



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Leonardo José Nieto Cunha Gondariz

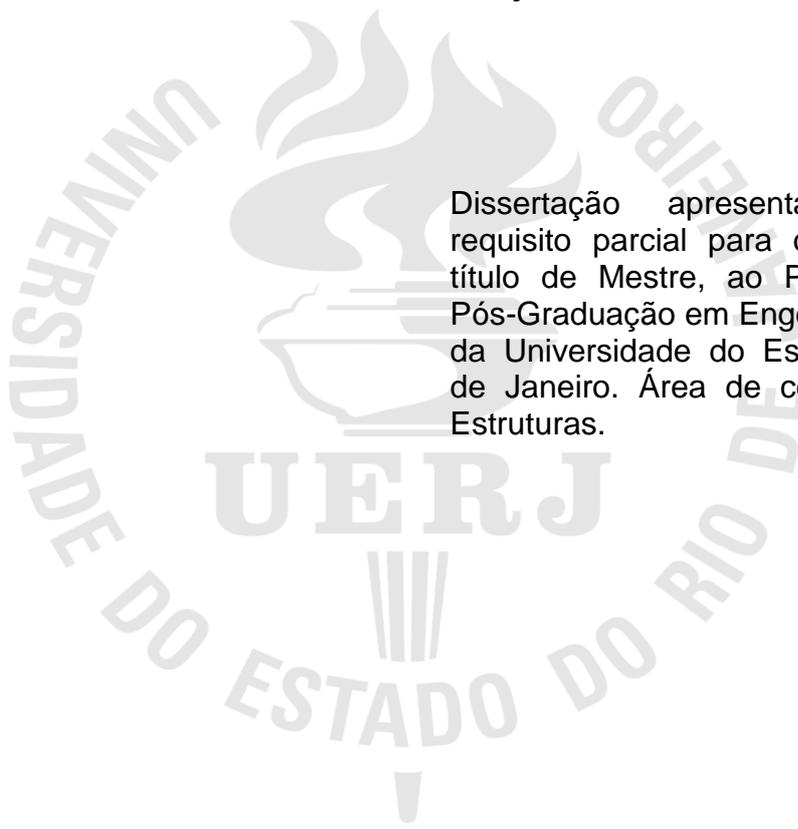
Comportamento de Aterros Sobre Solos Enrijecidos com CPR
Grouting

Rio de Janeiro

2016

Leonardo José Nieto Cunha Gondariz

Comportamento de Aterros Sobre Solos Enrijecidos com CPR *Grouting*



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

Orientadores: Prof^a. Dr.^a Ana Cristina Castro Fontenla Sieira
Prof. Dr. André Pereira Lima

Rio de Janeiro

2016

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

G636 Gondariz, Leonardo José Nieto Cunha.
Comportamento de aterros sobre solos enrijecidos com CPR
grouting / Leonardo José Nieto Cunha Gondariz. – 2016.
130f.

Orientadores: Ana Cristina Castro Fontenla Sieira e André
Pereira Lima.

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

1. Engenharia Civil. 2. Aterros - Dissertações. 3. Solos -
Análise - Dissertações. 4. Solos argilosos - Dissertações. I.
Sieira, Ana Cristina Castro Fontenla. II. Lima, André Pereira. III.
Universidade do Estado do Rio. IV. Título.

CDU 624.135

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

Assinatura

Data

Leonardo José Nieto Cunha Gondariz

Comportamento de Aterros Sobre Solos Enrijecidos com CPR *Grouting*

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

Aprovado em: 02 de maio de 2016.

Banca Examinadora:

Prof.^a Dra. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira – Presidente / Orientadora
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. André Pereira Lima – Orientador
Universidade Veiga de Almeida – UVA

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

Prof. Dr. Paulo César de Almeida Maia
Universidade Estadual do Norte Fluminense – UENF

Rio de Janeiro

2016

DEDICATÓRIA

A Deus, por permitir mais essa vitória, e à família que tanto amo:
Rachel, José e Danielle.

AGRADECIMENTOS

Aos meus orientadores, Prof.^a Doutora Ana Cristina Castro F. Sieira e Prof. Doutor André Pereira Lima, pela excelente orientação, apontando os melhores caminhos, dando estímulos para o desenvolvimento deste trabalho e me proporcionando vasto aprendizado na área de engenharia geotécnica.

À minha família, por me apoiar em todos os momentos, pelos valores que me foram transmitidos, pelo amor e carinho de sempre, por acreditar em mim.

Aos professores da Faculdade de Engenharia da UERJ por todo o conhecimento adquirido desde a graduação, até agora no mestrado.

Um agradecimento especial à Prof.^a Dr.^a Ana Cristina Castro F. Sieira, por acreditar e me incentivar desde a graduação, pela amizade e carinho, pelos ensinamentos ao longo de todos esses anos, por toda dedicação e entusiasmo contagiante pela engenharia geotécnica.

A UERJ, pela elevada qualidade do seu corpo docente e pela oportunidade de adquirir novos conhecimentos.

À empresa Engegrout, por me proporcionar a realização do estudo. Um agradecimento especial ao Eng. M.Sc. Joaquim Rodrigues, à Eng. M.Sc. Maria Bernadete Luciano Lopes, ao Manoel e à equipe de campo pela ajuda durante toda a fase de estudo.

À CAPES pelo apoio financeiro.

A persistência é o menor caminho do êxito.

Charles Chaplin

RESUMO

GONDARIZ, Leonardo José Nieto Cunha. *Comportamento de aterros sobre solos enrijecidos com CPR grouting*. 2016. 130132f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

O presente trabalho tem como objetivo analisar numericamente o comportamento de dois aterros experimentais instrumentados (aterro teste A e aterro teste B), localizados na área que compõe o Condomínio Palms Recreio Residencial. O aterro teste A foi construído sobre uma camada de argila mole de 8,0 m de espessura, onde foram instalados geodrenos para a aceleração dos recalques. Na área do aterro teste B, além da instalação de geodrenos, foi realizado o enrijecimento do solo compressível através da técnica *CPR Grouting*, de forma a minorar significativamente os recalques previstos. Em cada um dos aterros testes foram instalados 3 placas de recalque, 5 aranhas magnéticas verticais, e 1 perfilômetro, para monitoramento dos recalques, 2 piezômetros, para controle das poropressões, e 1 inclinômetro, para acompanhamento dos deslocamentos horizontais. Para a reprodução do comportamento dos aterros experimentais, foi adotado o programa Plaxis, de elementos finitos. Inicialmente, procedeu-se à calibração do modelo, confrontando-se as previsões numéricas obtidas para o aterro teste A (sem *CPR Grouting*) com os dados fornecidos pela instrumentação de campo. Posteriormente, foi realizada a previsão do comportamento do aterro teste B (com *CPR Grouting*), buscando-se parâmetros de deformabilidade representativos do solo enrijecido. Como principais conclusões, destaca-se o aumento da rigidez do solo após o enrijecimento com a técnica *CPR Grouting*, conduzindo a reduções significativas de recalque. O módulo de deformabilidade (E) do solo com *CPR Grouting* mostrou-se 12 vezes superior ao do solo mole sem *CPR Grouting*. Adicionalmente, o enrijecimento conduz a uma homogeneização da camada de solo compressível.

Palavras-chave: *CPR Grouting*; Aterro; Solo mole; Instrumentação geotécnica; Enrijecimento de solo mole; Análise numérica.

ABSTRACT

GONDARIZ, Leonardo José Nieto Cunha. *Behavior of landfills on stiffened soils with CPR grouting*. 2016. 130132f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

The present study has the objective of analyze numerically the behavior of two instrumented experimental landfills (landfill test A and landfill test B), located in the area that composes the Palms Recreio Condominium Residential. The landfill test A was built on a layer of soft clay of 8.0 m thick, where drains were installed for acceleration of settlements. In the area of the landfill test B, in addition to the installation drains, the squeezing of compressible soil through the CPR *Grouting* technique was carried out, in order to significantly reduce the expected settlements. In each test landfills have been installed 3 plates for measuring the vertical displacement, 5 vertical magnetic spiders, 1 profilometer for monitoring the vertical displacements, 2 piezometers to control porepressure and 1 inclinometer for monitoring the horizontal displacements To reproduce the behavior of experimental landfills, the Plaxis program of finite elements was adopted. Initially, the calibration of the model was carried out, comparing the numerical predictions obtained for the landfill test A (without CPR *Grouting*) with the data provided by field instrumentation. Subsequently, the prediction of the behavior of the landfill test B (with CPR *Grouting*) was carried out, looking for representative deformability parameters of the stiffened soil. The main conclusions are the increase in soil rigidity after stiffening with the CPR *Grouting* technique, leading to significant reductions of the displacements. The deformability modulus (E) of the soil with CPR *Grouting* was 12 times higher than that of the soft soil without CPR *Grouting*. In addition, the stiffening leads to a homogenization of the compressible soil layer.

Keywords: CPR Grouting; Landfill; Soft soil; Geotechnical instrumentation; Soft soil stiffening; Numerical analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Determinação dos parâmetros de compressibilidade.....	23
Figura 2 – Contato entre partículas argilosas.....	23
Figura 3 – Contato entre partículas arenosas.	24
Figura 4 – Estruturas dos solos argilosos.	24
Figura 5 – Gráfico e <i>versus</i> $\log \sigma'_v$	25
Figura 6 – Comportamento de um solo argiloso sob a aplicação de um acréscimo de tensão.	27
Figura 7 – Comprimento de drenagem (drenagem dupla e simples).	28
Figura 8 – Curvas de grau de adensamento para drenagem radial.	34
Figura 9 – Evolução do recalque com o tempo.	39
Figura 10 – Área equivalente de um geodreno.	41
Figura 11 – Dados geométricos dos drenos verticais: Malha quadrangular.....	42
Figura 12 – Dados geométricos dos drenos verticais: Malha triangular.	42
Figura 13 – Amolgamento devido à instalação do dreno.	43
Figura 14 – Comprimento característico do dreno vertical.	46
Figura 15 – Técnicas executivas de aterros sobre solos moles.	47
Figura 16 – Processo de execução da técnica CPR Grouting.....	49
Figura 17 – Camada de solo enrijecida com CPR Grouting.....	50
Figura 18 – Obras viabilizadas com a técnica CPR Grouting.....	52
Figura 19 – Bairros que formam a Baixada de Jacarepaguá.	55
Figura 20 – Maciços da Baixada de Jacarepaguá.....	56
Figura 21 – Imagem de satélite dos depósitos no Recreio.....	58
Figura 22 – Localização do Condomínio Palms Recreio Residencial	58
Figura 23 – Curvas de isoesspessura da argila mole.	59
Figura 24 – Perfil geotécnico.....	60
Figura 25 – Índice de vazios <i>vs</i> tensão efetiva.....	64
Figura 26 – Coeficiente de adensamento <i>vs</i> tensão efetiva.....	65
Figura 27 – Coeficiente de permeabilidade <i>vs</i> tensão efetiva.	66
Figura 28 – Cravação dos geodrenos na área do aterro teste.	68
Figura 29 – Espaçamento entre geodrenos e verticais de compressão.....	69
Figura 30 – Instalação dos instrumentos.....	69

Figura 31 – Aterro teste finalizado, com os instrumentos instalados e sobrecarga aplicada.....	69
Figura 32 – Perfil geotécnico típico da região dos aterros experimentais.	70
Figura 33 – Obtenção do diâmetro das verticais de CPR <i>Grouting</i>	73
Figura 34 – Obtenção do espaçamento entre verticais de CPR <i>Grouting</i>	74
Figura 35 – Locação dos instrumentos no aterro teste A (sem CPR <i>Grouting</i>).....	76
Figura 36 – Locação dos instrumentos no aterro teste B (com CPR <i>Grouting</i>).....	76
Figura 37 – Instalação das placas de recalque.	77
Figura 38 – Recalques medidos pelas placas de recalque: Aterro teste A.	78
Figura 39 – Recalque medidos pelas placas de recalque: Aterro teste B.	79
Figura 40 – Detalhe da instalação da aranha magnética.	80
Figura 41 – Instalação das aranhas magnéticas.	80
Figura 42 – Recalques medidos pelas aranhas magnéticas: Aterro teste A.	81
Figura 43 – Recalques medidos pelas aranhas magnéticas: Aterro teste B.	82
Figura 44 – Instalação do perfilômetro.	83
Figura 45 – Instalação do tubo na base do aterro.	83
Figura 46 – Realização das leituras do perfilômetro.	84
Figura 47 – Leituras do perfilômetro: Aterro teste A.....	84
Figura 48 – Leituras do perfilômetro: Aterro teste B.....	85
Figura 49 – Instalação e leitura dos piezômetros.	86
Figura 50 – Leituras da poropressão no PZ1: Aterro teste A.	87
Figura 51 – Leituras da poropressão no PZ2: Aterro teste A.	88
Figura 52 – Material de descarte depositado próximo ao aterro teste A.	88
Figura 53 – Leituras da poropressão no PZ3: Aterro teste B.	89
Figura 54 – Leituras da poropressão no PZ4: Aterro teste B.	89
Figura 55 – Cálculo dos deslocamentos horizontais.	90
Figura 56 – Instalação e leituras do inclinômetro.	91
Figura 57 – Resultado das leituras no IN 1 nas direções A e B: Aterro sem CPR <i>Grouting</i>	92
Figura 58 – Resultado das leituras no IN 2 nas direções A e B: Aterro com CPR <i>Grouting</i>	93
Figura 59 – Resultados dos Ensaio Pressiométricos: Argila sem CPR- <i>Grouting</i> ..	100
Figura 60 – Geometria adotada na análise numérica do Aterro Tese A.....	103
Figura 61 – Malha de elementos finitos do Aterro Teste A.....	103

Figura 62 – Previsão da poropressão hidrostática do Aterro Teste A	104
Figura 63 – Cálculo da tensão efetiva inicial do Aterro Teste A	104
Figura 64 – Comparação entre a previsão numérica e os resultados experimentais das placas de recalque: Aterro Teste A	106
Figura 65 – Comparação entre a previsão numérica do modelo Mohr Coulomb e os resultados experimentais do perfilômetro: Aterro Teste A.....	107
Figura 66 – Comparação entre a previsão numérica do modelo Soft Soil e os resultados experimentais do perfilômetro: Aterro Teste A.....	107
Figura 67 – Comparação entre a previsão numérica do modelo Mohr Coulomb e os resultados experimentais do inclinômetro: o Aterro Teste A	109
Figura 68 – Comparação entre a previsão numérica do modelo <i>Soft Soil</i> e os resultados experimentais do inclinômetro: o Aterro Teste A	109
Figura 69 – Comparação entre a previsão numérica e os resultados experimentais da aranha magnética AMV1: o Aterro Teste A.....	110
Figura 70 – Região do solo tratado com CPR <i>Grouting</i>	113
Figura 71 – Comparação entre a previsão numérica e os resultados experimentais das placas de recalque: Aterro Teste B	114
Figura 72 – Comparação entre a previsão numérica e os resultados experimentais do perfilômetro: Aterro Teste B	115
Figura 73 – Comparação entre a previsão numérica e os resultados experimentais do inclinômetro: Aterro Teste B	116
Figura 74 – Comparação entre a previsão numérica e os resultados experimentais da aranha magnética AMV6: o Aterro Teste B	117

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Recomendações para Zona Amolgada (Adaptado de Indraratna et al., 2005).	45
Tabela 2 – Obras executadas com a técnica de CPR Grouting (Chavão, 2015).	53
Tabela 3 – Depósitos de argila mole na região do Recreio dos Bandeirantes.	57
Tabela 4 – Características dos ensaios de adensamento e pressiométricos.	61
Tabela 5 – Resultados dos ensaios pressiométricos.	61
Tabela 6 – Leituras do ensaio de adensamento: Amostra 1 (Chavão, 2015).	62
Tabela 7 – Leituras do ensaio de adensamento: Amostra 2 (Chavão, 2015).	62
Tabela 8 – Leituras do ensaio de adensamento: Amostra 3 (Chavão, 2015).	63
Tabela 9 – Leituras do ensaio de adensamento: Amostra 4 (Chavão, 2015).	63
Tabela 10 – Qualidade das amostras coletadas na região dos aterros (Chavão, 2015).	67
Tabela 11 – Histórico de execução dos aterros.	70
Tabela 12 – Parâmetros da argila mole (Ensaio de Laboratório).	71
Tabela 13 – Parâmetros reavaliados por Chavão (2015).	71
Tabela 14 – Dados das verticais de CPR Grouting e do solo (Chavão, 2015).	73
Tabela 15 – Cotas de instalação das aranhas magnéticas: Aterro teste A.	81
Tabela 16 – Cotas de instalação das aranhas magnéticas: Aterro com CPR Grouting.	82
Tabela 17 – Parâmetros representativos da argila sem CPR Grouting: Modelo Soft Soil	99
Tabela 18 – Parâmetros representativos dos aterros e da camada de areia	99
Tabela 19 – Parâmetro α_p (Adaptado de Clarke, 1996)	100
Tabela 20 – Parâmetros representativos da argila sem CPR Grouting: Modelo Mohr Coulomb	101
Tabela 21 – Sequência construtiva do Aterro Teste A	105
Tabela 22 – Intervalo de monitoramento dos instrumentos no Aterro Teste A.	105
Tabela 23 – Parâmetros representativos da região do solo tratado com CPR Grouting	112
Tabela 24 – Sequência construtiva do Aterro Teste B	113
Tabela 25 – Intervalo de monitoramento dos instrumentos no Aterro Teste B.	113

Tabela 26 – Ganhos de rigidez com a profundidade previstos numericamente 119

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AMV	Aranha magnética vertical
CPR Grouting	Consolidação Profunda Radial Grouting
DPL	Penetrômetro Dinâmico Leve
FEN	Faculdade de Engenharia
IN	Inclinômetro
NA	Normalmente Adensado
NBR	Norma Brasileira
NGI	Instituto Norueguês de Geotecnia
OCR	Over Consolidation Ratio
PGECIV-UERJ	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade do Estado do Rio de Janeiro
PMT	Ensaio pressiométrico
PR	Placa de Recalque
PVC	Policloreto de Vinil
RJ	Rio de Janeiro
RPA	Razão de Pré-Adensamento
SPT	Standard Penetration Test
UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Dimensão do dreno quadrado
A	Área do solo ao redor da vertical de CPR <i>Grouting</i>
a_c	Razão de substituição
A_c	área da vertical de CPR <i>Grouting</i>
a_v	Coeficiente de compressibilidade
b	Dimensão do dreno quadrado
c	Coesão do solo
C_α	Coeficiente de compressão secundária
C_c	Índice de compressão
c_h	Coeficiente de adensamento horizontal
C_r	Índice de recompressão
C_s	Índice de expansão
c_v	Coeficiente de adensamento vertical
CR	Razão / Relação de compressão
D	Módulo Oedométrico
d_e	Diâmetro de influência dos drenos
d_m	Diâmetro equivalente do madril de cravação
d_s	Diâmetro da área afetada pelo amolgamento
d_w	Diâmetro equivalente de um dreno com seção retangular
e	Índice de vazios
e_0	Índice de vazios inicial
E	Módulo de elasticidade do material
E_{eq}	Rigidez equivalente
E_i	Rigidez da camada
$E_{oed, c}$	Módulo de elasticidade da vertical de CPR <i>Grouting</i>
$E_{oed, s}$	Módulo de elasticidade do solo
E_{PMT}	Módulo de deformabilidade pressiométrico
$F(n)$	Função da razão entre o diâmetro de influência do dreno e o diâmetro do dreno
F_q	Função da razão entre a permeabilidade do dreno e sua vazão
F_s	Fator gerado pela região amolgada

G_c	Módulo cisalhante da vertical de CPR <i>Grouting</i>
G_s	Módulo cisalhante do solo
H_0	Espessura inicial da camada de solo compressível
H_d	Comprimento de drenagem
H_i	Altura de determinada camada
H_{total}	Somatório das alturas das camadas
I_p	Índice de plasticidade
k	Coeficiente de permeabilidade
k_h	Coeficiente de permeabilidade horizontal
k'_h	Permeabilidade horizontal da área amolgada
k_v	Coeficiente de permeabilidade vertical
L	Comprimento característico do dreno
m_v	Coeficiente de compressibilidade volumétrica
n	Razão entre o diâmetro de influência do dreno e o diâmetro do dreno
N_{kt}	Fator de capacidade de carga
q_w	Capacidade de vazão de dreno medida em ensaio, para um gradiente unitário
S_u	Resistência ao cisalhamento não-drenada indeformada
t_f	Tempo final, associado à vida útil da obra
T_h	Fator tempo horizontal
t_p	Tempo relativo ao final do adensamento primário
T_v	Fator tempo vertical
t	Tempo
u	Poropressão
u_0	Poropressão neutra inicial
u_r	Poropressão resultante do fluxo radial de água
u_v	Poropressão resultante do fluxo vertical de água
u_{rv}	Poropressão resultante do fluxo combinado
U	Porcentagem média de adensamento
U_r	Porcentagem média de adensamento devido ao fluxo radial
U_v	Porcentagem média de adensamento devido ao fluxo vertical
U_{rv}	Porcentagem de adensamento combinado, radial e vertical
\bar{U}_{rv}	Porcentagem média de adensamento combinado, radial e vertical

w_L	Umidade limite entre o estado líquido e o plástico / Limite de plasticidade
w_0	Umidade inicial
w_q	Resistência hidráulica dos drenos
z	Distância vertical / profundidade
α_p	Parâmetro que relaciona o módulo de deformabilidade pressiométrico com o módulo de deformabilidade do solo
β	Fator de redução de recalque
Δe	Varição do índice de vazios
$\Delta \sigma'$	Varição de tensão efetiva
$\Delta \sigma'_v$	Varição de tensão vertical efetiva
Δu	Excesso / Varição de poropressão
ϕ'	Ângulo de atrito do solo
γ_n	Peso específico natural do solo
γ_{sat}	Peso específico saturado do solo
γ_w	Peso específico da água
λ_c	Constante de Lamé da vertical de CPR <i>Grouting</i>
λ_c	Constante de Lamé do solo
ρ	Recalque
σ_v	Tensão vertical total
σ_{vf}	Tensão efetiva vertical final
σ_{vm}	Tensão efetiva de pré-adensamento
σ_{v0}	Tensão efetiva vertical inicial ou de campo

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	19
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	22
1.1 Compressibilidade dos solos	22
1.1.1 Aspectos gerais da compressibilidade	22
1.1.2 Fatores que influenciam a compressibilidade dos solos	23
1.2 Histórico de tensões	25
1.3 Adensamento e recalque	26
1.3.1 Teoria do Adensamento Unidimensional - Terzaghi e Frolich (1936).....	28
1.3.2 Teoria do Adensamento de Barron (1948)	32
1.3.3 Adensamento com drenagem combinada radial e vertical	35
1.3.4 Categorias de recalques.....	36
1.4 Drenos Verticais	39
1.4.1 Diâmetro equivalente de drenos verticais.....	40
1.4.2 Área de influência dos drenos verticais	41
1.4.3 Amolgamento – Efeito <i>Smear</i>	43
1.4.4 Resistência hidráulica dos drenos verticais	45
1.5 Técnicas de Tratamento de Solos Moles: CPR Grouting	47
1.6 Casos de aplicação da técnica de CPR Grouting	50
2 CARACTERIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DA ÁREA EM ESTUDO	55
2.1 Características geológicas e geotécnicas da Região do Recreio dos Bandeirantes	55
2.2 Caracterização Geotécnica	58
2.2.1 Mapeamento geológico-geotécnico.....	59
2.2.2 Parâmetros geotécnicos da argila mole	60
2.3 Descrição dos aterros experimentais	67
2.4 Recalques estimados para os aterros experimentais na fase de projeto	70
3 INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO	75
3.1 Placa de recalque	77
3.2 Aranha magnética ou Extensômetro magnético vertical	79
3.3 Perfilômetro	83
3.4 Piezômetro	85

3.5 Inclinaçãometro	90
4 ANÁLISE NUMÉRICA DOS ATERROS EXPERIMENTAIS	95
4.1 Programa PLAXIS.....	95
4.2 Modelos constitutivos.....	96
4.3 Parâmetros representativos	98
4.4 Análise numérica dos aterros testes.....	101
4.4.1 Análise numérica do Aterro Teste A.....	102
4.4.2 Análise numérica do Aterro Teste B.....	111
4.5 Discussão entre as análises numéricas e os resultados experimentais....	118
5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES	120
5.1 Conclusões	120
5.2 Sugestões	122
REFERÊNCIAS.....	123

INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, têm se observado uma crescente demanda por realizações de obras civis em grandes centros urbanos. Com a escassez de áreas com maciços de fundação de boa qualidade nas proximidades dos grandes centros, desenvolveram-se diversas técnicas de tratamento de solos moles com a finalidade de permitir a ocupação de áreas antes julgadas economicamente ou tecnicamente inviáveis.

Em geral, os solos moles apresentam grande complexidade sob o ponto de vista da Geotecnia, pois apresentam baixa capacidade de suporte, baixa permeabilidade e alta compressibilidade. Os depósitos de argilas moles são formações comumente encontradas ao longo de toda a costa brasileira.

Situado no bairro do Recreio dos Bandeirantes, zona oeste da cidade do Rio de Janeiro, o empreendimento Condomínio Palms Recreio Residencial localiza-se em uma região litorânea caracterizada pela presença de depósitos de argilas moles. A partir de uma ampla campanha de ensaios de campo no local, foram verificadas espessuras de camadas de argila mole da ordem de 8 metros.

O método utilizado no tratamento do solo mole na região do empreendimento, com os objetivos de reduzir a magnitude das deformações do terreno e evitar rupturas, foi a CPR *Grouting*, desenvolvida pela empresa Engegrout. A técnica CPR *Grouting* apresenta o processo de execução constituído basicamente de três etapas: instalação dos geodrenos, preparação da argamassa e bombeamento da argamassa (sob alta pressão) no interior do solo mole. A injeção da argamassa sob alta pressão tem como consequência a formação de bulbos de pressão. Os bulbos de pressão comprimem o solo lateralmente, causando deslocamentos elevados no entorno do mesmo.

A fim de se analisar o comportamento do solo enrijecido com a técnica CPR *Grouting*, desenvolveu-se um estudo comparativo a partir de resultados obtidos da instrumentação geotécnica realizada em dois aterros sobre depósito de solo mole, executados na obra do Condomínio Palms Recreio Residencial. Um dos aterros foi executado sobre uma área na qual foram instalados geodrenos (Aterro teste A); e o outro aterro foi executado sobre uma área previamente enrijecida com a técnica CPR *Grouting*.

Objetivos

O presente trabalho tem como objetivo analisar numericamente o comportamento de dois aterros experimentais instrumentados, executados sobre depósito de solo mole. Um dos aterros foi executado sobre uma camada de solo mole com geodrenos e o outro executado sobre uma camada de solo mole enrijecida com a técnica CPR *Grouting*. Para a reprodução do comportamento dos aterros experimentais, foi adotado o programa Plaxis, de elementos finitos. Os resultados da modelagem numérica foram confrontados com os dados obtidos da instrumentação de campo, de forma a propor parâmetros de deformabilidade representativos do solo enrijecido com CPR *Grouting*.

Estrutura da dissertação

O Capítulo 1 apresenta a revisão bibliográfica, subsidiando o presente estudo. Reúne uma breve revisão sobre os aspectos relativos à compressibilidade, adensamento e recalques. Adicionalmente, apresenta a técnica CPR *Grouting* e uma síntese de obras executadas com a referida técnica.

O Capítulo 2 apresenta uma descrição do local de implementação dos aterros experimentais, incluindo um banco de dados de três depósitos de argila mole situados na região do Recreio dos Bandeirantes. Apresenta também, os parâmetros geotécnicos da argila mole obtidos através de ensaio de adensamento no laboratório e ensaios pressiométricos realizados em campo. Estima os recalques da camada de solo mole do aterro experimental sem CPR *Grouting* e do aterro enrijecido com CPR *Grouting*, e apresenta o dimensionamento do diâmetro e dos espaçamentos entre as colunas de compressão.

O Capítulo 3 descreve os instrumentados adotados na instrumentação dos aterros experimentais. Expõe o posicionamento dos instrumentos e os resultados obtidos na instrumentação.

O Capítulo 4 apresenta a metodologia adotada nas análises numéricas e discute os resultados obtidos. Compara os resultados das previsões numéricas com

as medidas de campo, fornecidas por placas de recalque, perfilômetros, inclinômetros e aranhas magnéticas. Finalmente, esse capítulo sugere um valor para o módulo de deformabilidade do solo tratado com CPR *Grouting*.

Finalmente, o Capítulo 5 reúne as principais conclusões do presente trabalho e sugere temas para pesquisas futuras.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 Compressibilidade dos solos

1.1.1 Aspectos gerais da compressibilidade

Em obras de engenharia geotécnica, um dos aspectos mais importantes em projetos está associado à determinação das deformações (recalques) devido aos carregamentos verticais aplicados na superfície do terreno ou em camadas próximas à superfície.

Uma das principais causas de recalque é a compressibilidade do solo, ou seja, a diminuição do seu volume sob a ação de cargas aplicadas.

A variação de volume em uma massa de solo, ao se aplicar um carregamento, é causada por pelo menos um dos seguintes efeitos: deformação ou deslocamento das partículas sólidas, expulsão de ar ou água dos vazios.

Na Engenharia Civil, os carregamentos aplicados às camadas de solo não apresentam grandes magnitudes para promoverem deformações nas partículas sólidas. A água é considerada como incompressível, sendo assim, basicamente as deformações no solo ocorrem pela variação de volume dos vazios.

Para estimar a ordem de grandeza das deformações em solos compressíveis é necessário, após o reconhecimento do subsolo, conhecer o estudo da distribuição de pressões no solo e suas propriedades através de ensaios de laboratório.

A compressibilidade é definida pela relação entre a magnitude das deformações e a variação imposta no estado de tensões. As deformações no solo podem ser estabelecidas através das variações volumétricas ou variações no índice de vazios. Desta forma, a compressibilidade pode ser definida através dos seguintes parâmetros: coeficiente de variação volumétrica (m_v), módulo oedométrico (D), coeficiente de compressibilidade (a_v) e índices de compressibilidade (C_c , C_r e C_s). Os parâmetros de compressibilidade são obtidos através de curvas traçadas a partir dos resultados dos ensaios de adensamento, como mostra a Figura 1 .

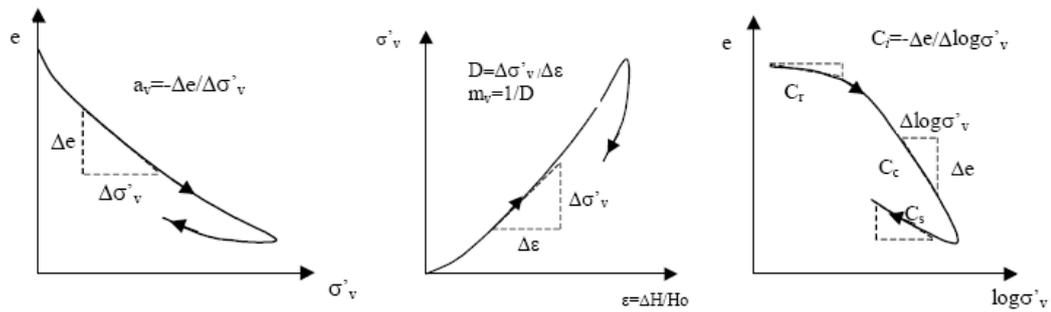


Figura 1 – Determinação dos parâmetros de compressibilidade.

Fonte: Gerscovich, 2011.

1.1.2 Fatores que influenciam a compressibilidade dos solos

A compressibilidade dos solos é influenciada pelos seguintes fatores: tipo de solo, estrutura do solo, níveis de tensões e grau de saturação.

Nos solos argilosos a interação entre as partículas é feita através de ligações elétricas, sendo que o contato é realizado através da camada de água adsorvida (Figura 2). Já nos solos arenosos, os esforços são transmitidos diretamente entre as partículas (Figura 3). A camada dupla que lubrifica o contato nas partículas de solos argilosos facilita o deslocamento relativo entre elas; por esta razão. Os solos argilosos são comumente chamados de solos compressíveis.

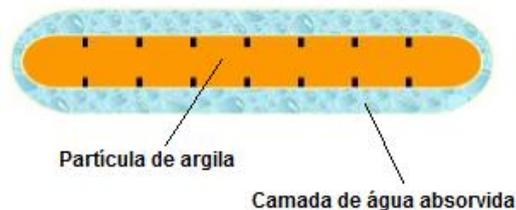


Figura 2 – Contato entre partículas argilosas.

Fonte: Gerscovich, 2011.

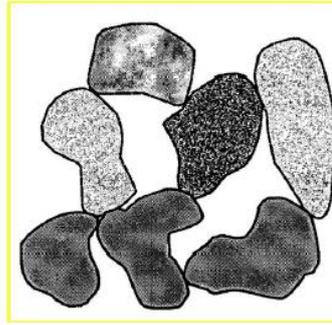


Figura 3 – Contato entre partículas arenosas.

Fonte: Gerscovich, 2011.

A estrutura dos solos é um aspecto importante na definição da sua compressibilidade. Os solos arenosos podem apresentar-se em estruturas fofas, densas e favo de abelha (solos finos). Considerando os grãos incompressíveis, quanto maior o índice de vazios, maior a compressibilidade do solo. Os solos argilosos apresentam-se em estruturas dispersas ou floculadas (Figura 8), por este motivo são mais compressíveis.

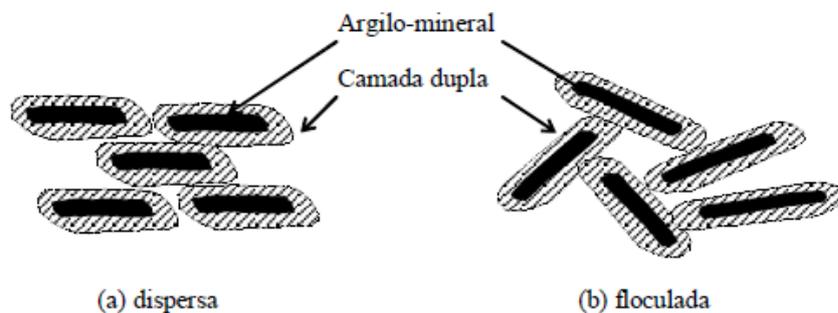


Figura 4 – Estruturas dos solos argilosos.

Fonte: Gerscovich, 2011.

A compressibilidade sofre interferência de acordo com o nível de tensões a que o solo está submetido, tanto no que diz respeito à movimentação relativa entre partículas, quanto em eventuais processos de quebra de grãos. Em sua maioria, as obras de engenharia não atingem patamares de níveis de tensões que causem deformações ou quebra nos grãos. Em solos saturados, a variação de volume ocorre devido a entrada ou escape de água contida nos vazios.

1.2 Histórico de tensões

Ao longo de sua história, os solos podem sofrer diversas alterações no seu estado de tensões. O comportamento do solo pode ser analisado através da curva de compressibilidade (Figura 5).

Analisando a Figura 5, é possível observar que no trecho de recompressão o solo apresenta baixa compressibilidade. Neste trecho, as tensões atuantes são inferiores à máxima tensão já sofrida pelo solo ao longo de sua história. No trecho de compressão virgem, o solo é carregado com os máximos valores de tensões já atuantes no depósito. A interseção das retas tangentes aos trechos, definem a tensão efetiva de pré-adensamento (σ'_{vm}), que é a máxima tensão efetiva que o solo foi submetido.

