ANÁLISE DE DESEMPENHO DE ATERRO EXPERIMENTAL NA VILA PAN-AMERICANA

Anselmo Machado Borba

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Profª. Anna Laura Lopes da Silva Nunes, Ph.D.

Prof. Alberto Sampaio Ferraz Jardim Sayão, Ph.D.

Prof. Sandro Salvador Sandroni, Ph.D.

Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

SETEMBRO DE 2007

BORBA, ANSELMO MACHADO

Análise de Desempenho de Aterro Experimental na Vila Pan-Americana [Rio de Janeiro] 2007

XVII, 145 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 2007)

Dissertação - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1. Aterro Estaqueado reforçado

2. Argila mole

3. Obras de terra

I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

À minha mãe Maria Emília Borba
e ao meu pai Celso Borba.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M. Sc.)

ANÁLISE DE DESEMPENHO DE ATERRO EXPERIMENTAL NA VILA PAN-AMERICANA

Anselmo Machado Borba

Setembro/2007

Orientadora: Anna Laura Lopes da Silva Nunes

Programa: Engenharia Civil

A construção de aterros estaqueados reforçados tem crescido consideravelmente nos últimos anos. A inclusão de estacas e geossintéticos na fundação de aterros sobre solos moles apresenta várias vantagens tais como rapidez de execução, redução de recalques e maior estabilidade do aterro logo após a construção. Esta pesquisa objetiva a análise de desempenho de um aterro estaqueado reforçado experimental instrumentado, construído na Vila Pan Americana, Rio de Janeiro. Uma comparação entre o aterro experimental e obras instrumentadas da literatura é realizada em função dos recalques medidos. Esta pesquisa também analisa algumas características de projeto adotadas nas diferentes obras de aterros estaqueados reforçados da literatura. A comparação entre os diferentes casos indica algumas tendências e metodologias distintas, porém todas apresentando comportamento satisfatório.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Sciences (M. Sc.)

ANALYSIS OF PERFORMANCE OF EXPERIMENTAL EMBANKMENT ON VILA PANAMERICANA

Anselmo Machado Borba

September/2007

Advisor: Anna Laura Lopes da Silva Nunes

Department: Civil Engineering

The construction reinforced piled earthfills has grown significantly in the last years. The inclusion of piles and geosynthetics in the foundation of earthfills over soft ground presents advantages such as faster construction, reduced settlements and higher stability after construction. This research aims at analysing the performance of an instrumented reinforced piled earthfills, constructed at the Pan American Village, in Rio de Janeiro. A comparison of monitored settlements from this experimental fill and other instrumented fills reported in the literature is presented herein. This research also presents a critical analysis of the main design characteristics of reported reinforced piled earthfills. The comparison among the different cases indicates some distinct trends and methodologies, however all exhibiting satisfactory behavior.

ÍNDICE

1 INTRODUÇÃO 1

1.1 RELEVÂNCIA 1

1.2 OBJETIVO DO TRABALHO 3

1.3 METODOLOGIA DA PESQUISA 3

1.4 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS 4

2 ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS SOBRE SOLOS MOLES 6

2.1 INTRODUÇÃO 6

2.2 ATERROS OSBRE SOLOS MOLES 6

2.3 ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS 9

2.4 O FENÔMENO DO ARQUEAMENTO NOS SOLOS 14

2.5 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS 19

2.6 INSTRUMENTAÇÃO DE ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS 22

2.7 CASOS DE OBRAS DE ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS 24

2.7.1 Alexiew *et al*. (1995) 26

2.7.2 Jenner *et al.* (1998) 29

2.7.3 Rogbeck *et al*. (1998) 31

2.7.4 Hsi (2001) 33

2.7.5 Habib *et al*. (2002) 35

2.7.6 Raithel *et al*. (2002) 38

2.7.7 Zanzinger e Gartung (2002) 41

2.7.8 Heitz *et al*. (2005) 44

2.7.9 Vega-Meyer e Shao (2005) 47

2.7.10 Spotti (2006) 51

2.7.11 Freitas Araújo *et al*. (2007) 57

2.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS 61

3 ATERRO EXPERIMENRTAL 64

3.1 INTRODUÇÃO 64

3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO LOCAL 65
3.3 PROJETO E EXECUÇÃO DO ATERRO EXPERIMENTAL 67
3.3.1 Geometria do Aterro Experimental 68
3.3.2 Estacas 70
3.3.3 Capitéis 71
3.3.4 Geogrelha 72
3.3.5 O projeto de instrumentação 73
3.3.6 Execução do Aterro Experimental 75
3.4 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO MATERIAL DO ATERRO 80
3.4.1 Ensaios de campo 80
3.4.2 Ensaios de caracterização 81
3.4.3 Ensaios de cisalhamento direto 82

4 RESULTADOS E ANÁLISE DA INSTRUMENTAÇÃO DO ATERRO 88
4.1 INTRODUÇÃO 88
4.2 PLACAS DE RECALQUE 88
4.3 INCLINÔMETROS HORIZONTAIS 98
4.4 INCLINÔMETROS VERTICAIS 101
4.5 ELETRONÍVEIS 106
4.6 ANÁLISE GLOBAL DA INSTRUMENTAÇÃO 107
4.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS 109

5 COMPARAÇÃO ENTRE CASOS DE ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS 114
5.1 INTRODUÇÃO 114
5.2 COMPARAÇÃO ENTRE PROJETOS DE ATERROS ESTAQUEADOS 115
5.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS 128

6 CONCLUSÕES 131
6.1 CONCLUSÕES 131
6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS 133

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 134

ANEXOS **139**
ANEXO A - SONDAGENS 139
ANEXO B – ENSAIOS DE CAPACIDADE DE CARGA 142
ANEXO C – ENSAIOS DE CISALHAMENTO 144

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

Figura 2.1 – Configuração de aterro estaqueado sem e com reforço (adaptado de JONES *et al.*, 1990).....11

Figura 2.2 – Aterro estaqueado reforçado com geossintético (adaptado de KEMPFERT *et al.*, 2004).....12

Figura 2.3 – Aplicações de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos (MELLO *et al*., 2006).....12

Figura 2.4 - Estados limites últimos para aterros estaqueados reforçados (adaptado de BS8006, 1995).....13

Figura 2.5 - Estados limites de serviço para aterros estaqueados reforçados (adaptado de BS8006, 1995).....14

Figura 2.6 – Modelo do dispositivo para investigar arqueamento em solos e diagrama de tensões verticais (adaptado de TERZAGHI, 1943).....15

Figura 2.7 – Aterro estaqueado reforçado com geossintético acima dos capitéis (adaptado de HORGAN e SARSBY, 2002).....16

Figura 2.8 – Altura critica de solo determinada por ROGBECK *et al.*, 1998 (adaptado de ROGBECK *et al.*, 1998).....17

Figura 2.9 – Efeito de arqueamento em solo com 4,7% de umidade (HORGAN e SARSBY, 2002).....18

Figura 2.10 – Múltiplas camadas de geossintético (HORGAN e SARSBY, 2002).....19

Figura 2.11 - Vista isométrica dos arcos formados na malha quadrada de estacas (adaptado de HEWLETT & RANDOLPH, 1988).....20

Figura 2.12 – Local de construção do SESC/SENAC com indicação do local das obras da Vila Pan-Americana (adaptado de SPOTTI, 2006).....26

Figura 2.13 – Seção típica do aterro estaqueado reforçado construído sob a ferrovia (adaptado de ALEXIEW *et al.*, 1995).....27

Figura 2.14 – Recalques observados no aterro estaqueado reforçado (ALEXIEW *et al.*, 1995).....28

Figura 2.15 – Deformação da geogrelha usada no reforço do aterro estaqueado (adaptado de ALEXIEW *et al.*, 1995).....28

Figura 2.16 – Seção típica do trecho construído sobre estacas moldadas *in loco* com reforço geossintético (adaptando de JENNER *et al.*, 1998).....29

Figura 2.17 – Deformação ao longo do tempo nas geogrelhas: (a) inferior e (b) superior (JENNER *et al.*, 1998).....30

Figura 2.18 – Seção típica do aterro experimental (ROGBECK *et al.*, 1998).....31

Figura 2.19 – Instrumentação com placas de recalque na área escavada e na não escavada (adaptado de ROGBECK *et al.*, 1998).....32

Figura 2.20 – Recalques observados na área experimental (adaptado de ROGBECK *et al.*, 1998).....32

Figura 2.21 – Esquema de seção típica do aterro monitorado por HSI (2001).....34

Figura 2.22 – Recalques medidos e previstos (HSI, 2001).....34

Figura 2.23 – Seção típica do aterro estaqueado reforçado (HABIB *et al.*, 2002).....36

Figura 2.24 – Esquema de instrumentação com placas de recalque e células de tensão total (adaptado de HABIB *et al.*, 2002).....36

Figura 2.25 – Força registrada no topo das estacas (HABIB *et al.*, 2002).....37

Figura 2.26 – Tensão registrada no solo no vão entre os capitéis (HABIB *et al.*, 2002).....37

Figura 2.27 – Perfil típico da área (RAITHEL *et al.*, 2002).....39

Figura 2.28 – Projeto de construção do dique (adaptado de RAITHEL *et al.*, 2002).....39

Figura 2.29 – Recalques medidos na seção VI (adaptado de RAITHEL *et al.*, 2002).....41

Figura 2.30 – Aterro estaqueado reforçado construído sob a ferrovia (adaptado de ZANZINGER e GARTUNG, 2002).....42

Figura 2.31 – Recalques observados acima das estacas (ZANZINGER e GARTUNG, 2002).....43

Figura 2.32 – Recalques observados nos vãos entre capitéis (ZANZINGER e GARTUNG, 2002).....43

Figura 2.33 – Deslocamentos observados na base do aterro (adaptado de ZANZINGER e GARTUNG, 2002).....44

Figura 2.34 – Seção típica do subsolo da ferrovia (adaptado de HEITZ *et al.*, 2005).....44

Figura 2.35 – Geometria da fundação da ferrovia após a 1ª intervenção de reforço (adaptado de HEITZ *et al.*, 2005).....45
Figura 2.36 – Seção típica do subsolo da ferrovia após a 2ª intervenção de reforço (adaptado de HEITZ *et al.*, 2005).....46
Figura 2.37 – Recalques observados após 2ª etapa de reforço da ferrovia (adaptado de HEITZ *et al.*, 2005).....47
Figura 2.38 – Malha de estacas adotadas (adaptado de VEGA-MEYER e SHAO, 2005).....48
Figura 2.39 – Seção típica do projeto de reforço (adaptado de VEGA-MEYER e SHAO, 2005).....48
Figura 2.40 – Arranjo esquemático da instrumentação de campo (adaptado de VEGA-MEYER e SHAO, 2005).....49
Figura 2.41 – Recalques observados no corpo do aterro (VEGA-MEYER e SHAO, 2005).....49
Figura 2.42 – Deformação do reforço acima do vão entre capitéis (VEGA-MEYER e SHAO, 2005).....50
Figura 2.43 – Deformação do reforço acima do capitel (VEGA-MEYER e SHAO, 2005).....50
Figura 2.44 – Tensão vertical aplicada na camada mais inferior de geogrelha (VEGA-MEYER e SHAO, 2005).....50
Figura 2.45 – Fase inicial da construção do SESC/SENAC com indicação do local das futuras obras da Vila Pan-Americana (adaptado de SPOTTI, 2006).....52
Figura 2.46 – Perfil típico do subsolo na região central do terreno do SESC/SENAC (ALMEIDA *et al.*, 2000).....52
Figura 2.47 – Perfil típico do terreno após a conclusão do aterro convencional, 1ª etapa da obra (SPOTTI, 2006).....53
Figura 2.48 – Esquema das configurações da área experimental do aterro estaqueado reforçado do SESC/SENAC (adaptado de SPOTTI, 2006).....54
Figura 2.49 – Detalhe do trecho escavado adotado em alguns trechos do aterro estaqueado reforçado (adaptado de ALMEIDA *et al.*, 2007[(b)]).....55
Figura 2.50 – Medidas de recalques para áreas escavadas e não escavadas (SPOTTI, 2006).....56

Figura 2.51 – Localização do aterro monitorado por FREITAS ARAUJO *et al.*, 2007 (adaptado de ALMEIDA *et al.*, 2007[(b)])....58
Figura 2.52 – Seção típica do aterro experimental (FREITAS ARAÚJO *et al.*, 2007)....58
Figura 2.53 – Planta da área experimental instrumentada (adaptado de FREITAS ARAÚJO *et al.*, 2007)....59
Figura 2.54 – Recalques observados na área experimental (FREITAS ARAÚJO *et al.*, 2007)....60
Figura 2.55 – Tensão registrada na geogrelha (FREITAS ARAÚJO *et al.*, 2007).....60

CAPÍTULO 3

Figura 3.1 – Área de construção do aterro experimental: Vila Pan-Americana na zona oeste do Rio de Janeiro....66
Figura 3.2 - Perfil do subsolo na área do aterro experimental....67
Figura 3.3 – Planta do aterro experimental....69
Figura 3.4 – Seção AA do aterro experimental....69
Figura 3.5 – Seção BB do aterro experimental....69
Figura 3.6 – Geometria dos capitéis utilizados no aterro experimental (adaptado de SANDRONI, 2007)....71
Figura 3.7 – Geogrelha adotada para o reforço do aterro....72
Figura 3.8 – Instrumentação do aterro experimental....74
Figura 3.9 – Detalhe da instalação da instrumentação (SANDRONI, 2007)....74
Figura 3.10 – Cravação das estacas na área experimental (SANDRONI, 2007)....75
Figura 3.11 – Construção dos capitéis....76
Figura 3.12 – Conformação do aterro entre os capitéis (SANDRONI, 2007)....76
Figura 3.13 – Preenchimento da área central do aterro com pneus....77
Figura 3.14 – Início da construção do muro de gabião (SANDRONI, 2007)....78
Figura 3.15 – Instalação da geogrelha (SANDRONI, 2007)....78
Figura 3.16 – Detalhe da instalação da instrumentação (SANDRONI, 2007)....79
Figura 3.17 – Aterro experimental após a construção da 4ª e última camada....79
Figura 3.18 – Curvas granulométricas dos solos do aterro experimental....82

Figura 3.19 – Detalhe da caixa de cisalhamento.....83
Figura 3.20 – Envoltória de resistência do solo 1.....85
Figura 3.21 - Envoltória de resistência do solo 2.....86
Figura 3.22 – Envoltória de resistência do solo 3.....86
Figura 3.23 - Envoltória de resistência do solo 4.....86

CAPÍTULO 4

Figura 4.1 – Localização das placas de recalque.....89
Figura 4.2 – Recalques medidos pelas placas P1, P2, P3, P4, P5 e P6 (adaptado de SANDRONI, 2007).....90
Figura 4.3 – Recalques medidos pelas placas P7, P8, P9, P10, P11 e P12 (adaptado de SANDRONI, 2007).....90
Figura 4.4 – Recalques medidos pelas placas P13, P14, P15, P16, P17 e P18 (adaptado de SANDRONI, 2007).....90
Figura 4.5 – Recalques medidos pelas placas P19, P20, P21, P22, P23 e P24 (adaptado de SANDRONI, 2007).....91
Figura 4.6 – Recalques medidos pelas placas P25, P26, P27, P28, P29 e P30 (adaptado de SANDRONI, 2007).....91
Figura 4.7 – Recalques medidos pelas placas P31, P32, P33, P34, P35 e P36 (adaptado de SANDRONI, 2007).....91
Figura 4.8 – Curvas isorrecalques ao final do 1° carregamento e deformações verticais na fundação do aterro ao final do 1° carregamento.....92
Figura 4.9 – Curvas isorrecalques ao final do 2° carregamento e deformações verticais na fundação do aterro ao final do 2° carregamento.....92
Figura 4.10 – Curvas isorrecalques ao final do 3° carregamento e deformações verticais na fundação do aterro ao final do 3° carregamento.....93
Figura 4.11 – Curvas isorrecalques ao final do 4° carregamento e deformações verticais na fundação do aterro ao final do 4° carregamento.....93
Figura 4.12 – Relação entre a altura do aterro e o vão livre entre dois capitéis *vs* recalques medidos e o vão livre entre dois capitéis.....96
Figura 4.13 – Relação entre a altura do aterro e o vão livre entre quatro capitéis *vs* recalques medidos e o vão livre entre quatro capitéis.....96

Figura 4.14 – Relação entre a altura do aterro e o vão livre entre dois capitéis *vs* recalques medidos e o vão livre entre dois capitéis – área escavada.....97
Figura 4.15 – Relação entre a altura do aterro e o vão livre entre quatro capitéis *vs* recalques medidos e o vão livre entre quatro capitéis – área escavada.....97
Figura 4.16 – Localização dos inclinômetros horizontais e placas de recalque correspondentes.....99
Figura 4.17 – Deslocamentos horizontais registrados pelo inclinômetro horizontal IH1.....99
Figura 4.18 – Deslocamentos horizontais registrados pelo inclinômetro horizontal IH2.....99
Figura 4.19 – Localização e direção dos eixos de leitura dos inclinômetros.....102
Figura 4.20 – Deslocamento horizontal na direção AA do inclinômetro IV1 (adaptado de SANDRONI, 2007).....102
Figura 4.21 – Deslocamento horizontal na direção BB do inclinômetro IV1 (adaptado de SANDRONI, 2007).....103
Figura 4.22 – Deslocamento horizontal na direção AA do inclinômetro IV2 (adaptado de SANDRONI, 2007).....103
Figura 4.23 – Deslocamento horizontal na direção BB do inclinômetro IV2 (adaptado de SANDRONI, 2007).....104
Figura 4.24 – Localização do aterro convencional com drenos verticais próximo ao aterro experimental (adaptado de SANDRONI, 2007).....106
Figura 4.25 – Localização dos eletroníveis nos capitéis das estacas B3 e B5.....106
Figura 4.26 – Inclinação registrada nos capitéis das estacas B3 e B5.....107
Figura 4.27 – Seção típica do aterro estaqueado reforçado na área de recuo das edificações da Vila Pan-Americana (SANDRONI e DEOTTI, 2008).....111
Figura 4.28 – Construção de trecho de aterro estaqueado reforçado nas áreas de recuo das edificações da Vila Pan-Americana (SANDRONI e DEOTTI, 2008).....112

