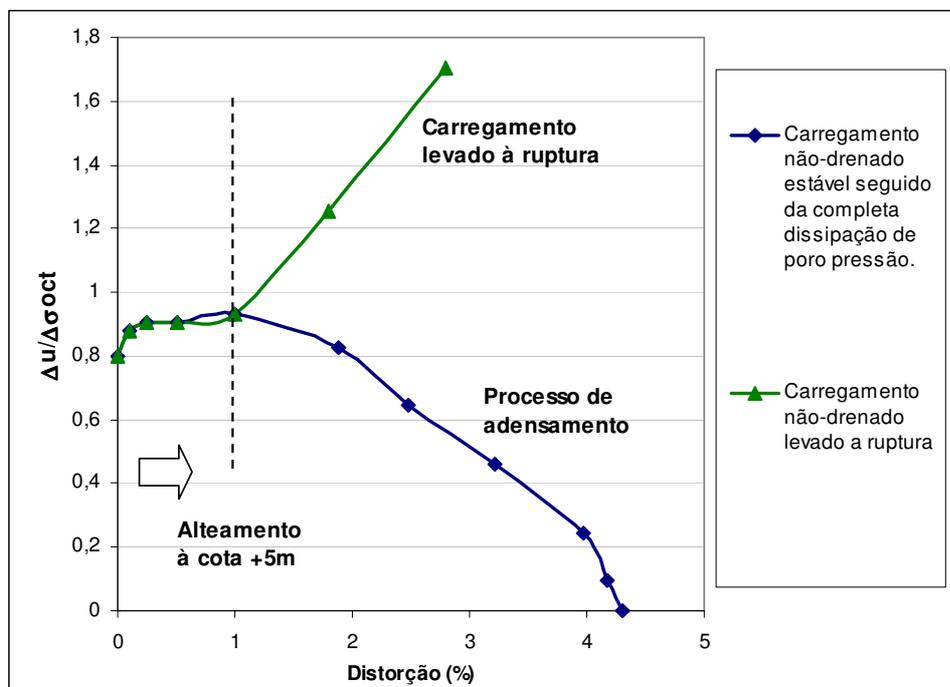


Figura 5.37 – Distorções *versus*  $\Delta u / \Delta \sigma_{oct}$  - profundidade de 27m, Estação MO03.

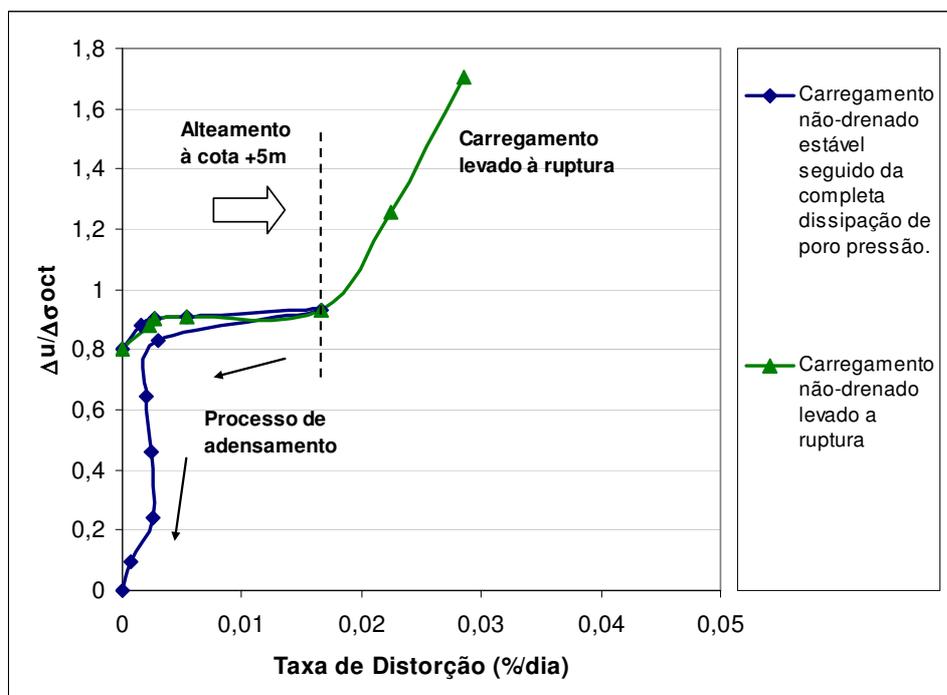


Figura 5.38 – Taxa de distorção *versus*  $\Delta u / \Delta \sigma_{oct}$  - profundidade de 27m, Estação MO03.

O comportamento descrito anteriormente é melhor representado na Figura 5.39, na qual se observa a relação entre distorção e taxa de distorção, com comparativo das leituras de campo com às estimativas numéricas na profundidade de 27m. Nesta estação (MO03) as distorções e taxas de distorção foram expressivas e muito próximas às condições de instabilidade em carregamento não-drenado. É importante salientar que nesta etapa o sistema de alerta da obra foi acionado e a construção interrompida temporariamente.

Deve-se ainda notar que tanto a distorção como a taxa de distorção foram subestimadas na análise numérica, o que pode indicar que efeitos de creep não-drenado estavam ocorrendo em campo, efeito não considerado na análise numérica. Finalmente observa-se nas medidas de campo o ponto no qual se inicia o adensamento, indicado por um aumento discreto na distorção, porém acompanhado de uma redução significativa na taxa de distorção, conforme previsto nas simulações numéricas.