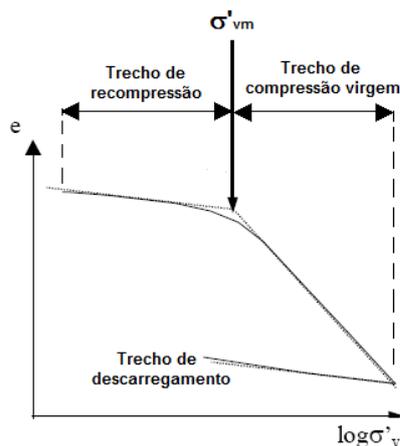


Figura 5 – Gráfico e versus $\log \sigma'_{v}$.

A relação entre a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) e a tensão efetiva vertical de campo (σ'_{v0}) é chamada de Razão de Pré-Adensamento (RPA) ou OCR (*over consolidation ratio*), sendo definida através equação 1. Na prática, esta relação pode se dar de três maneiras: $\sigma'_{vm} > \sigma'_{v0}$, $\sigma'_{vm} < \sigma'_{v0}$ OU $\sigma'_{vm} = \sigma'_{v0}$

$$RPA = OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \quad (1)$$

Os depósitos que apresentam a razão OCR igual a 1,0 ($\sigma'_{vm} = \sigma'_{v0}$) são denominados solos normalmente adensados. Isto significa que o solo nunca foi

submetido a uma tensão efetiva vertical maior que a tensão efetiva vertical de campo atual.

A razão OCR maior que 1,0 ($\sigma'_{vm} > \sigma'_{v0}$) representa um depósito que já foi submetido a um estado de tensões superior ao atual. A este tipo de material dá-se o nome de solo pré-adensado. Diversos fatores podem tornar um solo pré-adensado, destacando-se as escavações artificiais, o degelo e também a erosão, que diminui a tensão atuante no maciço devido a retirada de solo. Uma das causas frequentes do pré-adensamento é a variação do nível d'água, pois ao elevar-se no interior do maciço as tensões efetivas serão aliviadas. As variações do nível d'água próximo a superfície de um depósito de argila normalmente adensada também podem provocar o ressecamento da mesma, ocasionando o aparecimento de uma crosta pré-adensada. A lixiviação de elementos químicos solúveis, como compostos de sílica, alumina e carbonatos, se precipitados em camadas inferiores, podem provocar a cimentação entre os grãos, Vargas (1977) utilizou este fenômeno para interpretar a formação e as tensões de pré-adensamento das argilas porosas de São Paulo e da região centro sul do Brasil. Segundo o mesmo autor, o fenômeno do pré-adensamento não ocorre apenas nos solos sedimentares, podendo ocorrer também um pré-adensamento virtual nos solos residuais devido as ligações intergranulares provenientes do intemperismo da rocha.

Por último, tem-se os casos onde o maciço apresenta a razão OCR menor que 1,0 ($\sigma'_{vm} < \sigma'_{v0}$). Isto significa que o maciço encontra-se em processo de adensamento, sob efeito do seu peso próprio.

1.3 Adensamento e recalque

O adensamento é o processo lento e gradual (em virtude da baixa permeabilidade do solo) da variação de volume do solo devido à expulsão de água do seu interior, após a imposição de um determinado acréscimo de tensão ($\Delta\sigma'$). O acréscimo de tensão inicialmente resistido pela água é transferido gradualmente durante o processo de adensamento para o arcabouço sólido.

A Figura 6 apresenta o comportamento de um solo argiloso sob a aplicação de um acréscimo de tensão (Δq). Assume-se que esta tensão é resistida pela água

gerando um excesso de poropressão ($\Delta u = \Delta q$). Com o passar do tempo (t) o excesso de poropressão (Δu) é dissipado, tendendo a zero para um tempo infinito; como consequência o volume do solo decresce (o índice de vazios diminui). A diferença entre o acréscimo de tensão aplicada e o excesso de poropressão para qualquer tempo t é a quantidade de tensão transferida para o esqueleto sólido do solo, ou seja, a tensão efetiva ($\Delta\sigma'$).

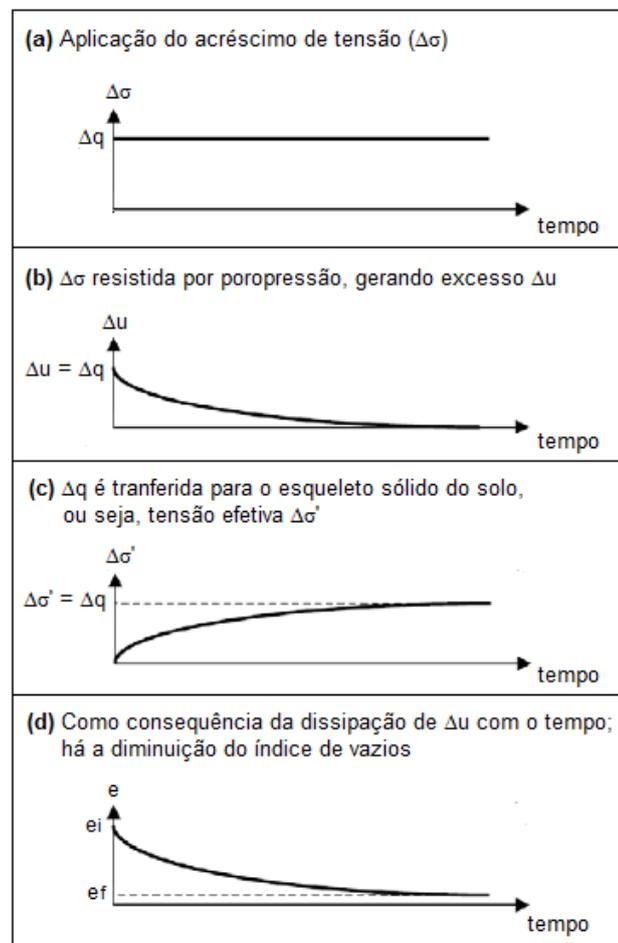


Figura 6 – Comportamento de um solo argiloso sob a aplicação de um acréscimo de tensão.

Fonte: Bastos, 2008.

O tempo necessário para que um solo atinja o grau de adensamento desejado depende do comprimento de drenagem (H_d) e da permeabilidade do solo (k). O comprimento de drenagem para solos de drenagem simples (drenagem em apenas uma das fronteiras) é a espessura da camada compressível ($H_d = H$). Já para drenagem dupla (drenagem na face e no topo da camada), o comprimento de

drenagem é metade da espessura da camada compressível ($H_d = H/2$). A Figura 7 ilustra o conceito de drenagem simples e dupla.

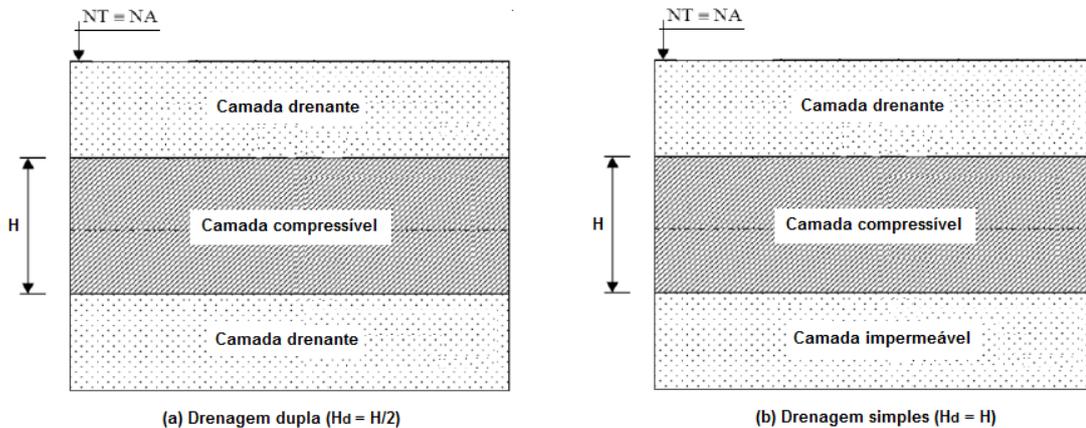


Figura 7 – Comprimento de drenagem (drenagem dupla e simples).

1.3.1 Teoria do Adensamento Unidimensional - Terzaghi e Frolich (1936)

No intuito de estudar o processo de adensamento dos solos, e a transferência gradual de esforços na água (poropressão) para o arcabouço sólido dos solos, Terzaghi e Frolich (1936) desenvolveram a Teoria Clássica do Adensamento.

A transferência dos esforços na água para o arcabouço sólido dos solos ocorre quando é possível a drenagem da água, tendo como consequência a dissipação dos excessos de poropressão. Sendo assim, por se tratar de um fenômeno de drenagem, ressalta-se a utilização das equações de fluxo, de continuidade e da lei de Darcy, para a descrição analítica do processo.

A desenvolvimento da teoria do adensamento se baseia nas seguintes hipóteses:

- O fluxo da água obedece à lei de Darcy (com coeficiente de permeabilidade constante) e se processa unicamente na direção vertical.
- A compressão é unidimensional (vertical);
- A camada compressível tem espessura constante e confinada lateralmente;
- A compressibilidade dos grãos sólidos e da água são desprezíveis em relação à compressibilidade do solo;

- e) As propriedades do solo não variam no processo de adensamento;
- f) O solo é homogêneo e todos seus vazios estão saturados de água;
- g) O índice de vazios varia linearmente com a tensão efetiva;
- h) Pressupõem-se pequenas deformações e pequenos deslocamentos.
- i) Não há diferença de comportamento entre massas de solo de pequenas e grandes espessuras;

Baseado nas hipóteses descritas acima, Terzaghi e Frolich (1936) apresentaram a equação fundamental do adensamento (equação 2), que descreve a variação de poropressão com o tempo:

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

onde:

c_v = coeficiente de adensamento vertical;

Δu = excesso de poropressão;

t = tempo;

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

σ_v = tensão vertical.

O coeficiente de adensamento vertical (c_v) é definido como:

$$c_v = \frac{k_v \cdot (1 + e)}{\gamma_w \cdot a_v} = \frac{k_v}{\gamma_w \cdot m_v} \quad (3)$$

onde:

k_v = coeficiente de permeabilidade vertical;

γ_w = peso específico da água;

e = índice de vazios;

m_v = coeficiente de compressibilidade volumétrica;

a_v = coeficiente de compressibilidade.

O coeficiente de compressibilidade volumétrica (m_v) e o coeficiente de compressibilidade (a_v) podem ser definidos como:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e} \quad (4)$$

$$a_v = - \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \quad (5)$$

onde:

Δe = variação do índice de vazios;

$\Delta \sigma'_v$ = variação da tensão vertical efetiva.

No caso do carregamento ser instantâneo, a equação de Terzaghi é dada por:

$$c_v \cdot \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2} = \frac{\partial \Delta u}{\partial t} \quad (6)$$

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

Integrando-se a equação 6, a variável tempo vincula-se ao coeficiente de adensamento e à maior distância de percolação da seguinte forma:

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H_d^2} \quad (7)$$

onde:

T_v = fator tempo;

H_d = distância de drenagem;

t = tempo.

A porcentagem média de adensamento, segundo teoria de Terzaghi e Frolich (1936), é definida como o somatório das porcentagens de adensamento de todos os

pontos da camada em relação ao adensamento total, podendo ser obtida através da equação 8.

$$U_v = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \times e^{-M^2 t} \quad (8)$$

onde:

$M = (\pi/2) \cdot (2m+1)$, com $M > 0$;

t = tempo

Segundo Taylor (1948), a equação 8 pode ter sua representação descrita pelas seguintes expressões empíricas:

$$T_v = \frac{\pi}{4} \cdot U^2; \text{ para } U < 60\% \quad (9)$$

$$T_v = -0,9332 \cdot \log(1-U) - 0,085 t; \text{ para } U > 60\% \quad (10)$$

O adensamento vertical e radial, devido ao fluxo combinado vertical e radial, é representado por:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \cdot \left[\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right] + c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (11)$$

O coeficiente de adensamento horizontal (c_h) é definido através da equação:

$$c_h = \frac{k_h \cdot (1+e)}{a_v \cdot \gamma_w} \quad (12)$$

onde:

x, y, z = coordenadas retangulares do ponto;

c_h = coeficiente de adensamento horizontal;

k_h = coeficiente de permeabilidade horizontal.

1.3.2 Teoria do Adensamento de Barron (1948)

A teoria de adensamento desenvolvida por Barron (1948), na realidade uma extensão da teoria de adensamento de Terzaghi e Frolich (1936), fundamenta-se no tratamento similar entre o adensamento por compressão vertical devido à drenagem horizontal e ao fluxo vertical.

Apresentando um extenso estudo, incluindo soluções abrangendo considerações que desviam das condições ideais de drenagem, Barron (1948) desenvolveu a teoria do adensamento para o projeto de instalação de drenos verticais de areia. Os drenos verticais idealizados (constituídos de areia) são introduzidos na camada compressível e espaçados de maneira que o mais longo caminho de drenagem horizontal seja inferior ao mais longo caminho de drenagem vertical. No desenvolvimento da teoria foram consideradas duas condições extremas de deformações verticais a saber:

a) Deformações verticais iguais:

Baseia-se na hipótese de que as cargas distribuídas na superfície não são uniformes durante o processo de adensamento e que os recalques na superfície são iguais e uniformes.

A partir da equação (11), representativa para o caso de adensamento tridimensional, e desconsiderando a drenagem vertical na massa de solo, tem-se o caso de drenagem radial pura descrita como:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \cdot \left[\frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right] \quad (13)$$

Assumindo a condição de deformações verticais iguais, Barron (1948) resolveu a equação (13) para um cilindro de solo com dreno cilíndrico vertical, obtendo o grau de adensamento médio da camada devido ao fluxo radial (U_r):

$$U_r = 1 - \exp \left[\frac{-8T_h}{F(n)} \right] \quad (14)$$

Sendo:

$$T_h = \frac{c_h \cdot t}{d_e^2} \quad (15)$$

$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad (16)$$

$$T_h = \frac{c_h \cdot t}{d_e^2} \quad (17)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \cong \ln(n) - 0,75 \quad (18)$$

onde:

d_e = diâmetro de influência do dreno;

d_w = diâmetro do dreno ou diâmetro equivalente de um dreno com seção retangular;

U_r = porcentagem média de adensamento devido ao fluxo radial;

T_h = fator tempo horizontal;

$F(n)$ = função de densidade do drenos.

b) Deformações verticais livres:

Baseia-se na hipótese de que a carga distribuída na superfície permanece constante durante o processo de adensamento e que os recalques superficiais resultantes não são uniformes.

Para a condição de deformações verticais livres, Barron (1948) apresentou a solução em termos de função de Bessel. Nesta condição, são permitidas deformações verticais livres na superfície do cilindro de influência do dreno à medida que o adensamento se desenvolve. A porcentagem de adensamento médio para esta condição é descrita como:

$$U = 1 - \frac{u_r}{u_0} \sum_{a=1, a_2, a_3, \dots}^{a=\infty} \frac{4U_1^2(a)}{a^2(n^2 - 1)[n^2U_0^2(an) - U_1^2(a)]} \exp(-4a^2 \cdot n^2 \cdot T_h) \quad (19)$$

onde:

$$U_1(a) = J_1(a)Y_0(a) - Y_1(a)J_0(a);$$

$$U_0(an) = J_0(an)Y_0(a) - Y_0(an)J_0(a);$$

u_r = poropressão resultante do fluxo radial de água;

u_0 = poropressão inicial;

$J_0, J_1, \dots, Y_0, Y_1$ = funções de Bessel de primeira e segunda ordem respectivamente;

a_1, a_2, a_3, \dots = raízes das funções de Bessel que satisfazem a equação:

$$J_1(an)Y_0(a) - Y_1(an)J_0(a) = 0 \quad (20)$$

Os resultados obtidos para as duas condições de deformações verticais extremas estão ilustrados na Figura 8.

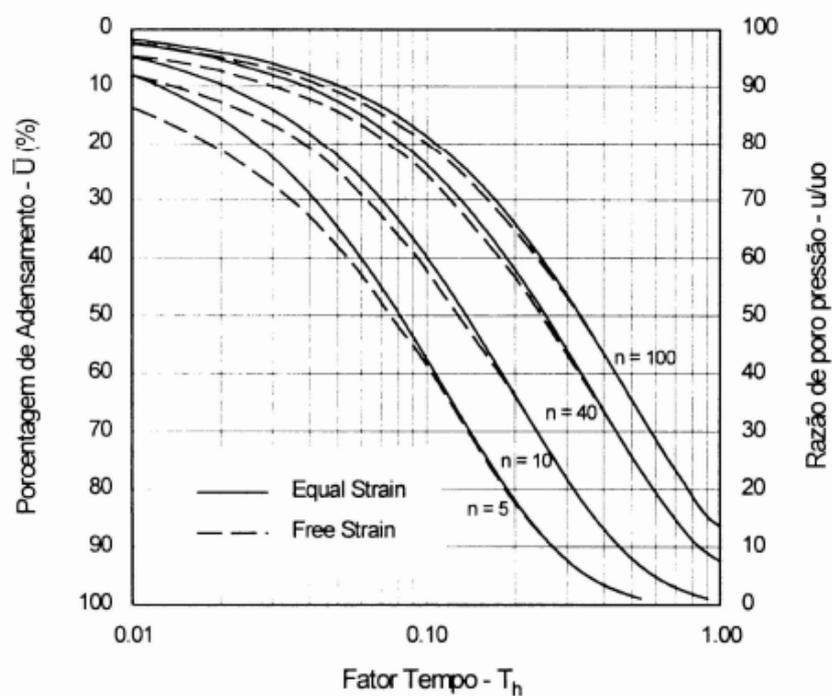


Figura 8 – Curvas de grau de adensamento para drenagem radial.

Fonte: Richard, 1959.

Segundo Richard (1959), para valores de $n > 10$ a diferença entre os resultados obtidos para as condições extremas de Barron (1948) torna-se pouco relevante. Devido ao fato das duas condições extremas produzirem resultados muito próximos, Barron (1948) recomendou a utilização da solução para a condição de

deformações verticais iguais, por se tratar de um problema matemático mais simples de ser resolvido.

1.3.3 Adensamento com drenagem combinada radial e vertical

Quando se utiliza drenos verticais em camadas de espessuras relativamente pequenas (por exemplo, menores que 10 m), deve considerar além da drenagem radial, também a drenagem vertical.

A ocorrência simultânea das drenagens radial e vertical é chamada de drenagem combinada. Para resolução deste problema, que envolve a consolidação devido ao fluxo tridimensional. Carrillo (1942) resolveu a equação (11) pelo método de separação de variáveis, como pode ser visto a seguir:

$$c_h \left(\frac{1 \cdot \partial u}{r \cdot \partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (21)$$

$$c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (22)$$

Se $u_r = f(r,t)$ é a solução da equação (21) e $u_v = f(z,t)$ é a solução da equação (22), então necessariamente $u_{rv} = u_r \cdot u_v$ é a solução da equação (11).

$$u_{rv}(z, r, t) = u_r(r, t) \cdot u_v(z, t) \quad (23)$$

Afim de satisfazer a homogeneidade em termos de análise dimensional, é conveniente reescrever a equação (23) como:

$$\frac{u_{rv}(z, r, t)}{u_0} = \frac{u_v(z, t)}{u_0} \cdot \frac{u_r(r, t)}{u_0} \quad (24)$$

onde:

u_{rv} = poropressão resultante da drenagem combinada ($u_{rv} = f(z,r,t)$);

u_v = poropressão resultante do fluxo vertical de água ($u_v = f(z,t)$);

u_r = poropressão resultante do fluxo radial de água ($u_r = f(r,t)$);

u_0 = poropressão inicial.

A porcentagem de adensamento local pra drenagem combinada (U_{rv}) pode ser escrita como:

$$U_{rv} = 1 - \frac{u_v \cdot u_r}{u_0^2} \quad (25)$$

A partir da equação (25), obtém-se a porcentagem média de adensamento para o caso de drenagem combinada (\bar{U}_{rv}), demonstrada a partir da equação:

$$(1 - \bar{U}_{rv}) = (1 - U_v) \cdot (1 - U_r) \quad (26)$$

onde:

\bar{U}_{rv} = porcentagem média de adensamento combinada;

U_v = porcentagem média de adensamento devido ao fluxo vertical;

U_r = porcentagem média de adensamento devido ao fluxo radial

1.3.4 Categorias de recalques

De uma maneira geral, os recalques ocorridos em uma determinada camada de maciço argiloso, submetida a um determinado carregamento, podem ser divididos em três categorias:

a) Recalque imediato

Ocorre imediatamente após a aplicação do carregamento e seus valores são obtidos através de formulações baseadas na Teoria da Elasticidade. São causados

por deformações elásticas em solos secos, saturados ou não-saturados sem alteração no teor de umidade.

Quando uma camada de solo saturado é submetido a um carregamento, a poropressão é aumentada repentinamente. Em solos arenosos altamente permeáveis, o excesso de poropressão é dissipado imediatamente. A dissipação de poropressão é acompanhada por uma redução do volume da massa de solo, resultando no recalque. Em solos arenosos, o recalque imediato ocorre simultaneamente à aplicação da carga, sem alteração no teor de umidade (carregamento não-drenado).

b) Recalque primário ou por adensamento

Quando o carregamento é aplicado sobre uma camada de argila saturada compressível, o recalque elástico ocorre imediatamente. Como a permeabilidade da argila é significativamente menor que a da areia, a poropressão gerada pelo carregamento é dissipada gradativamente ao longo do tempo. Sendo assim, a alteração do volume (ou seja, adensamento) na argila pode continuar ocorrendo depois do recalque imediato. O recalque por adensamento é o resultado da alteração do volume dos solos coesivos saturados.

Imediatamente após a aplicação do carregamento, a parcela de água contida no solo absorve todos os esforços. Com o passar do tempo, os esforços absorvidos inicialmente pela água são transferidos gradativamente para estrutura sólida do solo através do processo de drenagem. O processo de drenagem ocasiona alteração nos valores iniciais de tensões efetivas.

Em solos normalmente adensados (com razão de pré-adensamento RPA = 1,0), o recalque pode ser calculado segundo a expressão:

$$\rho = \frac{H_0}{(1 + e_0)} \cdot C_c \cdot \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} \quad (27)$$

onde:

H_0 = espessura inicial da camada de solo compressível;

e_0 = índice de vazios inicial;

C_c = índice de compressão;

σ'_{vf} = tensão efetiva vertical final;

σ'_{v0} = tensão efetiva vertical inicial.

Em solos pré-adensados, o recalque é calculado a partir das seguintes expressões:

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

$$\rho = \frac{H_0}{(1 + e_0)} \cdot C_r \cdot \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} \quad (28)$$

onde:

σ'_{vf} = tensão efetiva de pré-adensamento;

C_r = índice de recompressão.

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

$$\rho = \frac{H_0}{(1 + e_0)} \cdot \left[C_r \cdot \log \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} + C_c \cdot \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right] \quad (29)$$

c) Recalque por compressão secundária

Ladd (1973) definiu o recalque secundário (ou adensamento secundário) como um decréscimo de volume que ocorre no solo sob tensão efetiva essencialmente constante, isto é, após todo o excesso de poropressão ter praticamente se dissipado.

Segundo Martins (2005), o recalque secundário não pode ser atribuído à dissipação dos excessos de poropressão, pois às deformações ocorrem no solo principalmente no final do adensamento primário.

O recalque secundário é pouco expressivo na maioria dos solos, apresentando maior incidência em argilas bastante plásticas. Nas argilas é comum admitir para o adensamento secundário uma parcela de 5 a 10% do recalque total

(Ortigão, 2005). Nas turfas, a maior parcela dos recalques medidos ocorre por adensamento secundário.

O recalque por compressão secundária pode ser expresso por:

$$\rho_s = \frac{H_0}{(1+e_0)} \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{t_f}{t_p} \quad (30)$$

onde:

H_0 = espessura inicial da camada de solo compressível;

e_0 = índice de vazios inicial;

C_α = coeficiente de compressão secundária;

t_f = tempo final, associado à vida útil da obra;

t_p = tempo relativo ao final do adensamento primário.

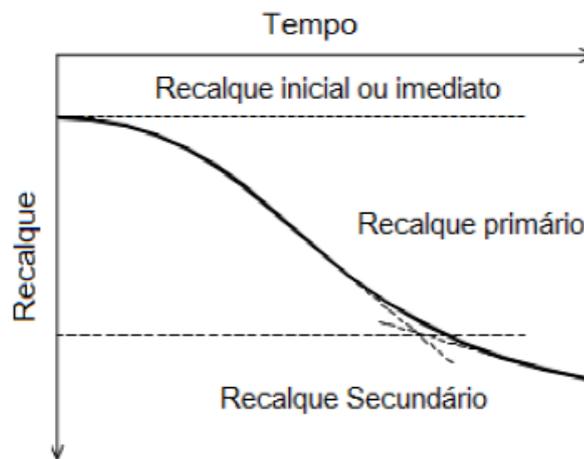


Figura 9 – Evolução do recalque com o tempo.

1.4 Drenos Verticais

Os drenos verticais vem sendo empregados frequentemente nas obras sobre solos compressíveis com o objetivo de acelerar os recalques.

Em 1925, Moran propôs uma metodologia para utilização de drenos constituídos de areia com a finalidade de aumentar a velocidade de adensamento de depósitos de solos moles bem como sua estabilização (Magnan, 1983). Nos anos de

1970 surgiram os drenos verticais pré-fabricados, os geodrenos, que consistem em um núcleo de PVC envolto por material filtrante. O material filtrante é responsável por evitar que partículas do solo penetrem no núcleo do geodreno, prejudicando o transporte da água por este e, conseqüentemente, diminuindo sua capacidade de carga.

Os geodrenos ocasionam uma redistribuição do fluxo de água, reduzindo as trajetórias das partículas de água no interior da camada e obtendo uma diminuição no tempo final do processo de adensamento. Sua utilização não interfere no valor do recalque total.

Segundo Almeida et al. (2010), os geodrenos apresentam elevada resistência mecânica, garantindo sua integridade durante a operação de instalação, resistindo às solicitações da cravação e esforços oriundos das deformações verticais e horizontais da massa de solo em processo de adensamento; diferentemente dos drenos tradicionais de areia que são mais suscetíveis a danos durante sua execução e operação, podendo até ocorrer cisalhamento dos drenos de areia em argilas muito mole.

1.4.1 Diâmetro equivalente de drenos verticais

Segundo proposição de Hansbo (1979), o diâmetro equivalente (d_w) de um dreno deve ser o do mesmo perímetro de um dreno circular, conforme Figura 10. Os geodrenos em geral possuem formato retangular com dimensões a e b . Sendo assim, o diâmetro equivalente de um geodreno retangular será dado por:

$$d_w = \frac{2 \cdot (a + b)}{\pi} \quad (31)$$

Estudos posteriores realizados por Atkinson e Eldred (1981), Rixner et al. (1986) recomendam que o diâmetro equivalente do geodreno seja dado por:

$$d_w = \frac{2 \cdot (a + b)}{2} \quad (32)$$

Para o cálculo do espaçamento dos drenos, a diferença encontrada no uso de uma ou outra equação é desprezível diante da grande variação do coeficiente de adensamento, cujo valor depende da metodologia de cálculo e do tipo de ensaio empregado para sua determinação.

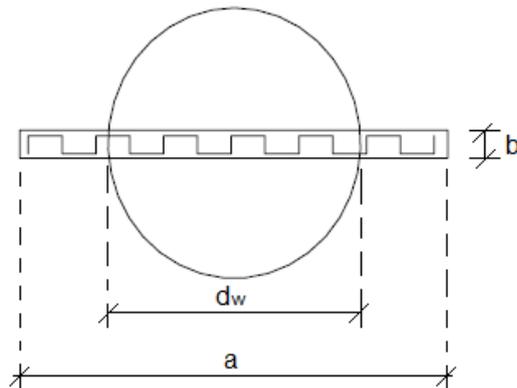


Figura 10 – Área equivalente de um geodreno.

Fonte: Adaptado de Bedeschi, 2004.

1.4.2 Área de influência dos drenos verticais

A área de influência de um dreno é função do seu espaçamento e de sua disposição em um sistema de malha quadrada ou triangular.

Nos drenos dispostos em malha quadrada (Figura 11), ao se igualar a área do quadrado com a área do círculo equivalente, obtêm-se o diâmetro de influência (d_e) de uma malha quadrada:

$$l^2 = \frac{\pi \cdot d_e^2}{4} \quad (33)$$

$$d_e = 1,13 \cdot l \quad (34)$$

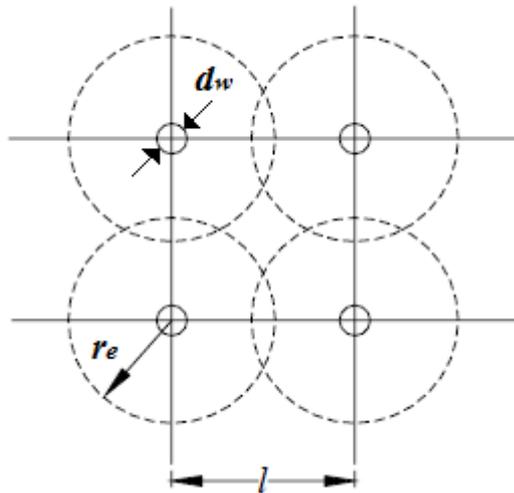


Figura 11 – Dados geométricos dos drenos verticais: Malha quadrangular.

Fonte: Almeida, 1988.

Para malha triangular, a área de influência dos drenos possui a forma hexagonal (Figura 12). Assim sendo, ao se igualar a área do círculo equivalente ao hexágono, tem-se as seguintes equações para obtenção do diâmetro de influência das malhas triangulares:

$$\pi \cdot d_e^2 = \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot l^2 \quad (35)$$

$$d_e = 1,05 \cdot l \quad (36)$$

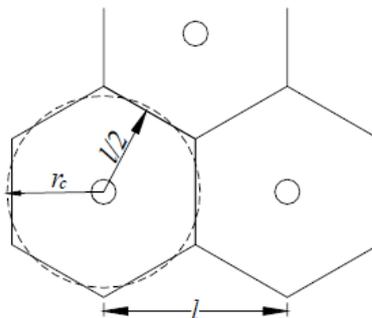


Figura 12 – Dados geométricos dos drenos verticais: Malha triangular.

Fonte: Almeida, 1981.

1.4.3 Amolgamento – Efeito *Smear*

De acordo com Barron (1948), o processo de instalação dos drenos verticais ocasiona, nas adjacências do mesmo, um efeito de amolgamento conhecido como efeito “*smear*”. Segundo Casagrande e Poulos (1969), a influência das perturbações são intensificadas quando o espaçamento é menor que dois metros. A Figura 13 apresenta o efeito do amolgamento na região de instalação dos drenos.

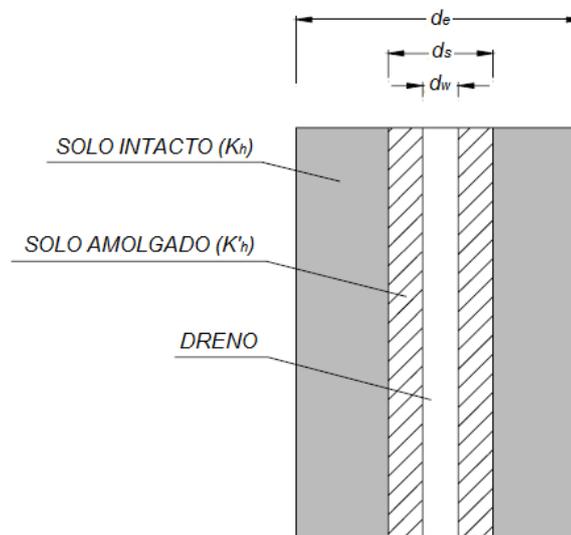


Figura 13 – Amolgamento devido à instalação do dreno.

Fonte: Adaptado de Hansbo, 1981.

Segundo Hansbo (1979), assumindo um cilindro de argila amolgada ao redor do dreno cravado, o coeficiente de permeabilidade horizontal na região onde ocorre o rearranjo do solo é menor que na região indeformada. Este fato ocasiona uma condição de fronteira entre a região indeformada e a região amolgada, gerando um fator F_s que deverá ser somado ao fator $F(n)$, descrito pela equação 18.

$$F_s = \left(\frac{k_h}{k'_h} - 1 \right) \cdot \ln \left(\frac{d_s}{d_w} \right) \quad (37)$$

$$d_s = 2 \cdot d_m \quad (38)$$

$$d_m = \sqrt{\frac{4 \cdot w \cdot l}{\pi}} \quad (39)$$

onde:

d_s = diâmetro da área afetada pelo amolgamento;

d_m = diâmetro equivalente do mandril de cravação (Hansbo, 1987);

w, l = são dimensões de um mandril retangular (Hansbo, 1987);

k_h = coeficiente de permeabilidade horizontal da área intacta;

k'_h = coeficiente de permeabilidade horizontal da área amolgada.

O valor de k'_h depende de ensaios especiais raramente realizados. Sendo assim, Hansbo (1981) recomenda adotar a seguinte relação:

$$\frac{k_h}{k'_h} = \frac{k_h}{k_v} \quad (40)$$

Para as argilas moles brasileiras, Coutinho (1976) recomenda para a razão de permeabilidade (equação 35), valores entre 1,5 a 2,0. Para argilas fortemente estratificadas, este valor pode chegar a 15 (Rixner; Kreaemer; Smith, 1986). Hansbo et al. (1981) adota o valor de 1,0 para drenos de areia jateada, 1,50 para drenos pré-fabricados e 2,0 para os demais tipos de drenos de areia.

Sharma e Xiao (2000) desenvolveram estudos experimentais com o objetivo de determinar a geometria da zona amolgada em drenos verticais de ponta fechada; através de leituras de teor de umidade e poropressão (realizadas no meio da camada em diferentes posições), apontando valores de d_s/d_w igual a 4.

Saye (2001) verificou que o amolgamento da argila em torno dos geodrenos durante o processo de cravação diminui a permeabilidade do solo ao redor do mesmo, reduzindo a eficiência dos geodrenos e aumentando a magnitude do recalque. Constatou ainda, que os drenos verticais pré-fabricados desenvolvem perturbações similares ou maiores do que os drenos de areia de ponta fechada.

Diversos autores realizaram estudos sobre o efeito do amolgamento. Indraratna et al. (2005) apresentaram um resumo de dez estudos da literatura com recomendações sobre o efeito do amolgamento (Tabela 1).

Tabela 1 – Recomendações para Zona Amolgada (Adaptado de Indraratna et al., 2005).

Fonte	d_s/d_m	K_h/k'_h	Observações
Barron (1948)	1,6	3,0	Valores assumidos.
Hansbo (1979)	1,5 a 3,0	-	De acordo com a literatura da época.
Hansbo (1981)	1,5	3,0	Valores assumidos para o caso estudado.
Bergado et al. (1991)	2,0	1,0*	Obtidos a partir de ensaios de laboratório e retroanálises de aterros na argila mole de Bangcoc.
Onoue et al. (1991)	1,6	3,0	Obtidos através de estudos desenvolvidos em laboratório.
Almeida et al. (1993)	1,5 a 2,0	3,0 a 6,0	Valores obtidos a partir da experiência dos autores.
Indraratna e Redana (1998)	4,0 a 5,0	1,15*	Através de ensaios de laboratório (argila de Sydney).
Hird et al. (2000)	1,6	3,0	Recomendações para uso em projetos
Xiao (2000)	4,0	1,3	Obtidos através de ensaios de laboratório para argilas de caulim.
* Obtidos a partir da relação k_h/k_v			

Com relação à geometria da zona amolgada, a literatura indica valores para a relação d_s/d_m entre 1,5 e 5,0, com valor médio $d_s/d_m = 2,3$. Geralmente a zona amolgada apresenta uma permeabilidade menor que a zona intacta. Segundo a literatura a relação k_h/k'_h varia entre a faixa de 1,0 a 6,0, com valor médio $k_h/k'_h = 2,5$.