CAPÍTULO 5

Figura 5.1 – Relação entre a altura do aterro e o vão livre entre capitéis *vs* recalques medidos e o vão livre entre capitéis de aterros diversos.....116

Figura 5.2 – Estimativa do coeficiente de redução das tensões a partir de análises numéricas tridimensionais (KEMPTON *et al.*, 1998).....122

Figura 5.3 – Estimativa dos máximos recalques em aterros estaqueados reforçados a partir de análises numéricas tridimensionais (KEMPTON *et al.*, 1998).....122

Figura 5.4 – Estimativa das tensões médias no geossintético a partir de análises numéricas tridimensionais (KEMPTON *et al.*, 1998).....123

Figura 5.5 – Comparação entre a relação das diferentes alturas e espaçamentos de aterros estaqueados reforçados e a máxima otimização do efeito de arqueamento segundo KEMPTON *et al.* (1998).....125

Figura 5.6 – Comparação entre a relação das diferentes alturas e espaçamentos de aterros estaqueados reforçados e a altura crítica indicada na BS8006 (1995).....125

Figura 5.7 – Comparação entre a relação das diferentes alturas e espaçamentos de aterros estaqueados reforçados e a altura crítica segundo ROGBECK *et al.* (1998).....126

Figura 5.8 – Comparação entre a relação das diferentes alturas e espaçamentos de aterros estaqueados reforçados e a altura crítica segundo HORGAN e SARBY (2002).....126

ÍNDICE DE TABELAS

CAPÍTULO 2

Tabela 2.1 – Técnicas usuais para construção de aterros sobre solos moles.....8
Tabela 2.2 – Recalques previstos na 1ª fase do projeto (adaptado de RAITHEL *et al.*, 2002).....40
Tabela 2.3 – Recalques observados ao final do monitoramento (SPOTTI, 2006).....56
Tabela 2.4 – Deformações medidas na geogrelha (SPOTTI, 2006).....57
Tabela 2.5 – Exemplos de obras de aterros estaqueados instrumentadas a partir da década de 90.....63

CAPÍTULO 3

Tabela 3.1 - Descrição do solo mole da Vila Pan-Americana (adaptado de SANDRONI e DEOTTI, 2008).....61
Tabela 3.2 – Características estruturais das estacas adotadas no aterro experimental (adaptado de SANDRONI, 2007).....70
Tabela 3.3 – Resumo dos dados de cravação das estacas (SANDRONI, 2007).....70
Tabela 3.4 – Características do solo das camadas do aterro experimental.....80
Tabela 3.5 – Resultados dos ensaios de densidade real dos grãos e limites de Atterberg.....81
Tabela 3.6 – Valores de densidade dos corpos de prova ensaiados (kN/m³).....84
Tabela 3.7 – Parâmetros de resistência dos solos ensaiados.....87

CAPÍTULO 4

Tabela 4.1 – Recalques máximos medidos pelos inclinômetros horizontais IH1 e IH2.....100

CAPÍTULO 5

Tabela 5.1 - Relações entre altura, recalque medido e o vão livre entre capitéis de aterros.....115

Tabela 5.2 – Relação das alturas e espaçamentos adotados em diferentes projetos de aterros estaqueados reforçados.....124

1

INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA

A ocupação urbana no Brasil ocorreu com maior intensidade ao longo da grande extensão da costa do país. Com grande freqüência as intervenções civis nestas áreas costeiras ocorrem sobre espessas camadas de solos compressíveis, em geral de origem flúvio marinha (ALMEIDA e MARQUES, 2004 e SANDRONI, 2006). Assim sendo, no Brasil muitos são os projetos de engenharia civil executados em áreas com camadas de solos moles. Como exemplo de um destes projetos, pode-se citar a Vila Pan-Americana do Rio de Janeiro, situada na zona oeste da cidade do Rio de Janeiro, área onde se tem registro de camadas de argilas muito moles de até 18 metros de espessura (ALMEIDA e MARQUES, 2004).

Para o dimensionamento de aterros sobre camadas espessas de solos moles, basicamente dois problemas devem ser analisados do ponto de vista técnico. São eles a estabilidade do aterro logo após a construção e os recalques previstos ao longo do tempo (MASSAD, 2003).

Para aumentar o fator de segurança contra a ruptura de aterros, uma solução usual é a adoção de bermas de equilíbrio nas extremidades do mesmo. No entanto, em situações onde o espaço é limitado para a construção de bermas ou em que as áreas de empréstimo se situem a grandes distâncias, uma solução alternativa é a adoção de camada de geossintético na base do aterro. Aterros reforçados com geossintéticos sobre solos moles são cada vez mais utilizados com o objetivo de melhoria da estabilidade da obra.

Para solucionar o problema das deformações excessivas durante e após o final da obra, uma alternativa consiste em se induzir a aceleração da consolidação da camada de solo mole. Para tanto, soluções como o uso de pré-carregamento e drenos verticais são usuais. Entretanto, quando o cronograma da obra exige a utilização imediata do aterro, esta solução pode ser inviável devido ao tempo necessário para a sua aplicação.

No caso de camadas de solos compressíveis de pequena espessura, em geral até cerca de 4m (ALMEIDA, 1996), e não mais do que 7m (MASSAD, 2003), uma alternativa a ser adotada é a remoção do solo mole e posterior reaterro da área com solo compactado. Esta alternativa contribui simultaneamente para o aumento do fator de segurança contra a ruptura do corpo do aterro e para a redução dos recalques pós-construtivos do aterro, isso quando não os elimina totalmente. Porém, muitas vezes esta solução apresenta danos ambientais extremamente negativos, tornando-a inviável de ser adotada .

Uma solução alternativa e economicamente interessante para a construção de aterros sobre solos moles, também com vantagens ambientais, é a construção de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos. Com esta solução, os solos locais não são removidos, tampouco têm sua composição natural alterada . Neste tipo de solução, os dois requisitos a serem atendidos em obras de aterros sobre solos moles são atendidos. Há a eliminação de recalques significativos que ocorreriam caso o aterro fosse apoiado diretamente sobre o solo mole, pois as estacas transferem o peso do aterro, ou pelo menos parte dele, para camadas mais competentes, e também o aumento da garantia de estabilidade do aterro (SANDRONI, 2006).

A construção de aterros estaqueados reforçados com a adoção de materiais geossintéticos tem se difundido nos últimos anos. Entretanto, muitas vezes não se verifica na literatura técnica uma convergência dos resultados dos métodos propostos de dimensionamento, resultados de análises numéricas e monitoramento de obras (SALES, 2002). Isto se verifica principalmente com relação à quantidade de reforços a ser usada para que se tenha uma redução significativa dos recalques do aterro e das tensões verticais transferidas ao solo de fundação (SÁ e PALMEIRA, 2001).

Em função dos diversos fatores que influenciam o comportamento de aterros construídos sobre estacas, este tipo de obra é acompanhado de grande complexidade, sendo fundamental, portanto, o desenvolvimento de estudos sobre o assunto.

1.2 OBJETIVO DO TRABALHO

Este estudo tem como objetivo analisar o comportamento de um aterro estaqueado reforçado com geogrelha, construído em caráter experimental na Vila Pan-Americana do Rio de Janeiro. O aterro foi instrumentado a fim de se registrar os deslocamentos horizontais e verticais resultantes das etapas de construção e operação. A exumação do aterro experimental também foi realizada objetivando confirmar as condições observadas através do monitoramento dos instrumentos instalados.

A pesquisa também teve como objetivo a comparação do aterro experimental construído com diversos outros projetos similares reportados na literatura a partir da década de 90.

Com base nos diferentes casos de aterros estaqueados reforçados da literatura, procurou-se também analisar e comparar as principais características de projeto adotadas nas diferentes obras, além do desempenho das obras instrumentadas em função dos recalques medidos nos aterros.

1.3 METODOLOGIA DA PESQUISA

A metodologia de pesquisa adotada consistiu no acompanhamento da execução, operação e exumação de um aterro experimental estaqueado e reforçado com geogrelha na Vila Pan-Americana do Rio de Janeiro. O aterro foi construído e instrumentado objetivando a análise da viabilidade da solução em aterro estaqueado reforçado, de maneira a ser adotada pela construtora responsável pelo empreendimento.

O aterro experimental da Vila Pan-Americana ocupou uma área de 14,4 x 9,4m e foi construído e monitorado por, aproximadamente, 100 dias. O mesmo foi executado em quatro camadas, atingindo uma altura de 2,9m ao final da última camada. O aterro

teve os seus deslocamentos verticais e horizontais monitorados por 36 placas de recalque, 2 inclinômetros horizontais, 2 inclinômetros verticais e 3 eletroníveis.

Paralelamente ao monitoramento do aterro experimental teve início uma revisão bibliográfica sobre diferentes casos de obras de aterros estaqueados reforçados publicados. A partir dos dados relatados por diferentes autores procedeu-se com a comparação entre os diversos projetos de aterros estaqueados reforçados, incluindo-se o aterro experimental da Vila Pan-Americana.

1.4 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

Esta dissertação encontra-se dividida em seis capítulos. Segue-se a este capítulo, o Capítulo 2 com uma breve revisão bibliográfica abordando aterros estaqueados reforçados. Na revisão bibliográfica são citados os principais fatores que influenciam no comportamento mecânico de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos. Apresentam-se também os principais instrumentos empregados para o monitoramento de aterros estaqueados e reforçados. Diferentes casos de aterros estaqueados reforçados, reportados por diferentes autores, são descritos no Capítulo 2.

O Capítulo 3 apresenta o projeto do aterro estaqueado reforçado experimental na Vila Pan-Americana, totalmente instrumentado, cuja construção foi acompanhada durante esta pesquisa. São apresentados os materiais adotados no aterro (estacas, capitéis, geogrelhas e a instrumentação de campo), assim como todo o processo construtivo do mesmo. Apresenta-se também a caracterização da área do aterro experimental e do solo utilizado no corpo do aterro.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados da instrumentação de campo do aterro experimental da Vila Pan-Americana. Com base nos resultados, analisa-se o desempenho do aterro, assim como a sua influência para a concepção final do projeto de aterro a ser adotado nas áreas de recuo das edificações da Vila Pan-Americana.

No Capítulo 5 é realizada uma comparação do desempenho dos diferentes casos de aterros estaqueados reforçados apresentados no Capítulo 2, incluindo-se o aterro

experimental da Vila Pan-Americana. Procede-se também com avaliação teórica da contribuição do efeito de arqueamento nos aterros reportados pelos diferentes autores.

O Capítulo 6 encerra esta dissertação com a exposição das principais conclusões alcançadas durante a pesquisa, assim como algumas sugestões para pesquisas futuras.

Finalmente são apresentados três anexos contendo as sondagens da área (Anexo 1), os resultados dos ensaios de capacidade de carga das estacas (Anexo 2) e os resultados de ensaios de cisalhamento de laboratório (Anexo 3) realizados no material do aterro experimental da Vila Pan-Americana.

2

ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS SOBRE SOLOS MOLES

2.1 INTRODUÇÃO

Construir um aterro alto sobre solo de fundação de baixa capacidade de carga é um desafio que requer alguma solução para estabilização. Existem algumas soluções para se enfrentar este problema, como, por exemplo: pré-carregamento, bermas de equilíbrio, melhoramento do solo, reforço e estaqueamento do solo. A última alternativa pode ser adotada paralelamente com o uso do reforço na base do aterro e constitui o objeto deste capítulo. A adoção de aterros estaqueados reforçados fundados sobre solos moles aumenta a estabilidade da obra e diminui o seu tempo de execução.

Neste capítulo será apresenta uma concisa revisão bibliográfica abordando o tema de aterros estaqueados reforçados sobre solos moles. São apresentados conceitos tais como o de arqueamento nos solos, mecanismo fundamental para a eficiência da solução em aterro estaqueado reforçado. São apresentados também os trabalhos de diferentes autores que desenvolveram métodos de dimensionamento de aterros estaqueados reforçados. Encerra-se o capítulo com a apresentação de 11 casos de obras de aterros estaqueados reforçados instrumentadas.

2.2 ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

O crescimento dos centros urbanos brasileiros tem impulsionado a necessidade de construção de infra-estrutura em locais onde o subsolo seria considerado, inicialmente, inadequado. Próximo a grandes cidades, em particular no litoral brasileiro, os terrenos com solos de melhor qualidade já foram utilizados, e as áreas disponíveis

muitas vezes situam-se em áreas baixas com solos moles (ALMEIDA *et al.*, 2000). Os depósitos de solos moles constituem locais adversos para a implantação de obras no âmbito da Engenharia Civil, pelo que foram sucessivamente preteridos em favor de outros locais de maior qualidade geotécnica, de modo a reduzir as dificuldades técnicas e os custos associados às mesmas.

O termo solo mole é usualmente empregado para depósitos de solos de baixa consistência, caracterizados por baixa resistência ao cisalhamento e elevada compressibilidade. São exemplos típicos as argilas e os siltes saturados. Depósitos de solo mole apresentam, em geral, alguns aspectos em comum: situam-se em zonas planas, são formados por solos finos e, conseqüentemente, apresentam más condições de drenagem. Os principais problemas observados na construção de aterros sobre solos moles são a possibilidade de recalques diferenciais, em decorrência das deformações da camada de solo mole, a necessidade de um longo período de espera para que os recalques se estabilizem e a possibilidade de ocorrência de ruptura devido ao elevado acréscimo de poropressões no solo de fundação.

Quando se torna necessária a intervenção em áreas com camadas de solos moles, as soluções convencionais para a construção de aterros nem sempre atendem aos requisitos de tempo e segurança exigidos pela obra, além de algumas vezes serem inviáveis do ponto de vista ambiental (SALES, 2002).

Para a construção de aterros sobre solos moles, frequentemente são adotadas as soluções apresentadas na Tabela 2.1.

Somam-se as técnicas de construção de aterros sobre solos moles da Tabela 2.1, no entanto, com menor aplicação devido principalmente a seus altos custos, o pré-carregamento por vácuo e a eletro-osmose. O pré-carregamento com vácuo, técnica bastante difundida na Ásia e Europa (ALMEIDA e MARQUES, 2004), é ideal para espessas camadas argilosas de baixa resistência. Já a eletro-osmose requer grande investigação das propriedades físico-químicas, compressíveis e permeáveis do solo para se atingir adequado grau de confiabilidade na técnica (ALMEIDA, 1996).

Tabela 2.1 – Técnicas usuais para construção de aterros sobre solos moles.

Método	Desvantagem	Adequabilidade	Observação
Substituição da argila	Local para disposição do solo extraído[1]	Boa em casos de total substituição[1]	Rápido e caro[1]
Pré-carregamento	Tempo prolongado[1]	Baixa se recalques desejados são pequenos[1]	Lento e barato[1]
Bermas de equilíbrio	Espaço ocupado pelas bermas	Boa	Lento e barato
Estacas granulares	Necessidade de equipamentos e testes preliminares de campo[1]	Boa se associada a testes de campo[1]	Rápido e caro[1]
Drenos verticais	Menor eficiência em solos turfosos e orgânicos[1]	Boa	Rápido e caro
Geossintéticos	Recalques elevados	Boa	Rápido com custo moderado
Aterro estaqueado	Necessidade de equipamentos especiais	Boa[1]	Rápido e caro[1]
Aterro com materiais leves (ex: isopor)	Necessidade de proteção do material leve[1]	Baixa se recalques desejados são pequenos[1]	Caro e rápido

[1]ALMEIDA, 1996, MACEDO, 2002.

A técnica antiga e mais usual de remoção de camadas pouco espessas de solo mole é atualmente de difícil viabilidade em grandes cidades, por falta de local adequado para a disposição deste material, em função de condicionantes ambientais recentes (ALMEIDA e MARQUES, 2004).

A utilização de estacas granulares na base do aterro com o objetivo de acelerar e diminuir recalques é uma solução pouco utilizada no Brasil, mas é largamente utilizada em outros países. A inserção de drenos verticais na camada de argila mole com o objetivo de acelerar os recalques é uma técnica bastante difundida e adotada (ALMEIDA, 1996). O reforço da base do aterro com geossintéticos é cada vez mais difundido e adotado com o objetivo de garantir a estabilidade da obra. Nas últimas décadas, os geossintéticos vêm desempenhando um papel fundamental, substituindo ou aprimorando técnicas existentes, permitindo associações e combinações com solos e agregados, resultando em soluções mais rápidas, mais leves, mais esbeltas, mais confiáveis e mais econômicas (MELLO e BILFINGER, 2004). Uma alternativa com a

adoção de geossintéticos, que passou a ser muito difundida a partir dos anos 90, é a construção de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos (ALMEIDA *et al.*, 2007a).

2.3 ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS

Aterros estaqueados são estruturas mistas que combinam uma solução de terraplanagem convencional, o aterro propriamente dito, com uma solução típica de fundação profunda, as estacas. Objetivando redistribuir as cargas não suportadas diretamente pelas estacas, o material geossintético é adicionado à base do aterro.

Os geossintéticos são produtos manufaturados de material polimérico, oriundos da indústria petroquímica. Os polímeros mais comumente utilizados na confecção destes materiais são o polipropileno, o polietileno e o poliéster. Os geossintéticos podem ser usualmente encontrados nas formas de geotêxteis (tecidos ou não tecidos), geogrelhas, geocélulas, geomembranas, geodrenos, geomalhas, georredes e geocompostos. Os materiais mais utilizados como elementos de reforço em aterros estaqueados são os geotêxteis e as geogrelhas.

Dentre os materiais sintéticos, os geotêxteis são os mais tradicionais. Estes materiais são formados por fibras oriundas da fusão e posterior extrusão dos polímeros. Os geotêxteis são classificados em tecidos e não-tecidos, em função da forma de arranjo de suas fibras. No caso dos geotêxteis tecidos, o lançamento das fibras dá-se de forma ordenada, com máquinas têxteis convencionais. Já no caso dos geotêxteis não-tecidos, esse lançamento ocorre de forma aleatória. O ligamento das fibras para este caso pode ser feito por entrelaçamento mecânico com agulhas (geotêxtil agulhado), por fusão parcial (geotêxtil termoligado), por meio de produtos químicos (geotêxtil resinado) ou por reforço (geotêxtil reforçado via fios de aço, costuras, etc.). Pode ocorrer também a combinação de dois ou mais processos na confecção de uma manta de geotêxtil. Os geotêxteis podem apresentar elevada resistência à tração, o que possibilita seu emprego em obras de reforço com sucesso.