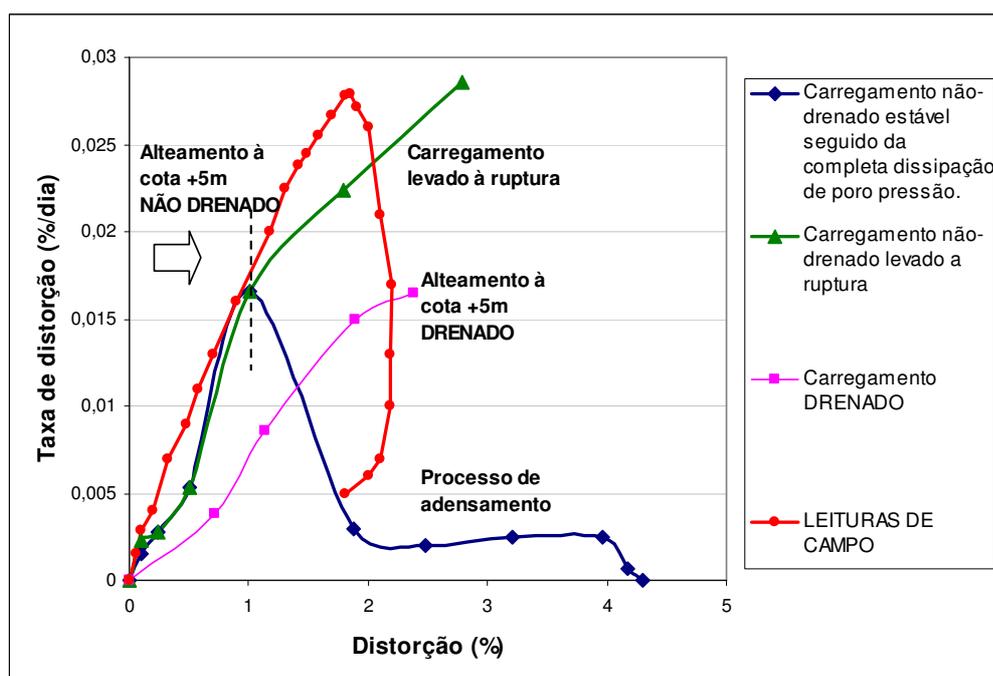


Figura 5.39 – Distorção *versus* Taxa de distorção - profundidade de 27m, Estação MO03.

De modo similar nas Figuras 5.40 e 5.41, são apresentados o comportamento previsto de distorção e taxa de distorção *versus* poro pressão normalizada ( $\Delta u/\Delta \sigma_{oct}$ ), para profundidade de 29,40m. Observa-se que a poro pressão máxima prevista fica em torno de 5%, tanto no caso levado à ruptura não-drenada, como em processo final de adensamento. Verifica-se

também que a taxa de distorção novamente caracteriza a condição de instabilidade, quando esta cresce continuamente, diferente da redução observada em processo de adensamento.

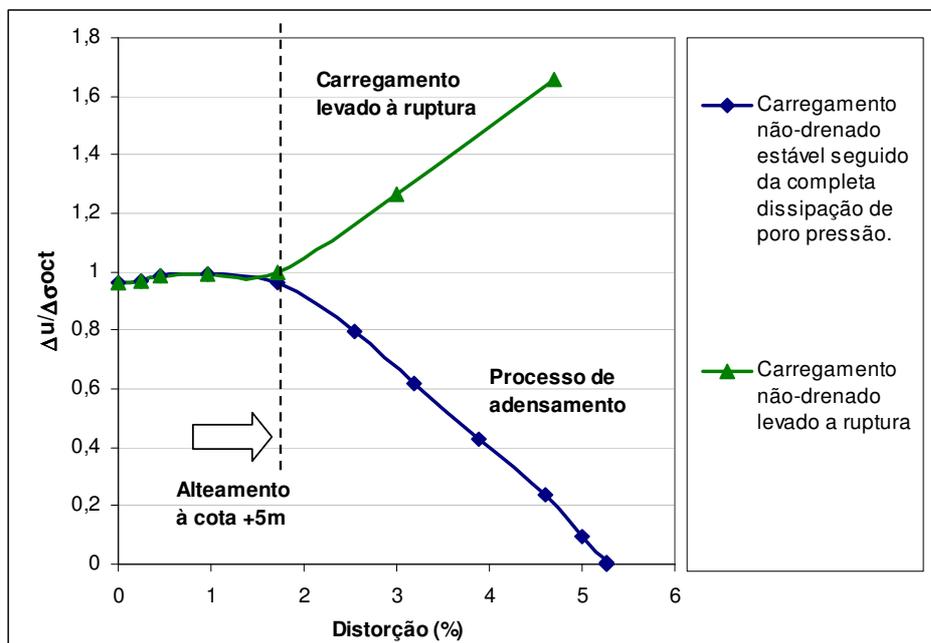


Figura 5.40 – Distorções *versus*  $\Delta u / \Delta \sigma_{oct}$  - profundidade de 29,40m, Estação MO03.

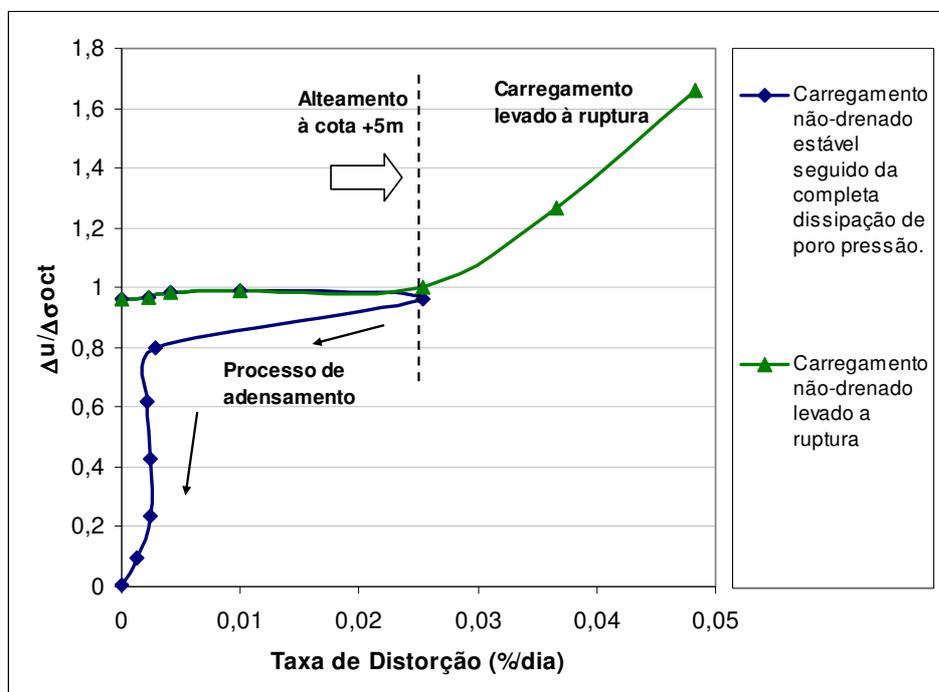


Figura 5.41 – Taxa de Distorções *versus*  $\Delta u / \Delta \sigma_{oct}$  - profundidade de 29,40m, Estação MO03.