1.4.4 Resistência hidráulica dos drenos verticais

Conforme admitido por Barron (1948) na dedução da equação 14, os drenos pré-fabricados podem não apresentar permeabilidade infinita. A capacidade de carga dos drenos diminui com o aumento das tensões horizontais atuantes. O

aumento das tensões atuantes é causado por recalques da camada de argila mole (originadas pelo dobramento dos drenos) e pela colmatação dos drenos.

A partir das equações de Hansbo et al. (1981), Orleach (1983) propôs que a resistência hidráulica dos drenos seja:

$$w_q = 2 \cdot \pi \cdot \frac{k_h}{q_w} \cdot L^2 \quad (41)$$

onde:

q_w = capacidade de vazão do dreno medida em ensaio, para um gradiente unitário;

L = comprimento característico do dreno;

K_h = permeabilidade na direção horizontal.

O comprimento característico do dreno deve ser admitido segundo ilustra a Figura 14. Para valores de $w_q < 0,1$, a resistência hidráulica pode ser desprezada; caso contrário, segundo Hansbo et al. (1981), recomenda-se somar ao valor de $F(n)$, equação 18, o valor F_q definido por:

$$F_q = \pi \cdot z \cdot (L - z) \cdot \frac{k_h}{q_w} \quad (42)$$

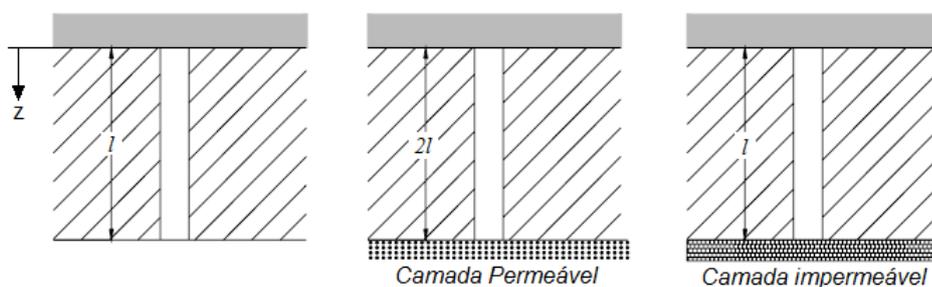


Figura 14 – Comprimento característico do dreno vertical.

Sendo F_q uma função de z , tem-se $U_h = f(z)$. Desta forma, adota-se um valor médio de U_h (Almeida, 1992).

Geodrenos com comprimento acima de 20 m e com capacidade de descarga relativamente pequena, podem influenciar na resistência hidráulica do mesmo. Hansbo (2004) considera esta influência desprezível, pois a maioria dos geodrenos

disponíveis no mercado apresentam capacidade de descarga suficiente ($q_w > 150$ m³/ano).

1.5 Técnicas de Tratamento de Solos Moles: CPR Grouting

As técnicas de tratamento de solos moles permitem a viabilização de projetos em terrenos com baixa capacidade de suporte, aumentando a resistência e diminuindo a deformabilidade do solo.

Para a escolha do método construtivo mais adequado, deve-se estar atento a diversas questões: características geotécnicas do depósito; utilização da área, bem como sua vizinhança; prazos construtivos e custos envolvidos (Almeida e Marques, 2010). A Figura 15 apresenta algumas técnicas executivas de aterros sobre solos moles utilizadas para minimizar ou solucionar os problemas de estabilidade e recalque.

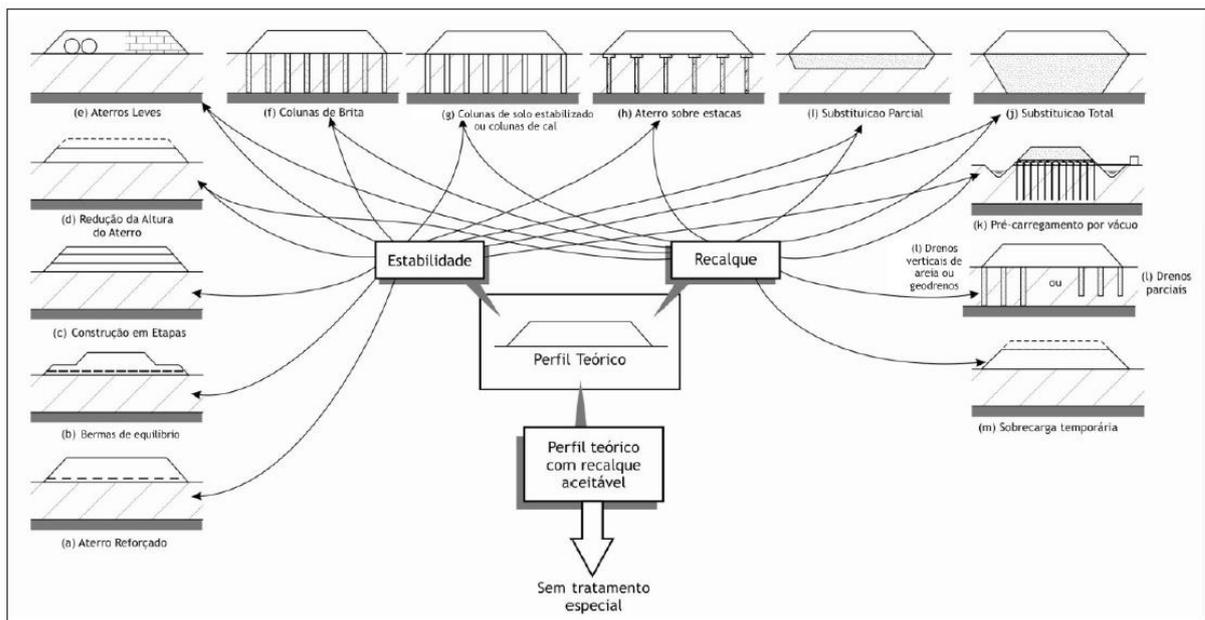


Figura 15 – Técnicas executivas de aterros sobre solos moles.

Fonte: Adaptado de Leroueil, 1997.

Dentre as diferentes técnicas utilizadas para minimizar ou solucionar os problemas de estabilidade e recalques em solos moles, este trabalho aborda a CPR *Grouting*, desenvolvida pela empresa Engegraut.

O método consiste no bombeamento de argamassa no interior da camada de solo mole sob elevadas pressões, tendo como consequência a redução do excesso de poropressão induzido pela expansão da argamassa no solo compressível. O processo de redução de poropressão é acelerado mediante o emprego de drenos verticais pré-fabricados, que são instalados no interior do maciço antes da execução das verticais de argamassa. O processo de execução da técnica de CPR *Grouting* é constituído basicamente de três etapas executivas (Figura 16): instalação dos geodrenos, preparação da argamassa e bombeamento da argamassa no interior do solo mole.

A injeção de argamassa sob alta pressão faz com que se formem bulbos de pressão, que comprimem o solo lateralmente, causando elevados deslocamentos no entorno do bulbo. Os bulbos de compressão são formados de baixo para cima, através de um alinhamento vertical do equipamento, e são locados entrepostos aos drenos já instalados. O volume do bulbo é, geralmente, de 800 a 1.000 litros e as pressões de injeção variam de 100 kPa a 1.000 kPa, reduzindo à medida que se aproxima da superfície do terreno (Almeida e Riccio, 2012).

No processo de execução do bulbo de compressão, inicialmente há um aumento da poropressão. A partir do processo de adensamento, ocorre a percolação da água em direção aos drenos instalados. À medida que a água vai sendo expulsa pelos drenos, há um processo gradual de transferência de carga para o arcabouço sólido, aumentando assim, a tensão efetiva do solo.

Com o acréscimo de tensão no solo gerado pelas colunas de compressão de argamassa, ocorre uma diminuição do índice de vazios da camada compressível e um aumento da resistência. Esta melhoria do solo resulta em uma significativa diminuição da magnitude dos recalques (Nogueira, 2010).

Os geodrenos são instalados na área de aplicação da técnica, utilizando-se equipamentos apropriados. Quando o terreno apresenta camada superficial resistente, como por exemplo um aterro, torna-se necessária a execução de pré-furos, com dimensões compatíveis com às dimensões do mandril, que atravesse a camada resistente até ser atingido o topo da camada de solo mole.

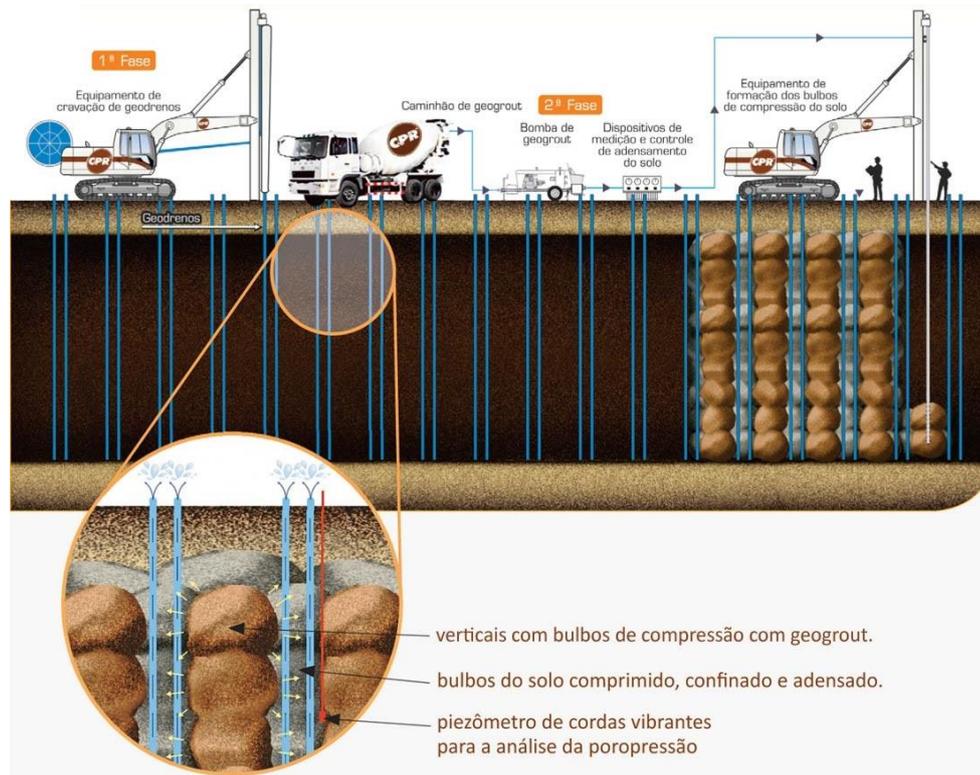


Figura 16 – Processo de execução da técnica CPR Grouting.

Fonte: ENGEGRAUT, 2015.

Após a aplicação do CPR *Grouting*, o resultado é a formação de um compósito constituído por um material rígido (verticais de compressão) e um material adensado, comprimido e confinado (solo enrijecido).

Almeida e Riccio (2012) acrescentaram que o novo material compósito tem suas propriedades de rigidez e resistência melhoradas, tendo como consequência, a redução de magnitude dos recalques e o aumento no fator de segurança em termos de estabilidade do aterro (Figura 17).

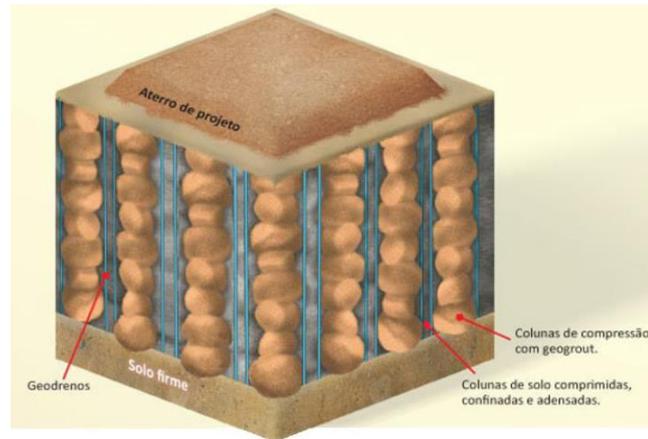


Figura 17 – Camada de solo enrijecida com CPR Grouting.

Fonte: ENGEGRAUT, 2015

1.6 Casos de aplicação da técnica de CPR *Grouting*

No Parque do Cantagalo, na Lagoa Rodrigo de Freitas, Rio de Janeiro, o enrijecimento de solo mole com *CPR Grouting* foi executado com a finalidade de estabilizar definitivamente os recalques que ocorrem há décadas na região. O *CPR Grouting* foi aplicado em uma espessa camada de argila mole, a qual atinge até 30 m de espessura. A execução dos bulbos para a formação das colunas começava, em geral, entre 9 m e 10 m de profundidade e terminava entre 2 m e 4 m abaixo do nível do terreno. Os geodrenos foram cravados até a profundidade de 15 m. A configuração básica da malha consistiu em uma distribuição triangular de geodrenos e verticais de compressão de *CPR Grouting*. O espaçamento entre os geodrenos foi de 1,80 m e as verticais foram dispostas nos vértices de um triângulo de lado igual a 6 m.

Para avaliar o comportamento mecânico da técnica *CPR Grouting*, foi implantada uma instrumentação geotécnica, composta por placas de recalque, inclinômetros e perfilômetros. Os resultados da instrumentação permitiram concluir que, nas camadas sob influência direta do *CPR Grouting*, houve uma aceleração no processo de adensamento primário, com a ocorrência de recalque máximo da ordem de 30 cm em um período de 330 dias, o que corresponde a 22% dos recalques primários remanescentes (gerados pelas ocupações e pelos aterros construídos desde a década de 1970). Foram realizados também, ensaios mecânicos em laboratório para a caracterização das verticais de argamassa, onde se verificou que

o material das colunas apresenta elevada rigidez, com módulo de elasticidade igual 6,6 GPa, quando comparado com a rigidez da argila mole do Parque do Cantagalo, cujo módulo de elasticidade é de 2,7 MPa (Mello, 2013).

Na construção do trecho sul do Rodoanel, em São Paulo, a técnica de *CPR Grouting* foi utilizada para estabilizar a fundação dos aterros compactados, construídos na região da represa de Billings, onde foi constatada a existência de três bolsões de solos moles. A técnica foi aplicada em uma área de 3.700 m². Para verificação da eficiência da solução, foram executados ensaios de resistência no solo, do tipo SPT (Sondagem a Percussão) e Palheta, antes e após a aplicação da técnica CPR Grouting. Os resultados apontaram que a resistência não drenada (S_u) passou de 6,35 kPa para 16 kPa, ou seja, houve um ganho de 150% na resistência não drenada. Quanto à deformabilidade do solo, verificou-se que o *CPR Grouting* reduziu, em média, 40% dos recalques esperados na camada tratada. De acordo com Nogueira (2010), estima-se que este valor seja um resultado combinado entre os efeitos produzidos pelo amolgamento do solo, decorrente da formação violenta dos bulbos das verticais de compressão do *CPR Grouting*, do enrijecimento da camada mole devido ao acréscimo das colunas com um material menos compressível e da redução do índice de vazios dos solos moles remanescentes.

O Pontal Oceânico é um sub-bairro nobre planejado, localizado no Recreio dos Bandeirantes (Zona Oeste – Rio de Janeiro), que ocupa uma área de 600.000 m². Para a urbanização do bairro, fez-se necessária a implantação de cerca de 2.600 m de infraestrutura de via urbana e galerias de drenagem de concreto armado. A área em estudo apresenta espessuras expressivas de solo mole (entre 3,50 m a 11,00 m de espessura), o que determina a necessidade de busca de soluções geotécnicas para execução e implantação de aterro da via urbana a curto e médio prazo. Para os trechos com prazos para estabilização e liberação da obra de até 8 meses, foi considerada a execução da técnica *CPR Grouting* em toda a extensão do trecho (Geoinfra, 2013).

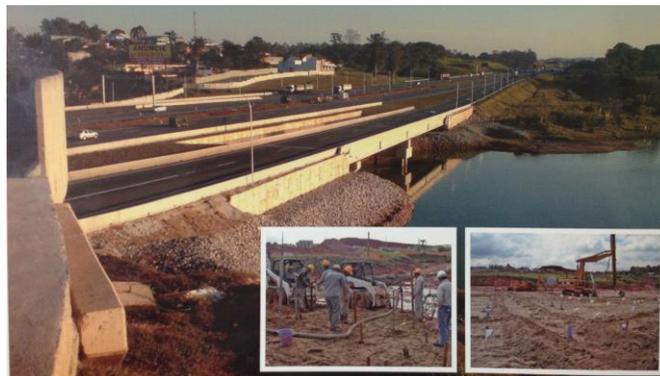
No trecho do Via Parque, na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro, também se reporta um exemplo de aplicação da técnica de *CPR Grouting* (Geoinfra, 2010). A região tratada abrangeu uma área de aproximadamente 2.400 m² com extensão de pista de 120 m. A região de implantação da Via Parque apresenta uma camada de aterro com compactação não-controlada e espessuras variáveis, com trechos variando de 0,5 m até aproximadamente 7,0 m. Esta camada está assente sobre

espessa camada de argila muito mole saturada (N_{SPT} com 0 e 1 golpes) com trechos com 4,0 m de espessura até trechos com 14,0 m. Estudos com soluções de aterro de sobrecarga, utilização de geogrelhas na base do aterro e colunas drenantes de material granular, apesar de apresentarem aceleração dos recalques no tempo, foram insuficientes para o tempo requerido para o início das obras do aterro em si, uma vez que os recalques prosseguiriam acontecendo em um período da ordem de 4 anos. Pela necessidade de estabilização dos recalques em tempo hábil, lançou-se mão da estabilização do terreno em solo muito mole através da técnica de *CPR Grouting*. A técnica mostrou-se satisfatória, e os prazos da obra foram atendidos.

A Figura 18 apresenta imagens de obras que foram viabilizadas com a técnica CPR Grouting. Chavão (2015) reúne as principais obras executadas no Brasil com a técnica CPR Grouting.



(a) Parque "Rock in Rio"



(b) Rodoanel Sul - Lote 3

Figura 18 – Obras viabilizadas com a técnica CPR Grouting.

Fonte: ENGEGRAUT, 2015.

Tabela 2 – Obras executadas com a técnica de CPR Grouting (Chavão, 2015).

Obra	Local	Período de execução		Área Tratada (m ²)	Camada de solo mole (m)
		Início	Término		
Enrijecimento de solo para receber a ferrovia VLI dentro do Porto de Itaqui/MA	São Luís/MA	Ago/14	Mar/15	45.000	11
Enrijecimento de solos de fundação para receber a elevatória da ETE Rio das Pedras	Rio de Janeiro/RJ	Jun/14	Out/14	1.524	10
Reforço do solos de fundação para a construção da fábrica da BMW	Araquari/SC	Fev/14	Mai/14	40.504	18
Reforço de solo de fundação na obra Palm, Recreio dos Bandeirantes	Rio de janeiro	Fev/14	Jul/14	17.593	20
Enrijecimento do solos para assentamento das bases da adutora de água do sistema ITALUÍS, em Campos de Perizes	Perizes, São Luís/MA	Nov/13	Fez/14	38.845	6
Duplicação da BR-135 sentido Bacabeira	São Luís/MA	Jun/13	Out/13	17.600	9
Reforço do solos para assentamento da cisterna do Barra Shopping	Rio de Janeiro/RJ	Mar/13	Abr/13	1000	8
Reforço do solos de fundação no Estaleiro Renave	Niterói/RJ	Fev/13	Mar/13	180	2
Sistema de Esgotamento Sanitário de São Luís	Vinhais/MA	Jan/13	Jul/13	142.104	-
Reforço do solos de fundação na área portuária de Manaus/AM	Manaus/AM	Nov/11	Até hoje	200.000	20
Enrijecimento de solos de fundação para instalação de 3 vias junto à Rodovia Anhanguera, SP-330, SP	Campinas/SP	Out/12	Fev/13	6.528	16
Reforço para a implantação da Avenida Via Parque na Barra da Tijuca, junto ao Village Mall	Rio de Janeiro/RJ	Ago/12	Set/12	1.000	14
Reforço de solo de fundação no depósito da Gerdau	Muribeca/PE	fev/12	ago/12	14.000	22
Melhoria e monitoramento na Av. Ayrton Senna, 4.701, Barra da Tijuca	Rio de Janeiro/RJ	jan/12	jun/12	6.000	-
Melhoria no trecho da calçada da pista existente da Av. Ayrton Senna, para obra da Linha Amarela, Lote V, Trechos I e II	Barra da Tijuca, Rio de Janeiro/RJ	dez/11	fev/12	3.000	19
Obra de implantação da Transoeste/Grota Funda – Corredor exclusivo de BRT entre a Barra da Tijuca e Santa Cruz, Lote 03	Guaratiba/RJ	dez/11	fev/12	7.000	16
Viabilização de execução do viaduto interno, acesso às docas, envelopamento da rede coletora de esgoto da CEDAE e viaduto da Via Park, localizados nos fundos do Shopping Village Mall	Barra da Tijuca, Rio de Janeiro/RJ	dez/11	jan/12	2.510	16
Viabilização da área do Aterro II (Pátio IV) no Complexo Portuário – Porto Chibatão Manaus/AM	Manaus/AM	nov/11	-	20.640	25
CPR Grouting em 4 trechos (Trecho 1 – Est. 112 à 120, Trecho 2 – Est. 519 à 524, Trecho 3 – Est. 583 à 588 e Trecho 4 – Est. 594 à 606) na Rodovia RJ-196	Quissamã, Campos dos Goitacazes/RJ	nov/11	mar/12	9.100	17

Continuação da Tabela 2 – Obras executadas com a técnica de CPR Grouting (Chavão, 2015).

Obra	Local	Período de execução		Área Tratada (m ²)	Camada de solo mole (m)
		Início	Término		
Estabilização e monitoramento do solo mole orgânico na PE-051, Trecho Porto de Galinhas/Serrambi	Ipojuca/PE	nov/11	–	13.500	14
Serviços de estabilização de solo de fundação no Parque do Cantagalo	Rio de Janeiro/RJ	set/11	jan/12	14.000	13
Enrijecimento de argila extremamente mole no Parque dos Atletas	Rio de Janeiro/RJ	mar/11	mai/11	16.000	8
CPR Grouting no Condomínio Armazenna 2B, no Lote 11 Gleba 2 para uma sobrecarga de utilização de 0,65kg/cm ² no piso de concreto	Pina, Recife/PE	abr/11	jun/11	7.500	11
Obras de implantação do Parque Olímpico, Cidade do Rock (Rock in Rio), no Recreio dos Bandeirantes	Rio de Janeiro/RJ	mar/11	maio/11	18.000	14
Rodovia BR-101 Sul, Comporta	Jaboatão dos Guararapes/PE	nov/10	jan/11	7.500	10
Condomínio Jardins de Monet, Recreio dos Bandeirantes	Rio de Janeiro/RJ	Out/10	nov/10	650	6
Base do Tanque TQ 631-303	Suape, Ipojuca/PE	set/10	nov/10	880	11
Duplicação da BR-101, Lote 02	Goianinha/RN	abr/10	jun/10	–	4
Base do Tanque TQ 631-304, Petrobrás Transportes S.A. – TRANSPETRO	Suape, Ipojuca/PE	mar/10	maio/10	880	10
Área interna e externa para galpão da GERDAU, Muribeca	Jaboatão dos Guararapes/ PE	mar/10	jun/10	1.440	12
Ponte dos Carvalhos	Cabo de Santo Agostinho/PE	fev/10	mai/10	5.500	7,5
Estabilização e correção dos segmentos em concreto armado da passagem de gado e águas, além do próprio pavimento da Rodovia Raposo Tavares	Regente Feijó/SP	jan/10	fev/10	133	8
ETE Bacanga	São Luís/Maranhão	jan/10	mar/10	1.200	9
Estabilização e correção dos segmentos em concreto armado da passagem de gado e águas, além do próprio pavimento da Rodovia Raposo Tavares	Regente Feijó/SP	jan/10	fev/10	133	8
Plataforma de descarregamento de minério do britador primário, Jacobina Mineração e Comércio Ltda	Jacobina/BA	out/09	dez/09	1.000	11
Serviços de CPR Grouting dentro da unidade industrial, American BANKNOTE S/A	Ipanema das Pedras – Sorocaba/SP	set/09	out/09	2.100	8
Tecnovia, Avenida Paralela	Salvador/BA	set/09	nov/09	1.000	12
Rodoanel Sul, Lote 3	São Bernardo/SP	Jul/09	ago/09	4.154	12
CPR Grouting p/ execução de casas populares (PROMETRÓPOLE)	Campo Grande – Recife/PE	jan/07	out/08	14.808	7

2 CARACTERIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DA ÁREA EM ESTUDO

O presente capítulo apresenta a caracterização da área em estudo e a descrição dos aterros experimentais, executados com o objetivo de analisar o comportamento de solos moles enrijecidos com a técnica CPR *Grouting*.

2.1 Características geológicas e geotécnicas da Região do Recreio dos Bandeirantes

Os aterros experimentais foram implementados na área de uma construção localizada no bairro do Recreio dos Bandeirantes, Rio de Janeiro, RJ. O Recreio dos Bandeirantes é um dos bairros que constituem a planície da Baixada de Jacarepaguá (Figura 19).

A área em estudo pertence a uma planície costeira com cerca de 120 km², coberta de sedimentos cenozoicos, sendo circundada por elevações dos maciços da Tijuca (leste, constituindo o Parque Nacional da Tijuca) e Pedra Branca (oeste), (Almeida et al., 2001), conforme ilustra a Figura 20.

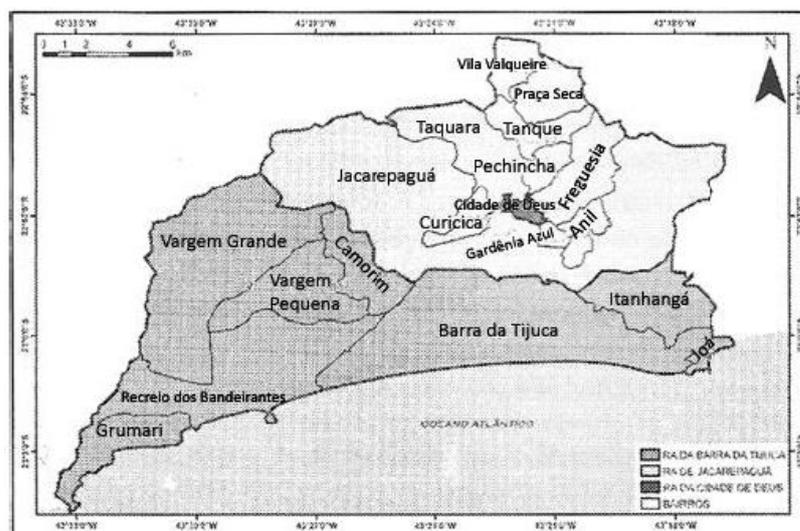


Figura 19 – Bairros que formam a Baixada de Jacarepaguá.

Fonte: Lobo e Silva, 2012.



Figura 20 – Maciços da Baixada de Jacarepaguá.

Fonte: Instituto Pereira Passos – IPP.

De acordo com Cabral (1979), a baixada de Jacarepaguá é constituída por dois tipos de sedimentos: areias e argilas orgânicas. O primeiro tipo é formado por areias marinhas, com compacidade crescente com a profundidade. As areias marinhas estão localizadas sobre solos argilosos ou sobre solos residuais do embasamento. O segundo tipo é composto por solos siltsos e argilosos, apresentando uma capa de turfa e elevados teores de matéria orgânica. Estes solos são problemáticos do ponto de vista geotécnico, pois apresentam baixa resistência, baixa permeabilidade e alta plasticidade. Deve-se considerar também, na classificação dos sedimentos, os solos aluvionares, arenosos e areno-argilosos, formados essencialmente de gnaisses e granitos, originados da deposição dos materiais carreados dos maciços circundantes.

De acordo com Nascimento (2009), os depósitos da região constituem-se de sedimentos marinhos e fluvio-marinhos do período Quaternário, assentados sobre solos residuais originários da alteração de granitos e gnaisses (Pré-Cambriano).

Roncarati e Neves (1976) elaboraram a coluna estratigráfica da bacia, que engloba desde sedimentos basais até os depósitos atuais e sub-atuais. O registro litológico e biológico demonstra que a história quaternária da área foi bastante

movimentada, devido aos eventos de regressão e transgressão marítima (Crespo Neto, 2004). Maia et al. (1984) dividem a formação sedimentar de origem marinha da planície costeira de Jacarepaguá em 4 estágios, baseados nos eventos de regressão e transgressão marítima ocorridos no Holoceno.

A Tabela 3 apresenta o banco de dados referente a três depósitos de argila mole situados no bairro do Recreio dos Bandeirantes, Rio de Janeiro. Os depósitos foram nomeados de acordo com o local do empreendimento ou fazendo referência ao autor do trabalho desenvolvido. A Figura 21 apresenta a localização dos depósitos.

Tabela 3 – Depósitos de argila mole na região do Recreio dos Bandeirantes.

Propriedades do solo	Área PAL (Nascimento, 2009)		Área LIFE (Nascimento, 2009)		Crespo Neto, 2004	
	Intervalo (mín. à máx.)		Intervalo (mín. à máx.)		Intervalo (mín. à máx.)	
Espessura da Argila (m)	1,60	9,50	2,00	11,00	11,50	
γ_{nat} (KN/m ³)	10,90	14,20	9,20	14,00	11,00	12,40
e_0	2,00	11,60	3,00	15,10	3,80	15,00
c_c	0,81	4,79	0,88	7,89	1,30	7,36
c_v (10 ⁻⁸ x m ² /dia)	1,30	6,30	0,30	3,30	0,07	0,60
w_0 (%)	72,00	1.200,00	114,00	895,00	72,00	410,00
w_L (%)	88,00	218,00	86,00	636,00	89,00	172,00
I_p (%)	47,00	133,00	59,00	405,00	42,00	160,00
% argila	19,00	60,00	15,00	60,00	-	-
$CR = C_c/(1+e_0)$	0,27	0,38	0,22	0,49	0,27	0,46
S_u (kPa)	2,00	19,00	4,00	18,00	3,00	19,00
N_{kt}	5,00	14,50	4,00	16,00	-	-

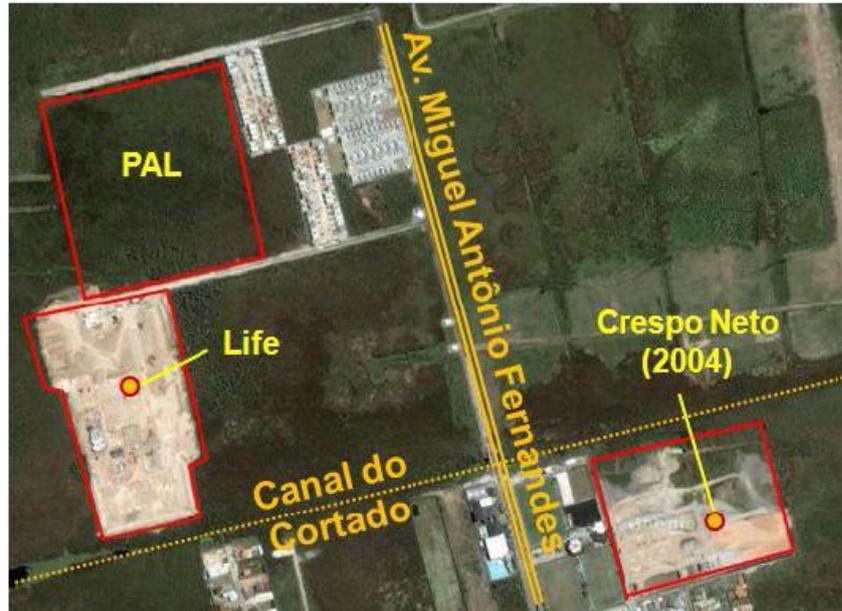


Figura 21 – Imagem de satélite dos depósitos no Recreio.

Fonte: Nascimento, 2009.

2.2 Caracterização Geotécnica

Os aterros experimentais foram executados na área de construção do empreendimento Condomínio Palms Recreio Residencial, localizado na Avenida Miguel Antônio Fernandes, Recreio dos Bandeirantes. A Figura 22 apresenta a localização do empreendimento.



Figura 22 – Localização do Condomínio Palms Recreio Residencial

Fonte: Chavão, 2015.

A caracterização da área em estudo foi realizada a partir de uma ampla campanha de investigação de campo e de laboratório. O mapeamento geológico-geotécnico da região foi definido com base em sondagens à percussão. Os parâmetros geotécnicos da argila mole foram determinados a partir de ensaios pressiométricos (PMT) e ensaios de adensamento oedométricos, realizados em laboratório.

2.2.1 Mapeamento geológico-geotécnico

Com base nos resultados das sondagens realizadas, foram definidas as curvas de isoespessura de argila compressível, como mostra a Figura 23. Observa-se que a área apresenta uma grande concentração de espessuras entre 8,0 m e 9,0 m. A Figura 24 apresenta o perfil geotécnico da área onde os aterros experimentais foram implantados. Observa-se a presença de uma camada de argila muito mole com $N_{SPT} = 0$, e espessura de aproximadamente 8,0 m. O nível d'água encontra-se na superfície do terreno.

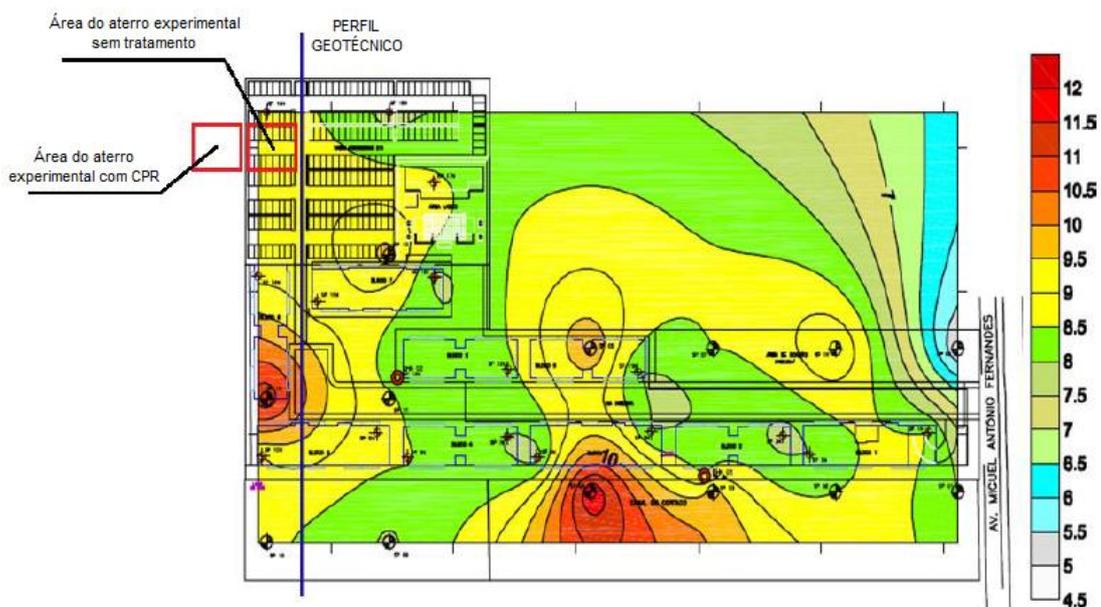


Figura 23 – Curvas de isoespessura da argila mole.