As geogrelhas também são utilizadas com freqüência no reforço de aterros. São definidas como estruturas planas, em forma de grelha, constituídas por elementos com

função predominante de resistência à tração. As geogrelhas podem apresentar variadas formas espaciais, dependendo do produto e do fabricante. Em comparação aos geotêxteis, as geogrelhas são muito mais rígidas.

A escolha do tipo de geossintético adequado para adoção como reforço irá depender da sua rigidez, resistência à tração e de sua previsão de deformação a curto e longo prazo. Os valores de deformação devem ser limitados a 6% (BS8006, 1995) no momento da construção (curto prazo) e a 2% (BS8006, 1995) durante a vida útil da obra (longo prazo). Estes limites objetivam evitar elevados recalques diferenciais no aterro durante a sua utilização. Este ponto é particularmente crítico no caso de aterros de rodovias e ferrovias. Conseqüentemente, apenas reforços com alta rigidez, que combinem alta resistência e baixa deformabilidade, devem ser considerados para este tipo de obra.

O uso de reforços geossintéticos na base dos aterros estaqueados melhora o seu desempenho, permitindo otimizar espessuras de aterro, espaçamentos entre estacas e redução ou até eliminação dos capitéis normalmente empregados (MELLO e BILFINGER, 2004). A inserção de reforço geossintético neste tipo de obra também proporciona a diminuição dos recalques diferenciais em aterros de pequena altura (BS8006, 1995), suportando localmente as zonas em colapso. Adicionalmente, a presença do reforço na base do aterro elimina a necessidade do uso de estacas inclinadas ao longo das extremidades do aterro (JONES *et al.*, 1990). A Figura 2.1 ilustra as configurações de aterro estaqueado com e sem reforço.

SANDRONI (2006) afirma que, em virtude da característica flexível do reforço geossintético, como elementos profundos de transferência do carregamento imposto pelo aterro podem ser adotados elementos rígidos ou semi-rígidos. Os elementos rígidos são caracterizados por estacas com nega fechada, e os semi-rígidos por colunas de brita, de solo cimento (*jet-grout*), ou de areia, envoltas por geossintéticos (tipo *ringtrack*), ou estacas flutuantes com nega aberta.

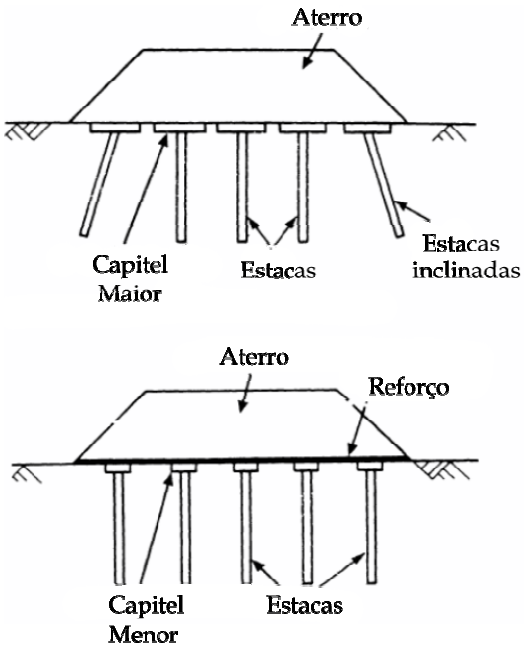

Figura 2.1 – Configuração de aterro estaqueado sem e com reforço (adaptado de JONES *et al.*, 1990).

O uso de aterros estaqueados reforçados tem como fundamento proporcionar a transferência da carga do aterro diretamente a um substrato mais resistente de solo abaixo da camada compressível, diminuindo as tensões atuantes na camada de solo compressível, evitando desta maneira os recalques excessivos do aterro. A utilização desta metodologia de construção tem se tornado cada vez mais atrativa devido à economia de tempo alcançada com esta solução (SPOTTI, 2006). Alguns fatores a se destacar na adoção de aterros estaqueados reforçados são:

1. Permite rápida construção do aterro sem a necessidade de se esperar o adensamento da camada compressível;
2. Elimina a necessidade de excesso de solo para acelerar o processo de adensamento (pré-carregamento) ou compensar os efeitos dos recalques excessivos;
3. Reduz a interferência no meio ambiente devido aos menores volumes de material de jazida para a construção do aterro.

A Figura 2.2 ilustra a solução em aterro estaqueado reforçado com geossintético sobre solos moles. No lado esquerdo é apresentado um aterro reforçado apoiado sobre estacas isoladas. No lado direito, o mesmo é suportado por vigas de fundação.

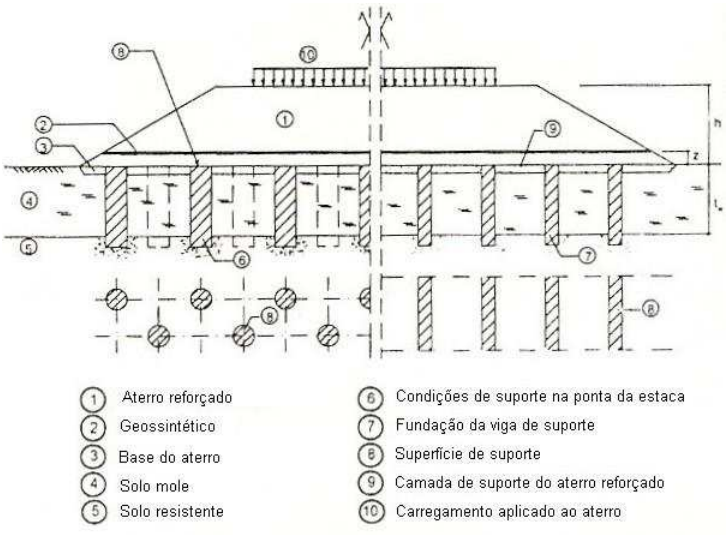

Figura 2.2 – Aterro estaqueado reforçado com geossintético (adaptado de KEMPFERT *et al.*, 2004).

O uso de aterros estaqueados reforçados pode ser adotado para diferentes aplicações. A Figura 2.3 ilustra alguns exemplos de aplicação de aterro estaqueado reforçado.

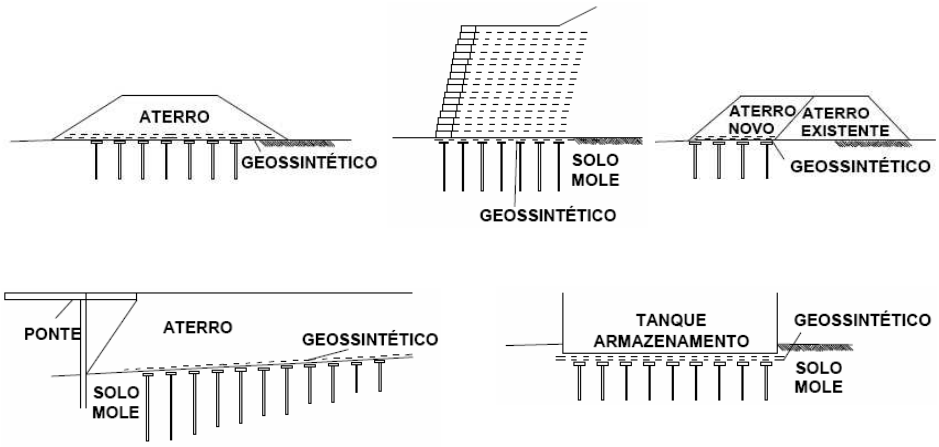

Figura 2.3 – Aplicações de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos (MELLO *et al.*, 2006).

Durante o projeto de aterros estaqueados o engenheiro deve realizar uma série de análises visando avaliar o comportamento previsto para o aterro. Estas análises devem focar os estados limites últimos e estado limite de serviço do aterro estaqueado.

Segundo a BS8006 (1995), são cinco os estados limites últimos a serem considerados (Figura 2.4):

1. Capacidade de carga do grupo de estacas (Figura 2.4a);
2. Adequada extensão do estaqueamento nas laterais do aterro (Figura 2.4b);
3. Distribuição das cargas nos capitéis (Figura 2.4c);
4. Estabilidade ao deslizamento dos taludes laterais do aterro (Figura 2.4d);
5. Estabilidade global do aterro (Figura 2.4e).

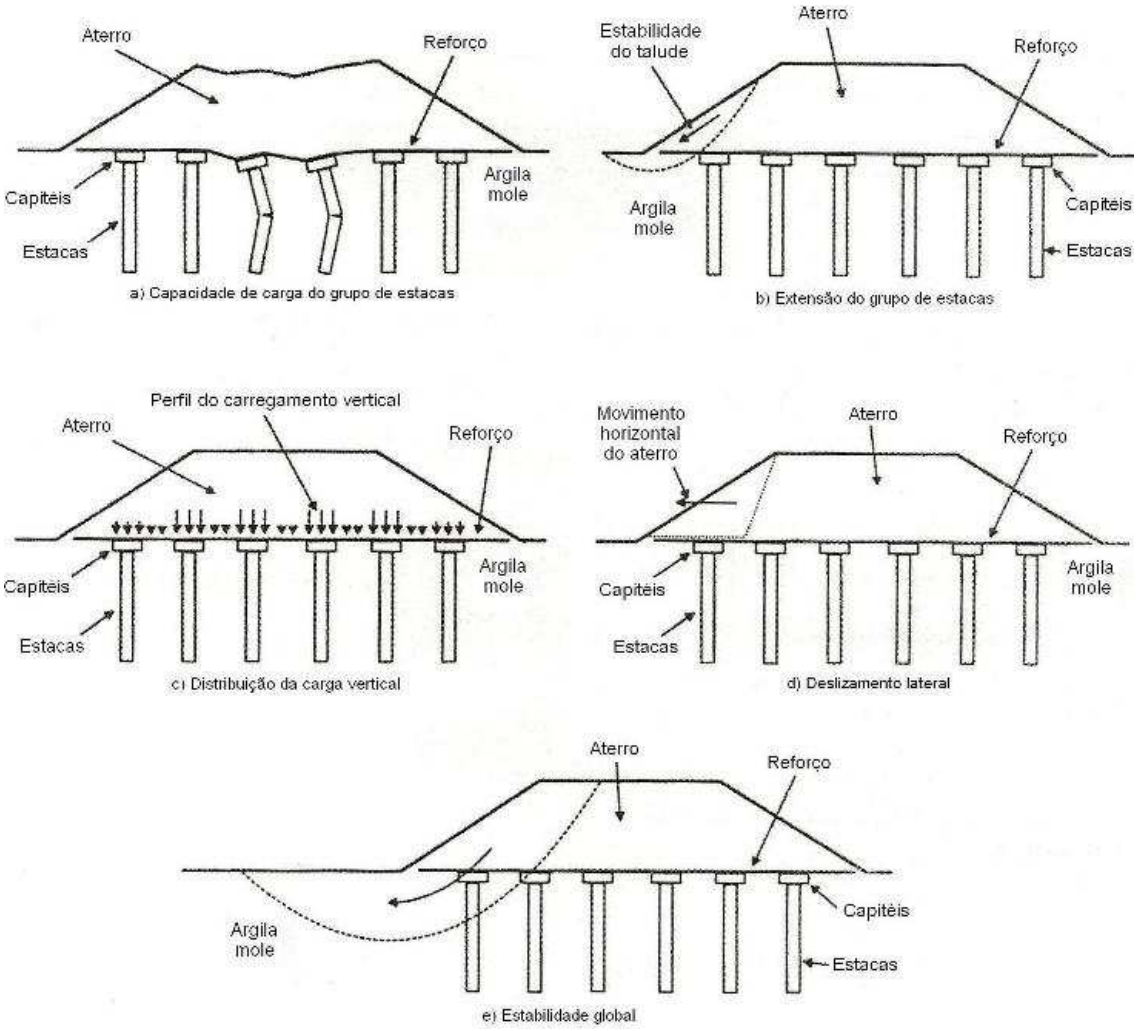

Figura 2.4 - Estados limites últimos para aterros estaqueados reforçados (adaptado de BS8006, 1995).

Para os estados limites de serviço, a BS8006 (1995) considera (Figura 2.5):

1. Deformação excessiva do reforço (Figura 2.5a);

2. Recalque excessivo das estacas de fundação (Figura 2.5b).

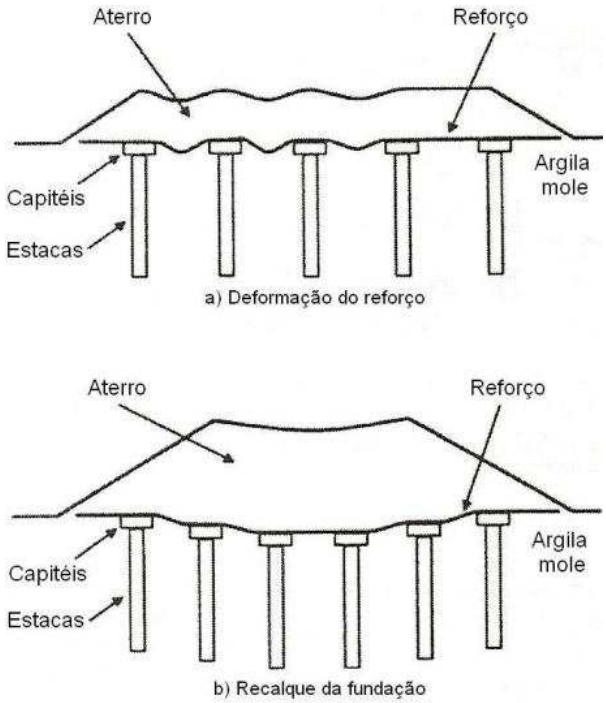

Figura 2.5 - Estados limites de serviço para aterros estaqueados reforçados (adaptado de BS8006, 1995).

2.4 O FENÔMENO DO ARQUEAMENTO NOS SOLOS

Um fenômeno extremamente importante para o estudo de aterros estaqueados é o efeito de arqueamento nos solos. TERZAGHI (1943) descreveu o fenômeno de arqueamento em solos como "... um dos mais universais fenômenos encontrados em solos tanto no campo como em laboratório".

Para estudar o arqueamento em solos, TERZAGHI (1943) utilizou-se do dispositivo mostrado na Figura 2.6. Neste experimento, quando parte do suporte de uma massa de solo cede, a massa de solo apoiada sobre esta parte tende a se movimentar gerando uma superfície de ruptura no interior da massa de solo. Assim sendo, a massa de solo apoiada sobre a parte móvel irá se deslocar, permanecendo o restante da massa de solo imóvel. O movimento relativo dos grãos de solo adjacentes à superfície de ruptura será combatido pela resistência ao cisalhamento mobilizada entre a massa de solo que tende a se deslocar e a massa estacionária. Esta resistência mobilizada tende a

manter a massa de solo que está cedendo em seu lugar original. Este fenômeno resulta na redução da tensão normal atuante na parte móvel do suporte e aumento da tensão normal na parte fixa.

O fenômeno de aumento da tensão cisalhante no plano de ruptura que separa a massa de solo que está cedendo da massa de solo estacionária adjacente foi denominado por TERZAGHI (1943) de Efeito de Arqueamento.

Em seu estudo, TERZAGHI (1943) usou o termo arco visando explicar a distribuição não uniforme de tensões do solo sobre a estrutura de contenção. O arqueamento dos solos ocorre sempre que parte do suporte de uma massa de solo se desloca mais que as áreas de suporte adjacentes.

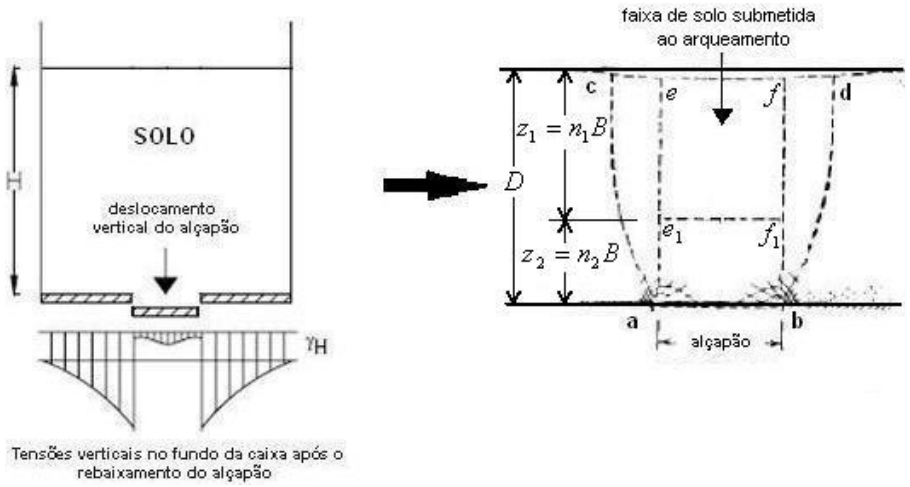

Figura 2.6 – Modelo do dispositivo para investigar arqueamento em solos e diagrama de tensões verticais (adaptado de TERZAGHI, 1943).

No experimento elaborado por TERZAGHI (1943), ao se abaixar o alçapão (Figura 2.6), o prisma de solo localizado diretamente sobre o mesmo tende a se movimentar mobilizando, assim, a tensão cisalhante de forma integral ao longo das linhas *ac* e *bd*. Simultaneamente ocorre o alívio da tensão normal atuante sobre o alçapão, com proporcional aumento do carregamento nas áreas adjacentes ao mesmo.

Em aterros estaqueados o efeito de arqueamento se manifesta devido às características de deformabilidade distintas dos dois materiais que compõem a fundação

do aterro: as estacas e o solo de fundação ao redor das estacas. Devido à maior rigidez das estacas, estas apresentam menores deformações que o solo de fundação sob as mesmas cargas impostas pelo aterro. Assim sendo, após o lançamento das primeiras camadas do aterro ocorrem recalques diferenciais dentro do corpo do aterro, o que dá origem ao efeito de arqueamento. O efeito de arqueamento entre os capitéis vizinhos induz tensões verticais nos capitéis maiores do que no solo de fundação do aterro (BS8006, 1995), resultando numa distribuição não uniforme das tensões verticais ao longo da base do aterro.