Na Figura 5.42 é apresentada a relação entre previsão e leituras de distorção *versus* taxa de distorção, para profundidade de 29,40m. Neste caso, observa-se que a taxa de distorção máxima prevista é ligeiramente superior à máxima lida em campo. Porém a distorção prevista em término executivo (alteamento do molhe a cota +5m), de aproximadamente 2% é inferior à máxima de campo para tal período, em torno de 3%. Fato que pode estar associado, a efeitos de creep não drenado, os quais não são previstos pela simulação numérica, ou ainda a uma dissipação de poro pressão durante o processo executivo. Observações que podem ser justificadas pelo acréscimo de distorção à taxa constante no intervalo de distorção de 1 a 2%. A estabilização e o início do processo de adensamento também podem ser observados na figura, a partir da redução nas taxas de distorções lidas em campo.

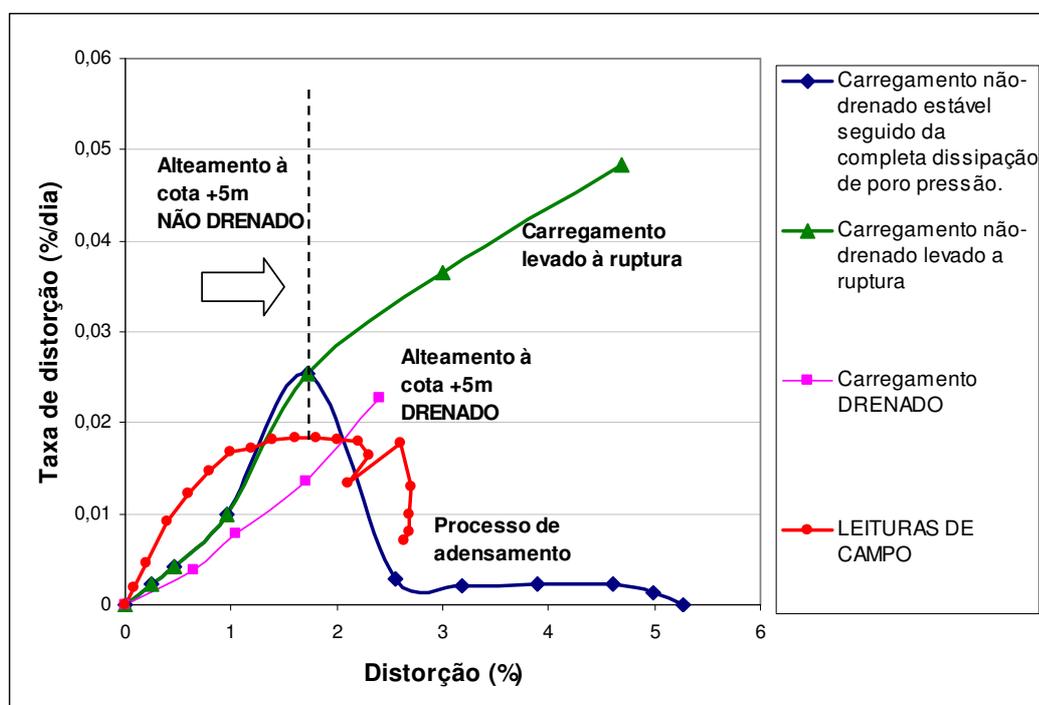


Figura 5.42 – Distorção *versus* Taxa de distorção - profundidade de 29,38m, Estação MO03.

O comportamento na profundidade de 41,5m é apresentado na Figura 5.43, a qual caracteriza a relação entre previsão e leituras de distorção *versus* taxa de distorção. Verificando que a profundidade de 41,5 m define o substrato drenante, observa-se que as leituras de campo se sobrepõem às previsões drenada e não-drenada, caracterizando o comportamento ocorrido nesta profundidade, onde não há geração de poro pressão. O crescimento de distorção à taxa constante, após o patamar de máxima taxa de distorção, caracteriza o processo de drenagem contínua nesta profundidade. Se observados o máximo valor de distorção previsto para o

término de adensamento (aproximadamente 3%), mais a tendência de redução das taxas de distorção lidas, há uma indicativa de estabilização do processo. Segundo Brugger (1996) em processo de adensamento, as distorções são inicialmente maiores na fronteira drenante tendendo à uma estabilização em tempos crescentes. A distorção em pontos mais distantes das fronteiras drenantes continua a aumentar em um processo similar à dissipação do excesso de poro pressão, conforme o exposto na Figura 5.16 anteriormente apresentada, e observado no presente trabalho.

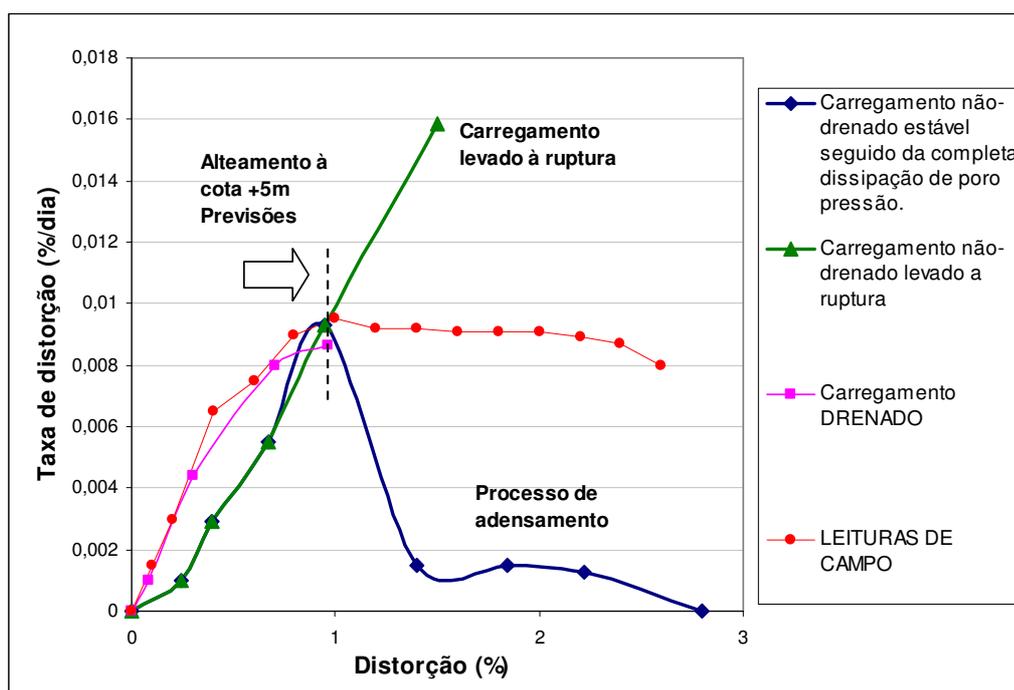


Figura 5.43 – Distorção *versus* Taxa de distorção - profundidade de 41,5m, Estação MO03.