Fonte: ENGEGRAUT, 2015.

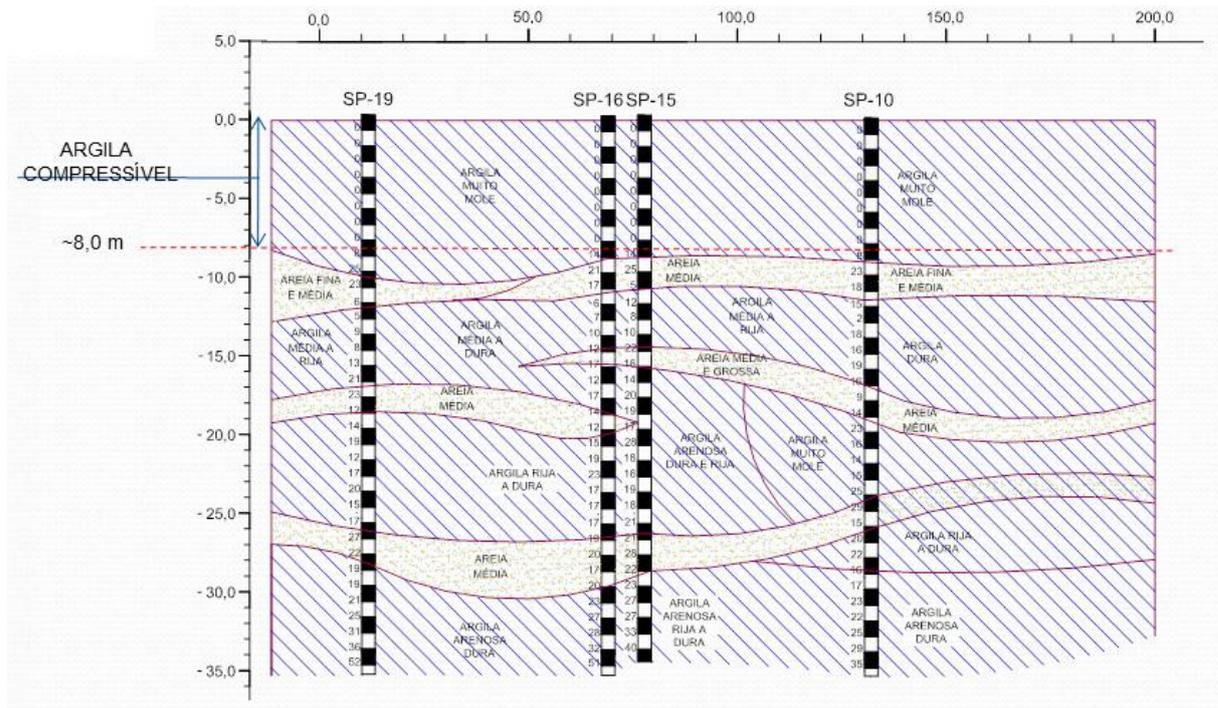


Figura 24 – Perfil geotécnico.

Fonte: ENGEGRAUT, 2015.

2.2.2 Parâmetros geotécnicos da argila mole

Para a determinação dos parâmetros geotécnicos da argila mole, foram executados ensaios de adensamento e ensaios pressiométricos, como mostra a Tabela 4. Observa-se que os ensaios pressiométricos foram executados para as condições pré e pós enrijecimento com CPR *Grouting*, de forma a avaliar o efeito do tratamento nos parâmetros geotécnicos.

A Tabela 5 apresenta os resultados dos ensaios pressiométricos, nos quais se observa que a argila existente na área, nas profundidades indicadas, apresenta consistência mole, com módulos pressiométricos entre 152 kPa e 1726 kPa. Após o enrijecimento, os ensaios indicaram uma maior homogeneização do solo e uma consistência média a rija, com módulos pressiométricos entre 2628 kPa e 5799 kPa.

Tabela 4 – Características dos ensaios de adensamento e pressiométricos.

Tipo de Ensaio	Denominação	Profundidade (m)	Condição
Adensamento	01	1,0 a 1,5	Pré-CPR <i>Grouting</i>
	02	3,0 a 3,5	
	03	5,0 a 5,5	
	04	7,0 a 7,5	
Pressiométrico	PMT-BL1	3,0	Pré-CPR <i>Grouting</i>
		5,0	
		8,0	
	PMT-BL2	5,0	
	PMT-BL3	5,0	
		8,0	
	PMT-BL1	3,0	Pós-CPR <i>Grouting</i>
		5,0	
		8,0	
	PMT-BL2	3,0	
		5,0	
	PMT-BL3	5,0	
8,0			

Tabela 5 – Resultados dos ensaios pressiométricos.

Ensaio	Prof. (m)	Condição	E_m (kPa)	P_L (kPa)	P_L^* (kPa)	Consistência (Briaud, 1992)
PMT-BL1	3,0	Pré-CPR	152,0	130,0	94,0	mole
	5,0		399,0	72,0	16,0	mole
	8,0		1.633,0	274,0	188,0	mole
PMT-BL2	5,0		529,0	124,0	68,0	mole
PMT-BL3	5,0		399,0	87,0	56,0	mole
	8,0		1.726,0	248,0	162,0	mole
PMT-BL1	3,0	Pós-CPR	2628,0	433,0	397,0	média
	5,0		3432,0	453,0	397,0	média
	8,0		3308,0	457,0	372,0	média
PMT-BL2	3,0		5731,0	645,0	608,0	rija
	5,0		5799,0	741,0	686,0	rija
PMT-BL3	5,0		2939,0	432,0	376,0	média
	8,0	3496,0	438,0	353,0	média	

Os ensaios de adensamento foram realizados em 4 amostras, extraídas de diferentes profundidades:

- Amostra 1: 1,0 a 1,5 m.
- Amostra 2: 3,0 a 3,5 m.
- Amostra 3: 5,0 a 5,5 m.
- Amostra 4: 7,0 a 7,5 m.

Os resultados dos ensaios de adensamento estão apresentados na Tabela 6 a Tabela 9.

Tabela 6 – Leituras do ensaio de adensamento: Amostra 1 (Chavão, 2015).

C_v (cm ² /s)	Estágio	σ_v (Kg/cm ²)	σ_v (KPa)	H_i (mm)	H_f (mm)	e	e/e_o	k (cm/s)
	-	-	-	-	-	15,611	1,000	
2,20E-02	1	0,032	3,14	20,00	19,88	15,511	0,994	4,14E-06
4,29E-03	2	0,064	6,27	19,88	19,81	15,449	0,990	5,08E-07
4,67E-03	3	0,125	12,26	19,81	14,69	11,202	0,718	2,67E-05
1,32E-03	4	0,250	24,51	14,69	12,17	9,107	0,583	2,18E-06
1,09E-03	5	0,500	49,02	12,17	10,03	7,329	0,469	9,29E-07
2,64E-03	6	0,999	98,05	10,03	7,25	5,017	0,321	2,03E-06
3,82E-04	7	1,999	196,10	7,25	5,92	3,913	0,251	8,60E-08
2,15E-04	8	3,998	392,20	5,92	4,93	3,095	0,198	2,14E-08
0,00E+00	9	0,999	98,05	4,93	5,02	3,169	0,203	0
0,00E+00	10	0,250	24,51	5,02	5,67	3,709	0,238	0
0,00E+00	11	0,064	6,27	5,67	6,18	4,133	0,265	0

Tabela 7 – Leituras do ensaio de adensamento: Amostra 2 (Chavão, 2015).

c_v (cm ² /s)	Estágio	σ_v (Kg/cm ²)	σ_v (KPa)	H_i (mm)	H_f (mm)	e	e/e_o	k (cm/s)
	-	-	-	-	-	3,713	1,000	
1,15E-02	1	0,032	3,14	20,00	19,64	3,627	0,977	6,67E-06
1,08E-02	2	0,064	6,27	19,64	18,76	3,420	0,921	1,58E-05
5,02E-04	3	0,125	12,26	18,76	17,41	3,104	0,836	6,33E-07
2,12E-03	4	0,250	24,51	17,41	15,10	2,559	0,689	2,59E-06
1,23E-04	5	0,500	49,02	15,10	12,54	1,954	0,526	1,01E-07
1,52E-03	6	0,999	98,05	12,54	11,08	1,610	0,434	4,00E-07
2,65E-04	7	1,999	196,10	11,08	9,73	1,292	0,348	3,68E-08
5,12E-04	8	3,998	392,20	9,73	8,55	1,016	0,274	3,51E-08
0,00E+00	9	0,999	98,05	8,55	8,90	1,098	0,296	0
0,00E+00	10	0,250	24,51	8,90	9,11	1,146	0,309	0
0,00E+00	11	0,064	6,27	9,11	9,53	1,245	0,335	0

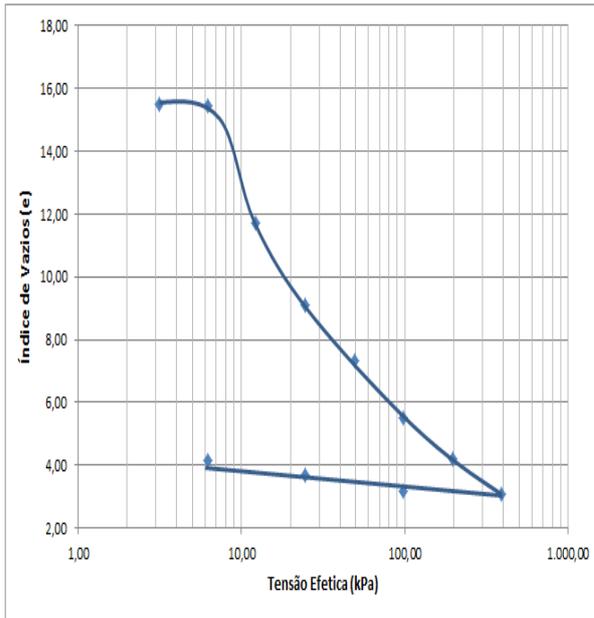
Tabela 8 – Leituras do ensaio de adensamento: Amostra 3 (Chavão, 2015)

cv (cm ² /s)	Estágio	σ_v (Kg/cm ²)	σ_v (KPa)	Hi (mm)	Hf (mm)	e	e/e _o	k (cm/s)
	-	-	-	-	-	3,255	1,000	
3,52E-03	1	0,032	3,14	20,00	19,94	3,243	0,996	3,26E-07
8,30E-03	2	0,064	6,27	19,94	19,92	3,238	0,995	3,13E-07
1,15E-02	3	0,125	12,26	19,92	19,77	3,206	0,985	1,42E-06
9,30E-03	4	0,250	24,51	19,77	19,18	3,081	0,946	2,29E-06
6,48E-03	5	0,500	49,02	19,18	18,74	2,986	0,917	6,13E-07
5,46E-03	6	0,999	98,05	18,74	18,13	2,857	0,878	3,65E-07
1,17E-03	7	1,999	196,10	18,13	16,33	2,475	0,760	1,28E-07
8,39E-04	8	3,998	392,20	16,33	14,85	2,160	0,664	4,18E-08
0,00E+00	9	0,999	98,05	14,85	15,14	2,221	0,682	0
0,00E+00	10	0,250	24,51	15,14	15,54	2,306	0,708	0
0,00E+00	11	0,064	6,27	15,54	15,92	2,387	0,733	0

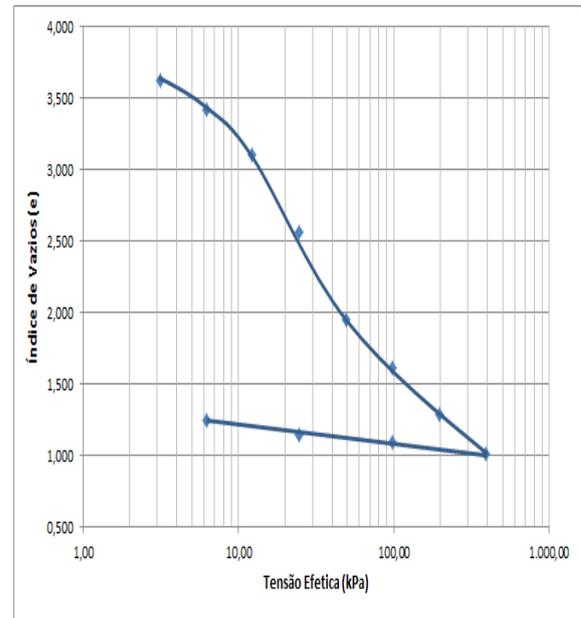
Tabela 9 – Leituras do ensaio de adensamento: Amostra 4 (Chavão, 2015).

cv (cm ² /s)	Estágio	σ_v (Kg/cm ²)	σ_v (KPa)	Hi (mm)	Hf (mm)	e	e/e _o	k (cm/s)
	-	-	-	-	-	2,756	1,000	
8,34E-03	1	0,032	3,14	20,00	19,95	2,747	0,997	6,15E-07
1,40E-02	2	0,064	6,27	19,95	19,86	2,729	0,990	2,09E-06
3,41E-03	3	0,125	12,26	19,86	19,42	2,647	0,961	1,26E-06
5,73E-04	4	0,250	24,51	19,42	17,64	2,312	0,839	4,63E-07
2,97E-04	5	0,500	49,02	17,64	15,41	1,894	0,687	1,72E-07
4,14E-04	6	0,999	98,05	15,41	13,35	1,508	0,547	1,28E-07
3,82E-04	7	1,999	196,10	13,35	11,63	1,183	0,429	5,67E-08
4,66E-04	8	3,998	392,20	11,63	10,17	0,910	0,330	3,33E-08
0,00E+00	9	0,999	98,05	10,17	10,48	0,968	0,351	0
0,00E+00	10	0,250	24,51	10,48	10,98	1,061	0,385	0
0,00E+00	11	0,064	6,27	10,98	11,40	1,141	0,414	0

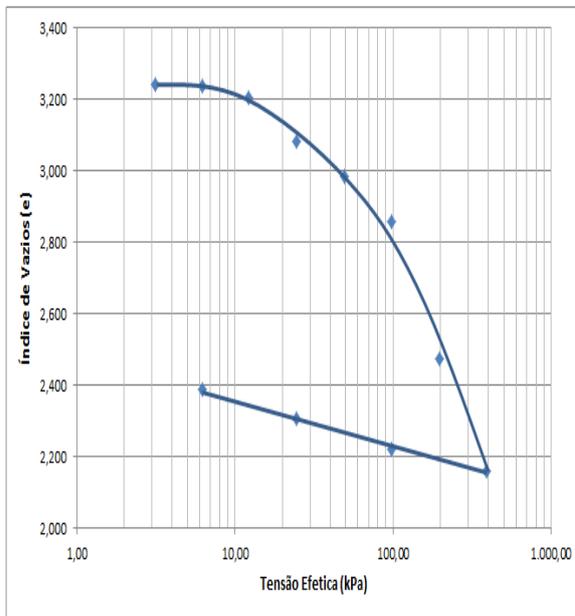
A Figura 25 apresenta as curvas e vs $\log \sigma'$ obtidas a partir dos ensaios de adensamento. Observa-se que a amostra 1 possui um elevado índice de vazios inicial (15,5), quando comparada com as demais amostras (2,8 a 3,6).



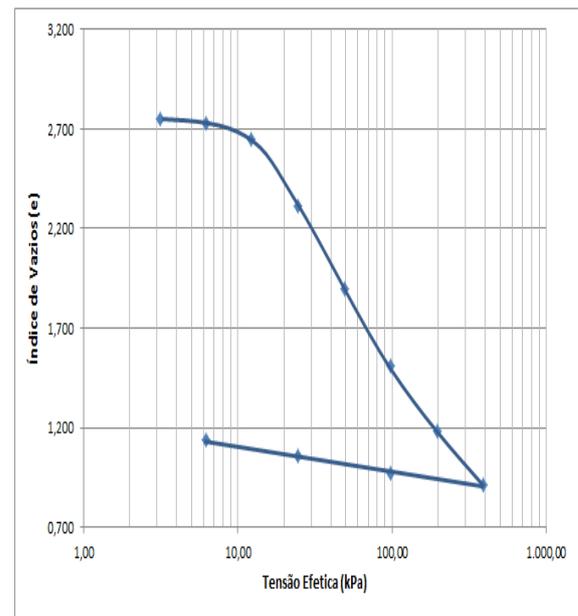
(a) Amostra 1



(b) Amostra 2



(c) Amostra 3

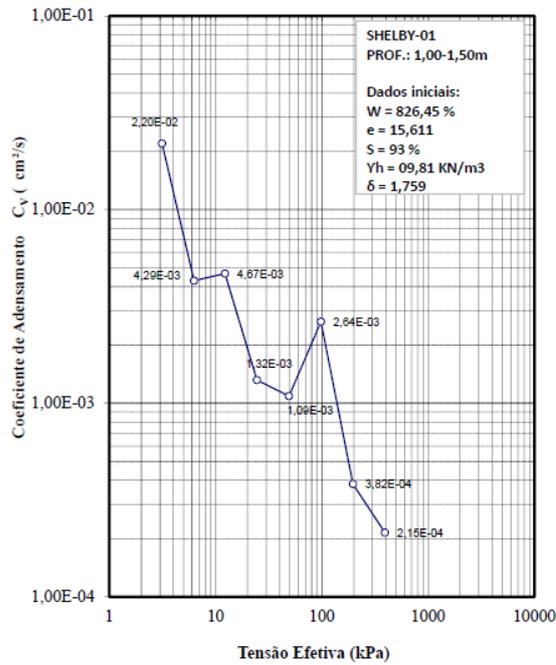


(d) Amostra 4

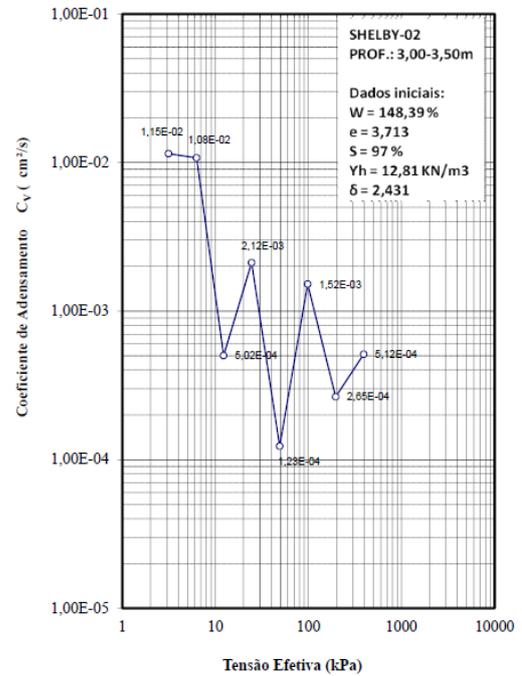
Figura 25 – Índice de vazios vs tensão efetiva.

A Figura 26 apresenta as curvas c_v vs $\log \sigma'$ obtidas a partir dos ensaios de adensamento. Observam-se valores de coeficiente de adensamento vertical entre $2,2 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ a $2,2 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$, com uma tendência de decréscimo de c_v com o aumento da tensão efetiva vertical.

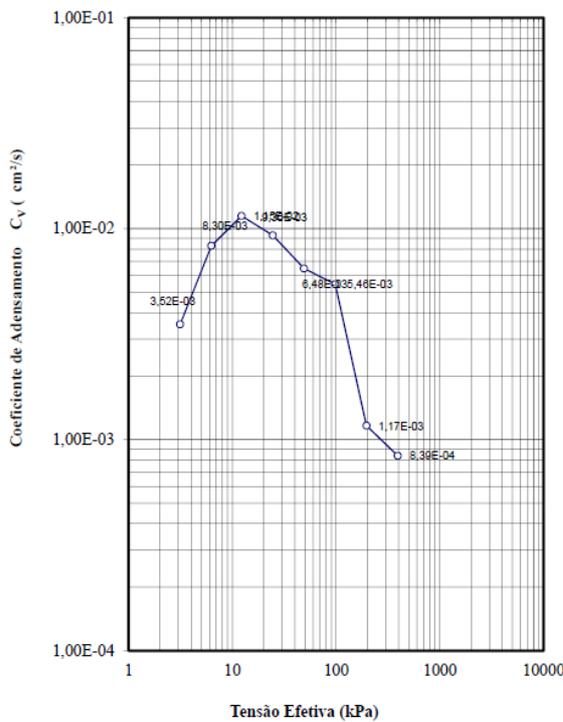
A Figura 27 apresenta as curvas k vs $\log \sigma'$ obtidas a partir dos ensaios de adensamento. Observa-se que o coeficiente de permeabilidade apresentou uma variação entre $2,1 \times 10^{-8}$ cm/s e $2,7 \times 10^{-5}$ cm/s (Figura 27).



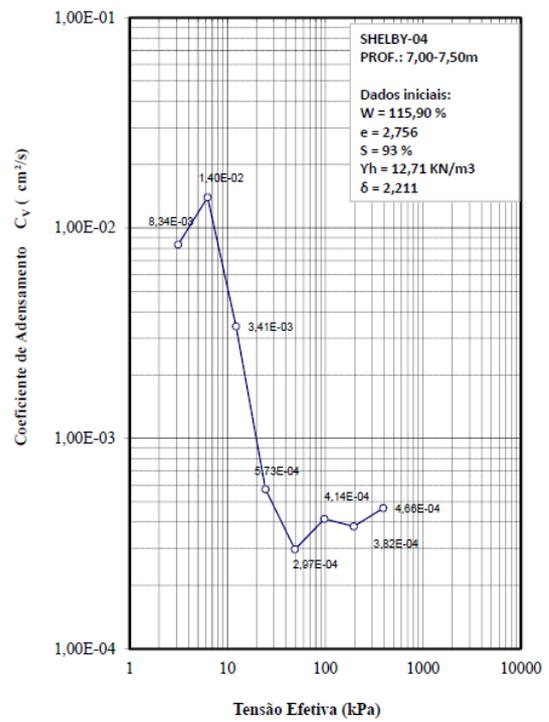
(a) Amostra 1



(b) Amostra 2



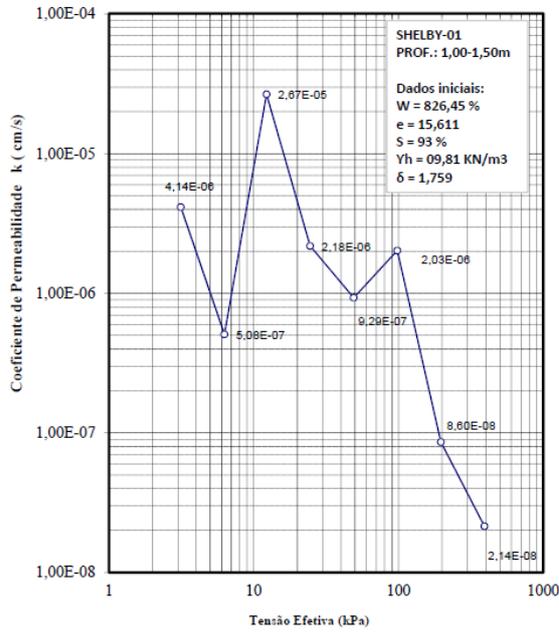
(c) Amostra 3



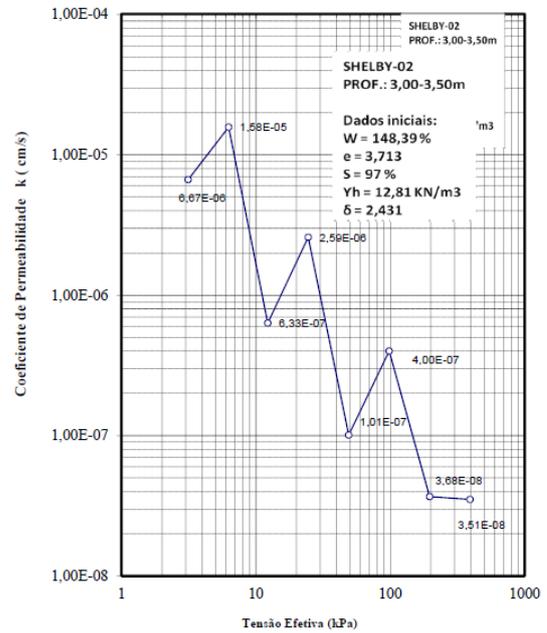
(d) Amostra 4

Figura 26 – Coeficiente de adensamento vs tensão efetiva.

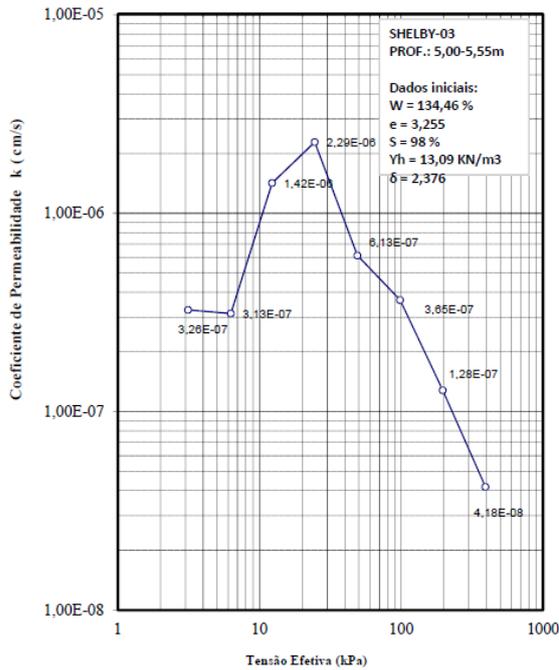
Fonte: Chavão, 2015.



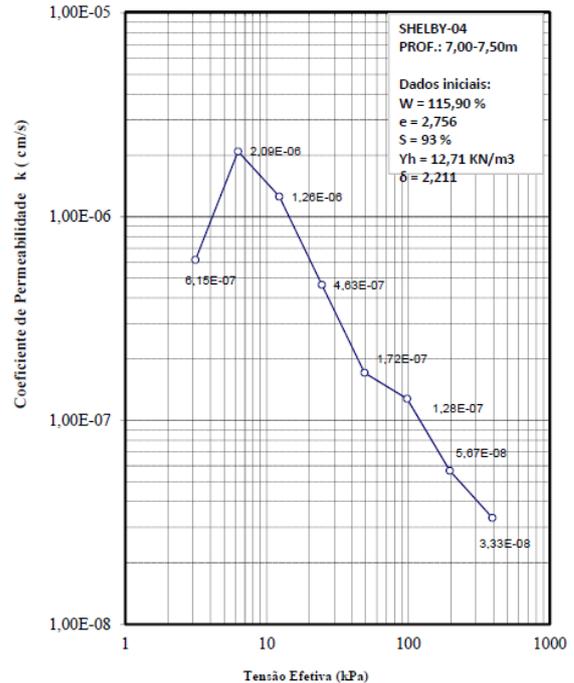
(a) Amostra 1



(b) Amostra 2



(c) Amostra 3



(d) Amostra 4

Figura 27 – Coeficiente de permeabilidade vs tensão efetiva.

Fonte: Chavão, 2015.

Chavão (2015) classificou a qualidade das amostras utilizadas nos ensaios de adensamento, a partir das propostas de Lunne et al. (1997), Coutinho et al. (2001) e Oliveira (2002), conforme Tabela 10. Segundo a autora, a qualidade da amostra 1 não pode ser calculada pois não foi possível obter o valor do índice de vazios correspondente à tensão efetiva de campo. O gráfico Índice de Vazios (e) vs Tensão Efetiva (σ'_v) obtido pelo ensaio de adensamento inicia-se com uma tensão efetiva maior do que a tensão efetiva de campo. A qualidade das amostras 2 e 3 foram classificadas como excelente à muito boa, e a amostra 4 foi classificada como regular.

Tabela 10 – Qualidade das amostras coletadas na região dos aterros (Chavão, 2015).

Amostra	Profundidade de coleta (m)	OCR	e_0	$e\sigma'_{v0}$	Δe	$\Delta e/e_0$	Qualidade das Amostras		
							Lunne et al. (1997)	Coutinho et al. (2001)	Oliveira (2002)
1	1 – 1,5	6,00	15,61	-	-	-	-	-	-
2	3 – 3,5	2,63	3,64	3,53	0,110	0,030	Excelente – Muito boa	Excelente – Muito boa	Excelente – Muito boa
3	5 – 5,5	1,43	3,26	3,21	0,045	0,014	Excelente – Muito boa	Excelente – Muito boa	Excelente – Muito boa
4	7 – 7,5	1,15	2,76	2,60	0,156	0,057	Regular - Pobre	Regular	Boa - Regular

2.3 Descrição dos aterros experimentais

A construção dos aterros experimentais teve início no dia 14 de Agosto de 2014, com a demarcação de suas respectivas áreas.

Após a demarcação das áreas, iniciou-se a cravação dos geodrenos na área destinada aos aterros experimentais (Figura 28). Os geodrenos foram instalados com espaçamento de 1,50 m (Figura 29), e sua cravação foi finalizada no dia 18 de Agosto de 2014.

No dia 20 de Agosto de 2014, foram instalados os instrumentos para monitorar o desenvolvimento dos recalques, deslocamentos horizontais e poropressões na área sem tratamento (Figura 30).

No dia 03/09/2014 realizou-se o enrijecimento do solo com CPR *Grouting* na área destinada ao aterro teste B. Nesta área, foram executadas verticais de bulbo de compressão com diâmetro de 1,20 m; dispersas em malha quadrada, com espaçamento entre colunas de 3,0 m. Nesta mesma data, iniciou-se a instalação dos instrumentos para monitorar o desenvolvimento do recalque, deslocamentos horizontais e poropressão no aterro enrijecido com CPR *Grouting*.

A execução ou elevação do aterro na área do aterro teste A (sem CPR *Grouting*) teve início no dia 13 de Setembro de 2014 e término no dia 15 de Setembro de 2014. Já a execução do aterro na área do aterro teste B (com CPR *Grouting*) ocorreu entre 16 e 19 de Setembro de 2014.

A Figura 31 ilustra o aterro teste finalizado e a Tabela 11 sumariza as etapas executivas, com suas respectivas datas.



Figura 28 – Cravação dos geodrenos na área do aterro teste.

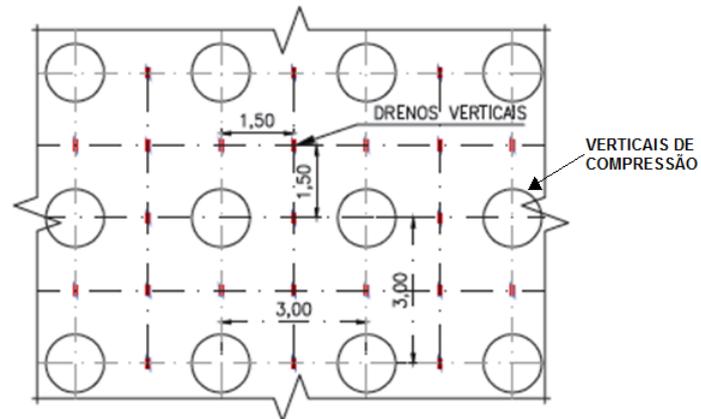


Figura 29 – Espaçamento entre geodrenos e verticais de compressão.



Figura 30 – Instalação dos instrumentos.



Figura 31 – Aterro teste finalizado, com os instrumentos instalados e sobrecarga aplicada.

Tabela 11 – Histórico de execução dos aterros.

Data	Etapa
14/08/2014	Demarcação das áreas
18/08/2014	Finalização da cravação dos drenos
20/08/2014	Instalação dos instrumentos na área sem CPR <i>Grouting</i>
03/09/2014	Enrijecimento do solo com CPR <i>Grouting</i> e instalação dos instrumentos na área tratada
13/09/2014 a 15/09/2014	Execução do aterro na área sem CPR <i>Grouting</i>
16/09/2014 a 19/09/2014	Execução do aterro na área com CPR <i>Grouting</i>

2.4 Recalques estimados para os aterros experimentais na fase de projeto

A estimativa dos recalques foi realizada pela teoria clássica, considerando os solos pré-adensados.

A Figura 32 apresenta o perfil geotécnico típico da região, sendo a camada de solo mole dividida em 4 sub-camadas, com espessuras de 2,0 m. Para camada de aterro, foi adotado peso específico igual a 20 kN/m^3 .

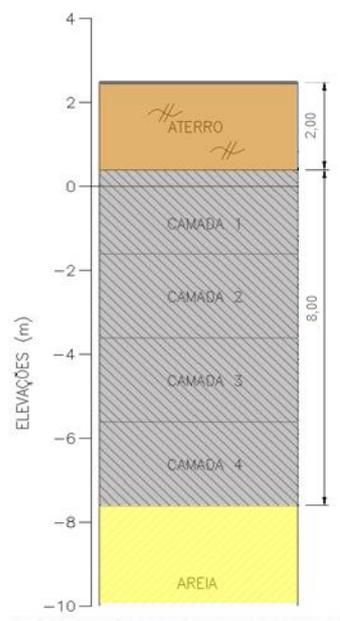


Figura 32 – Perfil geotécnico típico da região dos aterros experimentais.

A Tabela 12 apresenta os parâmetros obtidos nas camadas de argila, estabelecidos a partir das investigações geotécnicas de campo e de laboratório, descritos anteriormente. Cabe ressaltar que a amostra 1 não pôde ser qualificada, e que a amostra 4 apresentou qualidade regular, o que deixa dúvidas quanto aos parâmetros de compressibilidade obtidos para esta camada e, conseqüentemente, quanto aos recalques estimados.

Tabela 12 – Parâmetros da argila mole (Ensaio de Laboratório).

	Camada 1	Camada 2	Camada 3	Camada 4
Espessura de argila (m)	2,00	2,00	2,00	2,00
γ_{nat} (kN/m ³)	9,81	12,81	13,09	12,71
e_o	15,61	3,70	3,26	2,76
C_c	7,72	0,69	0,69	1,15
C_s	0,70	0,09	0,09	0,13
c_v (m ² /dia)	$2,59 \times 10^{-3}$	$1,73 \times 10^{-3}$	$6,91 \times 10^{-3}$	$2,59 \times 10^{-3}$
OCR	6,00	2,63	1,43	1,15

O recalque final estimado foi da ordem de 1,65 m, com um tempo para que se atinja 90% do adensamento, de cerca de aproximadamente 10,7 anos. Na estimativa do tempo, considerou-se um valor médio de c_v igual a $3,455 \times 10^{-3}$ m²/dia.

Chavão (2015) reavaliou os parâmetros geotécnicos das camadas 1 e 4 a partir de retroanálises com os dados da instrumentação. A autora propõem os parâmetros listados na Tabela 13. Com estes parâmetros, o recalque final seria da ordem de 60,0 cm, que se aproxima das previsões realizadas pelo método de Asaoka (com valor de 51,2 cm).

Tabela 13 – Parâmetros reavaliados por Chavão (2015).

	Camada 1	Camada 2	Camada 3	Camada 4
Espessura de argila (m)	2,00	2,00	2,00	2,00
γ_{nat} (kN/m ³)	12,81	12,81	13,09	13,09
e_o	5,00	3,70	3,26	2,50
C_c	1,00	0,69	0,69	0,69
C_s	0,09	0,09	0,09	0,09
c_v (m ² /dia)	$1,73 \times 10^{-3}$	$1,73 \times 10^{-3}$	$6,91 \times 10^{-3}$	$6,91 \times 10^{-3}$
OCR	2,63	2,63	1,43	1,43

O enrijecimento de solo mole com a técnica CPR *Grouting* promove uma redução significativa dos recalques previstos quando comparado com solo sem aplicação da técnica. O fator de redução de recalque imposto pelo enrijecimento do solo com CPR *Grouting* pode ser determinado através da solução analítica proposta por Balaam e Booker (1981).