O efeito de arqueamento possibilita a redução das tensões verticais nos vãos entre capitéis de um aterro estaqueado. Tem-se ainda o fato de que, a partir de uma altura crítica (H_c), as tensões verticais nos vãos entre os capitéis se mantêm constante (HORGAN e SARSBY, 2002). A norma inglesa BS8006 (1995) estipula esta altura H_c, para aterros estaqueados com reforço geossintético, como sendo (Figura 2.7):

$$H_c = 1{,}4.(s - a) \tag{2.1}$$

Onde:

H_c: altura crítica;

s: espaçamento;

a: dimensão do capitel.

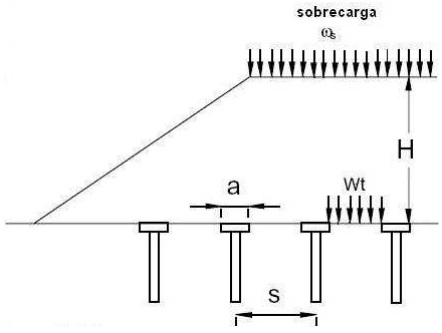

Figura 2.7 – Aterro estaqueado reforçado com geossintético acima dos capitéis (adaptado de HORGAN e SARSBY, 2002).

ROGBECK *et al.* (1998) definiram o valor da altura crítica do aterro através da expressão (Figura 2.8):

$$H_c = \frac{(s-a)}{2.\tan 15°} \quad \therefore \quad Hc = 1{,}86.(s-a) \tag{2.2}$$

Onde:

H_c: altura crítica;

s: espaçamento;

a: dimensão do capitel.

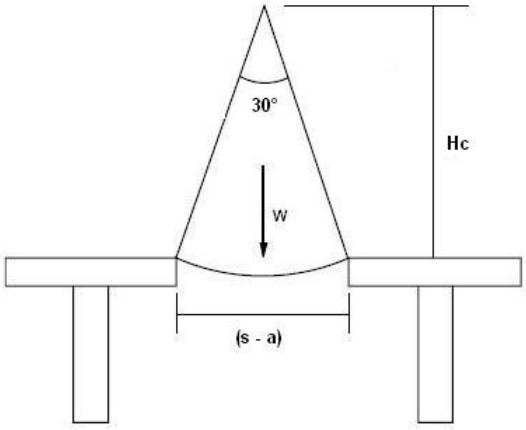

Figura 2.8 – Altura crítica de solo determinada por ROGBECK *et al.*, 1998 (adaptado de ROGBECK *et al.*, 1998).

HORGAN e SARSBY (2002) demonstraram em ensaios de laboratório que após a remoção do fundo de uma caixa preenchida com solo coesivo (Figura 2.9), o efeito de arqueamento faz com que o solo seja totalmente suportado por apoios laterais a partir de determinada altura. A altura crítica para os ensaios realizados por HORGAN e SARSBY (2002) foi determinada como sendo:

$$1{,}55 < \frac{H_c}{S} < 1{,}92 \tag{2.3}$$

Onde:

H_c: altura crítica;

S: espaçamento entre as faces dos apoios.

Figura 2.9 – Efeito de arqueamento em solo com 4,7% de umidade (HORGAN e SARSBY, 2002).

A fim de reduzir a probabilidade de ocorrência de recalques diferenciais na superfície de aterros estaqueados reforçados com uma única camada de geossintético, a norma inglesa BS8006 (1995) recomenda que a altura do aterro seja superior a:

$$H \geq 0{,}7(s - a) \tag{2.4}$$

Onde:

H: altura do aterro;

s: espaçamento;

a: dimensão do capitel.

Em alguns casos, o arqueamento natural previsto para ocorrer em determinada geometria de aterro estaqueado reforçado pode ser insuficiente para a redução das tensões normais atuantes no reforço geossintético. Este fato pode ocorrer devido a fatores como espaçamento excessivo entre estacas, pequena dimensão dos capitéis ou propriedades geotécnicas inadequadas do solo do aterro. Objetivando-se solucionar este problema, pode ser empregado um recurso alternativo: a utilização de geossintético disposto em várias camadas com material granular entre elas. Este recurso visa garantir a adequada distribuição de tensões normais às estacas de fundação do aterro, com conseqüente alívio das tensões normais atuantes nos vãos entre capitéis.

JENNER *et al.* (1998) sugerem o uso de múltiplas camadas de geogrelhas em aterros estaqueados para aumentar a mobilização das tensões cisalhantes da camada de solo granular entre as geogrelhas, resultando assim em maior transferência das tensões verticais para as estacas.

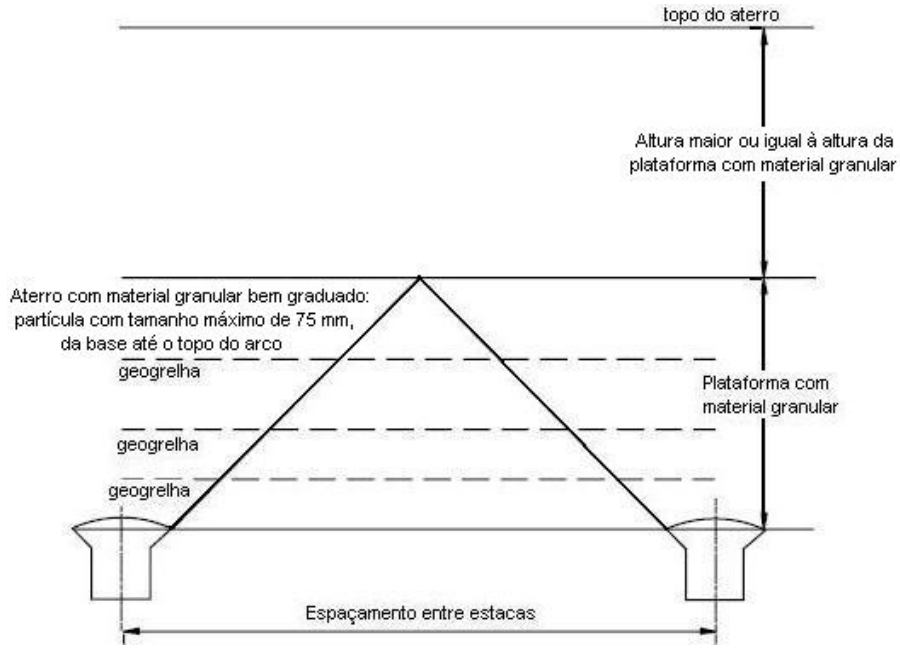

Figura 2.10 – Aterro reforçado com múltiplas camadas de geossintético fundado sobre estacas (HORGAN e SARSBY, 2002).

2.5 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS

Ainda na década de 40, TERZAGHI (1943) já considerava o fenômeno de arqueamento visando o estudo de obras de engenharia tais como túneis, tanques, reservatórios, entre outras. A partir da década de 80, formulações teóricas baseadas em diversos enfoques foram desenvolvidas buscando um dimensionamento mais focado para o caso de aterros estaqueados sem reforço geossintético (HEWLETT e RANDOLPH, 1988 e LOW *et al.*, 1994).

O método proposto por HEWLETT e RANDOLPH (1988) trata da análise do efeito de arqueamento de aterros granulares sobre um conjunto de estacas colocadas de forma retangular num solo de baixa capacidade de suporte. Este método permite estimar,

em função do tamanho dos capitéis, do espaçamento entre as estacas, da altura do aterro e do ângulo de atrito do solo usado no aterro, as parcelas do carregamento imposto pelo aterro às estacas e ao vão entre os capitéis.

HEWLETT e RANDOLPH (1988) consideram que, a partir da manifestação do efeito de arqueamento no solo, tenha início o desenvolvimento de um sistema de cúpulas tridimensionais sobre os capitéis, resultando na formação de uma abóbada que se estende por toda a área do aterro (Figura 2.11). Nestas condições, o solo na região acima da abóbada tem seu peso transmitido diretamente para as estacas. Já o solo abaixo dos limites da abóbada será suportado pelo solo de fundação do aterro.

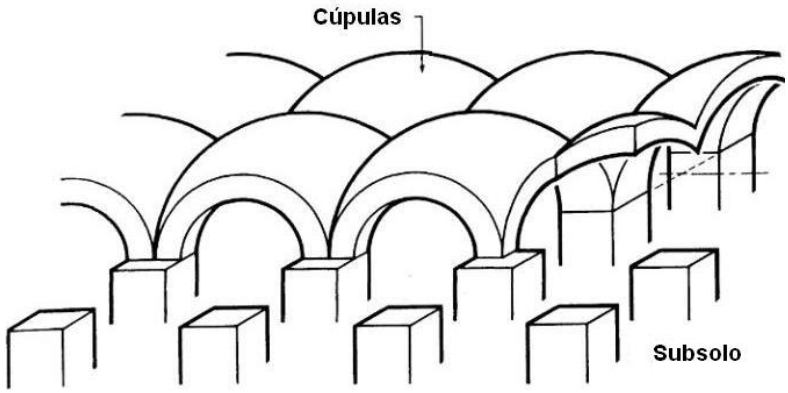

Figura 2.11 - Vista isométrica dos arcos formados na malha quadrada de estacas (adaptado de HEWLETT & RANDOLPH, 1988).

LOW *et al.* (1994) fizeram, a partir de modelos teóricos, análises muito parecidas com as realizadas por HEWLETT e RANDOLPH (1988). No entanto, LOW *et al.* (1994) introduzem refinamentos no método proposto por HEWLETT e RANDOLPH (1988), tais como a consideração de forças gravitacionais e a introdução de um parâmetro para permitir a consideração de uma possível reação não uniforme do solo mole.

O desenvolvimento de métodos de dimensionamento específicos para aterros estaqueados com uso de reforços em suas bases também teve início na década de 80. Estes passaram a considerar a presença do material de reforço no desenvolvimento do efeito de arco. Entre os diferentes estudos, podem-se citar as abordagens apresentadas

em JOHN (1987), JONES *et al.* (1990), BS8006 (1995), KEMFERT *et al.* (1997), KEMPFERT *et al.* (2004), entre outros.

JOHN (1987) analisa dois conceitos distintos para a descrição do comportamento de aterros estaqueados reforçados. O primeiro apresenta a deformação do reforço, resultante do carregamento imposto pelo aterro, como tendo a geometria de um arco circular. Este conceito foi intitulado de Conceito de Deformação em Arco Circular. O segundo conceito analisa a deformação do geossintético como se o mesmo adotasse a forma de uma catenária, sendo este chamado de Conceito de Deformação em Catenária. Os princípios utilizados, bem como os ensaios realizados para a elaboração destes conceitos podem ser encontrados em JOHN (1987).

Baseado no trabalho de JONES *et al.* (1990), a norma inglesa BS8006 (1995) analisa o comportamento de aterros estaqueados reforçados a partir de um modelo em que a configuração do reforço deformado é admitida como sendo uma parábola, e a carga sobre o mesmo é considerada uniformemente distribuída no vão entre os capitéis. A BS8006 (1995) adota a hipótese de que todo o carregamento do aterro seja transmitido às estacas, ou seja, o método não considera a reação da camada de solo compressível que resultaria na diminuição das cargas atuantes no reforço.

A BS8006 (1995) apresenta uma série de equações para a determinação de parâmetros de projeto de aterros estaqueados reforçados, a se citar: espaçamento máximo entre estacas, comprimento de ancoragem do reforço e a área a ser estaqueada objetivando prevenir qualquer instabilidade nas extremidades do aterro. Também apresenta equações para a estimativa da carga vertical que irá atuar sobre os capitéis e da tensão atuante no reforço.

No trabalho elaborado por KEMFERT *et al.* (1997) é apresentada abordagem analítica básica para o dimensionamento de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos. Este trabalho teve início com a publicação de KEMPFERT e STADEL (1995), onde os autores, a partir do trabalho de HEWLETT e RANDOLPH (1988), propõem uma equação para estimativa da força vertical atuante sobre estacas de aterros estaqueados reforçados.

No método proposto por KEMFERT *et al.* (1997) é possível se estimar a tensão vertical atuante nos vãos entre capitéis e a tensão vertical resistida pelo geossintético, tensões estas com distribuição uniforme ao longo dos vãos. As tensões de tração atuantes no geossintético são posteriormente estimadas considerando-se que o reforço assume comportamento de uma membrana tensionada. Na análise de KEMFERT *et al.* (1997) é considerado que o solo compressível oferece reação ao carregamento imposto pelo aterro.

Posteriormente KEMPFERT *et al.* (2004) descrevem um novo método teórico para o dimensionamento de aterros estaqueados reforçados, com base em resultados obtidos a partir de ensaios em modelos de larga escala e simulações numéricas. O modelo proposto no método de KEMPFERT *et al.* (2004) descreve a suposta distribuição das tensões no aterro e o efeito de membrana atuante no reforço geossintético. Segundo os autores, apesar de conservador, o modelo consegue prever com boa aproximação a distribuição de tensões atuantes em aterros estaqueados sujeitos a carregamentos estáticos. Considerando as estacas apoiadas em solo competente e a reação do solo mole diante do carregamento imposto pelo aterro, o método estima as tensões verticais atuantes sobre os capitéis e o reforço, assim como a tensão de tração atuante no reforço.

2.6 INSTRUMENTAÇÃO DE ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS

A avaliação do desempenho de aterros estaqueados sobre solos moles através da instrumentação de campo objetiva a verificação das premissas de projeto, visto que sempre subsistem incertezas sobre o comportamento real da obra.

São cinco os parâmetros que podem ser medidos a partir da instrumentação de uma obra de engenharia geotécnica:

(i) Tensão total;
(ii) Poropressão;
(iii) Carga e deformação em elementos estruturais;
(iv) Deslocamento no solo;
(v) Temperatura.

Dos cinco parâmetros citados, dois são de pequena relevância para aterros estaqueados reforçados: a poropressão e a temperatura. A medição da poropressão na camada de solo mole terá pequena importância, porque a camada de solo mole não deverá ser submetida a carregamentos verticais significativos. Já a temperatura, esta terá relevância nula. DUNNICLIFF (1988) afirma que a temperatura só é relevante para obras geotécnica em situações em que ela se apresenta como um parâmetro primário de interesse na obra (congelamento do solo, por exemplo), quando a mudança da temperatura gera deformações ou tensões significativas no subsolo ou em uma estrutura, ou quando se utiliza instrumentação sensível a variações de temperatura.

Assim sendo, três são as medições de campo tradicionalmente realizadas em obras de aterros estaqueados reforçados, a partir de instrumentação instalada na massa de solo. A tensão total pode ser medida com células de tensão total, normalmente recomendadas para carregamentos estáticos. No entanto, a tensão total é um parâmetro que dificilmente é medido com grande acurácia pelos instrumentos existentes (DUNNICLIFF, 1988).

Para a medição dos deslocamentos lineares (horizontais, verticais e axiais) ou rotacionais, existem diferentes categorias de instrumentos, como equipamentos topográficos, inclinômetros e eletroníveis.

Para a medição das cargas e deformações em estruturas existem dois grupos de instrumentos; as células de carga e os extensômetros (*strain gages*). Estes instrumentos são usados para medir pequenos valores de extensão ou compressão da estrutura. As células de carga devem ser colocadas de maneira intercalada à estrutura, de forma que as forças estruturais devam passar pela célula. Os extensômetros devem ser diretamente fixados ou embutidos/engastados na estrutura, para ficarem submetidos à mesma extensão ou compressão da estrutura.

Os instrumentos utilizados para a medição dos parâmetros citados anteriormente são expostos com detalhes em DUNNICLIFF (1988). A descrição destes instrumentos foge ao escopo deste trabalho. No entanto, é responsabilidade do projetista desenvolver o conhecimento adequado da instrumentação para assim maximizar a qualidade dos resultados, de forma a usufruir de toda a tecnologia disponível. A adoção do

monitoramento na fase construtiva de um aterro estaqueado reforçado possibilita ao construtor avaliar o comportamento e a segurança da obra, de forma a permitir intervenções no caso de instabilidade.

DUNNICLIFF (1988) afirma que os parâmetros de resistência do solo de fundação são determinados geralmente de forma conservadora. Baseando-se nestes valores então, os aterros são dimensionados com fatores de segurança confortáveis na maioria das obras. Entretanto, quando os parâmetros de projeto apresentam incertezas maiores, a segurança reduz-se e as conseqüências de um desempenho inadequado podem assumir grandes proporções. Consequentemente, o projetista mais prudente irá incluir o monitoramento do desempenho do aterro no seu projeto.

A construção de um aterro teste instrumentado para avaliação do desempenho é recomendada em casos onde há incertezas na determinação dos parâmetros do solo de fundação, ou quando a viabilidade da construção está em dúvida. Aterros testes são muitas vezes construídos para solucionar incertezas na seleção de parâmetros dos solos, para avaliar métodos alternativos de construção ou para demonstrar a viabilidade da construção. A partir dos resultados de monitoramento de um aterro teste se faz possível uma retro-análise para determinação das propriedades do solo de fundação do mesmo.

Inúmeros são os registros de aterros dimensionados com FS $\geq$ 1 que romperam, assim como os aterros testes dimensionados para romperem e que, no entanto, nunca entraram em colapso como previsto em projeto (DUNNICLIFF, 1988). Portanto, não é nada surpreendente afirmar-se que a instrumentação desempenha função significativa no dimensionamento de aterros sobre solos moles.

2.7 CASOS DE OBRAS DE ATEROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS

O emprego de aterros estaqueados é recente no Brasil (MELLO e BILFINGER, 2004). Entretanto, em outros países, como Alemanha, Reino Unido e Austrália, vários são os relatos abordando o tema desde a década de 70 (MELLO e BILFINGER, 2004 e SPOTTI, 2006). O grande número de artigos apresentando casos de obras permite visualizar o amplo espectro de aplicações e a grande difusão deste tipo de solução.

Desta forma são apresentados alguns casos de obras de aterros estaqueados reforçados a partir da década de 90. Todos os casos expostos neste item tiveram algum tipo de instrumentação para monitoração do comportamento da obra. Na maioria dos casos foram realizadas medidas dos recalques ocorridos durante e após a conclusão da obra. Os casos apresentados são compostos por obras realizadas no exterior e no Brasil. Como exemplos de obras instrumentadas realizadas no exterior têm-se ALEXIEW *et al.* (1995), JENNER *et al.* (1998), ROGBECK *et al.* (1998), HSI (2001), HABIB *et al.* (2002), RAITHEL *et al.* (2002), ZANZIGER e GARTUNG (2002), HEITZ *et al.* (2005) e VEGA-MEYER e SHAO (2005).