De modo geral, observa-se que, em processo executivo estável, as distorções e taxas de distorções apresentam crescimento proporcional a taxa de carregamento. Quando próximas da ruptura estas crescem indefinidamente, como esperado e exposto em bibliografia (Ladd 1991, Brugger 1996, entre outros). Já em processo de adensamento as distorções continuam a evoluir, porém a taxa de distorção cai consideravelmente.

Visando extrapolar a análise de distorção *versus* taxa de distorção, que se constitui em uma análise pontual, para uma avaliação com mesmos princípios a nível global, apresenta-se nas Figuras 5.44 a 5.46 a relação entre volumes deslocados e taxa de variação de volumes para Estação MO03. Observa-se nesta análise que os valores das simulações foram obtidos a partir do alteamento inicial do molhe (cota -10m), de modo que o comportamento de volumes e

taxas de variação de volumes fosse acompanhado de acordo com as trajetórias de tensões, uma vez que estas últimas influenciam na trajetória de deslocamentos. Neste contexto, as leituras de campo apresentadas na Figura 5.44 não podem ser comparadas quantitativamente às previsões, pois as medidas de campo foram tomadas a partir da cota -5m.

A relação entre volume horizontal deslocado ( $V_h$ ) e taxa de variação de volume horizontal deslocado ( $dV_h/\text{dia}$ ) é apresentada na Figura 6.44. Observa-se inicialmente que as taxas de variação volumétrica crescem de acordo com a taxa de carregamento e condições de drenagem. Para a condição a curto prazo (carregamento não-drenado), verifica-se que similarmente ao observado com distorções e taxas de distorções, a taxa de variação volumétrica tende a diminuir no processo de adensamento (estabilidade) e aumentar quando da proximidade da ruptura. Já em condição ótima (simulação drenada), observa-se que a taxa de variação volumétrica como o volume horizontal final são inferiores aos obtidos nas simulações não drenadas, fato que é justificado pelas diferentes trajetórias de tensões. Quanto às leituras de campo, estas apresentam característica de estabilização das taxas de volume deslocado ao término do processo construtivo.

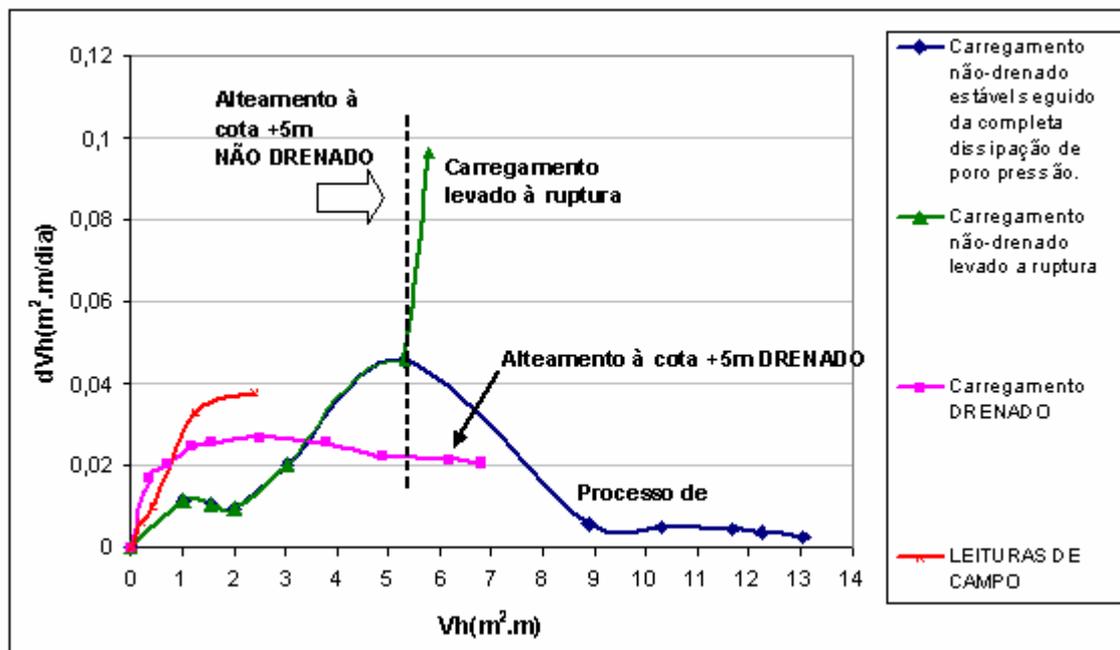


Figura 5.44 – Volume horizontal deslocado *versus* Taxa de volume horizontal deslocado - Estação MO03.

De modo similar, na Figura 5.45 apresentam-se relacionados o volume vertical deslocado ( $V_v$ ) pela taxa de variação do volume vertical deslocado ( $dV_v/\text{dia}$ ). Observa-se que a

distinção entre a estabilização e o processo de ruptura é dada pela estabilização das taxas de deslocamentos volumétricos verticais no processo de adensamento. Observa-se ainda que as taxas de variação volumétrica vertical são consideravelmente maiores na previsão drenada se comparadas às previstas para o caso de adensamento e que estas taxas elevadas podem ser confundidas com o crescimento da taxa de volume vertical observado na ruptura. Desta forma deve-se ter cuidado na avaliação das taxas volumétricas deslocadas, avaliando criteriosamente as condições de drenagem. Esta observação é melhor entendida através dos resultados apresentados na Figura 5.46, na qual relaciona-se  $V_v/V_h$  por  $dV_v/dV_h$ . Embora haja um crescimento das razões  $V_v/V_h$  e  $dV_v/dV_h$  na condição drenada e no adensamento (condições de estabilidade), tanto a ruptura como o carregamento não drenado possuem razões unitária de  $V_v/V_h$  e  $dV_v/dV_h$ , impossibilitando uma distinção entre os dois processos. Se adotado como padrão de alerta, um sistema baseado em volumes deslocados *versus* taxas de volumes deslocados, o julgamento deve ser precedido de uma análise inicial que, de forma paramétrica identifique a influência de fatores decorrentes da geometria, taxas de carregamento e condições de drenagem, uma vez que a passagem de uma condição não-drenada a ruptura pode não ser claramente identificada.