Para o desenvolvimento desta solução, são necessários os seguintes dados de entrada:

- a) Fator de redução de recalque β , definido em projeto;
- b) Diâmetro da vertical de CPR *Grouting*;
- c) Parâmetros elásticos da vertical e do solo (coeficiente de Poisson e módulo de Young).

No projeto do empreendimento em questão, deseja-se uma redução do recalque na ordem de 90%. Desta forma, adotou-se um fator de redução de recalque (β) de projeto igual 10. Considerando este valor, após o tratamento do solo, o recalque máximo esperado é de 0,165 m.

Para o cálculo do diâmetro das colunas e do espaçamento entre elas, utilizou-se os dados de entrada apresentados na Tabela 14. A Figura 33 e a Figura 34 apresentam os resultados obtidos a partir das equações:

$$a_c = \frac{A_c}{A} = c \frac{d^2}{s^2} \quad (43)$$

$$\lambda_c = E_{oed,c} - 2G_c \quad (44)$$

$$\lambda_s = E_{oed,c} - 2G_s \quad (45)$$

$$F = \frac{(1 - a_c)(\lambda_c - \lambda_s)}{2[a_c(\lambda_c + G_s - \lambda_s - G_c) + \lambda_c + G_c + G_s]} \quad (46)$$

$$n = \frac{E_{oed,c} - 2(\lambda_c - \lambda_s)F}{E_{oed,s}} \quad (47)$$

$$\beta = 1 + a_c(n - 1) \quad (48)$$

onde:

A_c = área da vertical de CPR *Grouting*;

A = área de solo ao redor da vertical de CPR *Grouting*;

$c = \pi/4$ (malha quadrada) ou $\pi/(2\sqrt{3})$ (malha triangular);

$E_{oed,c}$ = módulo de elasticidade da vertical de CPR *Grouting*;

$E_{oed,s}$ = módulo de elasticidade do solo;

G_c = módulo cisalhante da vertical de CPR *Grouting*;

G_s = módulo cisalhante do solo;

λ_c = constante de Lamé da vertical de CPR *Grouting*;

λ_s = constante de Lamé do solo.

Tabela 14 – Dados das verticais de CPR *Grouting* e do solo (Chavão, 2015).

Dados de entrada	Coluna	Solo
Módulo de Young [kPa]	245.000	2.000
Coefficiente de Poisson [ν]	0,35	0,33
Beta de projeto β	10,0	

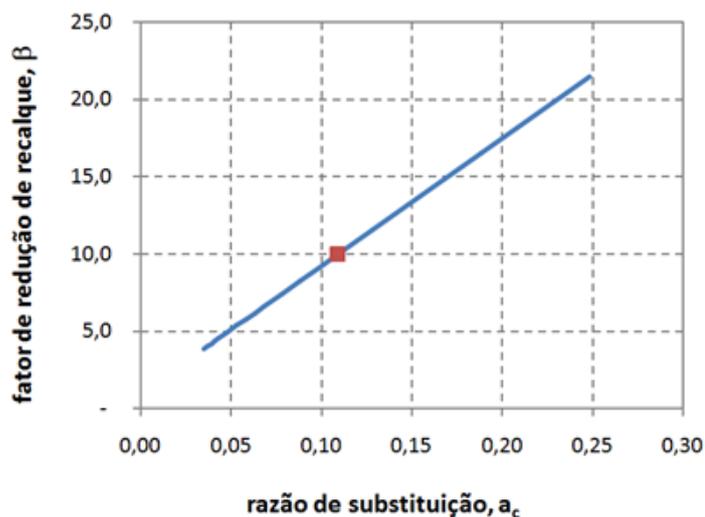


Figura 33 – Obtenção do diâmetro das verticais de CPR *Grouting*.

Fonte: Chavão, 2015.

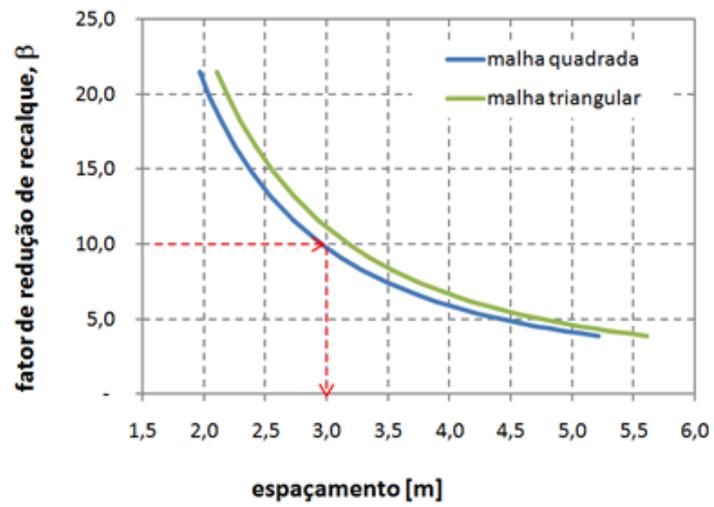


Figura 34 – Obtenção do espaçamento entre verticais de CPR *Grouting*.

Fonte: Chavão, 2015.

3 INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO

O objetivo da instrumentação de campo é permitir o monitoramento do desempenho do solo compressível no decorrer do tempo, de forma a verificar se as premissas adotadas em projeto são representativas.

Segundo Almeida e Marques (2010), os principais objetivos do monitoramento de aterros sobre solos moles são: auxiliar o planejamento da obra (principalmente no que concerne à sua segurança nas fases de carregamento e descarregamento) e garantir a integridade das obras vizinhas.

As informações obtidas a partir da instrumentação de campo permitem verificar se as previsões de projeto e os parâmetros adotados estão compatíveis com as observações de campo; além de permitirem também uma previsão da evolução dos recalques, do processo de dissipação da poropressão, do ganho de resistência do solo de fundação com o tempo, e da consequente estabilidade dos aterros.

A eficácia de um programa de instrumentação de campo está diretamente relacionada com os cuidados durante a instalação dos instrumentos e com o constante acompanhamento das leituras, permitindo uma rápida detecção de eventuais problemas com a instrumentação. Dunicliff (1998) apresenta com detalhe diversos tipos de instrumentação geotécnica e as recomendações para sua utilização.

Os aterros experimentais do presente trabalho, foram monitorados com os seguintes instrumentos:

- Placas de recalque, aranhas magnéticas e perfilômetros, para monitoramento de deslocamentos verticais;
- Piezômetros, para monitoramento das poropressões;
- Inclinômetros, para monitoramento dos deslocamentos horizontais.

A Figura 35 e a Figura 36 apresentam, respectivamente, as plantas de locação dos instrumentos do aterro teste sem CPR *Grouting* e do aterro teste enrijecido com CPR *Grouting*.

Os itens subsequentes apresentam os instrumentos instalados nos aterros experimentais do presente trabalho, bem como os resultados da instrumentação.

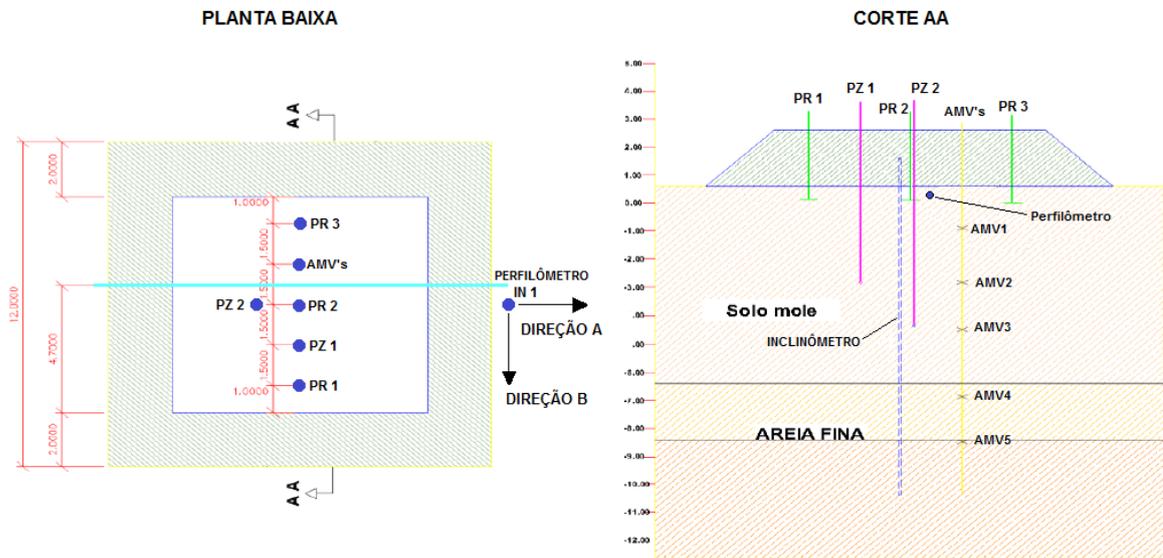


Figura 35 – Localização dos instrumentos no aterro teste A (sem CPR Grouting).

Fonte: Chavão, 2015.

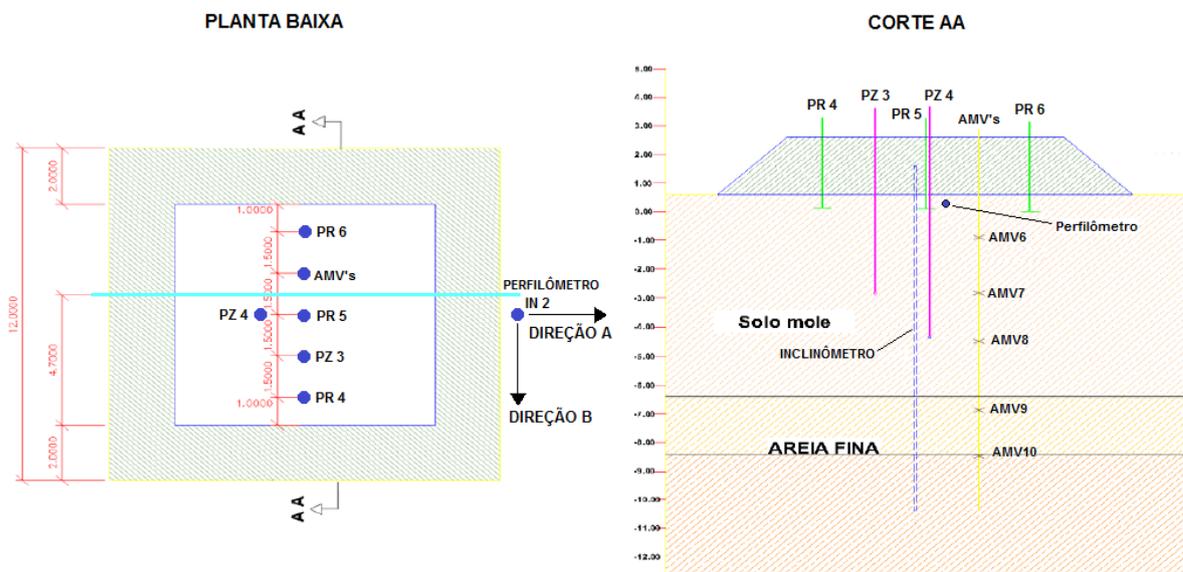


Figura 36 – Localização dos instrumentos no aterro teste B (com CPR Grouting).

Fonte: Chavão, 2015.

3.1 Placa de recalque

A placa de recalque é um instrumento comumente utilizado para o monitoramento de aterros sobre solos moles, permitindo a observação dos deslocamentos verticais do solo de fundação. Tal instrumento é composto por uma placa metálica quadrada com dimensões 0,50 m x 0,50 m (ou 1,0 m x 1,0 m) e espessura aproximada de 3 mm, solidarizada a uma haste central.

A instalação da placa de recalque é realizada antes das etapas de lançamento dos aterros, na superfície do solo mole, com sua haste visível na superfície do aterro. Ao longo do monitoramento são acopladas novas hastes às existentes, à medida que se faz o alteamento do aterro. Os instrumentos devem ser protegidos contra eventuais danos que possam ocorrer durante as etapas de lançamento dos aterros, bem como durante a vida útil.

O monitoramento das placas é realizado topograficamente, com o auxílio de uma referência inicial indeslocável. Através das leituras e análises dos dados fornecidos pelas placas, é possível avaliar o processo de adensamento dos aterros ao longo do tempo. A Figura 37 apresenta detalhes da instalação das placas de recalque.



(a) Locação das placas de recalque.



(b) Placa de recalque instalada.

Figura 37 – Instalação das placas de recalque.

A Figura 38 apresenta os resultados fornecidos pelas placas de recalque PR1, PR2 e PR3, instaladas no aterro teste A (sem CPR *Grouting*), dispostas conforme planta de locação dos instrumentos (Figura 35). As placas de recalque

foram monitoradas no período de 20/08/2014 a 15/01/2014. Durante os 148 dias de monitoramento, os recalques acumulados foram: PR1 = 49,30 cm, PR2 = 49,70 cm e PR3 = 48,50 cm.

Os resultados mostram que as curvas de recalques apresentam tendência à estabilização. Chavão (2015) comprovou esta tendência pelo método de Asaoka, obtendo os seguintes recalques finais para as placas: PR1 = 51,2 cm, PR2 = 52,2 cm e PR3 = 50,3 cm.

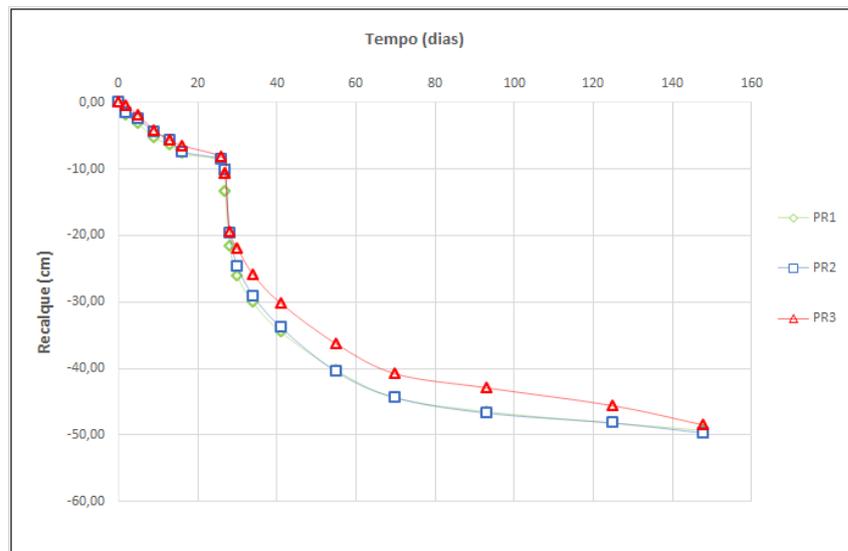


Figura 38 – Recalques medidos pelas placas de recalque: Aterro teste A.

Fonte: Chavão, 2015.

A Figura 39 apresenta os resultados fornecidos pelas placas de recalque PR3, PR4 e PR5, instaladas no aterro teste B (com CPR *Grouting*), dispostas conforme planta de locação dos instrumentos (Figura 36). As placas de recalque foram monitoradas no período de 05/09/2014 a 15/01/2015. Durante os 132 dias de monitoramento, os recalques acumulados medidos foram: PR4 = 14,60 cm, PR5 = 15,70 cm e PR6 = 14,90 cm.

Os resultados apresentados indicam uniformidade nos valores de recalques obtidos pelas placas, pois a maior diferença entre eles foi de 1,1 cm. A Figura 39 indica que os recalques estão praticamente estabilizados, o que foi comprovado por Chavão (2015) através da previsão dos recalques finais utilizando o método de Asaoka, obtendo para as placas de recalques os seguintes valores: PR3 = 15,6 cm, PR4 = 17,2 cm e PR5 = 16,4 cm.

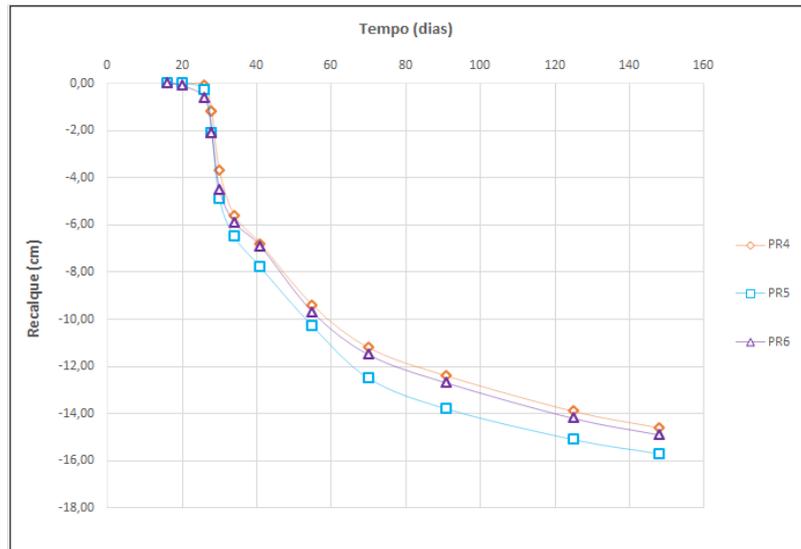


Figura 39 – Recalque medidos pelas placas de recalque: Aterro teste B.

Fonte: Chavão, 2015.

3.2 Aranha magnética ou Extensômetro magnético vertical

As aranhas magnéticas ou extensômetros magnéticos são instrumentos que fornecem medidas de recalques em profundidades associadas a subcamadas do perfil geotécnico, com características geotécnicas distintas.

Sua instalação consiste inicialmente na introdução de um tubo guia ao longo da camada de solo mole, geralmente em um furo de sondagem executado anteriormente, até sua ancoragem em uma referência indeslocável. Em seguida, os extensômetros são instalados no entorno do tubo e ancorados no solo do entorno, de forma a permitir seu deslocamento junto com o solo. A Figura 40 apresenta detalhes da instalação das aranhas magnéticas.

Os deslocamentos verticais são medidos através de uma sonda introduzida no interior do tubo guia. A sonda é acoplada a uma trena graduada com um dispositivo na ponta que emite um sinal sonoro ao passar pela aranha, permitindo que a leitura seja realizada de forma imediata.

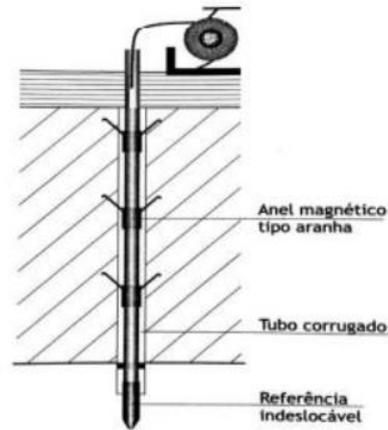


Figura 40 – Detalhe da instalação da aranha magnética.

Fonte: Almeida e Marques, 2010.

Em cada aterro experimental, foram instalados 5 aranhas magnéticas (AMV) em profundidades distintas ao longo da camada de solo mole. A Figura 41 apresenta detalhes da instrumentação.



(a) Instalação da aranha magnética.



(b) Leitura dos recalques.

Figura 41 – Instalação das aranhas magnéticas.

No aterro teste A (sem CPR *Grouting*), o monitoramento das aranhas magnéticas verticais ocorreu no período de 10/09/2014 a 15/01/2015. A Tabela 15 apresenta as cotas das 5 aranhas magnéticas instalados no aterro teste A. É importante ressaltar que a cota de assentamento do aterro é +0,60 m.

Tabela 15 – Cotas de instalação das aranhas magnéticas: Aterro teste A.

Aranha Magnética	Cota (m)
AMV1	-0,90
AMV2	-2,80
AMV3	-4,50
AMV4	-6,80
AMV5	-8,50

A Figura 42 mostra que, em 127 dias de monitoramento no aterro teste A, apenas a aranha magnética AMV1 forneceu deslocamentos verticais significativos, da ordem de 26 cm. Os deslocamentos apresentados nesta figura são relativos às cotas de assentamento das aranhas magnéticas listadas na Tabela 15.

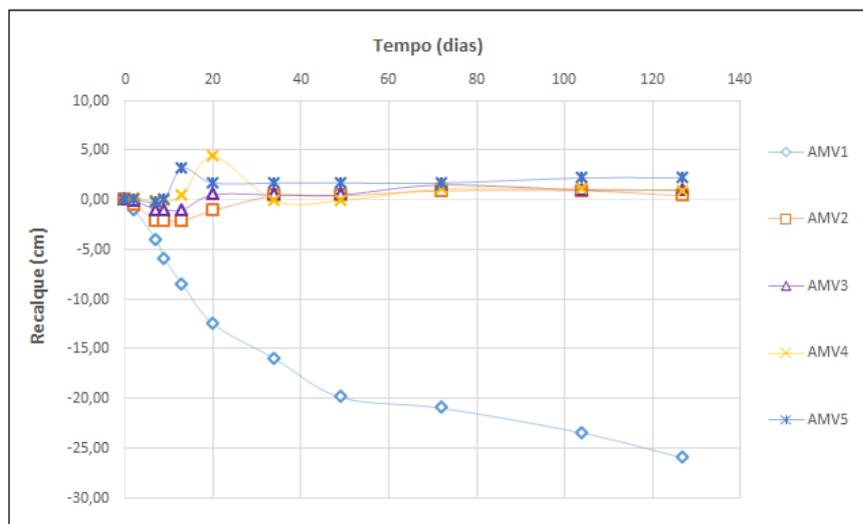


Figura 42 – Recalques medidos pelas aranhas magnéticas: Aterro teste A.

Fonte: Chavão, 2015.

No aterro teste B (com CPR *Grouting*), o monitoramento das aranhas magnéticas ocorreu no período de 12/09/14 a 15/01/15. A Tabela 16 apresenta as cotas de instalação das aranhas magnéticas instaladas no aterro teste B. É importante ressaltar que a cota de assentamento do aterro é +1,25 m.

Tabela 16 – Cotas de instalação das aranhas magnéticas: Aterro com CPR Grouting.

Aranha Magnética	Cota (m)
AMV6	-0,60
AMV7	-2,40
AMV8	-4,70
AMV9	-4,80
AMV10	-6,50

A Figura 43 apresenta a evolução dos recalques fornecida pelas aranhas instaladas no aterro teste B. Ao longo dos 125 dias de monitoramento no aterro, apenas a AMV6 forneceu deslocamento verticais significativos, da ordem de 5,50 cm. Os deslocamentos apresentados nesta figura são relativos às cotas de assentamento das aranhas magnéticas listadas na Tabela 16.

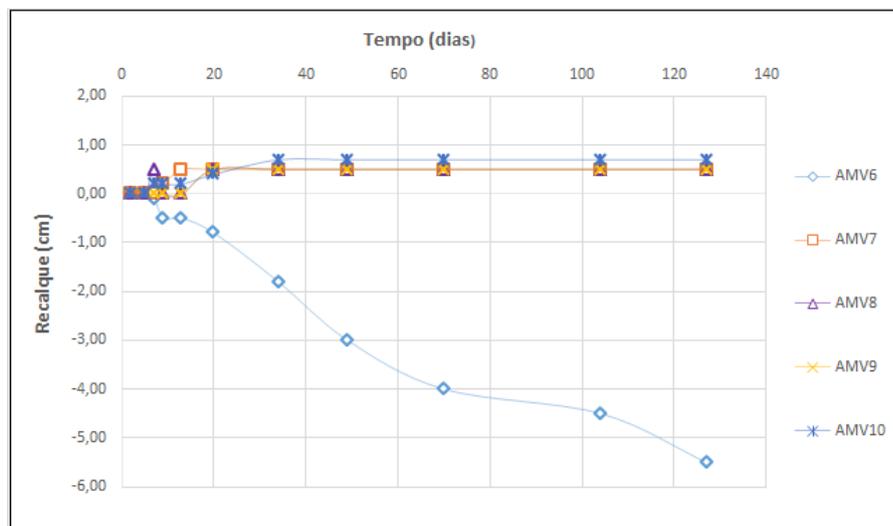


Figura 43 – Recalques medidos pelas aranhas magnéticas: Aterro teste B.

Fonte: Chavão, 2015.

As leituras das aranhas magnéticas apresentaram discrepância com relação às leituras dos demais instrumentos. Os deslocamentos horizontais significativos registrados nas áreas do aterros testes podem ter influenciado nas leituras das aranhas instaladas em camadas mais profundas, pois observa-se que apenas as aranhas magnéticas instaladas próximas à cota de assentamento dos aterros (AMV1 e AMV2) apresentaram leituras significativas.

3.3 Perfilômetro

Os perfilômetros são instrumentos de campo utilizados para monitoramento dos deslocamentos verticais na base de um aterro.

Sua instalação é composta pela introdução de um tubo (geralmente PVC) na base do aterro, onde é introduzido um torpedo que mede os deslocamentos verticais. A Figura 44 apresenta detalhes da instalação.

Sua principal vantagem em comparação com a placa de recalque, que fornece recalques pontuais, está no fato de permitir a obtenção de um perfil de recalque contínuo ao longo da base.

Os perfilômetros foram instalados conforme posicionamento e cota de assentamento apresentados nas plantas de locação dos aterro (Figura 35 e Figura 36). As figuras Figura 45 e Figura 46 apresentam detalhes da instrumentação.

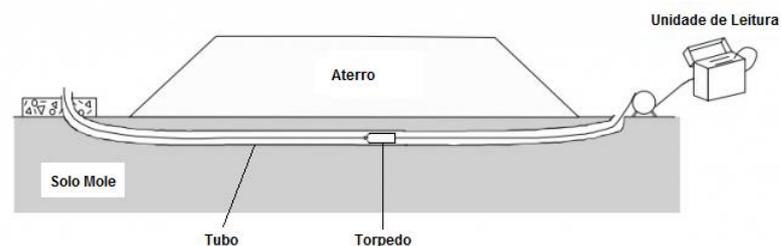


Figura 44 – Instalação do perfilômetro.

Fonte: COMMETRO ENGENHARIA.



Figura 45 – Instalação do tubo na base do aterro.



(a) Introdução da sonda no tubo.



(b) Leituras.

Figura 46 – Realização das leituras do perfilômetro.

No aterro teste A (sem CPR *Grouting*), o monitoramento do perfilômetro ocorreu no período de 22/08/14 a 21/11/14. Os limites do aterro são dos pontos 3 ao 15. Um grande lançamento de aterro, próximo ao aterro teste A, impossibilitou o acesso para a coleta de dados do perfilômetro e o monitoramento foi finalizado com 91 dias. Os resultados apresentados na Figura 47 mostram que, em 91 dias de monitoramento, o maior deslocamento vertical ocorreu no centro do aterro, e foi da ordem de 46,30 cm.

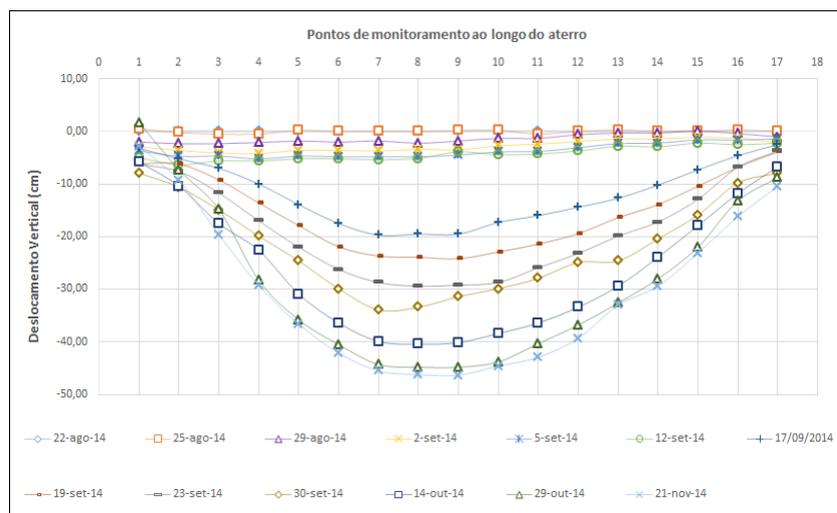


Figura 47 – Leituras do perfilômetro: Aterro teste A.

Fonte: Chavão, 2015.

No aterro teste B (com CPR *Grouting*), o monitoramento do perfilômetro ocorreu no período de 15/09/2014 a 23/12/2014. Os limites do aterro são dos pontos 3 ao 15. Ao longo dos 99 dias de monitoramento, observa-se, de acordo com a Figura 48, que os deslocamentos verticais apresentam-se com certa uniformidade ao longo dos pontos do aterro, com seu valor máximo de 16,80 cm junto à extremidade direita do mesmo. Não foram relatados a ocorrência de fatores externos, tampouco problemas durante a execução das verticais de CPR *Grouting*, que possam justificar o máximo deslocamento junto à extremidade direita do aterro, já que os demais pontos ao longo da base apresentaram deslocamentos uniformes.

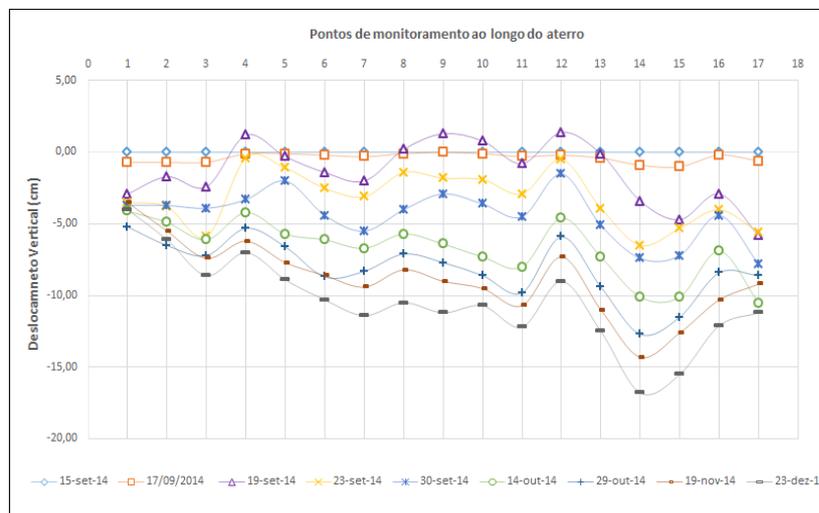


Figura 48 – Leituras do perfilômetro: Aterro teste B.

Fonte: Chavão, 2015.

3.4 Piezômetro

Piezômetros são instrumentos utilizados para a leitura das poropressões, em profundidade, ao longo do perfil do solo. Dentre os mais variados tipos de piezômetros existentes, utilizou-se o piezômetro elétrico de corda vibrante. Foram instalados dois piezômetros em cada um dos aterros experimentais, locados conforme a Figura 35 e a Figura 36. O piezômetro elétrico de corda vibrante apresenta respostas mais rápidas a variações de poropressão, além de permitir

medidas de poropressão negativas. A leitura é realizada através de uma unidade portátil. A partir de uma equação de calibração, transforma-se a grandeza medida (frequência) em pressão. Os piezômetros elétricos de corda vibrante possuem como desvantagens a vida útil limitada e a alteração dos parâmetros de calibração que ocorrem ao longo do tempo. O fato do instrumento ser instalado no maciço, impede sua calibração periodicamente, o que pode ocasionar a perda de precisão nas leituras.

Para a instalação do instrumento, inicialmente realiza-se um pré-furo e em seguida é inserida uma camisa metálica com as extremidades abertas no interior do tubo, permitindo o fluxo da água no interior do mesmo, até que se estabeleça um nível constante. A seguir, o piezômetro é cravado através de uma haste metálica até a profundidade de monitoramento. No aterro teste B (com CPR *Grouting*), os piezômetros foram instalados entre os drenos e as verticais de CPR *Grouting*. A Figura 49 apresenta detalhes da instalação do piezômetro.



(a) Realização do pré-furo.



(b) Introdução do piezômetro.



(c) Leituras dos piezômetros.

Figura 49 – Instalação e leitura dos piezômetros.

No aterro teste A (sem CPR *Grouting*), foram instalados dois piezômetros: PZ1 (na cota -2,40 m) e PZ2 (na cota -4,10 m), com nível d'água na cota -0,70 m. O monitoramento dos piezômetros ocorreu no período de 20/08/14 a 15/01/15, totalizando 148 dias de monitoramento. A construção do aterro teste teve início no dia 13/09/14 (24º dia de monitoramento) e foi finalizada no dia 16/09/14 (27º dia de monitoramento). Observa-se que o piezômetro PZ1 obteve a máxima poropressão no período da construção do aterro, com o valor de 26,94 kPa (Figura 50). O PZ2, apresentado na Figura 51, também obteve sua máxima poropressão registrada no período de construção do aterro, com valor de 43,77 kPa. Em ambos os piezômetros, o excesso de poropressão foi dissipando com o tempo, tendendo a se aproximar da pressão hidrostática. No PZ1 e PZ2 a pressão hidrostática apresenta, respectivamente, os valores de 17 kPa e 34 kPa. Nota-se também que, tanto em PZ1 quanto em PZ2, houve um acréscimo de poropressão ao final do monitoramento, provavelmente provocado pelo lançamento de um aterro de grandes proporções (com altura aproximada de 7,0 m) muito próximo ao aterro sem tratamento, como mostra a Figura 52.

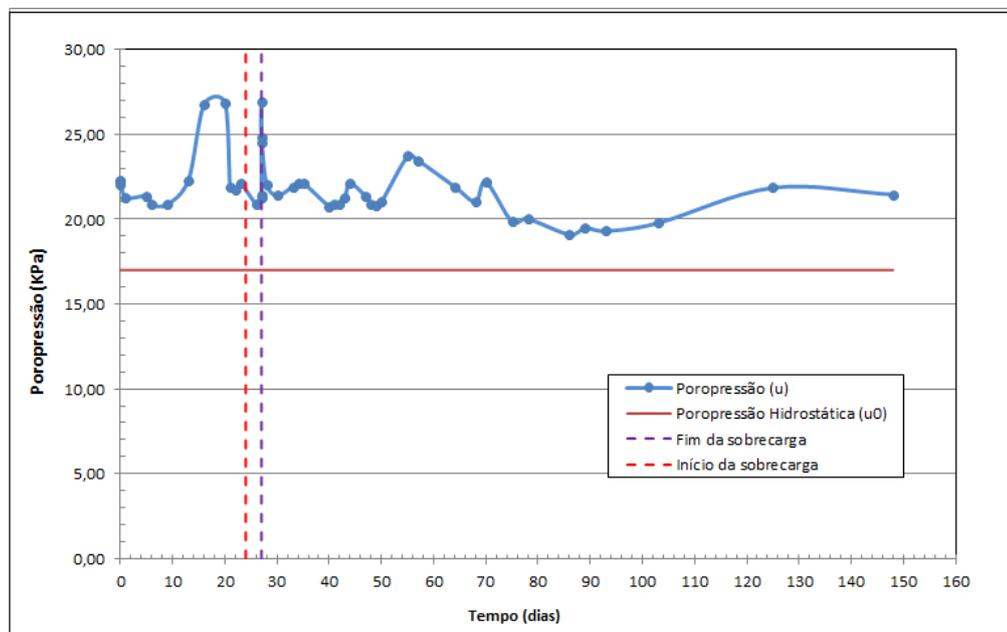


Figura 50 – Leituras da poropressão no PZ1: Aterro teste A.