Como exemplos de obras instrumentadas realizadas no Brasil têm-se SPOTTI (2006), ALMEIDA *et al*. (2007a), FREITAS ARAÚJO *et al.* (2007), ALMEIDA *et al*. (2007b) e SANDRONI e DEOTTI (2008).

Os aterros estaqueados reforçados monitorados por FREITAS ARAÚJO *et al.* (2007) e SPOTTI (2006) foram construídos na área onde se localizam as atuais instalações da sede nacional do SESC/SENAC na zona oeste da cidade do Rio de Janeiro - RJ. Os trabalhos de FREITAS ARAÚJO (2007) e SPOTTI (2006) foram executados em área muito próxima à do aterro experimental da Vila Pan-Americana (Figura 2.12). A sede nacional do SESC/SENAC foi construída em área de aproximadamente 130.000m², dos quais 80.000m² foram estaqueados com cerca de 10.000 estacas para a construção de aterrados estaqueados reforçados (FREITAS ARAÚJO *et al.*, 2007).

Figura 2.12 – Local de construção do SESC/SENAC com indicação do local das obras da Vila Pan-Americana (adaptado de SPOTTI, 2006).

2.7.1 ALEXIEW *et al.* (1995)

Nos anos de 1994 e 1995, visando evitar a ocorrência de grandes recalques totais e/ou diferenciais em uma ferrovia, foi desenvolvido um projeto de reforço das fundações da mesma para que esta pudesse ser utilizada por trens de alta velocidade. A ferrovia construída à aproximadamente 100 anos, ligando as cidades de Berlin e Magdeburg na Alemanha, possui 2100m de extensão. Durante os anos de 1994 e 1995 as fundações desta ferrovia foram reforçadas com a construção de um aterro estaqueado reforçado no lugar do aterro convencional sobre o qual foi construída a ferrovia. No trecho monitorado por ALEXIEW *et al.* (1995), o aterro foi construído sobre áreas com camadas de solos moles (turfa e lodo) com até 15m de espessura, abaixo da qual se encontra uma camada de areia.

Durante a construção da ferrovia, duas áreas foram instrumentadas para acompanhamento do comportamento do aterro estaqueado reforçado (ALEXIEW *et al.*, 1995 e ZANZINGER e GARTUNG, 2002).

Na área instrumentada por ALEXIEW *et al.* (1995), para a fundação do aterro estaqueado reforçado foram usadas estacas de aço com seção circular de 12cm de diâmetro, preenchidas com concreto. As estacas foram posicionadas em uma malha

quadrada, distanciadas de 2m, atingindo profundidades entre 10 e 20m. Sobre o topo das estacas foram posicionados capitéis pré-moldados de concreto com dimensões de 1,0 x 1,25m. Acima dos capitéis foram instaladas três camadas de geogrelha, distantes 5, 25 e 50cm (BRANDL *et al.*, 1997). O esquema da seção típica do aterro pode ser observado na Figura 2.13.

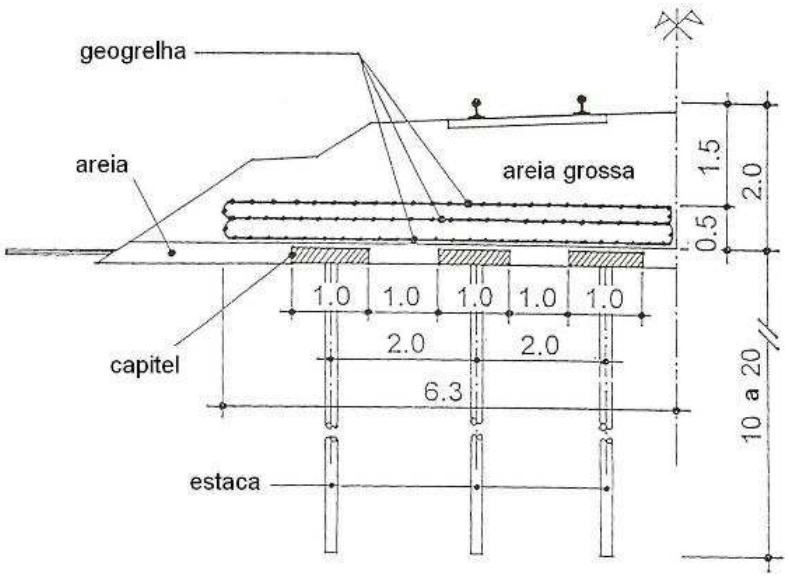

Figura 2.13 – Seção típica do aterro estaqueado reforçado construído sob a ferrovia (adaptado de ALEXIEW *et al.*, 1995).

ALEXIEW *et al.* (1995) monitoraram um trecho de aproximadamente 12m do aterro estaqueado reforçado da ferrovia por 9 meses. Neste período, especial atenção foi despendida para a determinação dos recalques do aterro e para a deformação da geogrelha. Nos 9 meses de monitoramento foram realizadas cinco leituras da instrumentação, resultando nas curvas apresentadas nas Figura 2.14 e 2.15.

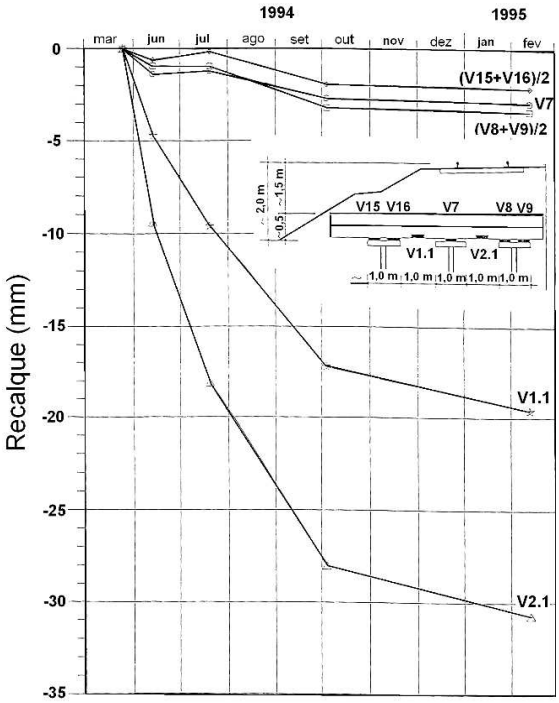

Figura 2.14 – Recalques observados no aterro estaqueado reforçado (ALEXIEW *et al.*, 1995).

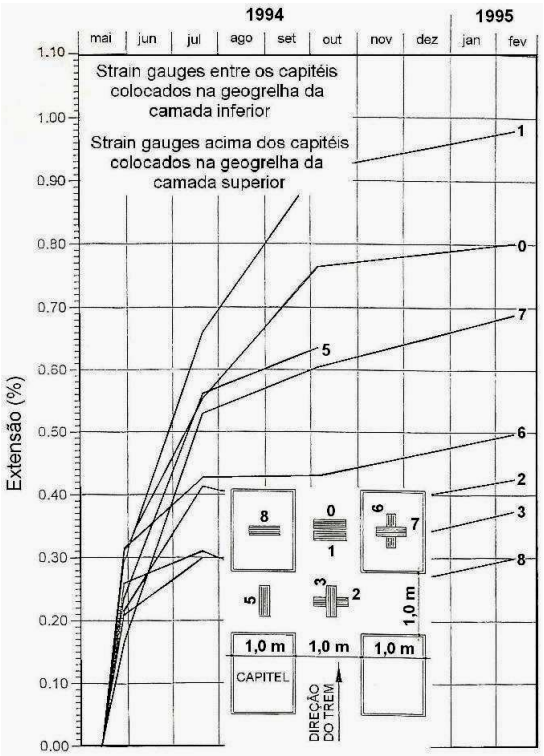

Figura 2.15 – Deformação da geogrelha usada no reforço do aterro estaqueado (adaptado de ALEXIEW *et al.*, 1995).

Os recalques observados no aterro foram inferiores a 35mm nos vãos entre capitéis. A máxima deformação medida na geogrelha apresentou valor máximo inferior a 1%. A deformação máxima da geogrelha foi observada no vão entre capitéis. O baixo valor de deformação da geogrelha tem relação direta com os baixos valores de recalque observados no aterro.

2.7.2 JENNER *et al.* (1998)

Em 1995 teve início a construção de um trecho de 2km de rodovia na cidade de Rhuddlan, na Inglaterra. A execução do trecho incluía a construção de um viaduto sobre o Rio Clwyd. Em um dos lados do viaduto, o trecho de aproximação do mesmo passava sobre uma área com depósitos de solos moles com espessura entre 7 e 8m. Neste trecho de aproximação deveria ser construído um aterro de encontro, para acesso ao viaduto, com altura variando entre 4 e 7m.

Para a fundação do aterro os projetistas da obra adotaram estacas de concreto moldadas *in loco* com diâmetro de 45cm, reforçadas com 2 ou 3 camadas de geogrelha, a depender do espaçamento entre as estacas, que variava entre 1,75 e 2,65m (malha triangular). Todas as estacas tinham o seu topo expandido para atingirem o diâmetro de 75 ou 80cm. A Figura 2.16 ilustra a seção típica do trecho.

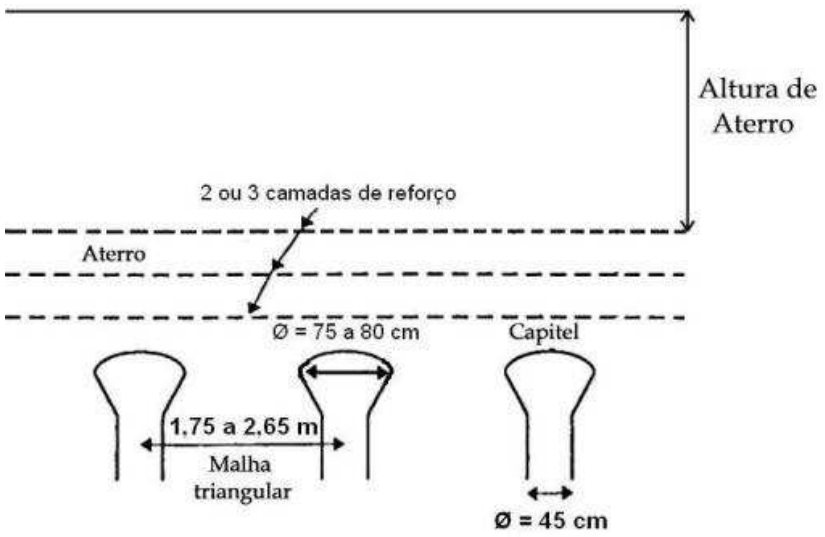

Figura 2.16 – Seção típica do trecho construído sobre estacas moldadas *in loco* com reforço geossintético (adaptando de JENNER *et al.*, 1998).

JENNER *et al.* (1998) relatam os resultados da instrumentação adotada no trecho de aproximação do viaduto, onde a fundação do aterro foi realizada com as estacas moldadas *in loco*, reforçadas com as camadas de geogrelha. Para a instrumentação do trecho foram adotados medidores de deformação na geogrelha e medidores de recalque no aterro acima da geogrelha. JENNER *et al.* (1998) reportaram as deformações registradas na geogrelha durante o período de 350 dias a partir da construção do aterro. O trecho instrumentado pelos autores foi construído sobre 2 camadas de geogrelha, com malha triangular de estacas, estas com comprimentos entre 3 e 6m, com capitel de 75cm e espaçamento entre eixos de 2,35m. A Figura 2.17 apresenta os valores de deformação registrados nas geogrelhas.

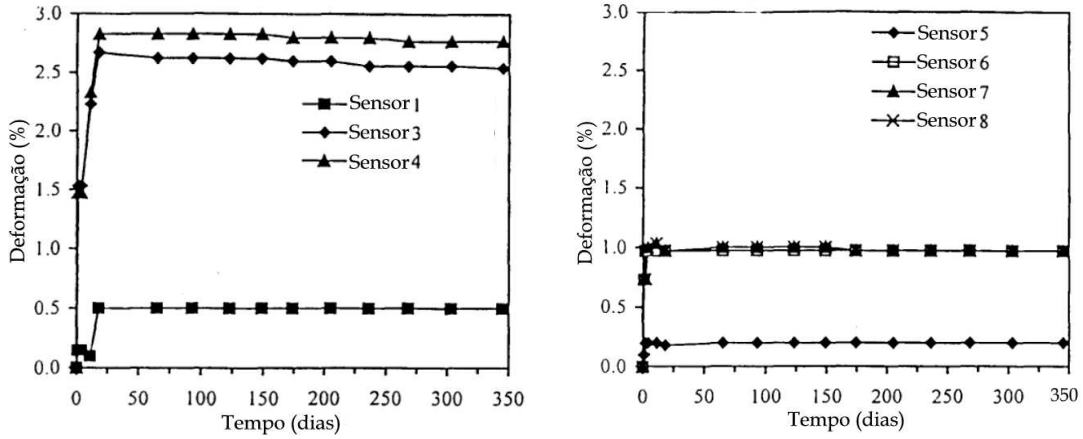

Figura 2.17 – Deformação ao longo do tempo nas geogrelhas: (a) inferior e (b) superior (JENNER *et al.*, 1998).

Observa-se na Figura 2.17 que os maiores valores de deformação foram registrados na camada inferior do reforço. Cabe ressaltar que um dos sensores da camada inferior (sensor 1) apresentou valores de deformação incompatíveis com os demais valores registrados pelos outros sensores instalados na mesma geogrelha. Na camada superior foram instalados 4 sensores de deformação. Assim como na camada inferior, também na camada superior um dos sensores (sensor 5) registrou valores incompatíveis com os demais. Outro fator relevante a se observar é que a maior parte da deformação na geogrelha ocorreu logo após a finalização da construção do aterro.

2.7.3 ROGBECK *et al.* (1998)

ROGBECK *et al.* (1998) apresentam o comportamento registrado em seções experimentais instrumentadas de um aterro estaqueado reforçado. O experimento foi realizado em 1996 na Suécia durante a construção de um trecho de rodovia. O local do experimento apresentava diferentes camadas de solo sobrepostas, a se citar: uma camada superficial de aterro preexistente com espessura entre 1,0 e 3,0m; 0,5 a 2,0m de camada alternada de silte e areia; camada de argila mole com espessura variando entre 0,5 a 2,0m; camada de areia; camada de argila depositada por geleiras sobre rocha.

O aterro foi construído em 2 etapas. Inicialmente foram cravadas estacas com espaçamento de 2,4m, obedecendo a uma malha quadrada. Estas atingiram profundidades de 3 a 6m. Acima das estacas foram construídos capitéis quadrados de 1,2 x 1,2m. Seguiu-se então com a primeira etapa de construção do aterro propriamente dito, onde foi executada camada de 10cm de espessura. Acima desta camada foi instalado o reforço (uma camada de geogrelha) e parte da instrumentação de campo do aterro. Seguiu-se posteriormente com a construção de novas camadas de aterro até que o mesmo alcançasse altura de 1,7m. A seção típica do aterro pode ser observada na Figura 2.18.

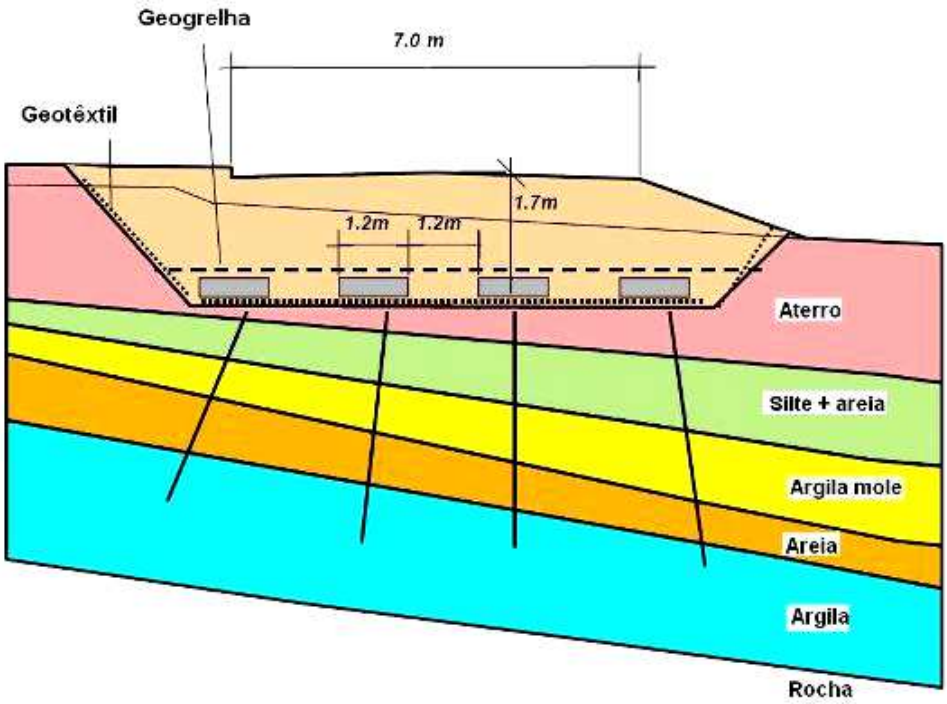

Figura 2.18 – Seção típica do aterro experimental (ROGBECK *et al.*, 1998).

Para o monitoramento do aterro foram instalados transdutores de deformação na geogrelha e placas de recalque imediatamente acima da geogrelha. O aterro era composto por 2 áreas distintas instrumentadas. Uma das áreas possuiu uma cavidade escavada preenchida com espuma entre os capitéis, a outra não. Na Figura 2.19, as placas de recalque C, D, E e F foram fixadas na geogrelha no trecho acima da área escavada.