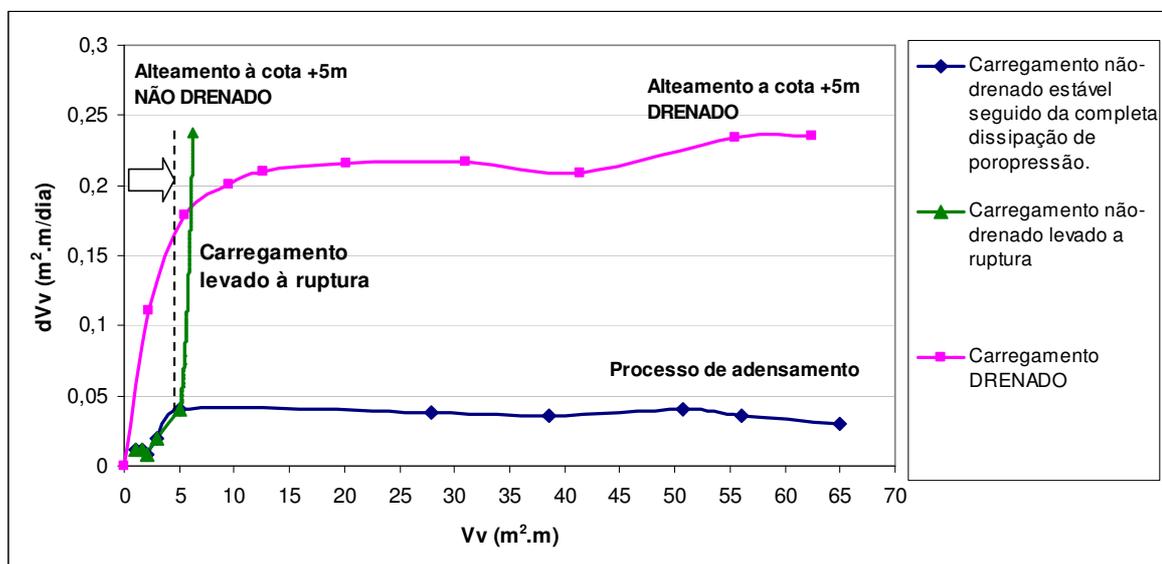


Figura 5.45 – Volume vertical deslocado *versus* Taxa de volume vertical deslocado - Estação MO03

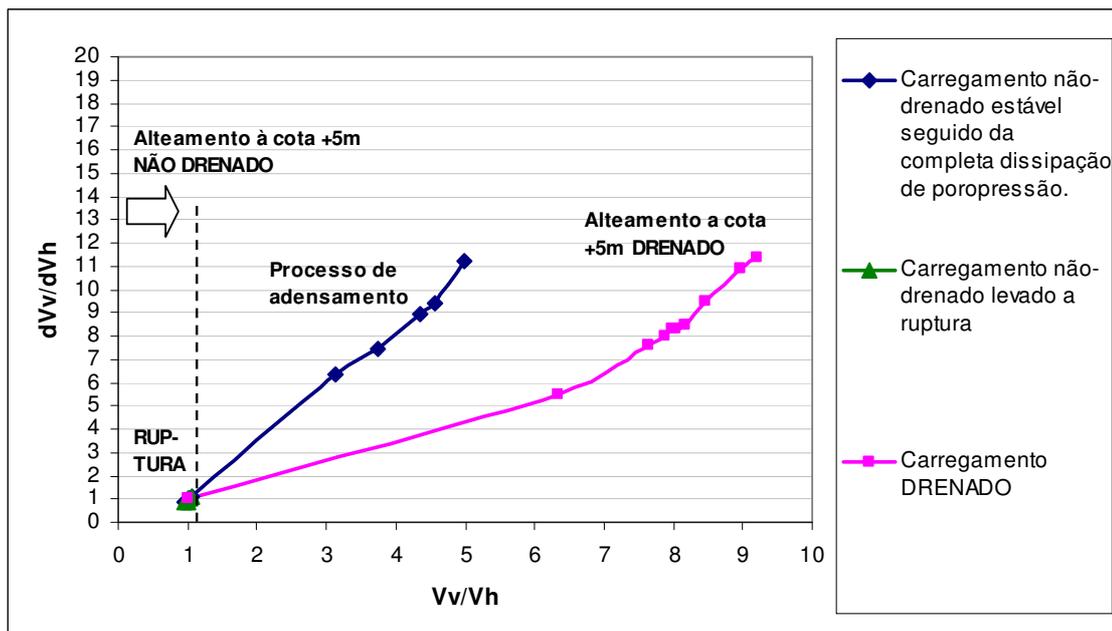


Figura 5.46 – Razão de volumes deslocados *versus* Taxa de variação da razão de volumes deslocados - Estação MO03.

Partindo destas observações propõe-se que o critério de segurança deve ser particular a cada obra, pois a geometria e carregamentos definem os deslocamentos máximos a serem observados (volumes deslocados), e distorções e taxas de distorção variam de acordo com o processo executivo. A relação entre medida e sua taxa de variação, mostrou-se adequada para a verificação da estabilidade, com melhor adequação ao acompanhamento de distorção, a qual cresce próxima à condição de ruptura e reduz quando do aumento da segurança da obra. Observou-se que uma avaliação em termos de volumes deslocados e sua taxa de variação pode também ser abordada, porém esta posição deve ser mais criteriosa, uma vez que não há uma distinção clara entre carregamento não drenado e processo de ruptura se observada a razão volumétrica  $Vv/Vh$ .

Para os molhes da barra, as Tabelas 5.7 e 5.8 podem constituir um sistema de controle com base em valores extremos de comportamento esperado, comportamento em adensamento e valores na eminência da ruptura.