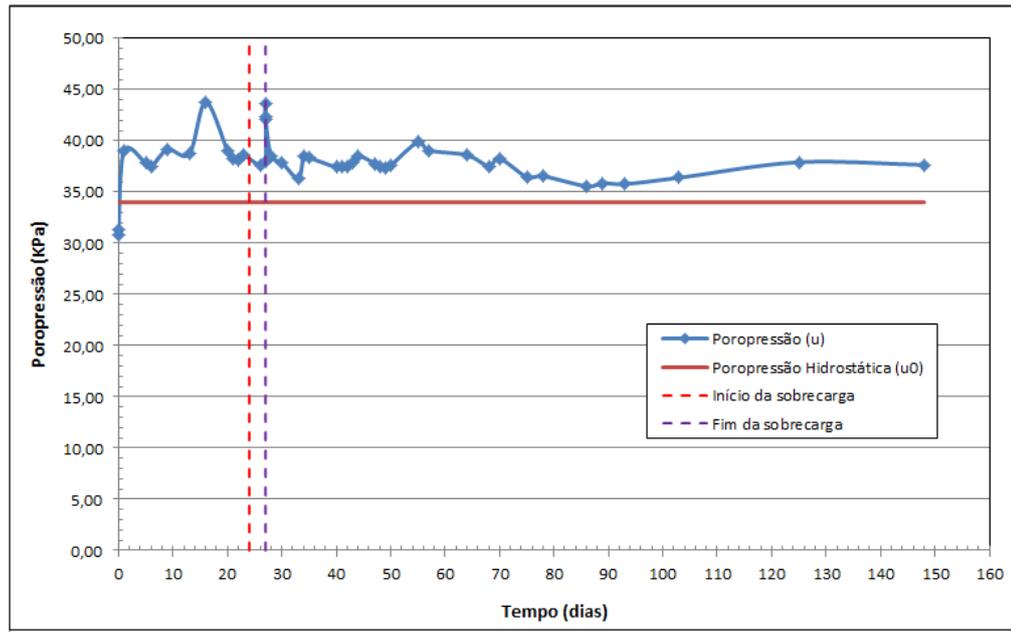


Figura 51 – Leituras da poropressão no PZ2: Aterro teste A.



Figura 52 – Material de descarte depositado próximo ao aterro teste A.

Fonte: Chavão, 2015.

No aterro teste B (com CPR *Grouting*), também foram instalados dois piezômetros: PZ3 (na cota -1,12 m) e PZ4 (na cota -3,80m), com nível d'água na cota +0,70 m. O monitoramento dos piezômetros ocorreu do período de 08/09/14 a 15/01/15, totalizando 129 dias de monitoramento. A construção do aterro teste teve início no dia 16/09/14 (8º dia de monitoramento) e foi finalizada no dia 19/09/14 (11º dia de monitoramento). Observa-se, a partir da Figura 53, que o PZ3 obteve a maior

poropressão registrada no período da construção do aterro, com valor de 27,29 kPa, e que ao longo do monitoramento seu valor foi diminuindo, ficando ligeiramente abaixo do valor da pressão hidrostática (18,20 kPa). O piezômetro PZ4 também obteve sua máxima poropressão registrada no período de construção do aterro, com valor de 57,32 kPa (Figura 54). No entanto, os valores de poropressão foram diminuindo ao longo do tempo, ficando acima da pressão hidrostática (45 kPa).

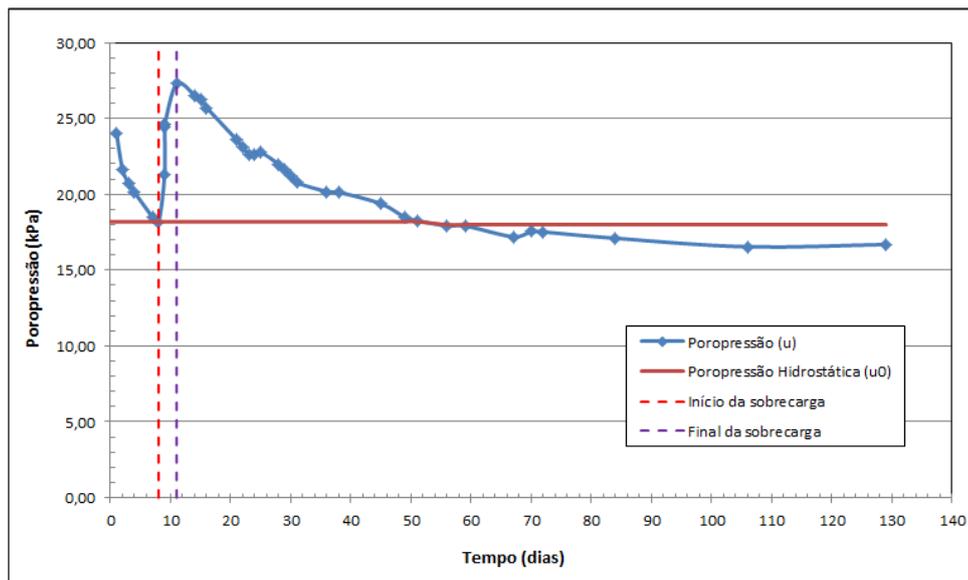


Figura 53 – Leituras da poropressão no PZ3: Aterro teste B.

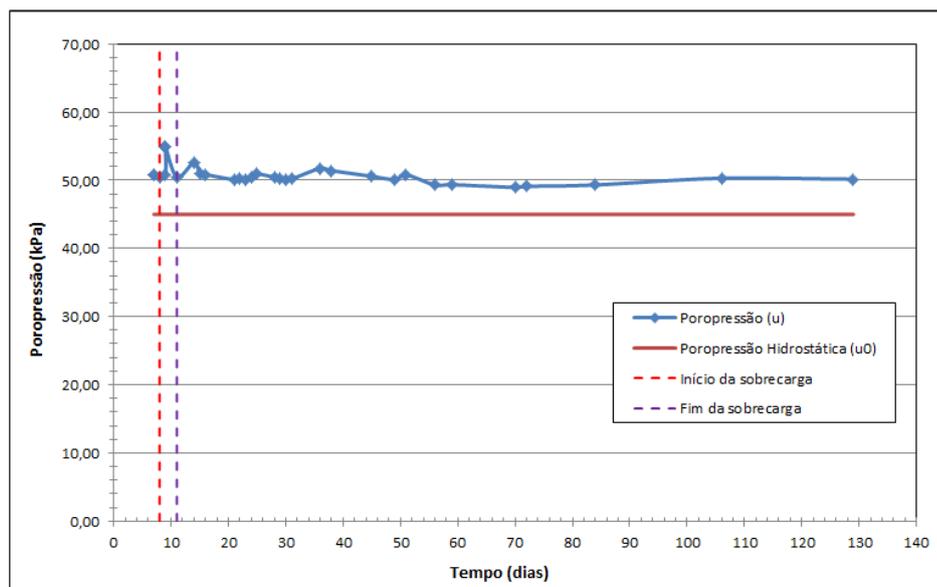


Figura 54 – Leituras da poropressão no PZ4: Aterro teste B.

3.5 Inclínômetro

O inclinômetro é um instrumento utilizado para medir os deslocamentos horizontais ao longo de uma vertical, por meio da medida do desvio de um tubo com relação à vertical (Almeida e Marques, 2010). É composto por um tubo guia, instalado no solo até uma profundidade indeslocável. O tubo-guia pode ser metálico ou em PVC, e possui 4 ranhuras diametralmente opostas (nas posições 0° , 90° , 180° e 270°) que são utilizadas como guias da sonda (ou torpedo) que é introduzida no interior do tubo para a realização das leituras. A sonda é dotada de rodas retráteis que garantem seu alinhamento durante a passagem no interior do tubo.

No caso de aterro sobre solos moles, o tubo-guia deve ser instalado de forma que as ranhuras sejam perpendiculares ao pé do aterro, garantindo que os maiores deslocamentos sejam lidos nesta direção. Ainda assim, é recomendável que as leituras sejam realizadas na outra direção e, caso necessário, deve ser calculada a resultante vetorial do deslocamento das duas direções (Almeida e Marques, 2010).

As leituras são realizadas com o torpedo a cada 0,5 m, a partir do fundo do tubo-guia até a superfície do terreno. Os valores são computados e armazenados em um equipamento de unidade de leitura digital a cada subida do torpedo. As figuras Figura 56 a Figura 56 apresentam detalhes da instrumentação.

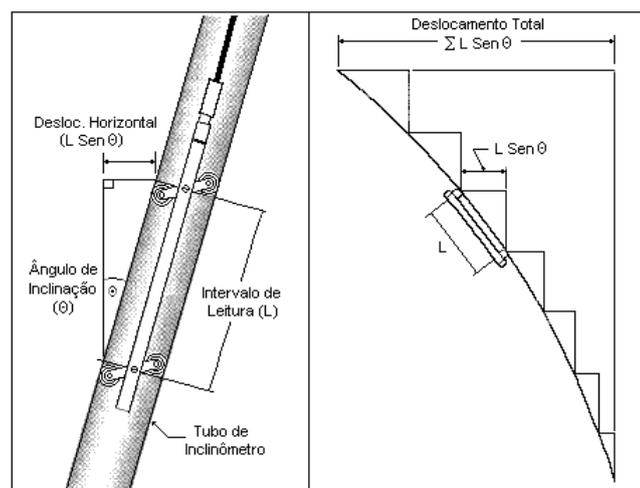


Figura 55 – Cálculo dos deslocamentos horizontais.

Fonte: Universidade Federal da Bahia, 2016.



(a) Instalação do tubo guia.



(b) Introdução da sonda.



(c) Realização das leituras.

Figura 56 – Instalação e leituras do inclinômetro.

No aterro teste A (sem CPR *Grouting*), foi instalado o inclinômetro IN-1. O monitoramento do inclinômetro ocorreu no período de 05/09/14 a 19/01/15, totalizando 136 dias de monitoramento. É importante salientar que no final da instrumentação ocorreu um grande lançamento de material de aterro, proveniente das escavações realizadas no terreno da construtora, muito próximo ao aterro sem tratamento (conforme apresentado na Figura 52). Tal fato sensibilizou as leituras subsequentes realizadas com o inclinômetro instalado no aterro experimental. A partir da Figura 57, observa-se que as leituras realizadas na direção A (indicada na Figura 35) fornecem um deslocamento horizontal máximo positivo de 12,30 cm na profundidade de 3,50 m abaixo da cota de assentamento do aterro e um deslocamento horizontal máximo negativo de 11,37 cm na profundidade de 1,0 m abaixo da cota de assentamento do aterro, provocado pelo lançamento de material

próximo ao aterro experimental. Na direção B (indicado na Figura 35), observa-se que as leituras no inclinômetro forneceram um deslocamento horizontal máximo negativo de 6,05 cm na profundidade de 3,0 m abaixo da cota de assentamento do aterro, e um deslocamento horizontal máximo positivo de 5,77 cm na profundidade de 3,50 m abaixo da cota de assentamento do aterro, provocado pelo lançamento de material próximo ao aterro experimental.

O lançamento do aterro de grandes proporções, próximo ao aterro teste A, ocorreu no dia 29/10/14. Observa-se que a partir desta data, as leituras obtidas pelo inclinômetro no aterro teste A (sem CPR *Grouting*) foram afetadas. Os deslocamentos horizontais em ambas as direções (A e B) mudaram de comportamento e sentido logo após o lançamento do aterro de grandes proporções.

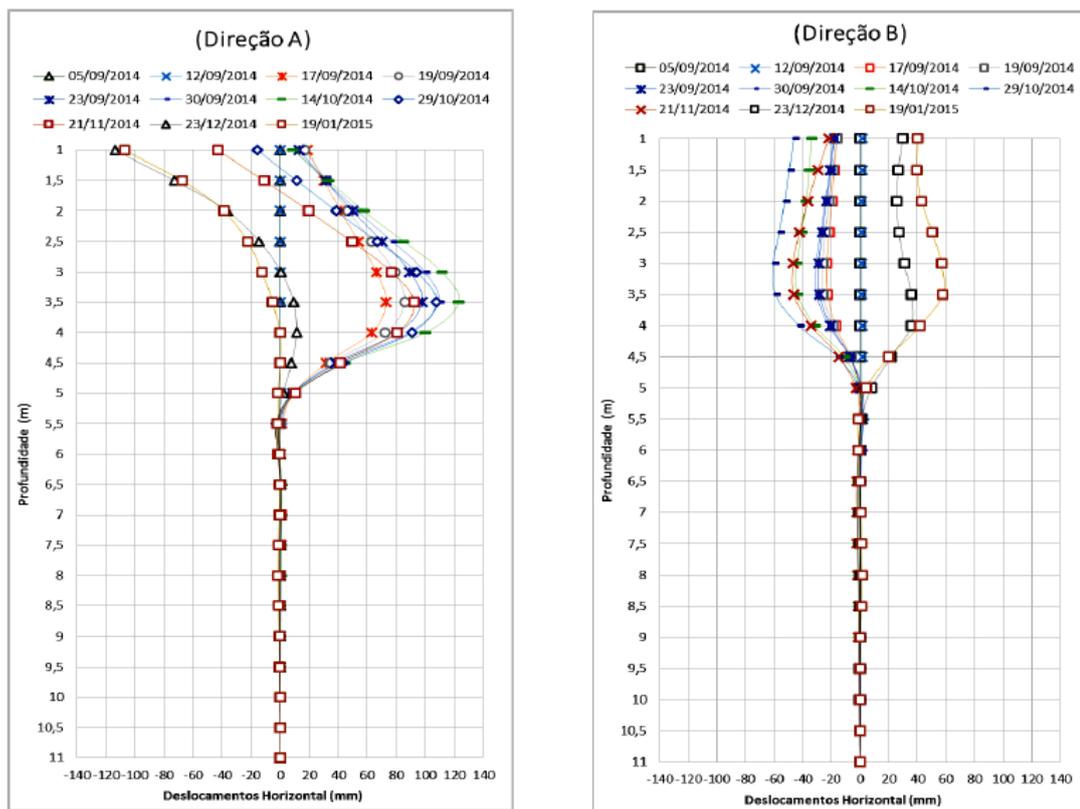


Figura 57 – Resultado das leituras no IN 1 nas direções A e B: Aterro sem CPR *Grouting*.

Fonte: Chavão, 2015.

No aterro enrijecido com CPR *Grouting*, foi instalado o inclinômetro IN-2. O monitoramento do inclinômetro ocorreu no período de 12/09/14 a 23/12/14, totalizando 102 dias. Os resultados apresentados na Figura 58 mostram que as

leituras realizadas na direção A (indicada na Figura 36) fornecem um deslocamento horizontal máximo positivo de 1,84 cm na profundidade de 1,0 m abaixo da cota de assentamento do aterro. Na direção B (indicada na Figura 36), observa-se que as leituras no inclinômetro foram praticamente nulas, fornecendo um deslocamento horizontal máximo negativo de 0,23 cm na profundidade de 4,50 m abaixo da cota de assentamento do aterro.

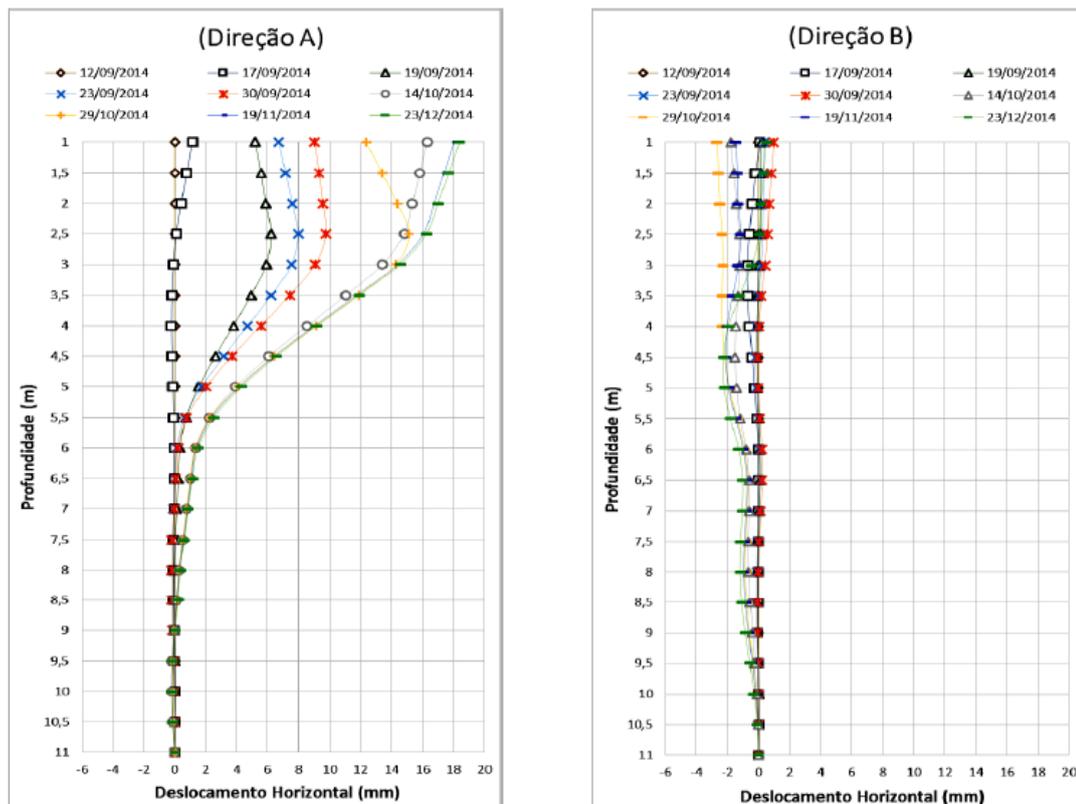


Figura 58 – Resultado das leituras no IN 2 nas direções A e B: Aterro com CPR Grouting

Chavão (2015) analisou o comportamento dos aterros testes A e B a partir dos resultados da instrumentação geotécnica. A partir das análises do comportamento do aterro teste A, observou-se que o valor médio dos deslocamentos verticais obtidos pelas placas de recalque (49,2 cm) e previstos pelo método de Asaoka (51,2 cm) foram inferiores aos estimados em projeto (1,65 m), conduzindo a um estudo da classificação da qualidade das 4 amostras utilizadas nos ensaios oedométricos. Após a reavaliação dos parâmetros, Chavão (2015) estimou para o aterro teste A (sem CPR Grouting) valor de recalque final na ordem de 74,6 cm, se aproximando das previsões obtidas pelo método de Asaoka.

Observou-se uma redução significativa dos deslocamentos verticais sobre o solo enrijecido com CPR *Grouting* (redução de 71%), bem como uma diminuição dos deslocamentos horizontais (redução de 83% na direção A e 96% na direção B). Ressalta-se que a técnica CPR *Grouting* permite uma aceleração expressiva dos recalques com a instalação dos geodrenos (Chavão, 2015).

4 ANÁLISE NUMÉRICA DOS ATERROS EXPERIMENTAIS

O presente capítulo apresenta a simulação numérica dos dois aterros experimentais. O objetivo consiste em estimar parâmetros de compressibilidade para o solo mole enrijecido com CPR *Grouting*.

A sequência construtiva dos aterros experimentais será reproduzida com o auxílio do programa computacional Plaxis, de elementos finitos. Os resultados das análises numéricas serão confrontados com as medições de campo.

A confiabilidade das análises numéricas e analíticas dependem de uma seleção de parâmetros geotécnicos adequados à região na qual se insere o empreendimento. Assim sendo, inicialmente realizou-se a análise numérica do aterro com drenos (aterro sem CPR *Grouting*) a fim de se obter resultados os mais próximos das condições reais observadas em campo. A partir da seleção destes parâmetros, analisou-se numericamente o aterro enrijecido com a técnica CPR *Grouting*, de modo a obter parâmetros de deformabilidade representativos do solo enrijecido.

4.1 Programa PLAXIS

O *software* PLAXIS consiste em um programa que utiliza o Métodos de Elementos Finitos (MEF), desenvolvido para realização de análises de deformações e estabilidade de obras geotécnicas. As análises podem considerar a condição de deformação plana ou de axissimetria (Brinkgreve, 2002).

O programa Plaxis permite a simulação de carregamentos e descarregamentos em tempos pré-estabelecidos e também permite a introdução de períodos de adensamento. A malha de elementos finitos é gerada automaticamente pelo programa, optando-se por elementos triangulares formados por 6 ou 15 nós; podendo ser refinada globalmente, ou de forma localizada; em geral, malhas mais refinadas fornecem resultados mais acurados. De forma a reproduzir fielmente o processo construtivo, a rotina de cálculo pode ser dividida em etapas.

A estrutura computacional do programa PLAXIS é dividida em quatro sub-rotinas:

- a) INPUT: sub-rotina de entrada de dados, geometria, definição de parâmetros, e condições de contorno;
- b) CALCULATION: sub-rotina na qual são realizados os cálculos, a partir dos dados de entrada fornecidos na etapa anterior. Nesta fase, pode-se reproduzir o processo construtivo de campo, inserindo etapas construtivas, atualização das poropressões e da malha de elementos finitos.
- c) OUTPUT: sub-rotina na qual são expostos os resultados dos cálculos da fase anterior;
- d) CURVES: sub-rotina na qual pode-se obter gráficos (e tabelas) de deslocamentos, tensões ou poropressões ao longo do tempo, a partir de pontos pré-definidos na malha de elementos finitos.

Segundo Lima (2007), nas etapas de construção inseridas na sub-rotina CALCULATE, pode-se utilizar as opções de atualização das poropressões e da malha de elementos finitos. A atualização das poropressões é utilizada quando se deseja introduzir nas análises o efeito da submersão dos materiais, resultando, normalmente, em uma redução da tensão efetiva atuante nas camadas compressíveis. A atualização da malha de elementos finitos é recomendada em casos nos quais se prevê a ocorrência de grandes deformações (aterros convencionais sobre solos compressíveis), onde a matriz de rigidez é atualizada com base na geometria deformada da referida etapa.

4.2 Modelos constitutivos

O *software* dispõe de 6 modelos constitutivos para representação dos materiais envolvidos na análise numérica, sendo eles: *Linear Elastic*, *Mohr Coulumb*, *Hardening Soil*, *Soft Soil*, *Soft Soil Creep* e *Jointed Rock*. A qualidade da simulação numérica está diretamente relacionada com a adequada escolha do modelo constitutivo para representação dos materiais envolvidos na modelagem, pois tal escolha acarretará na adoção de diferentes parâmetros geotécnicos.

A seguir serão comentados, apenas, os modelos constitutivos utilizados nas modelagens dos aterros experimentais do presente trabalho, bem como os parâmetros necessários para sua realização.

- *Modelo Mohr Coulomb*

O modelo *Mohr-Coulomb* é um modelo elástico perfeitamente plástico, empregado para representar a ruptura por cisalhamento de solos e rochas (Ferreira, 2009).

Os materiais com estas características apresentam um comportamento linear elástico até atingirem um determinada tensão de escoamento, que se mantém constante com o acréscimo de deformações plásticas.

Nas simulações numéricas dos aterros experimentais, utilizou-se o modelo *Mohr Coulomb* para representação da camada drenante (localizada abaixo das camadas de solos compressíveis), para os aterros lançados em campo (aterro de conquista e aterro experimental), bem como a região da seção do depósito de solo mole sujeito ao enrijecimento com CPR *Grouting*.

A adoção do modelo nas simulações numéricas, requer a definição dos seguintes parâmetros: peso específico (γ), permeabilidade (k), parâmetros de resistência (ϕ' e c') e parâmetros de deformabilidade (E e ν).

Este modelo também foi utilizado para uma modelagem preliminar da camada de solo mole, de forma a buscar o valor de módulo de deformabilidade representativo da argila, e posteriormente, comparar com o módulo de deformabilidade do solo enrijecido com CPR *Grouting*.

- *Modelo Soft Soil*

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

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

Nas análises numéricas, o modelo *Soft Soil* foi adotado para a reprodução do comportamento do solo mole sem enrijecimento com CPR *Grouting*.

4.3 Parâmetros representativos

A seleção dos parâmetros geotécnicos para a região na qual se inserem os aterros experimentais foi baseada nas informações de campo, de laboratório, por retroanálises realizadas por Chavão (2015) e por valores de parâmetros anteriormente definidos por outros autores para a região do empreendimento (apresentados na Tabela 3).

No presente trabalho, os parâmetros geotécnicos obtidos através dos ensaios de campo e laboratório foram confrontados com os parâmetros reportados na literatura, de forma a estabelecer faixas de valores mais representativas para a argila mole da região dos aterros testes.

Nos ensaios de caracterização, executados em amostras extraídas do local de estudo, as camadas de argila mole apresentaram os parâmetros definidos conforme Tabela 12 do item 2.4. No item 2.1 do presente trabalho, foram apresentados os estudos de Nascimento (2009) e Crespo Neto (2004), que indicaram para o solo compressível da região valores de parâmetros conforme apresentado na Tabela 3. Chavão (2015) estimou para as camadas de argila mole valores de parâmetros, conforme apresentado na Tabela 13, ao reavaliar os parâmetros da argila mole da área dos aterros experimentais, reportando-se aos dados da literatura citados anteriormente. Desta forma, para as análises e simulações numéricas, optou-se pela adoção dos valores de parâmetros descritos por Chavão (2015), pois além de estarem na faixa de valores observados na literatura para a região, foram estimados com base em retroanálises dos resultados da instrumentação. A Tabela 17 reúne os parâmetros representativos dos solos, adotados nas análises numéricas, com a adoção do modelo *Soft Soil*. A Tabela 18 apresenta os parâmetros representativos do aterro e da camada de areia.

Tabela 17 – Parâmetros representativos da argila sem CPR Grouting: Modelo Soft Soil

Parâmetros	Argila mole			
	Camada 1	Camada 2	Camada 3	Camada 4
Espessura da camada (m)	2,0	2,0	2,0	2,0
γ_{sat} (kN/m ³)	12,81	12,81	13,09	13,09
k_h (m/dia)	$6,0 \times 10^{-4}$	$6,0 \times 10^{-4}$	$6,0 \times 10^{-4}$	$6,0 \times 10^{-4}$
k_v (m/dia)	$3,0 \times 10^{-4}$	$3,0 \times 10^{-4}$	$3,0 \times 10^{-4}$	$3,0 \times 10^{-4}$
C_c	1,0	0,69	0,69	0,69
C_s	0,09	0,09	0,09	0,09
e_o	5,0	3,70	3,26	2,50
ϕ' (°)	17	17	22	22
c'	1	1	20	20

Tabela 18 – Parâmetros representativos dos aterros e da camada de areia

Parâmetros	Aterro teste	Aterro conquista	Areia
Espessura da camada(m)	2,0	1,30	5,0
Modelo Constitutivo	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Comportamento do material	drenado	drenado	drenado
γ_{sat} (KN/m ³)	20,0	20,0	17,0
k_h (m/dia)	$1,0 \times 10^{-2}$	$1,0 \times 10^{-2}$	$1,0 \times 10^{-3}$
k_v (m/dia)	$1,0 \times 10^{-2}$	$1,0 \times 10^{-2}$	$1,0 \times 10^{-3}$
c' (KN/m ²)	3,0	3,0	20,0
ϕ' (°)	30	30	25
E (KN/m ²)	$3,0 \times 10^{+4}$	$3,0 \times 10^{+4}$	$5,0 \times 10^{+4}$
ν	0,33	0,33	0,35

Para a adoção do modelo Mohr Coulomb para representação da argila mole sem CPR *Grouting* e com CPR *Grouting*, faz-se necessária a estimativa do módulo de deformabilidade (E). Para tanto, foram considerados os resultados obtidos pelos ensaios pressiométricos, apresentados no item 2.2.2 do presente trabalho (Tabela 5).

Para determinação do módulo de deformabilidade (E), foi adotada a seguinte correlação:

$$E = \frac{E_{PMT}}{\alpha_p} \quad (49)$$

onde: E_{PMT} = módulo de deformabilidade pressiométrico;

α_p = parâmetro determinado pela Tabela 19.

Tabela 19 – Parâmetro α_p (Adaptado de Clarke, 1996)

Tipo de Solo	α_p
Argila sobreadensada	1,00
Argila normalmente adensada	0,67
Argila sub-adensada	0,50
Silte	0,50 a 0,67
Areia	0,33 a 0,50

Por se tratar de argilas sobreadensadas, a determinação do módulo de deformabilidade foi realizada a partir da expressão: $E = E_{PMT}$

A Figura 59 ilustra os valores de E fornecidos pelo pressiômetro para as camadas de solo mole sem enrijecimento e os valores adotados nas análises numéricas. A Tabela 20 reúne os parâmetros adotados para a argila mole sem tratamento no modelo Mohr Coulomb.

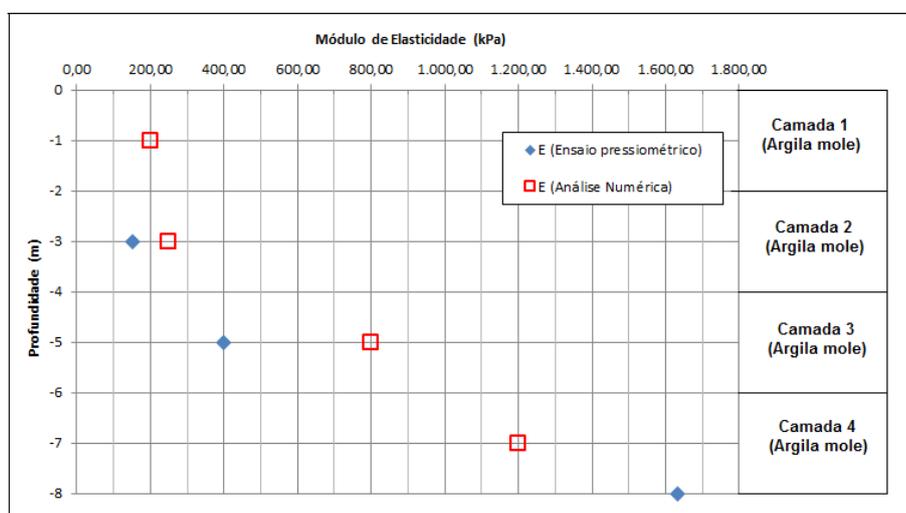


Figura 59 – Resultados dos Ensaios Pressiométricos: Argila sem CPR-Grouting

Tabela 20 – Parâmetros representativos da argila sem CPR Grouting: Modelo Mohr Coulomb

Parâmetros	Argila mole			
	Camada 1	Camada 2	Camada 3	Camada 4
Espessura da camada (m)	2,0	2,0	2,0	2,0
γ_{sat} (kN/m ³)	12,81	12,81	13,09	13,09
k_h (m/dia)	$6,0 \times 10^{-4}$	$6,0 \times 10^{-4}$	$6,0 \times 10^{-4}$	$6,0 \times 10^{-4}$
k_v (m/dia)	$3,0 \times 10^{-4}$	$3,0 \times 10^{-4}$	$3,0 \times 10^{-4}$	$3,0 \times 10^{-4}$
E (kPa)	200	250	800	1200
ϕ' (°)	17	17	22	22
c'	1	1	20	20
v	0,30	0,30	0,30	0,30

Nas análises numéricas, a camada de solo mole enrijecida com CPR *Grouting* foi representada pelo modelo Mohr Coulomb, por se tratar de um material com consistência média a rija, afastando-se do comportamento esperado de um material mole. Os parâmetros do solo enrijecido foram estimados a partir dos resultados dos ensaios pressiométricos, executados na área do aterro teste enrijecido com CPR *Grouting* (Tabela 5). Com base nos resultados, foi definido um valor de módulo de deformabilidade igual a 7.500 kPa para o solo enrijecido com CPR *Grouting*, constante com a profundidade, uma vez que se espera uma homogeneização do solo ao longo do tempo.

4.4 Análise numérica dos aterros testes

Como comentado anteriormente, o objetivo do presente trabalho consiste na determinação de parâmetros representativos do material compósito argila + verticais de CPR *Grouting*, principalmente no que diz respeito à deformabilidade. Cabe ressaltar que as análises consideraram o solo enrijecido como um único material, uma vez que se espera que a camada enrijecida apresente um comportamento homogêneo.

As análises numéricas foram executadas a partir da utilização de dois modelos, denominadas Aterro Teste A (sem CPR *Grouting*, porém com drenos instalados) e Aterro Teste B (enrijecido com a técnica CPR *Grouting*).

Inicialmente, procedeu-se à reprodução do comportamento do aterro teste A, sem CPR *Grouting*, a partir dos parâmetros selecionados como representativos da argila mole. As análises consideraram dois modelos constitutivos para o solo sem CPR *Grouting*: *Soft Soil* e Mohr Coulomb. Nesta etapa, os resultados da instrumentação de campo foram confrontados com as previsões numéricas de recalques, calibrando-se o modelo.

Em seguida, com os parâmetros do perfil geotécnico estimados de acordo com a análise numérica do Aterro Teste A, procedeu-se à análise numérica do Aterro Teste B. Esta etapa buscou definir parâmetros de deformabilidade para o solo enrijecido com a técnica CPR *Grouting*, de forma a quantificar o ganho de rigidez ocasionado pelo uso da técnica.

4.4.1 Análise numérica do Aterro Teste A

A Figura 60 apresenta a geometria do aterro teste A, adotada nas análises numéricas. O perfil geotécnico consiste em uma camada de argila mole de 8,0 m de espessura, subdivida em 4 camadas de 2,0 m, sobrejacente a uma camada de areia. No interior da camada mole, foram introduzidos drenos verticais com espaçamentos iguais a 1,5 m. Acima da camada argilosa, observa-se a presença de um aterro de conquista de 1,0 m de espessura. O nível d'água foi detectado na superfície do terreno.

As condições de contorno consistiram em apoios de 2º gênero na base da malha para impedimentos dos deslocamentos horizontais e verticais e apoios do 1º gênero nas laterais da malha para restrição dos deslocamentos horizontais. A Figura 61 apresenta a malha de elementos finitos, composta por elementos triangulares de 15 nós.

Em uma etapa preliminar da análise, foi realizado um estudo com relação à influência das condições de contorno na deformabilidade da região de interesse, chegando-se a essa geometria ótima.

Na análise numérica, o nível d'água foi considerado no topo camada de argila. A Figura 62 apresenta os valores de poropressão hidrostática obtidos a partir de uma sub-rotina do programa PLAXIS.

A Figura 63 apresenta os valores de tensão vertical efetiva inicial antes do lançamento do aterro de conquista, obtidos a partir de uma sub-rotina do programa PLAXIS.