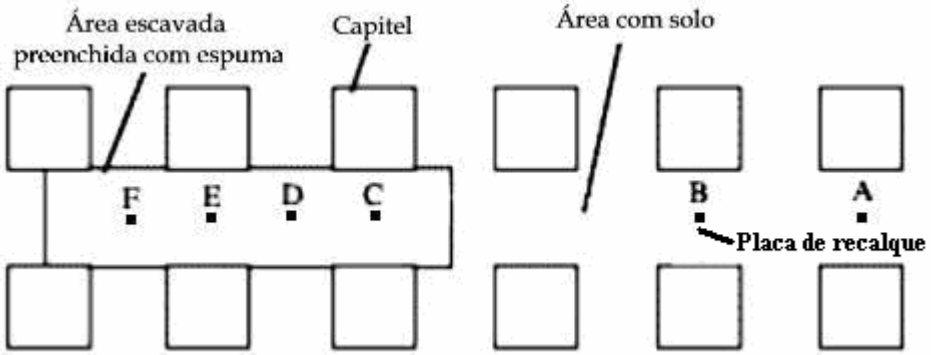

Figura 2.19 – Instrumentação com placas de recalque na área escavada e na não escavada (adaptado de ROGBECK *et al.*, 1998).

Os deslocamentos verticais na base do aterro foram monitorados por mais de 150 dias após a construção do mesmo. As curvas da Figura 2.20 mostram o avanço dos recalques na base do aterro.

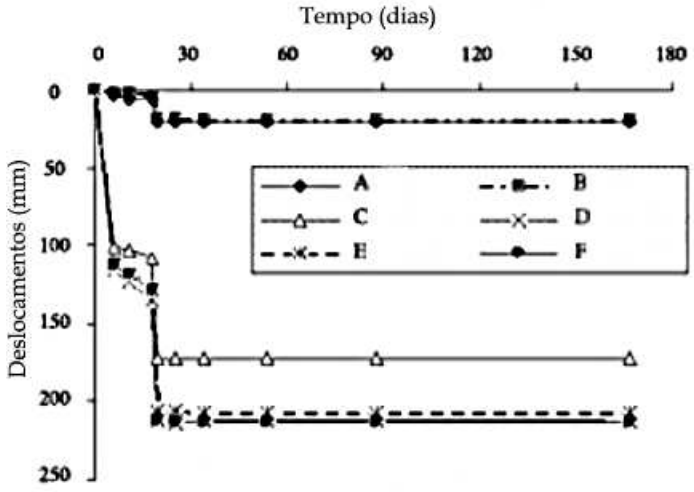

Figura 2.20 – Recalques observados na área experimental (ROGBECK *et al.*, 1998).

Sobre a área escavada preenchida com espuma, os deslocamentos verticais medidos entre capitéis foram de 17 a 20cm (pontos C e E). No vão entre quatro capitéis foram medidos valores de aproximadamente 21cm (pontos D e F). Já na área construída diretamente acima do solo observaram-se recalques próximos a 2cm (pontos A e B).

Na geogrelha foram registrados valores de deformação entre 0,4 e 4,5%. Para a região da geogrelha localizada no vão entre capitéis, preenchido com solo, foram medidas deformações de 0,4 a 0,8%. Sobre a região escavada, preenchida com espuma, foram medidos valores de deformação entre 0,4 e 4,5%.

2.7.4 HSI (2001)

HSI (2001) monitorou os deslocamentos verticais de um aterro estaqueado reforçado construído no acesso de uma ponte em Sidney, na Austrália. A obra foi realizada como parte da infra-estrutura da cidade de Sidney para a realização das olimpíadas de 2000.

O aterro foi construído sobre área com camada de solo mole de 5,5m de espessura. O subsolo consistia em 1,5m de aterro pré-existente, abaixo do qual se tinha camada de solo mole com 5,5m de espessura. Seguia-se com uma camada de silte e areia até a profundidade de 13,5m, profundidade a partir da qual se encontrava o solo residual.

O projeto do aterro estaqueado reforçado consistiu na cravação de estacas de madeira de 30cm de diâmetro com 15 a 16m de comprimento, sobre as quais foram posicionados capitéis de 1,0 x 1,0m. O estaqueamento seguiu uma geometria quadrada com espaçamento de 2m. Para o reforço foram adotadas 2 camadas de geogrelha espaçadas de 25cm. Sobre esta fundação se ergueu o aterro com altura variando entre 3 e 5m. O esquema da seção típica do aterro pode ser observado na Figura 2.21.

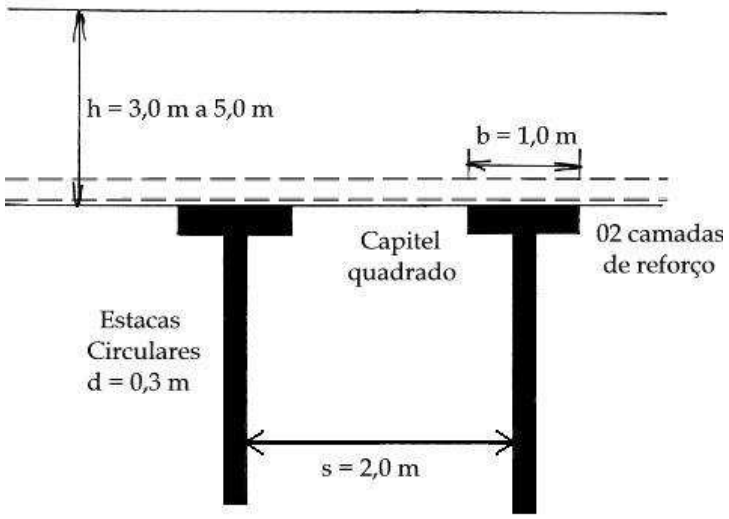

Figura 2.21 – Esquema de seção típica do aterro monitorado por HSI (2001).

Na fase de projeto do aterro foi definido que o mesmo não deveria apresentar recalques diferenciais superiores a 0,5%. Com este objetivo foram realizadas modelagens numéricas do problema, nas quais se garantia o respeito aos limites de deformação do aterro. Para verificar em campo as condições previstas na fase de projeto, 9 placas de recalque foram instaladas no aterro e nas suas áreas adjacentes. As mesmas foram monitoradas por quase 80 dias após a construção do aterro. A Figura 2.22 apresenta os valores de recalque registrados pelas placas de recalque junto com os valores previstos na fase de projeto.

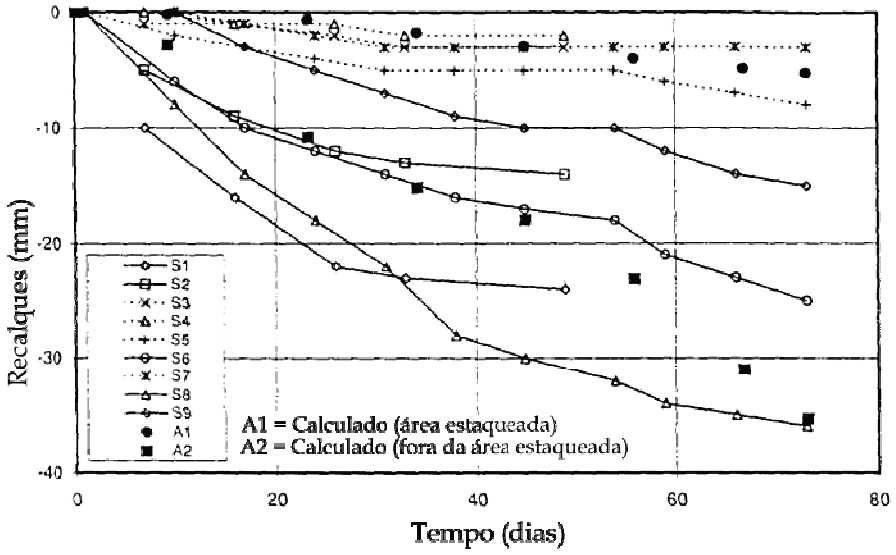

Figura 2.22 – Recalques medidos e previstos (HSI, 2001).

Na Figura 2.22, as placas de recalque S3, S4, S5 e S7 se referem às placas instaladas na área do aterro estaqueado reforçado. As demais foram instaladas em áreas adjacentes à construção. Assim sendo, verifica-se que na área estaqueada os recalques foram inferiores a 1cm. HSI (2001) afirma que os recalques diferenciais apresentaram valores abaixo do limite de 0,5%.

2.7.5 HABIB *et al.* (2002)

HABIB *et al.* (2002) descrevem uma intervenção na estrada N247 na Holanda, no ano de 1999, para a criação de uma faixa exclusiva para o tráfego de ônibus. A nova faixa da estrada seria construída em um trecho de 4,2km. A obra deveria ser realizada obedecendo a restrições, tais como: espaço físico restrito para a intervenção, curto prazo para execução da obra, fator de segurança de estabilidade da obra desejado (FS > 1,3) e recalques absolutos pós construtivos inferiores a 10cm, com recalques diferenciais não superiores a 2cm.

Considerando-se o subsolo do trecho, composto por camada de solo mole com 7m de espessura (turfa e argila), para a realização da obra foi adotada a solução em aterro estaqueado reforçado. Objetivando avaliar o comportamento do aterro estaqueado reforçado dimensionado a partir de diferentes métodos de cálculos e modelagem numérica, um trecho monitorado de 200m foi inicialmente construído para avaliação do desempenho da solução.

No trecho monitorado foram cravadas estacas de seção quadrada com 29cm de lado. As estacas foram espaçadas de 2,5m, obedecendo a uma malha triangular. HABIB *et al.* (2002) descrevem que foram adotados capitéis quadrados de 0,7 x 0,7m sobre as estacas. Para o reforço do aterro foram colocadas 3 camadas de geogrelha na base do mesmo. O aterro possuiu altura máxima de 1,55m. A seção típica do aterro estaqueado reforçado pode ser observada na Figura 2.23.

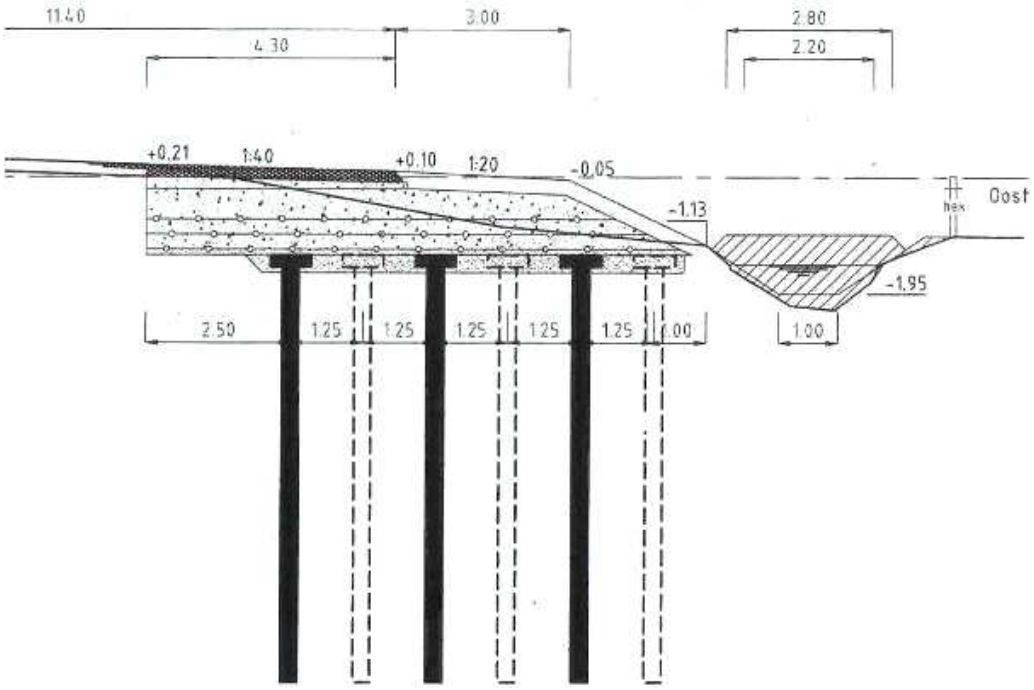

Figura 2.23 – Seção típica do aterro estaqueado reforçado (HABIB *et al.*, 2002).

Para o monitoramento do trecho foram instaladas placas de recalque, células de tensão total, medidores de tensão e deformação na geogrelha, medidores de poropressão, entre outros. A Figura 2.24 apresenta o esquema de instrumentação com placas de recalque e células de tensão total no corpo do aterro estaqueado reforçado.

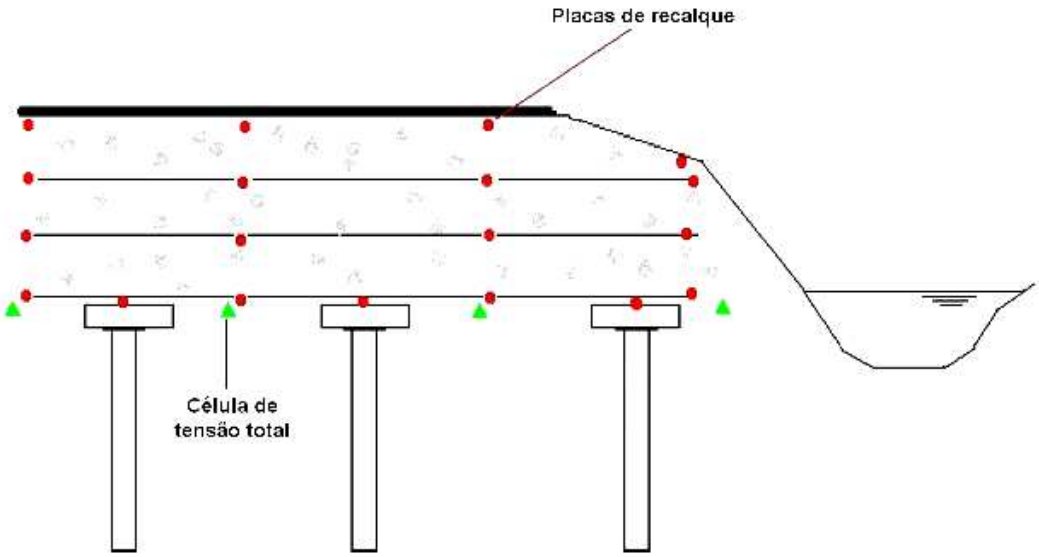

Figura 2.24 – Esquema de instrumentação com placas de recalque e células de tensão total (adaptado de HABIB *et al.*, 2002)

No entanto, apesar dos diferentes instrumentos adotados para o monitoramento do aterro, no trabalho de HABIB *et al.* (2002), somente os resultados medidos pelas células de tensão total localizadas acima das estacas e nos vãos entre os capitéis foram apresentados (Figura 2.25 e 2.26).

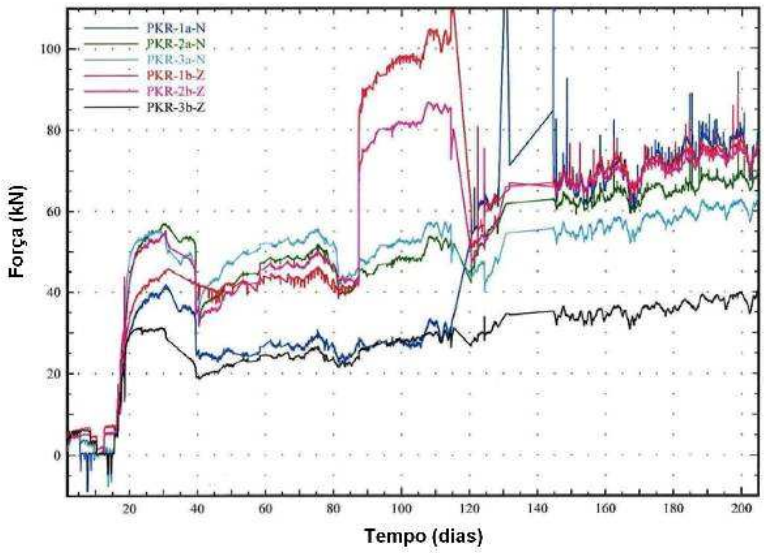

Figura 2.25 – Força registrada no topo das estacas (HABIB *et al.*, 2002).

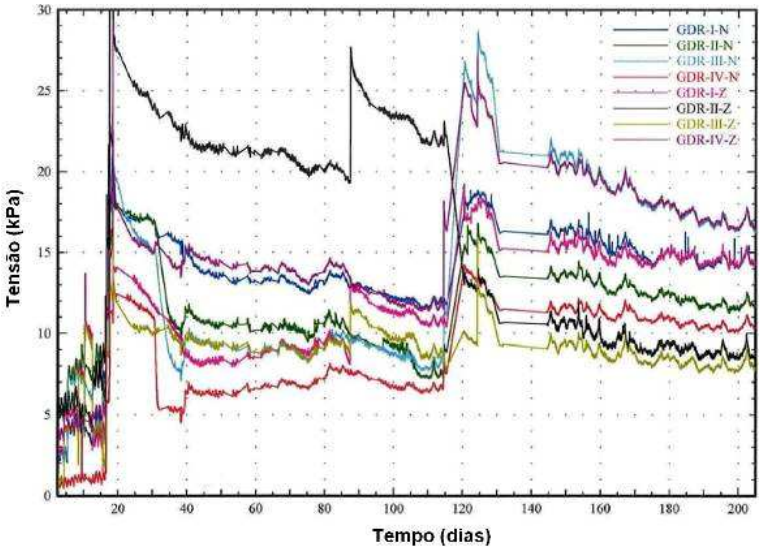

Figura 2.26 – Tensão registrada no solo no vão entre os capitéis (HABIB *et al.*, 2002).

Nas Figuras 2.25 e 2.26, pode-se observar o aumento gradual da força suportada pelas estacas com a diminuição das tensões atuantes no solo no vão entre os capitéis. Este comportamento evidencia a manifestação do efeito de arqueamento do solo.

Inicialmente, o solo acima dos vãos entre capitéis é suportado pelo solo de baixa capacidade de suporte localizado abaixo da geogrelha. Conforme este solo se deforma devido ao carregamento do aterro, a geogrelha mais o efeito de arqueamento passam a suportar o aterro, transmitindo o carregamento para as estacas.

2.7.6 RAITHEL *et al.* (2002)

RAITHEL *et al.* (2002) relatam a construção de um dique periférico nas margens do rio Elbe no ano de 2001 em Hamburgo, na Alemanha. O dique foi projetado para cercar uma área de 1,4 km², objetivando viabilizar a construção de um aterro às margens do rio Elbe para ampliação das instalações da fábrica da Boeing. O mesmo atingiu uma extensão de 2,4km com alturas de aterro que variavam entre 5,5 e 9,0m. A construção do dique se deu através de um aterro estaqueado reforçado.