## 5.4 CONCLUSÕES DO CAPÍTULO

Em termos gerais, o Projeto Interativo aplicado aos molhes da barra, com base na aferição de parâmetros de projeto, estratigrafia, e retroanálise, foi útil na verificação da segurança dos molhes durante o processo executivo. A partir desta proposição, pôde-se estabelecer as simulações que definem o comportamento estável em campo e aferir as previsões futuras com níveis adequados de confiabilidade.

Abaixo são apresentados alguns dos tópicos principais observados no capítulo:

- Em condições estáveis, os deslocamentos horizontais e verticais, (volumes verticais e horizontais), além de distorções e taxas de distorção, crescem proporcionalmente à aplicação de carga e às condições de drenagem, não cessando com o término do processo executivo, sendo controlados posteriormente pelo processo de adensamento (dissipação de poro pressão);
- Os critérios de alerta devem ser avaliados de acordo com as características da obra, com a geometria, carregamento, taxas de carregamento, parâmetros de projeto, caso executivo mais provável e caso crítico;
- Os critérios de segurança devem ser abrangentes, não apenas em termos de deformações máximas, mas com controle de taxas de deformações associadas ao carregamento;
- A taxa de distorção mostrou-se parâmetro apropriado para o diagnóstico do comportamento de instabilidade, uma vez que esta cresce próximo à condição de ruptura e reduz quando do aumento da segurança da obra (processo de adensamento). Comportamento similar é observado para taxas de variação volumétrica horizontal e vertical, porém a aplicação da taxa de variação da razão volumétrica ( $V_v/V_h$  e  $dV_v/dV_h$ ) deve ser verificada criteriosamente pois não há distinção entre carregamento não drenado e ruptura.

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são apresentadas as conclusões do presente trabalho e sugestões para pesquisas futuras. As conclusões são resumidas na medida em que foram feitos comentários conclusivos específicos ao final de cada capítulo.

### 6.1 CONCLUSÕES

Através do estudo da sensibilidade dos parâmetros de projeto, das aferições de seções e modelos, mais retroanálises, foram definidos níveis de deformação e taxas de deformação a serem observadas na obra de ampliação dos Molhes da Barra, de acordo com a condição mais provável (executiva) e condição crítica (carregamento levado à ruptura). Este tipo de análise, rotineiramente adotado em obras observacionais, deve ser particular a cada caso, pois conforme o observado durante o transcorrer deste trabalho, a definição de critérios de segurança parte de análises numéricas específicas, as quais são funções da geometria, do carregamento, dos parâmetros de projeto e das posições de monitoramento.

A análise paramétrica definiu aspectos importantes para o entendimento dos processos ocorridos em campo, salientando a necessidade de aferição dos parâmetros de projeto e como esta influi nas previsões. O Método dos Volumes Deslocados aplicado nesta avaliação de sensibilidade mostrou-se útil, definindo que a relação de volumes deslocados ( $dV_v/dV_h$ ) é suscetível às condições de drenagem, aos parâmetros de resistência e compressibilidade do solo de fundação, da geometria da área carregada e dos locais onde as leituras são realizadas. A análise de sensibilidade reforçou a necessidade de análises numéricas específicas para se estabelecer níveis de alerta. Além disto, a aferição de parâmetros deve ser feita distintamente em termos de parâmetros de resistência e compressibilidade, pois ângulo de atrito e índice de compressibilidade influenciam de modo distinto o campo de deslocamentos.

A aplicação do conceito de Projeto Iterativo pôde, em termos gerais, além de aferir o modelo, avaliar a estabilidade dos molhes durante processo executivo, no qual houve a necessidade de interrupção temporária da obra por deslocamentos pronunciados na estação MO03. Através das fases de retroanálise foi possível estabelecer as simulações que definem o comportamento em campo e aferir as previsões futuras com níveis adequados de

confiabilidade. Observa-se, porém, que as previsões são obtidas através de um método de ajuste que considera diferentes condições de drenagem. Portanto existe um grau de incerteza, e outras previsões, com parâmetros geotécnicos e condições de drenagem distintas, podem conduzir a previsões igualmente próximas às medidas *in situ*. Julgamento geotécnico é sempre necessário independente da abordagem adotada no projeto ou no seu acompanhamento.

Quanto à postulação de critérios de segurança, observou-se que estes devem ser abrangentes, de acordo com as características da obra, definindo deformações máximas e controle de taxas de deformação, em particular a taxa de distorção, a qual possui padrão distinto entre as condições de ruptura não-drenada e estabilização da obra durante o processo de adensamento. Verificou-se que em ambos os casos a distorção cresce, porém durante o adensamento a taxa de distorção reduz consideravelmente, enquanto em condições não-drenadas a taxa de distorção cresce linearmente até a ruptura. As taxas de variação volumétrica mostraram padrões similares, porém sua aplicação necessita de maior atenção quanto a definição das condições de drenagem, uma vez que não há padrão distinto para a razão  $V_v/V_h$  em condição a curto prazo (não drenada) e ruptura.

Observou-se também que a relação de poro pressões por tensão octaédrica ( $\Delta u/\Delta \sigma_{oct}$ ) pode auxiliar na avaliação do processo de ruptura, pois serve ao diagnóstico da geração de poro pressões cisalhantes, quando  $\Delta u/\Delta \sigma_{oct} > 1$ . Porém adotar tal medida como padrão único de análise de estabilidade não é seguro, pois não se tem um perfil contínuo de medidas de poro pressão, diferentemente do acompanhamento de deformações laterais (e portanto de distorções e taxas de distorção).

A presente pesquisa definiu para o acompanhamento dos molhes da barra que em condição não-drenada estável (condição a curto prazo), com fator de segurança de 1,3, as seguintes medidas serviriam ao controle de estabilidade:  $\delta h_{max}/s_{max.eixo} < 0,45$ ;  $s_{max.eixo} / \delta h_{medio} (\alpha) \geq 5,5$ ;  $d_{max} < 2\%$ ;  $vd < 0,03\%/dia$ , proporcional à carga aplicada; e  $\Delta u/\Delta \sigma_{oct}$  próxima a unidade. Salienta-se a importância do controle das taxas de distorção, e que os demais parâmetros devem ser observados em conjunto, verificando os limites estipulados para a condição de ruptura e processo de adensamento, segundo apresentado na Tabela 5.4, a qual serve de sistema de controle dos molhes.