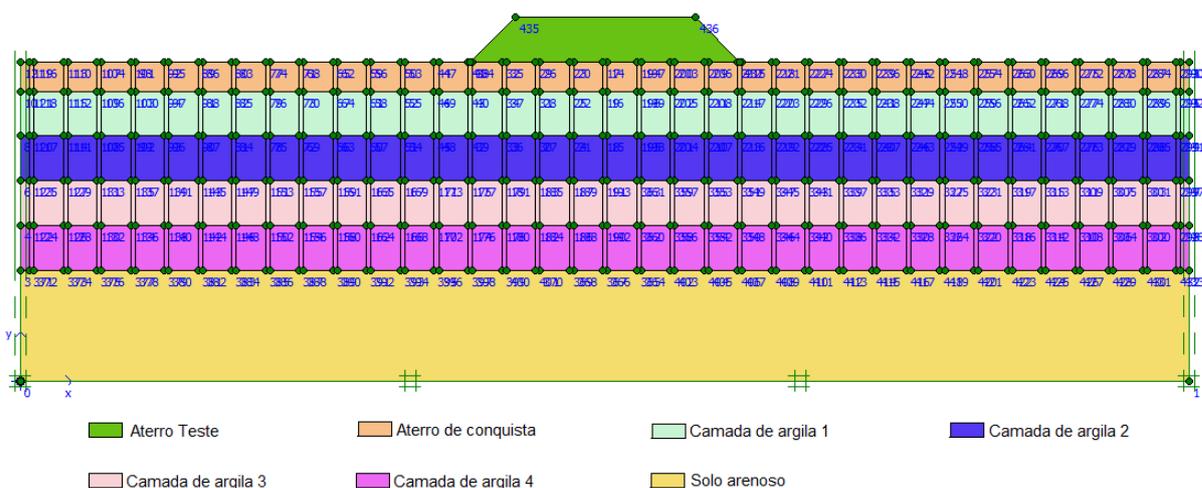


Figura 60 – Geometria adotada na análise numérica do Aterro Tese A

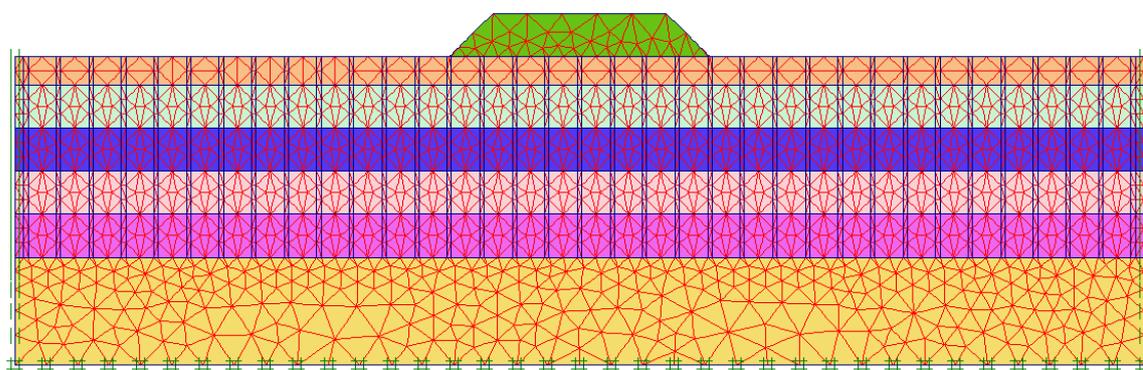


Figura 61 – Malha de elementos finitos do Aterro Tese A

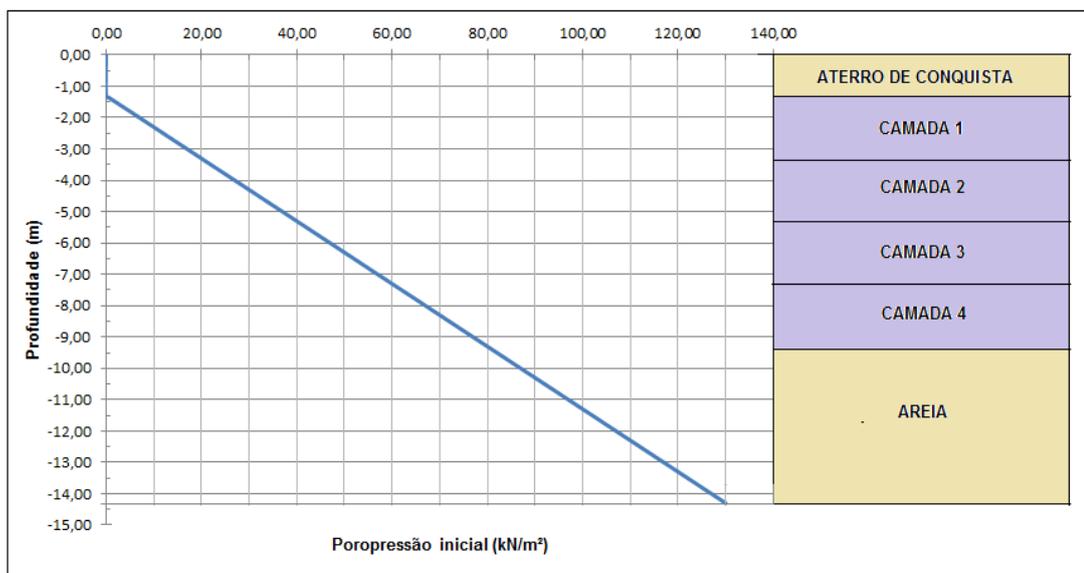


Figura 62 – Previsão da poropressão hidrostática do Aterro Teste A

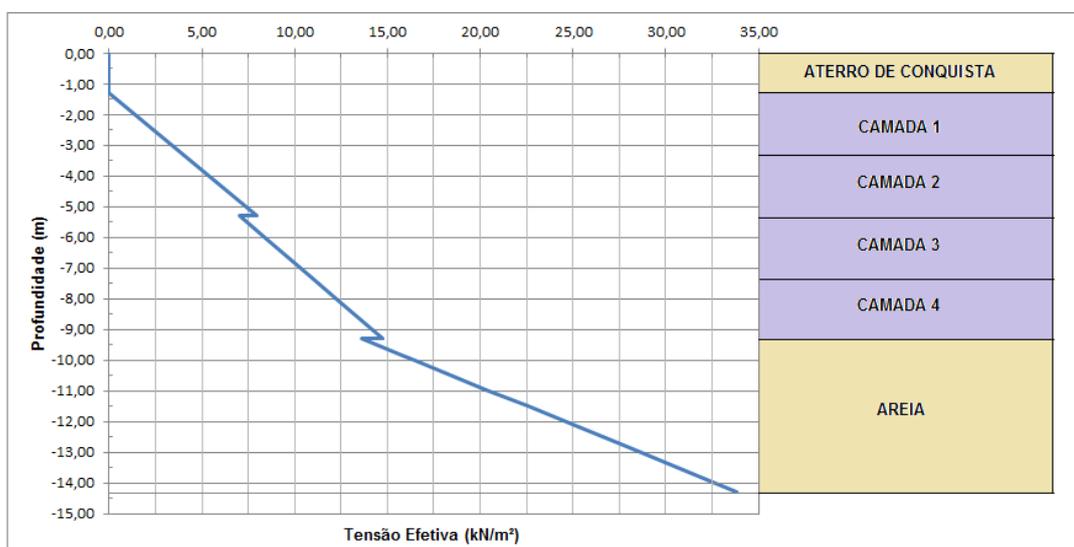


Figura 63 – Cálculo da tensão efetiva inicial do Aterro Teste A

De forma a reproduzir a sequência construtiva de campo, os tempos de lançamentos dos aterros, instalação dos geodrenos e consolidação das diferentes camadas foram obedecidos fielmente nas análises. A Tabela 21 apresenta a sequência construtiva de campo do Aterro Teste A. A Tabela 22 apresenta o período de monitoramento dos instrumentos no Aterro Teste A.

Tabela 21 – Sequência construtiva do Aterro Teste A

Etapas	Tempo (dias)
Consolidação do aterro de conquista	172
Instalação dos geodrenos	2
Consolidação	29
Construção do aterro teste	1
Consolidação	120

Tabela 22 – Intervalo de monitoramento dos instrumentos no Aterro Teste A

Instrumentos	Período	Tempo (dias)
Placas de recalque	20/08/14 a 15/01/15	148
Perfilômetro	22/08/14 a 21/11/14	91
Inclinômetro	05/09/14 a 19/01/15	136
Aranhas magnéticas	10/09/14 a 15/01/15	127

A Figura 64 compara a evolução dos recalques com o tempo prevista numericamente (PLAXIS), considerando os dois modelos adotados, com valores medidos nas placas de recalque PR1, PR2 e PR3.

Para a análise numérica em que foi considerado o modelo Mohr Coulomb, o programa PLAXIS forneceu um valor de recalque final de 49,4 cm; enquanto as placas PR1, PR2 e PR3 apresentaram, respectivamente, recalques de 49,3 cm, 49,7 cm e 48,5 cm.

Para análise realizada através do modelo *Soft Soil*, o programa PLAXIS forneceu um valor de recalque final de 50,0 cm. Observa-se que ambos os modelos apresentam valores de recalques próximos dos verificados a partir da instrumentação, porém a curva recalque vs tempo do modelo *Soft Soil* se adequa melhor à curva obtida em campo.

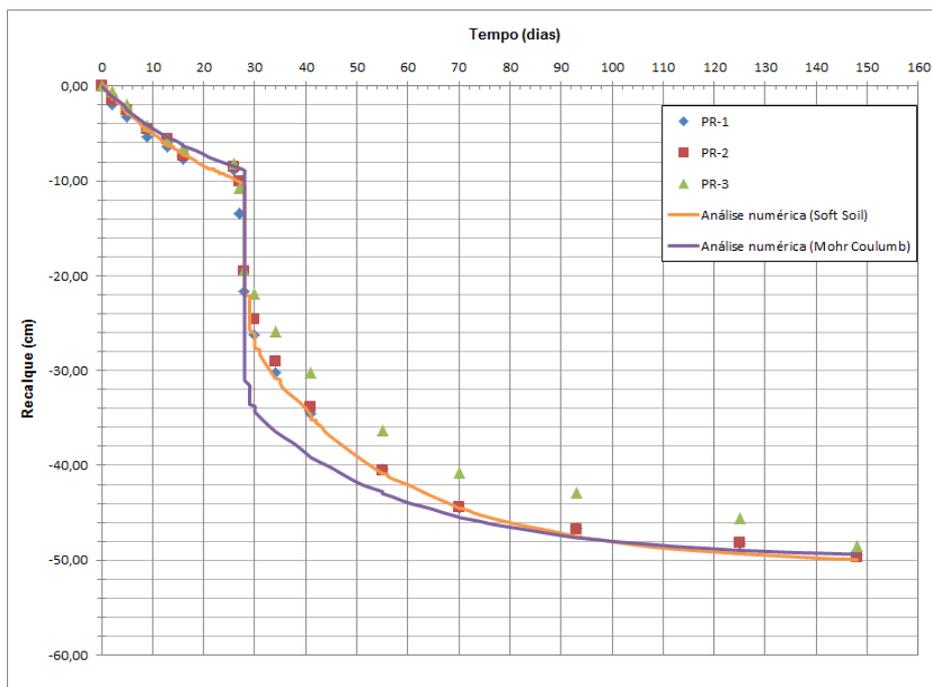


Figura 64 – Comparação entre a previsão numérica e os resultados experimentais das placas de recalque: Aterro Teste A

As Figuras Figura 65 e Figura 66 comparam a evolução dos deslocamentos verticais ao longo da base do aterro com o tempo prevista numericamente (PLAXIS), considerando os dois modelos adotados com valores medidos com o perfilômetro. No aterro teste A, o monitoramento com o perfilômetro ocorreu no período 22/08/14 a 21/11/14 (totalizando 91 dias de monitoramento), ressaltando-se que o aterro teste A se estende dos pontos 3 ao 15.

Para análise numérica em que foi considerado o modelo Mohr Coulomb (Figura 65), o programa PLAXIS forneceu um valor máximo de recalque final no centro da base do aterro com valor de 44,6 cm, enquanto as leituras do perfilômetro mostram que o maior deslocamento vertical ocorreu no centro do aterro, com valor máximo de 46,3 cm.

Para análise realizada através do modelo *Soft Soil* (Figura 66), o programa PLAXIS forneceu um recalque final máximo também no centro do aterro, com um valor de 44,4 cm. Observa-se que ambos os modelos apresentam valores de recalque final próximos dos valores verificados a partir das leituras do perfilômetro, porém as curvas do modelo *Soft Soil* se adequam melhor às curvas obtidas em campo.

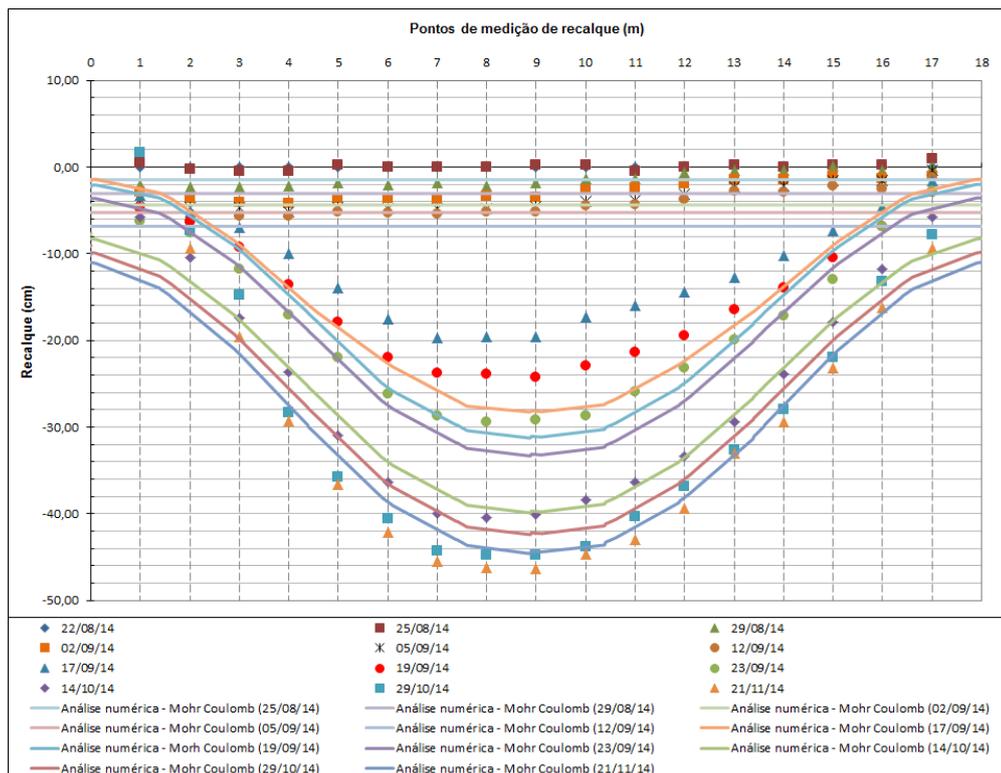


Figura 65 – Comparação entre a previsão numérica do modelo Mohr Coulomb e os resultados experimentais do perfilômetro: Aterro Teste A

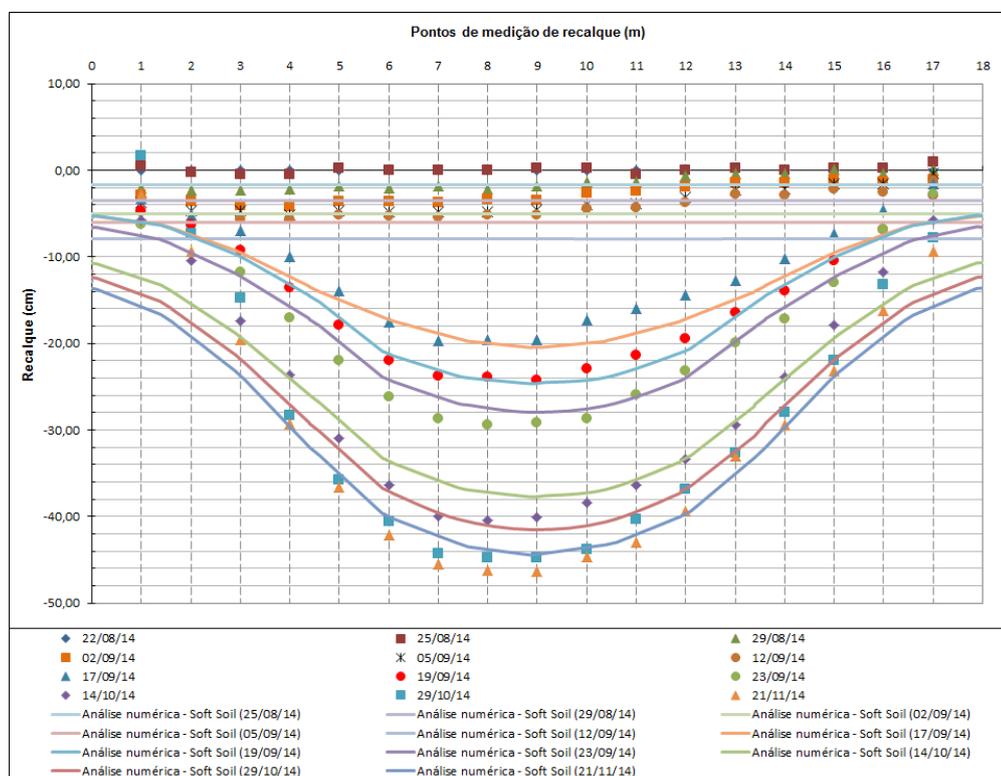


Figura 66 – Comparação entre a previsão numérica do modelo Soft Soil e os resultados experimentais do perfilômetro: Aterro Teste A

A Figuras Figura 67 e Figura 68 comparam a evolução dos deslocamentos horizontais (ao longo da profundidade da camada de solo compressível) com o tempo prevista numericamente (PLAXIS), considerando os dois modelos adotados, com valores medidos pelo inclinômetro.

Para análise numérica em que foi considerado o modelo Mohr Coulomb (Figura 67), o programa PLAXIS forneceu um valor de deslocamento horizontal máximo de valor de 14,7 cm na profundidade de 3,96 m da camada de solo mole. Observa-se nas leituras realizadas com os inclinômetros que os deslocamentos horizontais são crescentes ao longo do tempo (ratificando que um aterro de grandes proporções foi lançado próximo ao aterro teste no dia 29/10/14, alterando o sentido dos deslocamentos a partir das leituras do dia 14/10/14); porém o mesmo comportamento não foi observado na análise numérica utilizando o modelo Mohr Coulomb, onde os deslocamentos horizontais foram crescentes até a data 19/09/14 (no qual foi registrado o máximo deslocamento) para a partir de então decrescerem.

Para análise realizada com o modelo *Soft Soil* (Figura 68), o programa PLAXIS forneceu um deslocamento horizontal máximo de 12,4 cm na profundidade de 3,5 m da camada de solo mole. Observa-se nas leituras realizadas com os inclinômetros que os deslocamentos horizontais são crescentes ao longo do tempo, mesmo comportamento verificado a partir da análise numérica utilizando o modelo *Soft Soil*.

Ressalta-se que os inclinômetros forneceram deslocamentos horizontais nulos a partir de 5,5 m de profundidade, o que não foi observado nas simulações numéricas em ambos os modelos (Mohr Coulomb e *Soft Soil*). É importante salientar que durante o monitoramento do Aterro Teste A, as áreas do seu entorno continuaram com as atividades inerentes à construção do condomínio (manobra de veículos pesados e equipamentos, cravação de estacas, entre outros), bem como a aplicação da técnica CPR *Grouting* enrijecendo o solo mole nas áreas ao redor do Aterro Teste A. Tal fato pode ter sensibilizado os valores dos deslocamentos horizontais ao longo da profundidade, ocasionando deslocamentos horizontais nulos a partir da profundidade de 5,5 m.

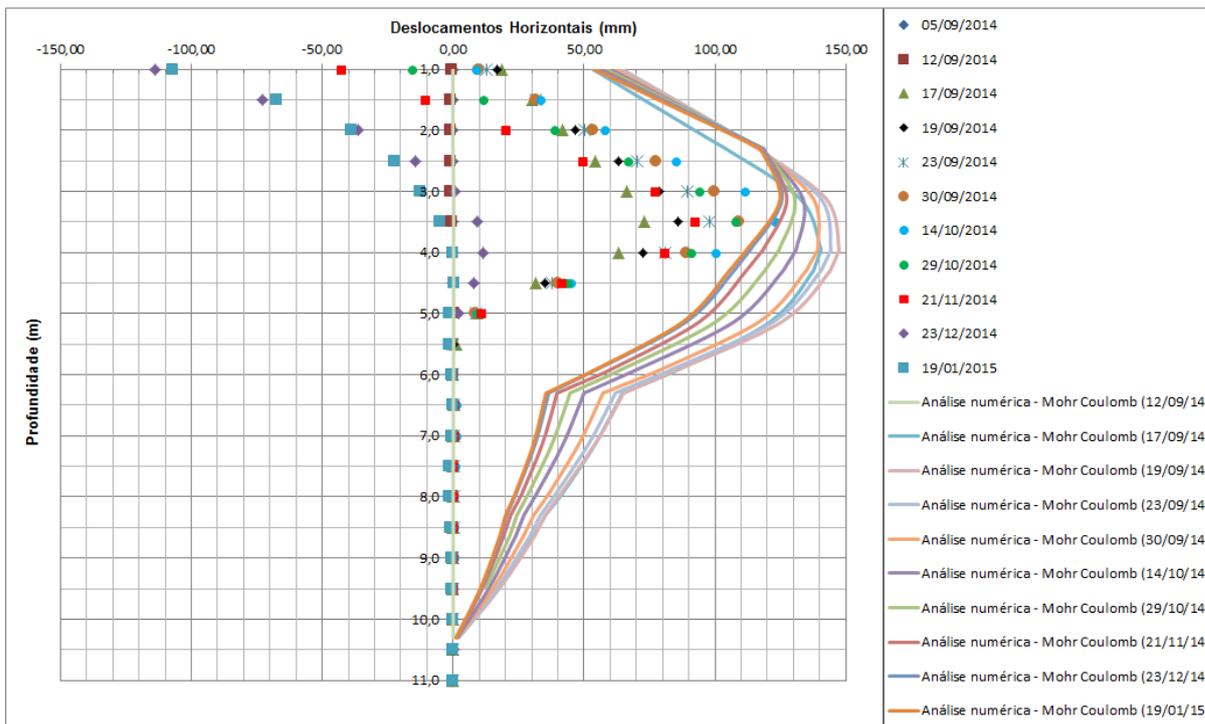


Figura 67 – Comparação entre a previsão numérica do modelo Mohr Coulomb e os resultados experimentais do inclinômetro: o Aterro Teste A

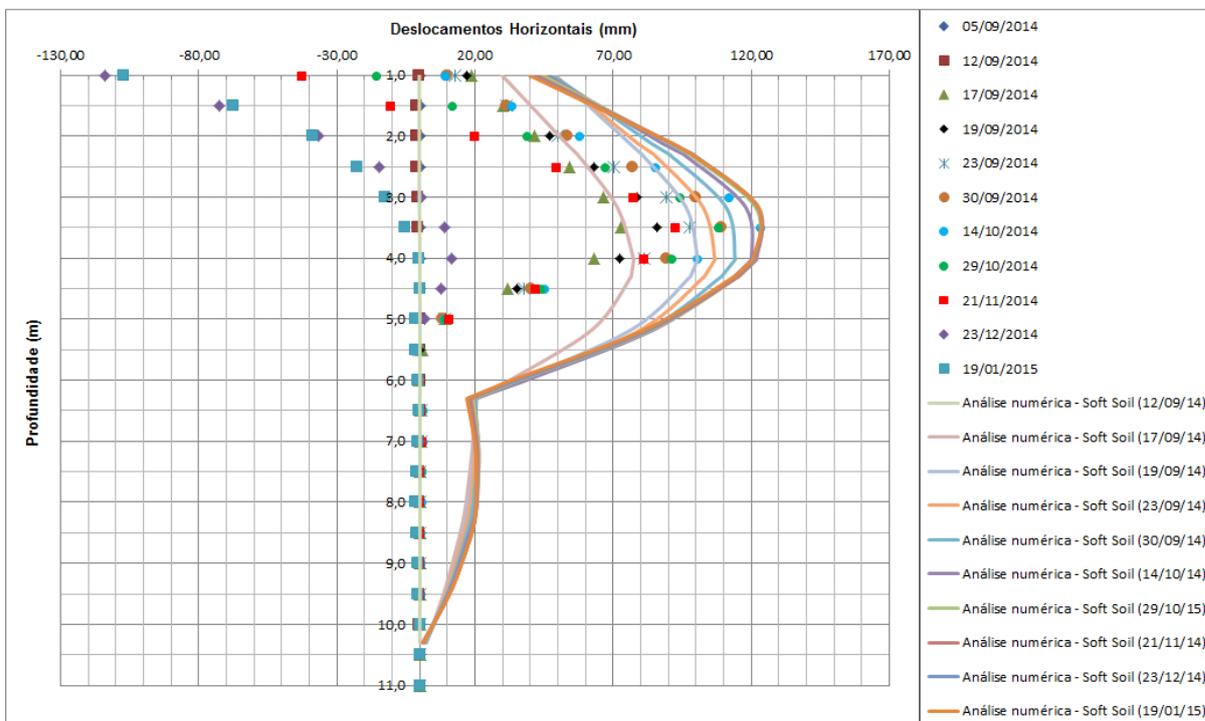


Figura 68 – Comparação entre a previsão numérica do modelo Soft Soil e os resultados experimentais do inclinômetro: o Aterro Teste A

A Figura 69 compara a evolução dos recalques com o tempo prevista numericamente considerando os dois modelos adotados, com os valores medidos pelo aranha magnética AMV1 (a AMV1 encontra-se na cota -0,90 m e o Aterro Teste A está assentado na cota +0,60 m). Apenas a AMV1 forneceu deslocamentos verticais significativos na instrumentação com aranhas magnéticas realizadas no Aterro Teste A, conforme apresentado na Figura 42. Para análise numérica em que foi considerado o modelo Mohr Coulomb, o programa PLAXIS forneceu um recalque máximo de 28,3 cm no ponto onde foi instalada a AMV1. A análise realizada com o modelo *Soft Soil*, forneceu recalque máximo de 31,3 cm no mesmo ponto. A AMV1 foi instalada na 1ª camada e suas leituras forneceram um recalque máximo no valor de 26,0 cm.

Ressalta-se que na análise numérica, as curvas recalque vs tempo foram obtidas a partir de pontos referenciados, no meio de cada camada, nas quais foram adotadas rigidezes constantes ao longo da mesma. No campo, a rigidez do solo pode variar ao longo da mesma camada; justificando as diferenças observadas. É importante salientar também que apenas a AMV1 forneceu deslocamentos significativos, portanto a eficiência das aranhas magnéticas instaladas no Aterro Teste A é questionável.

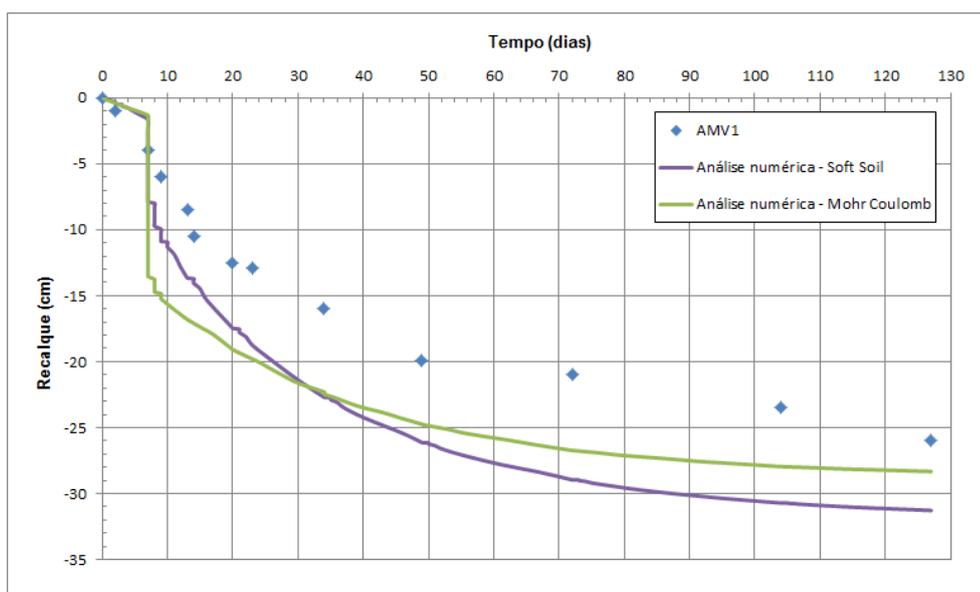


Figura 69 – Comparação entre a previsão numérica e os resultados experimentais da aranha magnética AMV1: o Aterro Teste A

A partir das análises numéricas do Aterro Teste A utilizando os modelos Mohr Coulomb e Soft Soil, verifica-se que o modelo *Soft Soil* é o que melhor se adequa à representação do comportamento de solos moles. O modelo *Soft Soil* proporciona bons resultados nas situações em que se deseja analisar as deformações sofridas por solos moles (que possuem como característica alta compressibilidade e baixa permeabilidade) considerando os estágios de carregamento e os tempos de adensamento, pois a adoção deste modelo requer a definição dos seguintes parâmetros: peso específico (γ), dos parâmetros de resistência (ϕ' e c'), do coeficiente de permeabilidade (k), dos índices de compressibilidade (C_c e C_r) e do índice de vazios inicial (e_0).

A análise numérica do Aterro Teste A utilizando o modelo Mohr Coulomb teve como objetivo a obtenção de um valor de módulo de deformabilidade representativo da argila mole, para posteriormente comparar com o módulo de deformabilidade do solo enrijecido com CPR *Grouting*. O modelo Mohr Coulomb permite apenas uma aproximação do comportamento dos solos em geral, requerendo para sua utilização a definição dos seguintes parâmetros: peso específico (γ), permeabilidade (k), parâmetros de resistência (ϕ' e c') e parâmetros de deformabilidade (E e ν).

4.4.2 Análise numérica do Aterro Teste B

Após a definição dos parâmetros geotécnicos e dos modelos constitutivos, da geometria e das condições de contorno, a partir da análise numérica do Aterro Teste A, procedeu-se à análise numérica do Aterro Teste B, com o objetivo de obter parâmetros de deformabilidade das camadas de solo compressível enrijecidas com a técnica CPR *Grouting*.

A partir do mesmo perfil geotécnico apresentado na Figura 60, caracterizou-se a região abaixo da área que delimita o aterro teste com parâmetros de resistência e deformabilidade compatíveis com o comportamento de um solo compressível enrijecido com a técnica CPR *Grouting*. Para a caracterização desta região utilizou-se o modelo Mohr Coulomb, uma vez que não foi possível reproduzir o

comportamento do solo enrijecido com CPR *Grouting* a partir do modelo *Soft Soil*. Como comentado anteriormente, este modelo é representativo de solos moles compressíveis, com alta deformabilidade. Na tentativa de simular o solo enrijecido com o modelo *Soft Soil*, o programa interrompia as análises por considerar que os parâmetros de compressibilidade adotados (C_c e e_0) não eram compatíveis com o modelo. Os parâmetros de compressibilidade adotados na tentativa de utilização do modelo *Soft Soil* foram estimados a partir da retroanálise do aterro com CPR *Grouting*, afim de se obter do valor razão de compressão (CR), como demonstram a equações 50 e 51:

$$\rho = H_0 \cdot \left(\frac{C_c}{1 + e_0} \right) \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (50)$$

$$CR = \left(\frac{C_c}{1 + e_0} \right) \quad (51)$$

Sabendo que: $\rho = 0,16$ m, $H_0 = 8$ m, $\sigma'_{vf} = 74$ KN/m², $\sigma'_{v0} = 34$ KN/m²; obtém-se o valor de $CR = 0,06$. Este valor é incompatível para adoção do modelo *Soft Soil* na representação do solo enrijecido.

Na análise numérica utilizando o modelo Mohr Coulomb, utilizou-se os parâmetros representativos da região do solo compressível enrijecido com a técnica CPR *Grouting* apresentados na Tabela 23. Na Figura 70, observa-se a geometria adotada nas análises numéricas e a região do solo tratado.

Tabela 23 – Parâmetros representativos da região do solo tratado com CPR *Grouting*

Parâmetros	Região do solo tratada com CPR <i>Grouting</i>
Espessura da camada (m)	8,0
γ_{sat} (kN/m ³)	20,0
k_h (m/dia)	$1,0 \times 10^{-8}$
k_v (m/dia)	$1,0 \times 10^{-9}$
E (kPa)	7500
ν	0,35

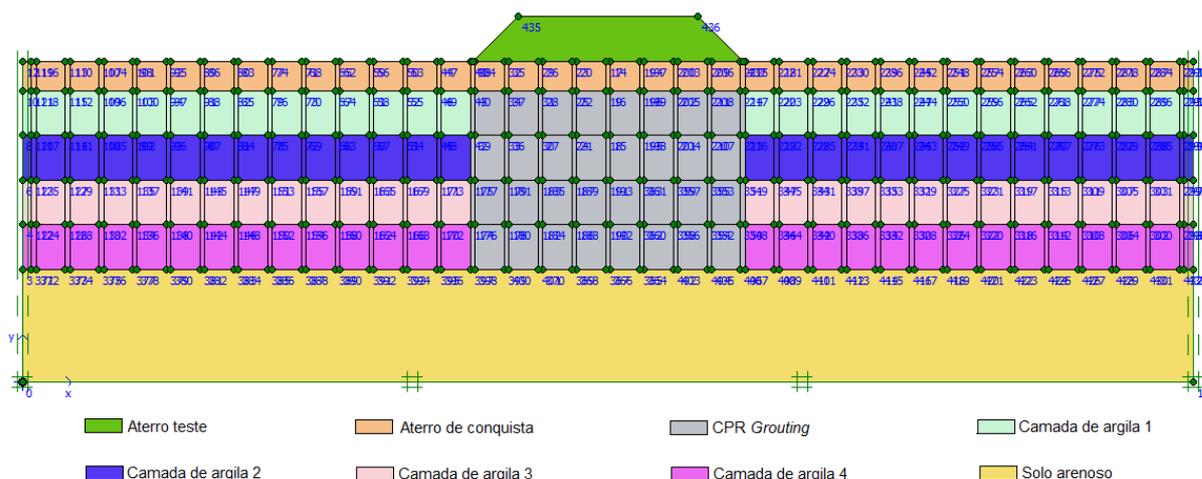


Figura 70 – Região do solo tratado com CPR Grouting

De forma a reproduzir a sequência construtiva de campo, os tempos de lançamentos dos aterros, instalação dos geodrenos e consolidação das diferentes camadas foram obedecidos fielmente nas análises. A Tabela 24 apresenta a sequência construtiva de campo do Aterro Teste B. A Tabela 25 apresenta o período de monitoramento dos instrumentos no Aterro Teste B.

Tabela 24 – Sequência construtiva do Aterro Teste B

Etapas	Tempo (dias)
Consolidação do aterro de conquista	172
Instalação dos geodrenos	2
Tempo de espera (Consolidação)	16
Tratamento com CPR Grouting	1
Tempo de espera (Consolidação)	13
Construção do aterro teste	3
Tempo de espera (Consolidação)	118

Tabela 25 – Intervalo de monitoramento dos instrumentos no Aterro Teste B

Instrumentos	Período	Tempo (dias)
Placas de recalque	05/09/14 a 15/01/15	132
Aranha magnética	12/09/14 a 15/01/15	125
Inclinômetro	12/09/14 a 23/12/14	102
Perfilômetro	15/09/14 a 23/12/14	99

A Figura 71 compara a evolução dos recalques com o tempo prevista numericamente (PLAXIS) com valores medidos nas placas de recalque PR4, PR5 e PR6. Para análise numérica, o programa PLAXIS forneceu um valor de recalque final de 15,5 cm; enquanto as placas PR4, PR5 e PR6 apresentaram, respectivamente, recalques de 14,6 cm, 15,7 cm e 14,9 cm. Os resultados dos recalques finais apresentam valores aproximados entre si, porém o desenvolvimento do recalque ao longo do tempo obtido através da análise numérica não apresenta similaridade com o desenvolvimento do recalque ao longo do tempo observado através da instrumentação. O modelo Mohr Coulomb permite apenas uma análise aproximada do comportamento dos solos em geral, como já foi falado anteriormente. Como o objetivo principal desta análise do Aterro Teste B utilizando o modelo Mohr Coulomb é a determinação de parâmetros de deformabilidade (E e ν) representativos do solo compressível enrijecido com CPR *Grouting*, observa-se que os parâmetros adotados são representativos do solo enrijecido.