O subsolo da área onde foi realizada a obra era composto por camadas de lodo, turfa e argila, totalizando espessuras de solo mole que variavam entre 8 e 14m. Abaixo do solo mole tinha-se uma camada de areia. A Figura 2.27 apresenta um perfil típico encontrado na área.

O aterro estaqueado reforçado do dique foi erguido sobre a fundação de aproximadamente 60.000 estacas de brita revestidas com material geossintético de alta resistência. Esta solução é conhecida como GEC (*Geotextile Encased Columns*) e teve a sua eficiência comprovada a partir da década de 90, com a sua aplicação na fundação de rodovias e ferrovias construídas na Alemanha, Holanda e Suécia (RAITHEL *et al.*, 2002).

As estacas, construídas com diâmetros de 80cm, foram implantadas seguindo o padrão de uma malha triangular com afastamento de 1,7 a 2,4m entre eixos. As mesmas atingiram profundidades entre 4 e 14m. No topo das estacas não foram construídos capitéis. No entanto, visando aumentar a estabilidade na direção perpendicular ao eixo do dique, uma camada de geogrelha de alta resistência foi colocada sobre o topo das estacas.

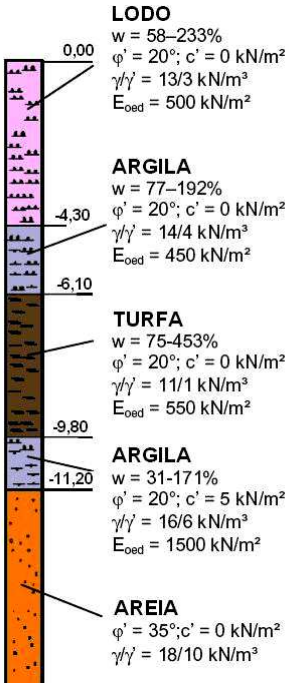

Figura 2.27 – Perfil típico da área (RAITHEL *et al.*, 2002).

Na fase de projeto do aterro estaqueado reforçado do dique, sete seções distintas do dique foram dimensionadas (Figura 2.28). A Tabela 2.2 apresenta os valores de recalques na base do dique previstos na fase de projeto.

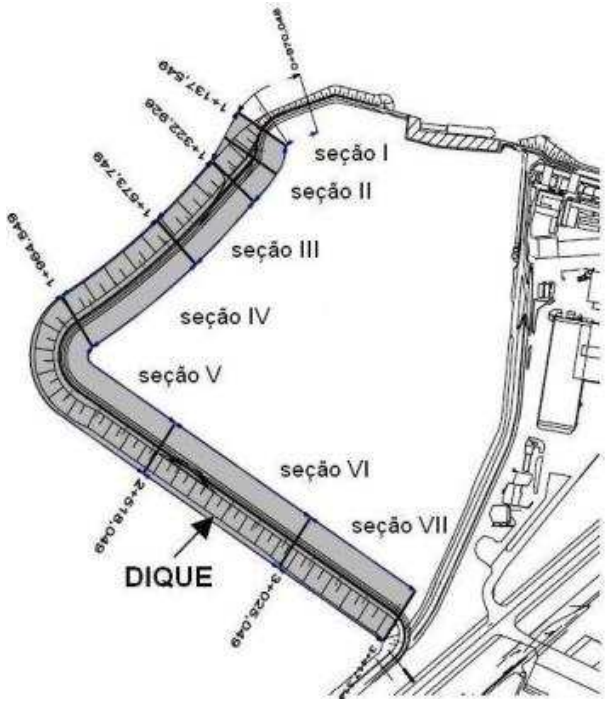

Figura 2.28 – Projeto de construção do dique (RAITHEL *et al.*, 2002).

Tabela 2.2 – Recalques previstos na 1ª fase do projeto (adaptado de RAITHEL *et al.*, 2002).

Seção do dique	Local da seção	Altura de aterro (m)	Número de estacas	Recalques previstos (cm)
II	centro	9,3	4.400	50
	lateral	5,5		47
III	centro	8,9	5.700	41
	lateral	5,5		39
IV	centro	8,9	8.000	70
	lateral	5,5		65
V	centro	8,9	17.000	109
	lateral	5,5		106
VI	centro	8,9	12.000	95
	lateral	5,5		88
VII	centro	8,9	9.800	169
	lateral	5,5		146

Para o monitoramento de cada seção do aterro foram usados quatro grupos básicos de instrumentos, cada um composto por piezômetros, células de tensão total, inclinômetros verticais e horizontais. RAITHEL *et al.* (2002) afirmam que os valores de recalque previstos na fase de projeto foram superiores aos observados ao longo da construção do dique. O aterro estaqueado reforçado do dique foi monitorado durante 150 dias a partir do início da sua construção. A Figura 2.29 mostra a divergência entre o valor de recalque previsto e o valor medido em campo para o caso da seção VI do dique.

RAITHEL *et al.* (2002) não informaram o valor do recalque máximo observado na base do dique considerando todas as seções. De acordo com a Tabela 2.2, a seção com maior recalque previsto na fase de projeto era a VII. No entanto, os autores não mencionam em seu trabalho o valor do recalque medido nesta seção ao final da obra.

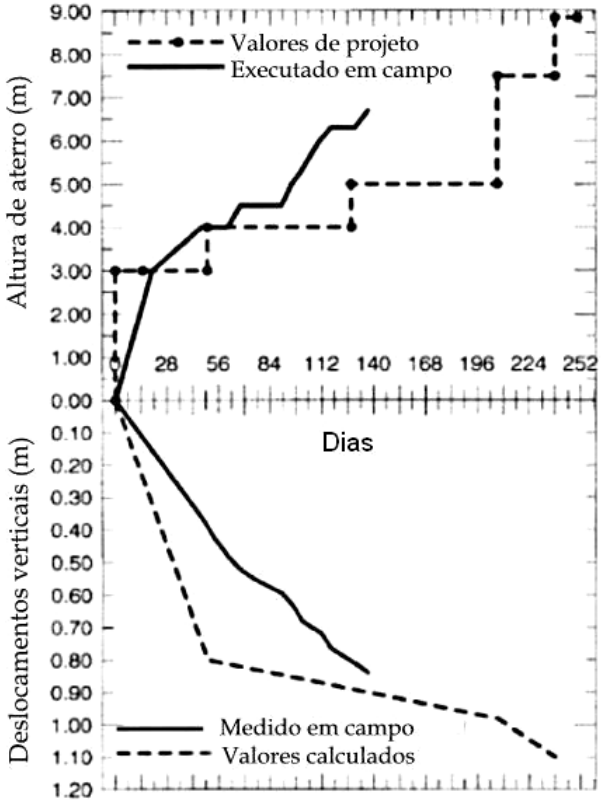

Figura 2.29 – Recalques medidos na seção VI (RAITHEL *et al.*, 2002).

2.7.7 ZANZINGER e GARTUNG (2002)

ZANZINGER e GARTUNG (2002) analisaram o comportamento de um trecho de aterro estaqueado reforçado construído, entre 1994 e 1995, para o reforço das fundações da ferrovia que liga as cidades de Berlim à Magdeburg, na Alemanha. Outro trecho desta mesma ferrovia também foi monitorado por ALEXIEW *et al.* (1995), conforme exposto no item 2.2.7 desta pesquisa.

No trecho instrumentado e analisado por ZANZINGER e GARTUNG (2002) um aterro de 2,5m de altura foi construído sobre áreas com camadas de solos moles com aproximadamente 15m de espessura, abaixo da qual se encontra uma camada de areia compacta e tilito (material depositado por geleiras e contendo partículas de todos os tamanhos).

Para o reforço da fundação do aterro, assim como no trecho analisado por ALEXIEW *et al.* (1995), foram usadas estacas de aço com seção circular de 12cm de

diâmetro, preenchidas com concreto. As estacas foram posicionadas em uma malha retangular distanciadas de 1,9 x 2,15m, atingindo profundidades de até 30m, sendo de 20m na área instrumentada pelos autores (HUANG *et al.*, 2005). Sobre o topo das estacas foram posicionados capitéis pré-moldados de concreto com dimensões de 1,0 x 1,25m. Acima dos capitéis foram instaladas três camadas de geogrelha, distantes 5, 25 e 50cm do topo dos capitéis (HUANG *et al.*, 2005). O esquema da seção típica do aterro pode ser observado na Figura 2.30.

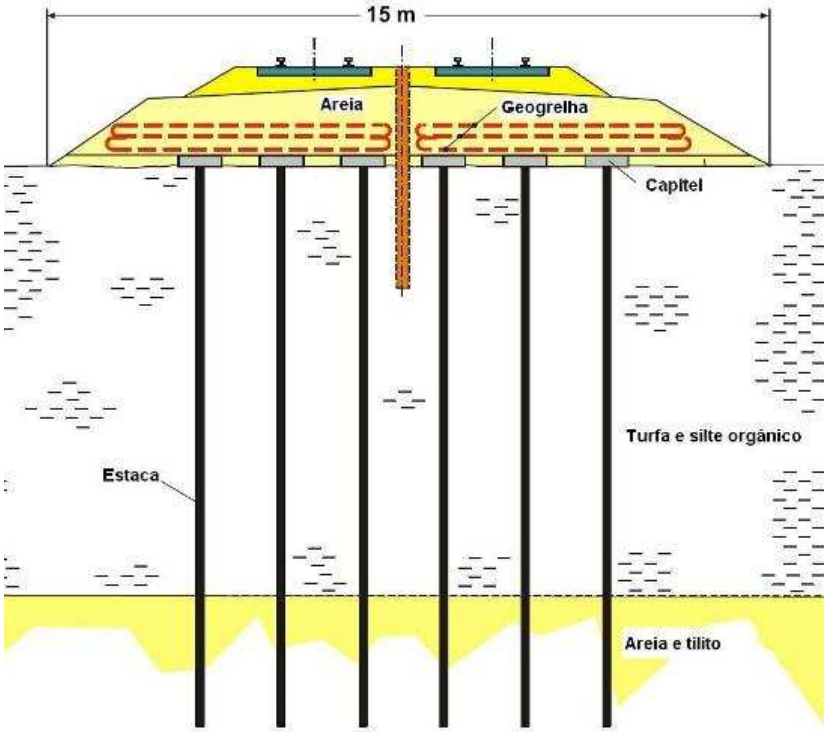

Figura 2.30 – Aterro estaqueado reforçado construído sob a ferrovia (ZANZINGER e GARTUNG, 2002).

Para ampla avaliação do comportamento do aterro estaqueado reforçado, o trecho foi instrumentado com medidores de recalque, deslocamentos horizontais da geogrelha, deformação da geogrelha, deformação do topo das estacas e rotação dos capitéis. As Figuras 2.31 e 2.32 exibem, respectivamente, os recalques medidos acima de algumas estacas e na camada inferior de reforço no vão entre dois capitéis.

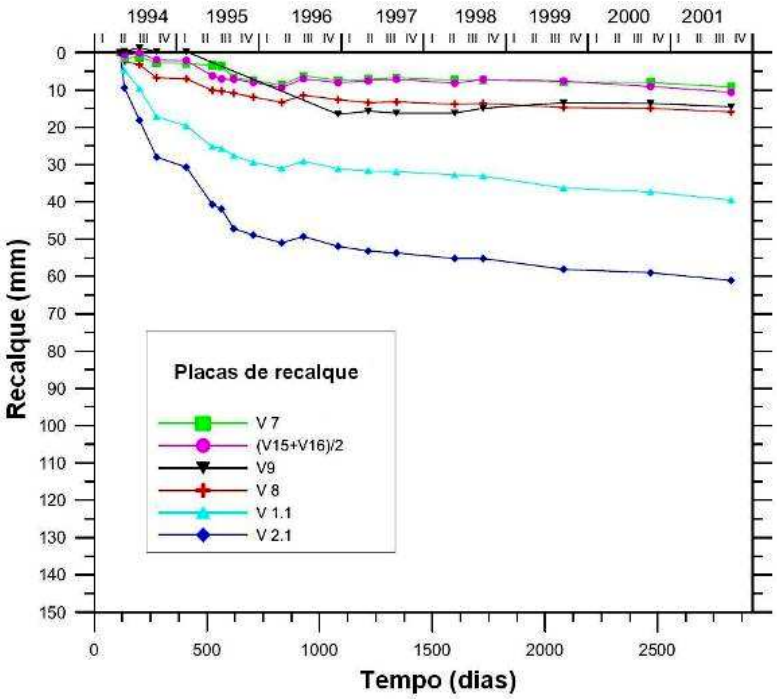

Figura 2.31 – Recalques observados acima das estacas (ZANZINGER e GARTUNG, 2002).

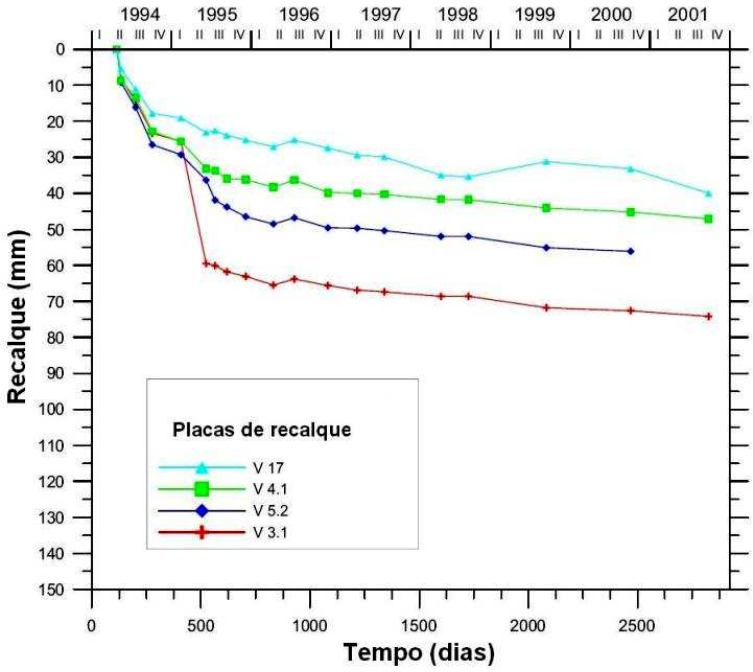

Figura 2.32 – Recalques observados nos vãos entre capitéis (ZANZINGER e GARTUNG, 2002).

Na Figura 2.33 podem ser observados esquemas elaborados por ZANZINGER e GARTUNG (2002), baseados nas medições realizadas com inclinômetros horizontais, perfilômetros e eletroníveis. Os autores apresentam o provável posicionamento dos

capitéis e da camada inferior de geogrelha em uma seção instrumentada da área monitorada após 6 anos da conclusão do aterro estaqueado reforçado.

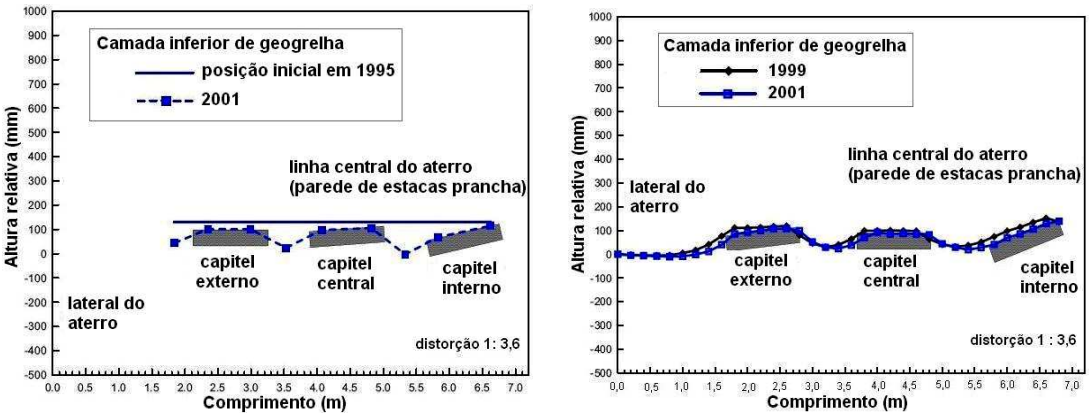

Figura 2.33 – Deslocamentos observados na base do aterro (adaptado de ZANZINGER e GARTUNG, 2002).

2.7.8 HEITZ *et al.* (2005)

HEITZ *et al.* (2005) relatam a instrumentação do segundo estágio da obra de reforço das fundações de trecho de ferrovia construída a aproximadamente 150 anos entre as cidades de Berlim e Hamburgo, na Alemanha, visando à readequação da via para o trânsito de trens de alta velocidade. Um trecho de 13km da ferrovia foi construído sobre uma área com depósitos de solos moles com até 6,5m (Figura 2.34).

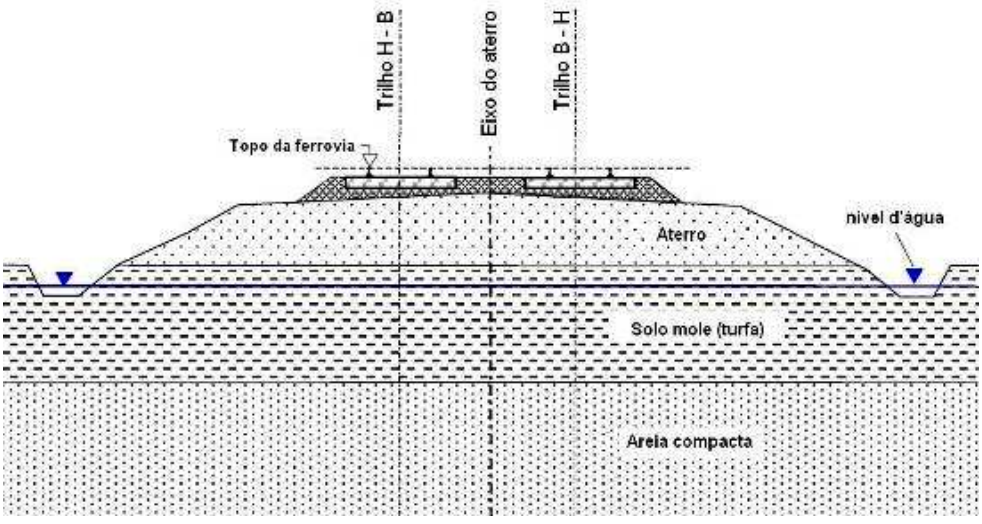

Figura 2.34 – Seção típica do subsolo da ferrovia (adaptado de HEITZ *et al.*, 2005).