## 6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestão de pesquisas futuras, tem-se:

- Estudos envolvendo a previsão dos efeitos de creep não drenado;
- Para os molhes da barra, retroanálises quando do fechamento do Molhe Leste, e acompanhamento durante o processo de adensamento, o qual pode fornecer uma reavaliação futura dos modelos e da previsão de distorções e taxas de distorção neste período;
- A extrapolação dos pressupostos estabelecidos para avaliação de segurança através do acompanhamento de distorção *versus* taxa de distorção (medida *versus* taxa de variação da medida), em demais obras geotécnicas que envolvam o controle de deformações laterais.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, M.S.S.; **Aterros sobre Solos Moles - da concepção à avaliação do desempenho**. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1996. 216p.

ALMEIDA, M. S .S.; OLIVEIRA, J. R. M. S.; SPOTTI, A. P. **Previsão e Desempenho de Aterro sobre Solos Moles: Estabilidade, Recalques e Análises Numéricas**. 2000. Previsão de Desempenho x Comportamento Real, ABMS, p.69-93.

ALMEIDA, M.S.S e MARQUES, M.E.S.; **Aterros sobre Solos Moles – projeto e desempenho**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 254p.

BALASUBRAMANIAM, A.S., OH, Y.N., BERGADO, D. T., PHIENWEJ, N.; **Interpretation and Analysis of Test Embankments in Soft Clays with and without Ground Improvement**. Journal Geotechnical Engineering. ASCE. Vol. 38 (2007) p. 235-254. Disponível em: <direct.bl.uk/bld/Home.do> Acesso em: 23 de março de 2009.

BJERRUM, L. (1972); **Embankments of Soft Ground**. Proceedings, ASCE Specialty Conference on Earth and Earth-Supported Structures, Purdue University, West Lafayette. IN, Vol. II, p 1-54.

BOURGES, F. e MIEUSSENS, C.; (1979) **Influence des déplacements lateraux du sol de fodation sur le tassements d'un remblai**. Bulletin de Liaison, Laboratoire des Ponts de Chaussées.

BRUGGER, P.J.; **Análise de Deformações em Aterros sobre Solos Moles**. Rio de Janeiro: 1996. 255p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 1996.

CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ. Arquivos da Obra de Ampliação dos Molhes de Rio Grande. 2001-2010.

DEGROOT, D.J., POIRIER, S.E., LANDON, M.E., (2005) **Sample disturbance – Soft Clays**. Studia Geotechnica et Mechanica, Vol. XXVII, No. 3–4, Poland.

DIAS, C. R. R., BASTOS, C. A. B., **Propriedades Geotécnicas da argila siltosa marinha de Rio Grande/RS – Uma Interpretação à Luz da História Geológica Recente da Região**. 1994. X COBRAMSEF. Foz do Iguaçu, PR. Vol. 02, pp.555.

DNER/IPR; **Manual de Projeto e Execução de Aterros sobre Solos Moles**. Relatório Rio de Janeiro, 1990.

DUNNICLIFF, J. (1988) **Geotechnical instrumentation for monitoring field performance**. Wiley - Interscience Publication - New York, 577p.

ESCOBAR, M. **Paipo blog**. Disponível em: [www.paipo.com.uy](http://www.paipo.com.uy). Acesso em 20 de abril de 2009.

GEOFORMA ENGENHARIA LTDA. **Relatório RE 124-11/07.2008**. Consórcio - Obra: Molhes de Rio Grande – 4p. 2 apêndices.

GEOPROJETOS ENGENHARIA LTDA. **Relatório R744**. 2010. Consórcio - Obra: Prolongamento dos molhes do Porto do Rio Grande – 4p. 3 apêndices.

HALLAL, R.R.; **Características de Depósitos de Argilas Moles no Estado do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre: 2003. 132p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

HANNA, T.H. **Field instrumentation in geotechnical engineering**, 1984. Trans. Tech., New York, 843 p.

HEYMAN, L. e BOERSMA, G.C. (1961) **Bending moments in piles due the lateral earth pressure**. Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE) p. 425-429.

JOHNSTON, I.W.; **Discussão, Simpósio Field Instrumentation in Geotechnical Engeneering**, ICE, p. 700-702, Londres, 1973.

KOVAČEVIĆ, M.S., SZAVITS-NOSSAN, V.; (2006) **Interactive Design – Croatian experience**. Proceedings XIII Danube – European Conference on Geotechnical Engineering, Slovenia, may 29-31, pg 451-455.

KULHAWAY, F.H. e MAYNE, P.W. (1990) “**Manual on estimation soil properties for foundation design**”. Report EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, 306 p. [www.epri.com](http://www.epri.com).

LADD, C.C. (1991) **Stability evaluation during stage construction**. Journal of Geotechnical Enginnering, ASCE, v. 117:4, p. 537-615.

LADD C.C., DEGROOT D.J. (2003) **Recommended practice for soft ground site charaterization**: Arthur Casagrande Lecture, Proc. 12th Panamerican Conf. on Soil Mechanics and Geotech. Eng., MIT, Vol. 1, 3–57.

LAMBE T.W. e WHITMAN R.V. (1969) **Soil Mechanics**. J. Wiley & Sons, Inc., NY. – USA.

LOGANATHAN, N.; BALASUBRAMANIAM, A.S. e BERGADO, D.T. (1993) **Deformation analysis of embankments**. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v 119:8, p 1185-1206.

MARCHE, R. CHAPUIS, R (1974) **Contrôle de la stabilité des remblais par la mesure des déplacements horizontaux**. Canadian Geotechnical Journal, v.11, p. 182-201.

MASSAD, F.; **Obras de Terra: curso básico de geotecnia**. Editora Oficina de Textos, São Paulo, 2003. 170p.

MATSUO, M. e KAWAMURA, K. (1977). **Diagram for construction control of embankment on soft ground**. Soil and Foundation (Japão) v.17:3, p. 37-52.

MITCHELL, J.K. (1986). **Practical problems from surprising soil behaviors** – The 20<sup>th</sup> Karl Terzaghi lecture. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112, No.3, 259-289.