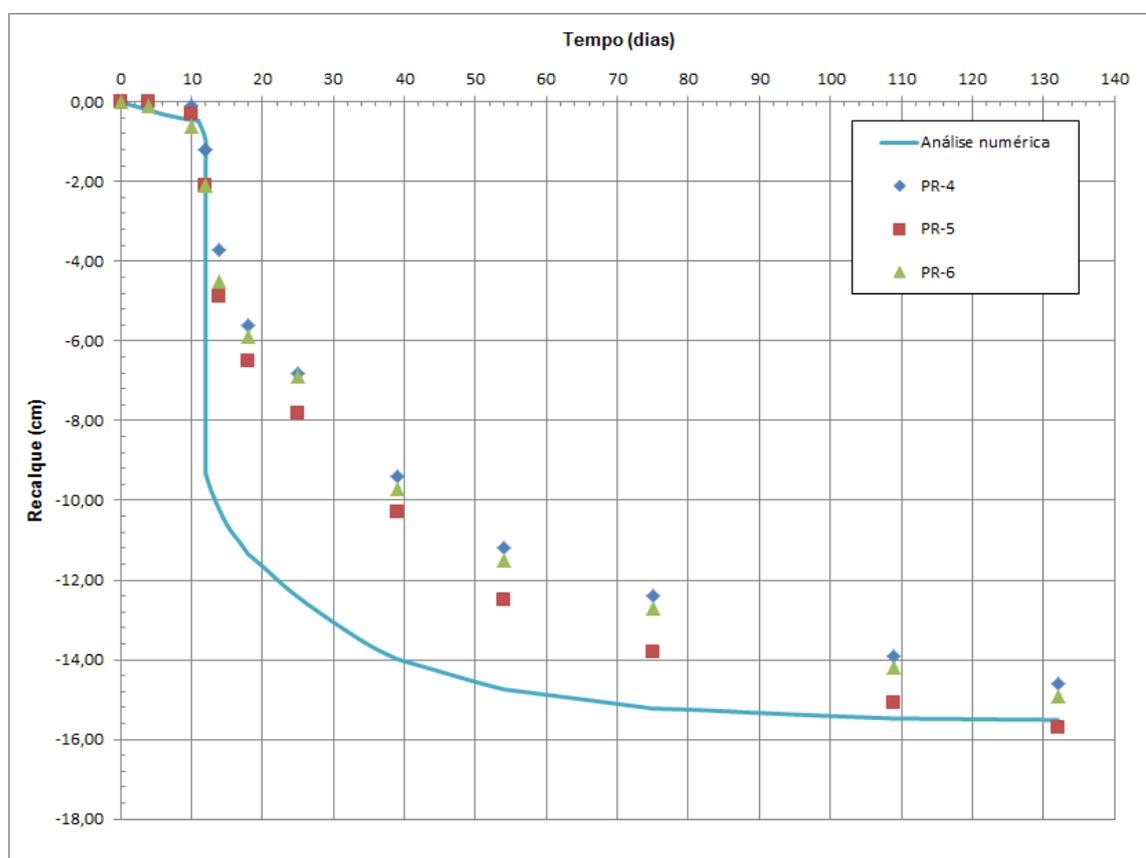


Figura 71 – Comparação entre a previsão numérica e os resultados experimentais das placas de recalque: Aterro Teste B

A Figura 72 compara a evolução dos recalques, ao longo da base do aterro, com o tempo prevista numericamente (PLAXIS), considerando os modelo adotado, com valores medidos pelo perfilômetro. As análises numéricas forneceram um valor de recalque final máximo de 14,6 cm, no centro da base do aterro, enquanto o perfilômetro indicou um recalque final máximo próximo à saia da direita do aterro teste, no valor de 16,8 cm.

É interessante notar que as análises numéricas apresentaram um resultado que segue o comportamento de aterros sobre solos compressíveis. Os maiores recalques ocorreram no centro do aterro, pois este é o ponto que recebe integralmente o acréscimo de resistência do aterro (ponto de maior altura). O perfilômetro forneceu uma grande dispersão ao longo da base do aterro, que sugere que o solo enrijecido ainda não se encontra completamente homogêneo, e sim, com regiões menos deformáveis do que outras. Com o decorrer do tempo, espera-se uma maior homogeneização do solo enrijecido, e maior uniformidade dos deslocamentos verticais.

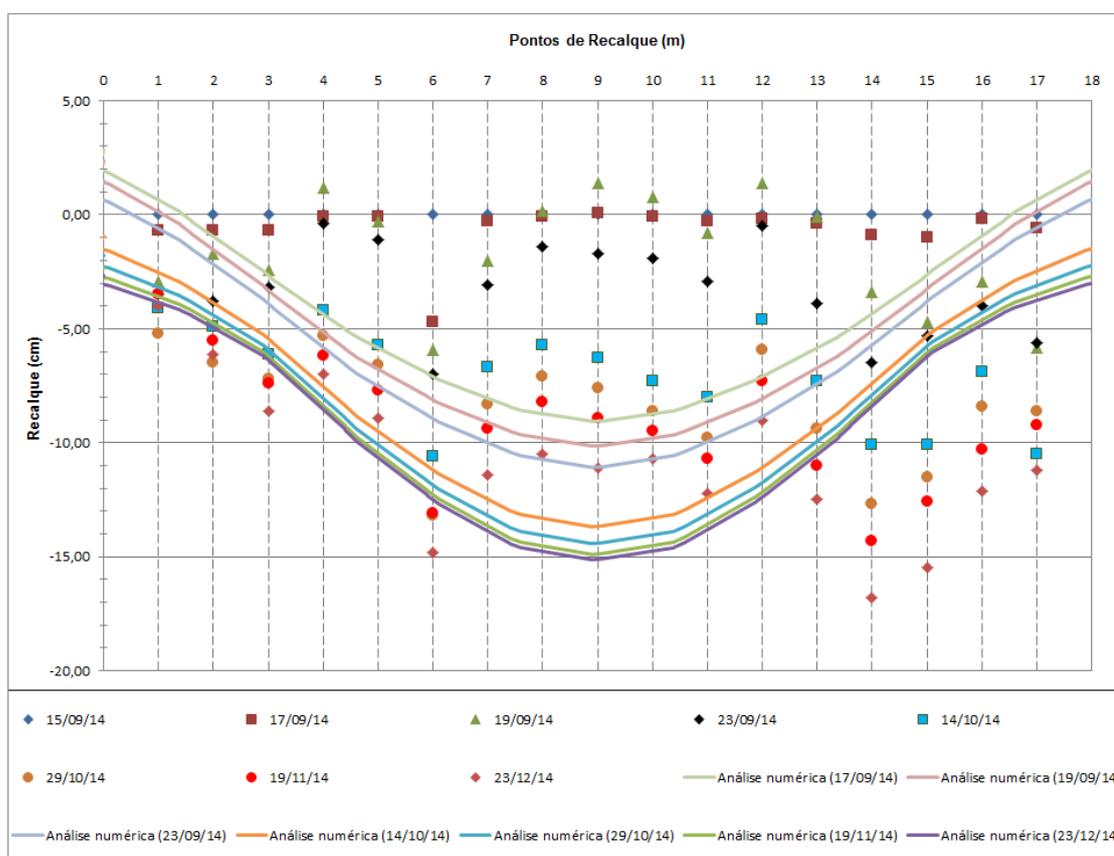


Figura 72 – Comparação entre a previsão numérica e os resultados experimentais do perfilômetro: Aterro Teste B

A Figura 73 compara a evolução dos deslocamentos horizontais ao longo da profundidade da camada de solo compressível com o tempo prevista numericamente (PLAXIS), com os valores fornecidos pelo inclinômetro. Os inclinômetros forneceram deslocamentos horizontais máximos no topo da camada de argila, da ordem de 1,8 cm. Nas análises numéricas, o deslocamento horizontal máximo previsto foi de 1,9 cm, na profundidade de 5,30 m.

Cabe ressaltar que a magnitude dos deslocamentos medidos e previstos é semelhante, porém a distribuição dos deslocamentos com a profundidade é distinta. Este comportamento pode ser atribuído à não homogeneização do enrijecimento em campo. As análises numéricas partem da premissa de que o material compósito é homogêneo.

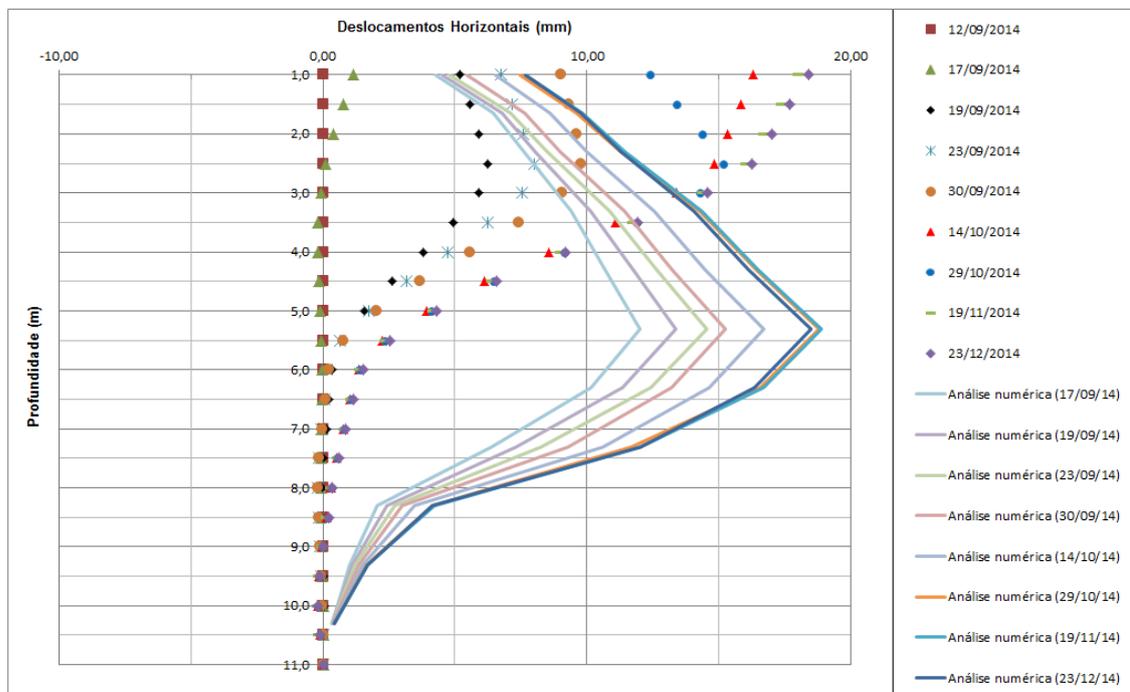


Figura 73 – Comparação entre a previsão numérica e os resultados experimentais do inclinômetro: Aterro Teste B

A Figura 74 compara a evolução dos recalques com o tempo prevista numericamente (PLAXIS), com valores medidos pelo aranha magnética AMV6 (a AMV6 encontra-se na cota -0,60 m e o Aterro Teste B está assentado na cota +1,250 m). Apenas a AMV6 forneceu deslocamentos verticais significativos na

instrumentação com aranhas magnéticas realizadas no aterro teste B, conforme apresentado na Figura 43. A análise numérica forneceu um recalque máximo de 7,2 cm na 1ª camada, ponto onde foi instalada a AMV 6. A instrumentação de campo forneceu um recalque máximo no valor de 5,5 cm. Apesar das curvas recalque vs tempo não apresentarem a mesma tendência de comportamento, seus valores de recalque final apresentam similaridade.

Ressalta-se que na análise numérica, as curvas recalque vs tempo foram obtidas a partir de pontos referenciados, no meio de cada camada, nas quais foram adotadas rigidezes constantes ao longo da mesma. No campo, a rigidez do solo enrijecido pode variar ao longo da mesma camada; justificando as diferenças observadas. É importante salientar também que apenas a AMV6 forneceu deslocamentos significativos, portanto a eficiência das aranhas magnéticas instaladas no Aterro Teste B é questionável.

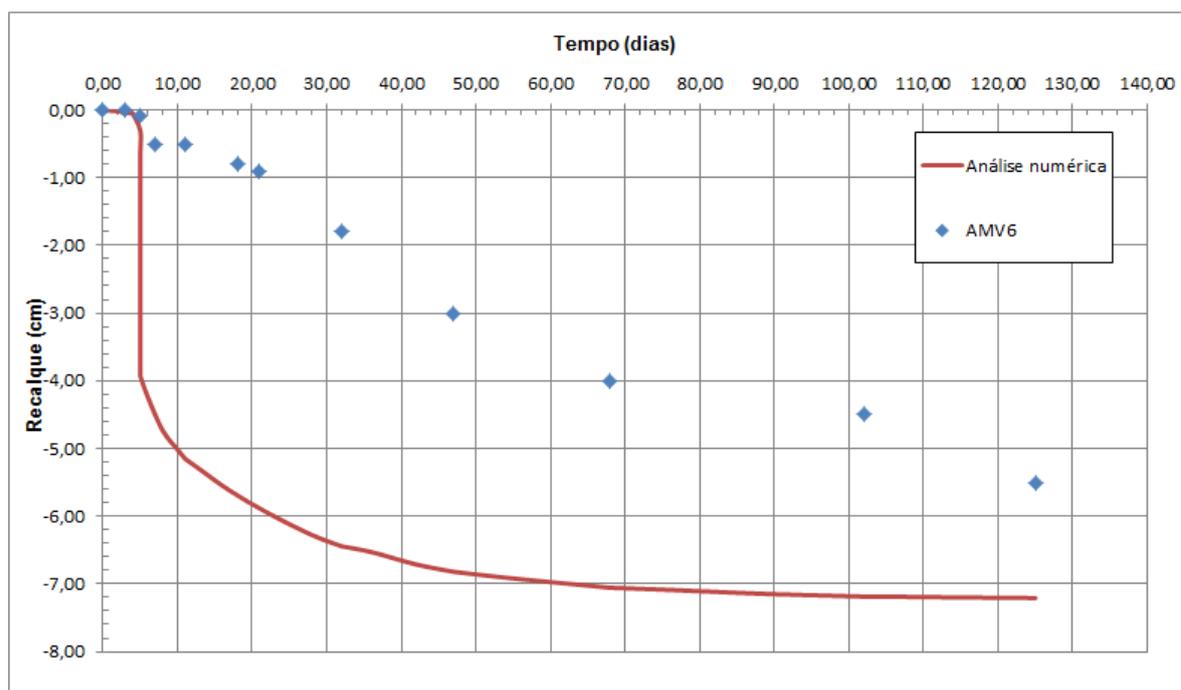


Figura 74 – Comparação entre a previsão numérica e os resultados experimentais da aranha magnética AMV6: o Aterro Teste B

4.5 Discussão entre as análises numéricas e os resultados experimentais

Na análise numérica do Aterro Teste A, observa-se que os parâmetros adotados nas análises fornecem um ajuste satisfatório entre os resultados experimentais (obtidos na instrumentação com as placas de recalques, perfilômetro, inclinômetros e aranhas magnéticas) e as previsões numéricas apenas para a análise numérica realizada com a adoção do modelo *Soft Soil*. A análise numérica do Aterro Teste A utilizando o modelo Mohr Coulomb teve como objetivo a obtenção de um valor de módulo de deformabilidade (E e ν) representativo da argila mole, para posteriormente comparar com o módulo de deformabilidade do solo enrijecido com CPR *Grouting*. O modelo Mohr Coulomb permite apenas uma aproximação do comportamento dos solos em geral, além deste modelo não ser específico para representação dos solos moles.

Na análise numérica do Aterro Teste B, no qual utilizou-se o modelo Mohr Coulomb, observa-se que os parâmetros adotados para a região do solo tratado com CPR *Grouting* forneceu um ajuste satisfatório com a previsão numérica apenas para os resultados experimentais das placas de recalque. A curva dos recalques ao longo da base do aterro obtida através da análise numérica do Aterro Teste B difere das curvas de recalques obtidas pelas leituras do perfilômetro, isto ocorre devido ao fato de na análise numérica ter sido considerada enrijecida com CPR *Grouting* toda a região do solo compressível abaixo do aterro teste com uma determinada rigidez, sendo que no campo as verticais de CPR *Grouting* executadas em malha quadrada espaçadas de 3,0 m, resultando em uma área com diferentes rigidezes.

Tendo em vista que o solo sem enrijecimento apresenta uma deformabilidade variável com a profundidade (Figura 59), verifica-se que a partir dos parâmetros adotados e das análises numéricas realizadas neste trabalho, a utilização da técnica CPR *Grouting* implicaria em ganhos de rigidez diferentes ao longo da profundidade como mostra a Tabela 26.

Tabela 26 – Ganhos de rigidez com a profundidade previstos numericamente

Profundidade (m)	E (kPa)		Ganho de rigidez
	Solo sem tratamento	Solo com tratamento	
0 – 2	200	7.500	3.750%
2 – 4	250		3.000%
4 – 6	800		938%
6 – 8	1200		625%

De forma a quantificar o ganho de rigidez total do solo de fundação com o tratamento, optou-se por definir uma rigidez equivalente das camadas de solo compressível, definida pelo módulo de deformabilidade equivalente (E_{eq}):

$$E_{eq} = \frac{\sum E_i \cdot H_i}{H_{total}} \quad (52)$$

onde:

E_{eq} = rigidez equivalente;

E_i = rigidez da camada i;

H_i = altura da camada i;

H_{total} = somatório da altura das camadas.

A Equação 45 fornece um valor de módulo de deformabilidade equivalente igual a 612,50 kPa, indicando que o ganho de rigidez da camada de solo compressível com o tratamento seria de aproximadamente 1.200%.

O aumento da rigidez do solo de fundação com o enrijecimento foi comprovado com a redução expressiva dos deslocamentos verticais (recalques) e horizontais medidos pelos diferentes instrumentos, quando se utiliza a técnica CPR *Grouting*.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1 Conclusões

O presente trabalho analisa numericamente o comportamento de dois aterros experimentais instrumentados (aterro teste A e aterro teste B), localizados na área que compõe o Condomínio Palms Recreio Residencial. O aterro teste A foi construído sobre uma camada de argila mole de 8,0 m de espessura, onde foram instalados geodrenos para a aceleração dos recalques. Na área do aterro teste B, também construído sobre uma camada de argila mole de 8,0 m de espessura, foi realizado o enrijecimento do solo compressível através da técnica de CPR *Grouting*, de forma a minorar e acelerar os recalques previstos em projeto.

As análises numéricas foram executadas com o programa Plaxis, e tiveram como objetivo principal definir o ganho de rigidez do material enrijecido (solo mole + verticais de CPR *Grouting*). Para tanto, primeiramente o modelo foi calibrado a partir do aterro teste A, sem CPR *Grouting*. E, posteriormente, foi realizada a reprodução do aterro teste B, com CPR *Grouting*.

Como principais conclusões, destaca-se:

- Os parâmetros adotados nas análises numéricas para o aterro teste A forneceram um ajuste satisfatório com os resultados experimentais apenas com a utilização do modelo *Soft Soil* (específico para solos moles). O adoção do modelo elastoplástico de Mohr Coulomb permitiu uma estimativa aproximada dos parâmetros de deformabilidade (E e ν) do solo mole sem enrijecimento. Cabe ressaltar que os parâmetros geotécnicos utilizados nas análises numéricas foram definidos a partir de ensaios pressiométricos e de retroanálises executadas por Chavão (2015) na área em estudo.
- Na análise numérica do aterro teste sem CPR *Grouting* utilizando o modelo *Soft Soil*, os deslocamentos horizontais e verticais previstos mostraram-se compatíveis com os medidos pelas placas de recalque, perfilômetros, inclinômetros. Das cinco aranhas magnéticas instaladas no Aterro teste A,

apenas uma delas forneceu deslocamentos significativos, portanto a eficiência das aranhas magnéticas instaladas no Aterro Teste A é questionável.

- O modelo *Soft Soil* não permitiu a reprodução do comportamento do solo enrijecido, tendo em vista que a utilização da técnica *CPR Grouting* altera os parâmetros de compressibilidade do material, descaracterizando o comportamento de um solo mole.
- O solo enrijecido com *CPR Grouting* foi satisfatoriamente reproduzido a partir do modelo de Mohr Coulomb, tendo em vista que o objetivo era a definição de uma rigidez equivalente para o solo com *CPR Grouting*, comparando-a com a rigidez do solo sem *CPR Grouting*. Os recalques previstos numericamente foram compatíveis com os medidos pelas placas de recalque, porém a distribuição do recalque obtida a partir da análise numérica não se adequou a distribuição verificada a partir das leituras das placas de recalque. Com relação ao perfilômetro, observou-se uma grande dispersão ao longo da base do aterro, que sugere que o solo tratado ainda não se encontra completamente homogêneo. As análises numéricas forneceram uma tendência de comportamento distinta, mas com recalques da mesma ordem de grandeza.
- Os resultados de deslocamentos horizontais previstos para a região enrijecida também mostraram magnitudes compatíveis com as medições de campo, porém uma tendência de comportamento distinta. Esse fato também pode ser atribuído a não homogeneização do solo tratado no campo. Nas análises numéricas, o solo foi considerado com uma deformabilidade constante com a profundidade. Com o decorrer do tempo, espera-se uma maior homogeneização do solo enrijecido e maior uniformidade dos deslocamentos.
- A partir das análises numéricas com o modelo Mohr Coulomb, foi possível estimar o ganho de rigidez do solo enrijecido, que foi da ordem de 1.200%. Esse aumento no módulo de deformabilidade do solo enrijecido, diminuindo a compressibilidade do material composto, também foi verificado na instrumentação de campo, que indicou deslocamentos horizontais e verticais significativamente inferiores no material tratado.

5.2 Sugestões

Como sugestões, destaca-se:

- Comparação entre a técnica CPR *Grouting* e as demais técnicas de tratamento de solo mole.
- Estudo do comportamento de outros aterros sobre solos enrijecidos com CPR *Grouting*, de modo a atribuir faixas de valores para o módulo de deformabilidade do solo com enrijecimento.

REFERÊNCIAS

- [1] ALMEIDA, M. S. S. **Ensaio Especial de Adensamento**. Simpósio sobre novos conceitos em ensaios de campo e laboratório em Geotecnia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COOPE/UFRJ, Vol. 1, Rio de Janeiro, 1988.
- [2] ALMEIDA, M. S. S. **Geodrenos como Elementos de Aceleração de Recalques**. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Seminário sobre aplicações de Geossintéticos em Geotecnia, Brasília, 1992.
- [3] ALMEIDA, M. S. S.; DANZIGER, F. A. B.; ALMEIDA, M. C. F.; CARVALHO, S. R. L.; MARTINS, I. S. M. **Performance of an embankment built on a soft disturbed clay**. In.: International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, 3., St. Louis, Missouri. p. 351-356, 1993.
- [4] ALMEIDA, M. S. S. **Aterro sobre Solos Moles: da Concepção à Avaliação do Desempenho**. Editora da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 215 p, 1996.
- [5] ALMEIDA, M. S. S.; CREPONETO, F. N.; MARQUES, M. E. S. **“Relatório Geotécnico – Ensaio de Campo e Laboratório na Área do SESC, Barra da Tijuca – RJ”**, 2001.
- [6] ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES M. E. S. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. São Paulo, Oficina de Textos, 254 p, 2010.
- [7] ANTUNES, C. S. G. L. M. **Comportamento dos aterros que compõem a obra do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, UERJ, 158f, 2012.

- [8] ASAOKA, A. **Observation Procedure of Settlement Prediction, Soil and Foundation**. Japanese Society of soil mechanics and Foudation Engineering, Vol. 18, nº 4, December, pp. 87-101, 1978.
- [9] ATKINSON, M. S.; ELDRED, P. **Consolidation of soil using vertical drains**. Géol-tchnique, v.31 n. 1, 33-43, 1981.
- [10] BASTOS, C. **Notas de aula de Compressibilidade dos Solos**. URG. 2008.
- [11] BARRON, R. A. **Consolidation of fine-grained soils by drain wells**. Journal of the Soil Mechanics and Foudation Division, ASCE, v. 73, n. 6, p. 811-835, 1948.
- [12] BEDESCHI, M. V. R. **Recalque em aterro instrumentado construído sobre depósito muito mole com drenos verticais na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2004.
- [13] BERGARDO, D. T.; ASAKAMI, H.; ALFARO, M. C.; BALASUBRAMANIAM, A. S. **Smear effects of vertical drains on soft Bangkok clay**. Journal of Geotech. Eng., ASCE, v. 117, n. 10, p. 1509-1529, 1991.
- [14] CABRAL, S. **Mapeamento Geológico-Geotécnico da Baixada de Jacarepaguá e Maciços Circunvizinhos**. 1979. 160p. Tese Doutorado em Geologia. Universidade Federal do Rio de Janeiro – RJ.
- [15] CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações – Fundamentos**. 6ª edição, LTC Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, Rio de Janeiro, 234 p, 1988.
- [16] CARRILLO, N. **Simple Two and Three Dimensional Cases in the Theory of Consolidation of Soils**. Journal of Mathematics and Physics, Vol. 21, pp 1-5, 1942.

- [17] CASAGRANDE, L. ; POULOS, S. **“On the Effectiveness of Sand Drains”**. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 6, nº 3, p. 286-326, 1969.
- [18] CAVALCANTE, E. H.; DANZINGER, F. A. B.; GIACHETI, H. L.; COUTINHO, R. Q. ; SOUZA, A.; KORMANN, A. C. M.; BELICANTA, A.; PINTO, C. S.; BRANCO, C. J. M. C.; FERREIRA, C. V., CARVALHO, D.; MARINHO, F. A. M.; CINTRA, J. C. A.; DOURADO, K. C. A.; MORAES, L. S.; FILHO, L. H. A.; ALMEIDA, M. S. S.; GUTIERREZ, N. H. M.; ALBUQUERQUE, P. J. R.; CHAMECKI, P. R.; CUNHA, R. P., TEIXEIRA, R. S.; MENEZES, S. M.; LACERDA, W. A. **Campos experimentais brasileiros**. Geotecnia. Nº 111, novembro, p. 99-205, 2007.
- [19] CHAVÃO, A., O. **Avaliação da eficiência da técnica de consolidação profunda radial CPR Grouting no tratamento de solos compressíveis**. 2015. 126p. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- [20] COMMETRO ENGENHARIA. Disponível em: <<http://commetro.com.br/instrumentos/23/recalque--perfilometro>>. Acesso em: 6 dez. 2015.
- [21] COUTINHO, R. Q. **Características de adensamento com drenagem radial de uma argila mole da Baixada Fluminense**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1976.
- [22] COUTINHO, R. Q., OLIVEIRA, J. T. R. E OLIVEIRA, A. T. J. **Estudo Quantitativo da Qualidade de Amostras de Argilas Moles Brasileiras – Recife e Rio de Janeiro**. XI COBRAMSEG – Vol.2, p. 927-936 – Brasília – DF, 1998.
- [23] COUTINHO, R. Q., OLIVEIRA, J. T. R. E OLIVEIRA, A. T. J. **Características Geotécnicas das Argilas Moles de Recife**. Anais do Encontro Propriedades de Argilas Moles Brasileiras, p. 1-28, ABMS-COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Março, 2001.

- [24] COUTINHO, R. Q. **Characterization and engineering properties**. The Second International Workshop on Characterization e Engineering Properties of Natural Soils. Editors Tan, Phoon, High & Leroueil. Singapore, p. 2049-2100, 2007.
- [25] D'OLIVEIRA, T. M. C. D. **Avaliação de Influências extrínsecas na determinação do coeficiente de adensamento horizontal em laboratório**. Dissertação de Mestrado, COOPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2003.
- [26] DUNNICLIFF, J. **Geotechnical instrumentation for monitoring field performance**. New York: John Wiley e Sons, 1998.
- [27] ENGEGRAUT. **Material publicitário e Acervo Técnico**. Obtido em julho de 2015.
- [28] FERREIRA, C. A. M. **Análise de dados piezométricos de um aterro sobre argila mole com drenos verticais**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1991.
- [29] GERSCOVICH, D. M. S. **Compressibilidade e Adensamento – Notas de Aula**. 177 p. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2011. Disponível em: <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/compressibilidadeadensamento/pdf>. Acesso em: 12 jan. 2016.
- [30] HANSBO, S. **Consolidation of clay by bandshaped prefabricated vertical drains**. Ground Engineering, v. 12, n. 5, p. 16-25, 1979.
- [31] HANSBO, S. **Consolidation of fine-grained soils by pre-fabricated drains**. in: Int. onf. on soil mech. and foudation engineering, 10., 1981, Estocolmo. Proceedings... Estocolmo, 1981. v. 3, p. 677-682.

- [32] HANSBO, S. **Facts and fiction in the field of vertical drainage.** In: Int. Symp. on prediction and in Geot. Eng., 1987, Alberta, Canada. Proceedings...Alberta, 1987. p. 61-72.
- [33] HEAD, K. J. **Manual of soils laboratory test.** ELE International Limited Effective Stress Tests. London, v.3, 1986.
- [34] HIRD, C. C.; MOSELEY, V. J. **Model study of seepage in smear zones around vertical drains in layered soil.** Geotechnique, v. 50, n. 1, p. 89-97, 2000.
- [35] IDRARATINA, B.; REDANA, I. W. **Laboratory determination of smear zone due to vertical drain installation.** Journal Geotech. Eng., ASCE, v. 125, n. 1, p. 96-99, 1998.
- [36] INDRARATNA, B.; SATHANANTHAN, I.; BAMUNAWITA, C.; BALASUBRAMANIAM, A. S. **Theoretical and numerical perspectives and field observations for the design and performance evaluation of embankments constructed on soft marine clay.** Elsevier Geo-Engineering Book Series, v. 3, Ground Improvement – Case Histories. INDRARATNA, B.; CHU, J.; HUDSON, J. A. (Eds.). Oxford: Elsevier, p. 51-89, 2005.
- [37] INSTITUTO PEREIRA PASSOS – IPP (RJ). Disponível em: <http://www.rio.rj.gov.br/web/ipp>. Acesso em: 10 out. 2015.
- [38] LADD, C. C. **Estimating Settlements of Structures Supported on Cohesive Soils.** Filecopy ASCE, Massachussets, USA, 99p., 1973.
- [39] LEROUÉIL, S. **Notes de cours: Comportement des massifs de sols,** Université Laval, Québec, Canada, 1997.
- [40] LIMA, B. T. **Modelagem Numérica da Construção de Aterro Instrumentado na Baixada Fluminense, Rio de Janeiro.** Dissertação de Mestrado, PGECIV/UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 135 p, 2007.

- [41] LOBO, V. C.; SILVA, L. A. G. Desvendando a Barra da Tijuca e Jacarepaguá. 2 ed. Rio de Janeiro, 2012.
- [42] LUNNE, T. BERRE, T. AND STRANDVIK, S. (1997). **Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay. Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics.** COOPE/UFRJ, Rio de Janeiro, p. 81-102.
- [43] MAGNAN, J. P e DERROY, J. M. **Analyse graphique des Tassement Observés sous ler ouvrage.** Bull-Liaison Laboraoire des Ponts e Chaussés, 109, set-out, Paris, pp 9-21, 1980.
- [44] MAGNAN, J. P; MIEUSSENS, C. **Les remblais d'essai: Un outil efficace pour améliorer les projets d'ouvrages sur sols compressibles.** Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris, 106, mars-avril, p. 79-96, 1980.
- [45] MAGNAN, J. P. **Théorie et Pratique des Drains Verticaux.** Technique et Documentation, Paris: Lavoisier, 1983.
- [46] MAIA, M. C. A.; MARTIN, L.; FLEXOR, J. M.; AZEVEDO, A. E. G. **Evolução Holocênica da Planície Costeira de Jacarepaguá (RJ).** In: Anais do XXXIII Congresso Brasileiro de Geologia,. p. 105-118, Rio de Janeiro, 1984.
- [47] MARQUES, M. E. S.; SILVA, I. E.; SONCIM, P. **Qualidade de amostragem em solos moles no Rio de Janeiro.** COBRAMSEG, Brasil, 2010.
- [48] MARTINS, I. S. M. **Algumas considerações sobre adensamento secundário.** Palestra proferida no Clube de Engenharia, 2005.
- [49] MARAGON, M.. **Parâmetros dos solos para cálculo de fundações – Notas de Aula.** 16 p. Universidade do Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, MG, Brasil. Disponível em: < <http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/GF03->

Par%C3%A2metros-dos-Solos-para-C%C3%A1culo-de-Funda%C3%A7%C3%B5es.pdf >. Acesso em: 20 jan. 2016.

- [50] NOGUEIRA, E. G. **Estudo de algumas soluções de tratamento de solos moles para construção de aterros no trecho sul do Rodonal - SP.** Dissertação de Mestrado, USP, São Paulo, 2010.
- [51] ONOUE, A.; TING, N. H.; GERMAINE, J. T.; WHITMAN, R. V. **Permeability of disturbed zone around vertical drains.** Proceedings of the ASCE Geot. Congress, Colorado, p. 879-890, 1991.
- [52] ORLEACH, P. **Techniques to evaluate the field performance of vertical drains.** Dissertação de Mestrado, MIT, Cambridge, Mass., USA, 1983.
- [53] ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos.** 2ª edição, Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A (LTC), 374p, 1995.
- [54] RICHARD Jr, F. E. **Review of the theories for Sand Drains.** Transactions, ASCE, Vol. 124, pp 709-739, 1959.
- [55] RIXNER, J. J.; KREAEMER, S. R.; SMITH, A. D. **Prefabricated vertical drains.** V. 1, Federal Highway Administration, Relatório FHWA-RD-86/168. Washington, DC, EUA, 1986.
- [56] RONCARATI, H.; NEVES, L. E. **Projeto Jacarepaguá: Estudo geológico preliminar dos sedimentos recentes superficiais da Baixada de Jacarepaguá.** Petrobrás, CENPES, DEXPRO, 86 p., Rio de Janeiro, 1976.
- [57] SAYE, R. **Assessment of soil disturbance by the installation of displacement sand drains and prefabricated vertical drains.** Geotechnical Special Publication, ASCE, n. 119. 325-362, 2001.

- [58] SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo, Oficina de Textos, 2000.
- [59] SHARMA, J.; XIAO, D. **Determination of Smear Zone around Vertical Drains**. Soft Ground Technology, ASCE GPS-112, Holanda, 2000.
- [60] SHMIDT, C. A. B. **Uma análise de recalques pelo Método de Asaoka modificado com enfoque probabilístico**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1992.
- [61] SOUSA PINTO, C. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 2ª edição, São Paulo, Oficina de Textos, 355 p., 2002.
- [62] TAYLOR, D. W. **Soil Mechanics**. Willey International Edition, New York, John Willey e Sons, Inc. London, 1948.
- [63] TERZAGHI e FROLICH, O. K.. **Theorie der Setzung von Tonschichten**. F. Deuticke, Leipzig, 1936.
- [64] UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA. Geotecnia. Disponível em:<
<http://www.geotecnia.ufba.br/?vai=Extens%E3o/Instrumenta%E7%E3o/Inclinometro>>. Acesso em: 10 jan. 2016.
- [65] XIAO, D. **Consolidation of soft clay using vertical drains**. Tese de Doutorado, Nanyang Technological University, Singapore, 2000.