NEGRO Jr., A., KARLSRUD, K., SRITHAR, S., ERVIN, M., VORSTER, E. (2009) **Prediction, monitoring, performance evaluation, deep foundations, earth fills, supported excavations, tunnels, Interactive Design, case histories, geotechnical instrumentation, fibre optic instruments**. Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE 2009)

OH, Y.N., BALASUBRAMANIAM, A.S., SURARAK, C., CHAI, G. W. K., BOLTON, M. W.; **Interpreting Field Behaviors of Embankment on Estuarine Clay**. The Seventeenth International Offshore and Polar Engineering Conference, Lisboa, 2007.

OHTA, H., TAKEYAMA, T., OKUBO, K., ISHIGAKI, T. e OMOTO, S. **Trial of geotechnical asset management for highway embankments constructed on soft clay foundations**. Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE 2009)

ORTIGÃO, J.A.R.; **Aterro Experimental Levado a Ruptura sobre Argila Cinza do Rio de Janeiro**. 1980. Tese D. Sc. COPPE/UFRJ.

ORTIGÃO, J.A.R.; **Embankment Failures on Soft Clay in Brazil**. Geotechnical News, Vol 9, n 4. p 68- 70. Vancouver, 1991.

ORTIGÃO, J.A.R.; **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. Livros Técnicos e Científicos editora Ltda. Rio de Janeiro, 1993. 368p.

OZCOBAN, S., BERLIGEN, M.M., KILIC, H., EDIL, T.B., e OZAYDIN, I.K. (2007) **Staged Construction and Settlement of a Dam Founded**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE, Vol. 133, pg 1003-1016.

Plaxis Manual, **Finite Element Code for Soil and Rock Analysis**. Version 7. University of Stuttgart, Germany, 1998.

PRADEL, A. (1979) **Histórico da Barra do Rio Grande**. Disponível em: <http://www.riograndevirtual.com.br/molhesdabarra/conteudo/historico.html>. Acesso em 06 outubro 2010, 17:00h.

PECK, R.B; **Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics**. Geotechnique 19, No. 2, p. 171-187, ICE, Londres, 1969.

PECK, R.B (1981) **Where are all the judgment gone?** Norges Geoteknik Institutt, Publikasjon No. 134

PILLOT, G., TRAK, B. and LA ROCHELLE, P., **Effective stress Analysis of the Stability of Embankments on Soft Soil**. Canadian Geotechnical Journal, 19(4), pg 433-450. Canada, 1982.

PITANGUY, M. S.; SCHNAID, F.; RABASSA, C. **Monitoramento da Obras de Prolongamento dos Molhes da Barra do Rio Grande / Brasil**. Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, COBRAMSEG p. 67 a 78. Gramado 2010.

RABASSA, C. M. **Monitoramento Geotécnico da Obra de Ampliação dos Molhes de Rio Grande, Brasil**. 125 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre - 2010.

ROSCOE, K.H.; SCHOFIELD, A.N.; THURAIRAJAH, A. (1963). **Yielding of clays in states wetter than critical**. Geotechnique, Vol.13, p. 211-240.

ROSCOE, K.H. e BURLAND, J.B.(1968) **On the generalized stress-strain behavior of “wet” clay**. Engineering Plasticity, Cambridge University Press, p 535-609.

ROWE, R.W., GNANENDRAN, C.T., LANDVA, A.O., VALSANGKAR, A.J. **Calculated and Observed Behavior of a Reinforced Embankment over soft compressible soil**. Canadian Geotechnical Journal. V 33- p. 324-338. Canadá, 1996.

SAGLAMER, A., ASLAY, Z.; **Monitoring of deep excavations in Istanbul**. Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE 2009)

SANDRONI, S.S., LACERDA, W.A., BRANDT, J.R.T.; **Método dos Volumes para Controle de Campo da Estabilidade de Aterros sobre Argilas Moles**. Solos e Rochas, n 27. p 25-35. São Paulo, 2004

SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**, 2000. São Paulo: Oficina de Textos, 189 p

SCHNAID, F. **In Situ Testing in Geomechanics**. 1. ed. Oxon: Taylor & Francis, 2009. v. 1. 329 p.

SCHNAID, F., NACCI, D., MILITITSKY, J. **Aeroporto Internacional Salgado Filho - Infra-Estrutura Civil e Geotécnica**. Editora Sagra Luzzato. Porto Alegre, 2001.

SCHNAID, F., CONSOLI, N., DALLA ROSA, F., RABASSA, C. **The Role of In Situ Testing on Interactive Design on Soft Clay Deposits**. In: Symposium on New Techniques for Design and Construction in Soft Clays, 2010, Guarujá. New Techniques on Soft Clays. São Paulo : Oficina de Textos, 2010. v. 1. p. 77-86.

SKEMPTON, A.W. (1948) **The  $\phi=0$  Analysis of Stability and its Theoretical Basis**. Proceedings, Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1948: Rotterdam, Netherlands. p. 72-78.

SCHOFIELD, A.N e WROTH, C.P. (1968) **Critical state soil mechanics**. McGraw-Hill.

SRITHAR, S.T. & ERVIN, M.C. (2007). **River Diversion over a Backfilled Open Cut Brown Coal Mine**. 10<sup>th</sup> Australia, New Zealand. Conference on Geomechanics 'Common Ground', Brisbane, Australia.

SUPERINTENDÊNCIA DO PORTO DE RIO GRANDE. **Histórico do Porto de Rio Grande**. Disponível em: <http://www.portoriogrande.com.br/pt/historico/>. Acesso em: 07 outubro 2010, 15:00h

TAVENAS, F., LOROUEIL, S.; **The behaviour of embankments on clay foundations**. Canadian Geotechnical Journal, 17(2), pg 236-260. Canada, 1979.

TAVENAS, F., MIEUSSENS, C., BORGES, F.; **Lateral displacements in clay foundations under embankments**. Canadian Geotechnical Journal, 16, pg 532-550. Canada, 1979.

TERZAGHI, K. e PECK, R.B.; **Soil Mechanics in Engineering Practice**. Jonh Wiley, New York, 1967.

UFRGS, **Relatório Técnico de Ensaios Laboratório AN-2007-08B**. 2008. Consórcio - Obra: Prolongamento dos molhes do Porto do Rio Grande – 28p.

WOOD, D.M.; **Soil Behavior and Critical States Soil Mechanics**. Cambridge University Press, Cambridge, 1990.