Uma primeira intervenção para o reforço das fundações da ferrovia já havia sido realizada entre os anos de 1993 e 1995. Na ocasião foram instaladas estacas de concreto moldadas *in loco* com 60cm de diâmetro. Estas se prolongavam do limite superior da camada de solo mole até o topo da camada de areia compacta, localizada imediatamente abaixo da camada de solo mole. Na base e no topo das estacas foram construídos trechos complementares de brita compactada não cimentada (Figura 2.35).

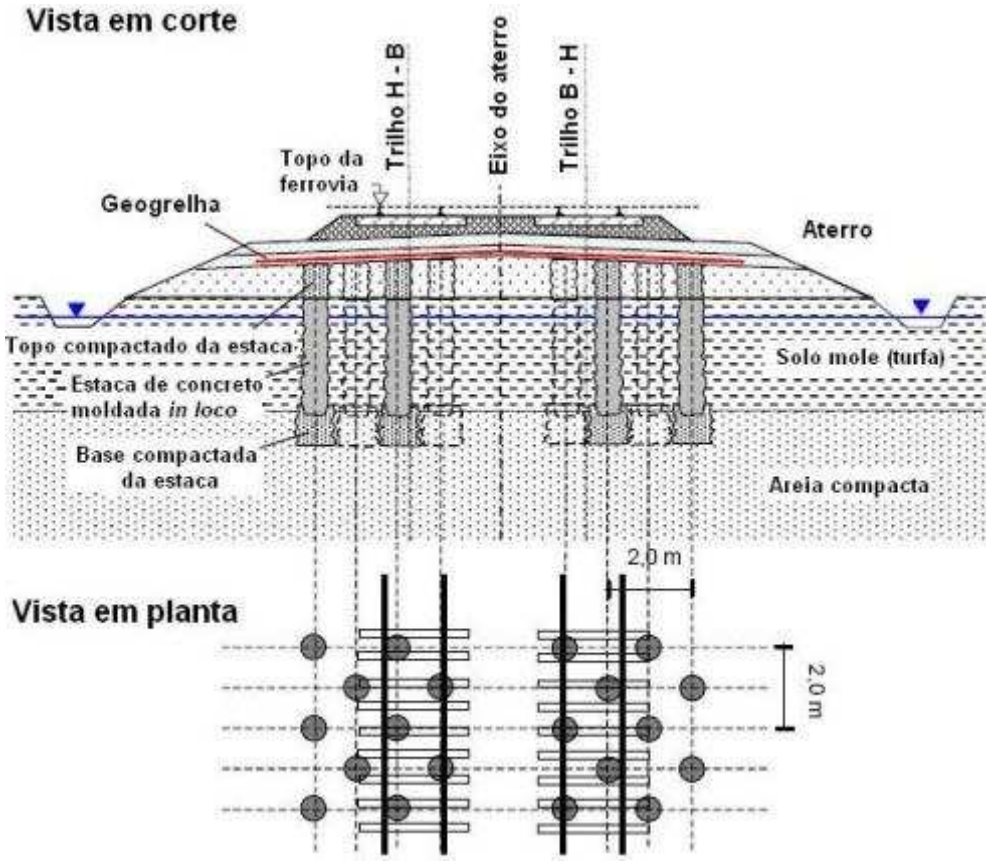

Figura 2.35 – Geometria da fundação da ferrovia após a 1ª intervenção de reforço (adaptado de HEITZ *et al.*, 2005).

No entanto, pouco tempo depois da conclusão do reforço da fundação da ferrovia foram identificados recalques que resultaram em deformações no leito de brita. Assim sendo, no ano de 2001 teve início um intenso trabalho de investigação das causas do insucesso do primeiro projeto de reforço. Após a exumação de um trecho de 50m da ferrovia, foi constatado que o topo das estacas de concreto moldadas *in loco*, topo este que foi construído sem cimentação, encontrava-se danificado em muitas das estacas, não atingindo em muitos casos a cota estimada no projeto.

Após a revisão do projeto e baseando-se na modelagem numérica do problema, os projetistas decidiram realizar nova intervenção de reforço, onde se realizou o corte do topo de todas as estacas em uma cota abaixo do limite superior da camada de solo mole. Posteriormente, sobre as estacas foram acomodadas 2 ou 3 camadas de geogrelha seguidas da reconstrução do aterro (Figura 2.36).

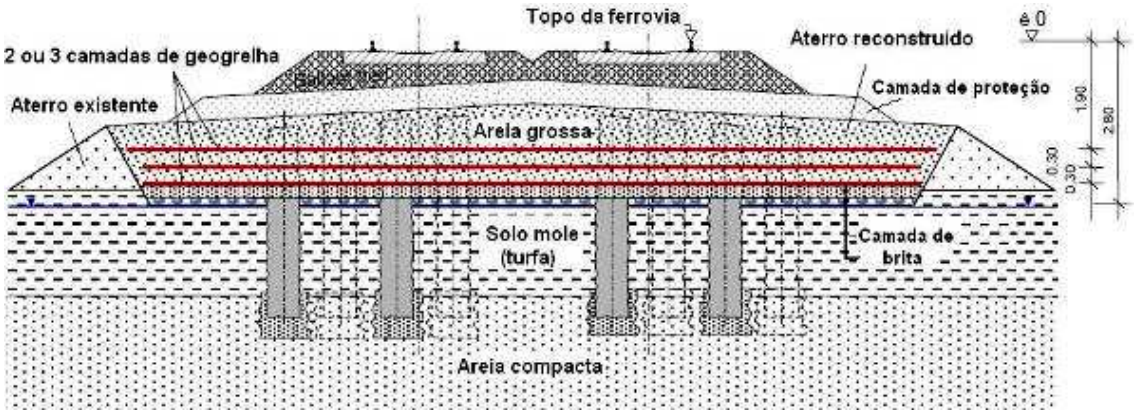

Figura 2.36 – Seção típica do subsolo da ferrovia após a 2ª intervenção de reforço (adaptado de HEITZ *et al.*, 2005).

Ao final da segunda intervenção, a seção típica da fundação da ferrovia consistia em um aterro de aproximadamente 2,8m de altura, apoiado sobre estacas de concreto moldadas *in loco*, com diâmetro de 60cm, reforçado com 2 ou 3 camadas de geogrelha.

Durante a obra da segunda intervenção, inclinômetros (horizontais e verticais) e geofones foram instalados em um trecho da ferrovia para o monitoramento do comportamento da mesma por aproximadamente 12 meses. HEITZ *et al.* (2005) ilustram o avanço dos recalques medidos durante aproximadamente 200 dias de funcionamento da ferrovia. Como podem ser observados na Figura 2.37, os recalques máximos registrados no topo da ferrovia foram inferiores a 1,5cm. Por se tratar de uma segunda obra de reforço, baixos valores de recalques eram esperados.

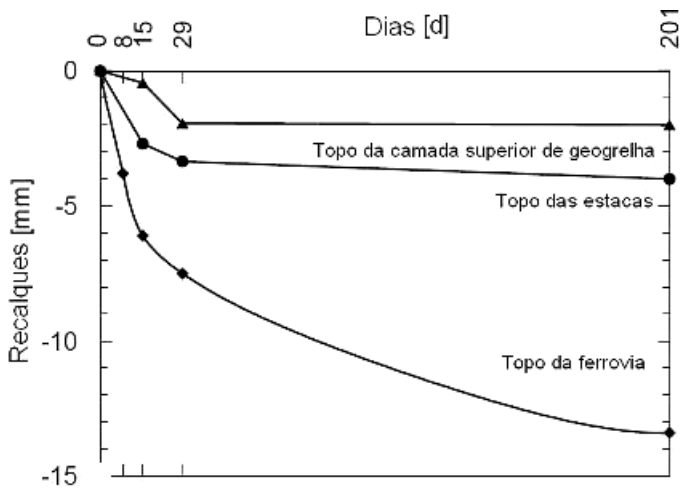

Figura 2.37 – Recalques observados após 2ª etapa de reforço da ferrovia (adaptado de HEITZ *et al.*, 2005).

2.7.9 VEGA-MEYER e SHAO (2005)

VEGA-MEYER e SHAO (2005) relatam a instrumentação de um trecho de rodovia construída no Panamá no ano de 2003. Ela foi construída sobre uma área com depósitos de solos moles com até 6,0m de espessura, abaixo do qual se encontra uma camada de solo mais competente. Para a fundação da rodovia foram construídos aterros com até 3,2m.

Visando promover a estabilidade das fundações da rodovia, optou-se pela construção de um aterro estaqueado reforçado. Para a fundação do aterro foram usadas estacas pré-moldadas de concreto com seção circular de 25 ou 30cm de diâmetro. As estacas foram cravadas com distanciamento máximo de 4,5m (Figura 2.38), atingindo profundidade média de 10m. Sobre o topo das estacas foram construídos capitéis de concreto com dimensões de 0,70 x 0,55m e 1,20 x 0,90m. Acima dos capitéis foram instaladas 4 camadas de geogrelha. A Figura 2.39 ilustra a seção típica do projeto de reforço da fundação do aterro estaqueado.

Para ampla avaliação do comportamento do aterro estaqueado reforçado, o trecho foi instrumentado com medidores de recalque, medidores de deformação na geogrelha e células de tensão total. A Figura 2.40 exibe o arranjo básico de instalação da instrumentação de campo.

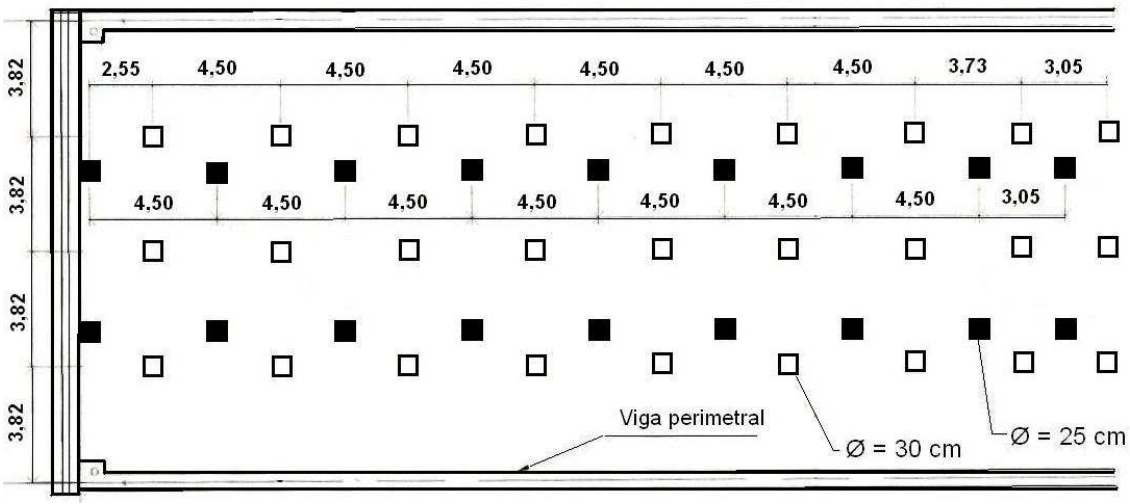

Figura 2.38 – Malha de estacas adotadas (adaptado de VEGA-MEYER e SHAO, 2005).

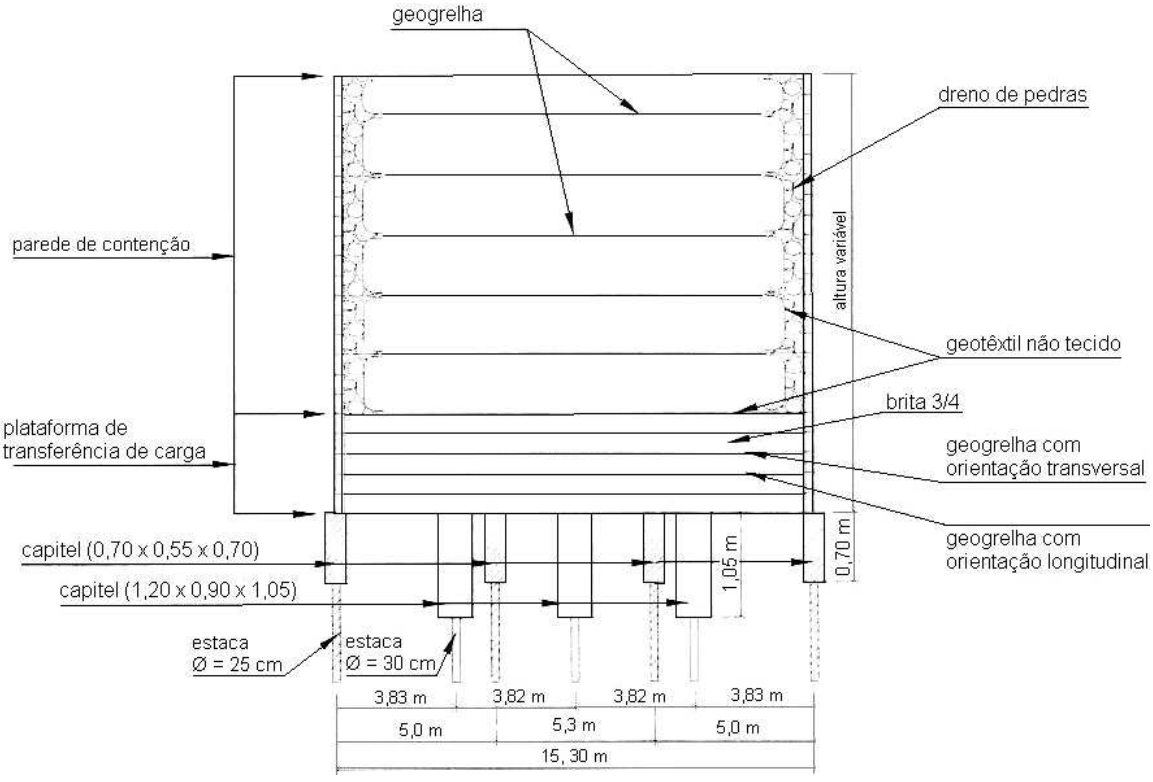

Figura 2.39 – Seção típica do projeto de reforço (adaptado de VEGA-MEYER e SHAO, 2005).

O comportamento do aterro estaqueado foi monitorado por aproximadamente 320 dias. São apresentados os valores de recalque observados em três pontos do aterro (Figura 2.41), as deformações medidas nas geogrelhas acima do vão

entre capitéis (Figura 2.42), as deformações medidas nas geogrelhas acima dos capitéis (Figura 2.43) e as tensões verticais aplicadas pelo solo do aterro na camada mais inferior de geogrelha (Figura 2.44).

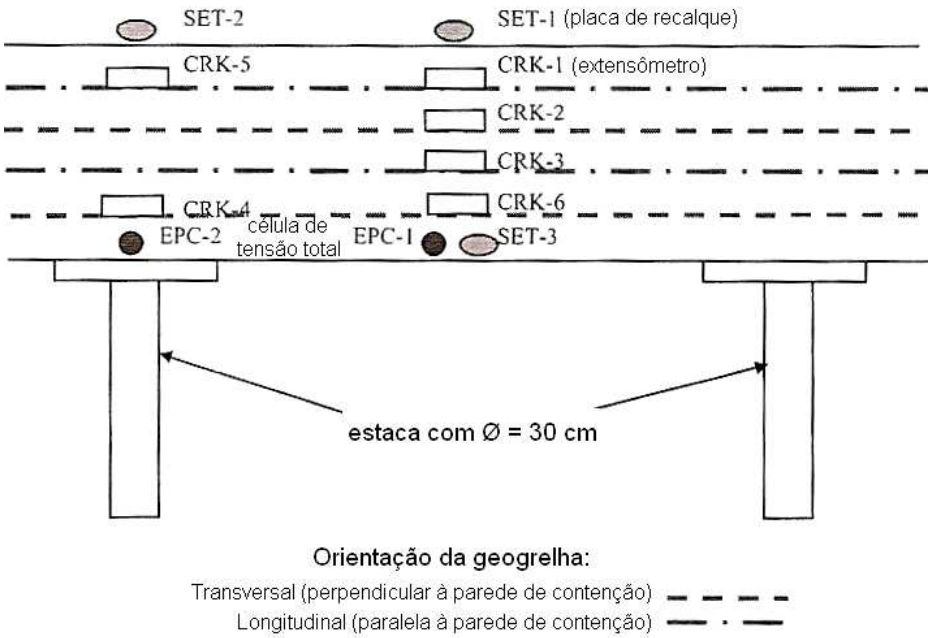

Figura 2.40 – Arranjo esquemático da instrumentação de campo (adaptado de VEGA-MEYER e SHAO, 2005).

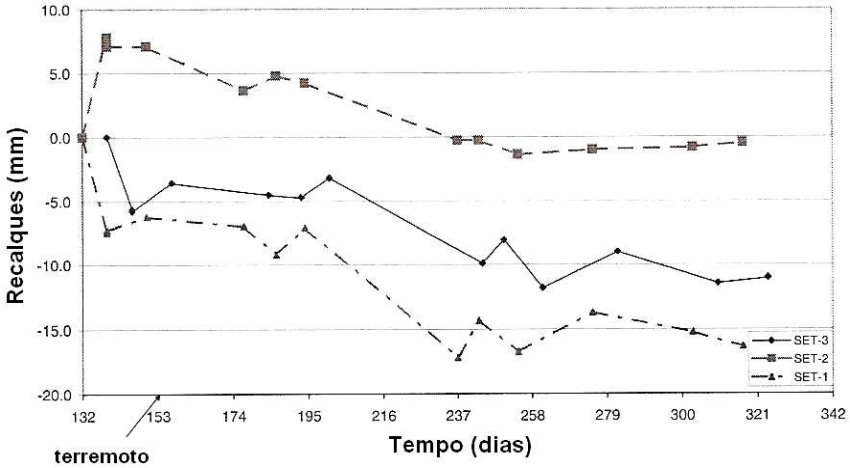

Figura 2.41 – Recalques observados no corpo do aterro (VEGA-MEYER e SHAO, 2005).

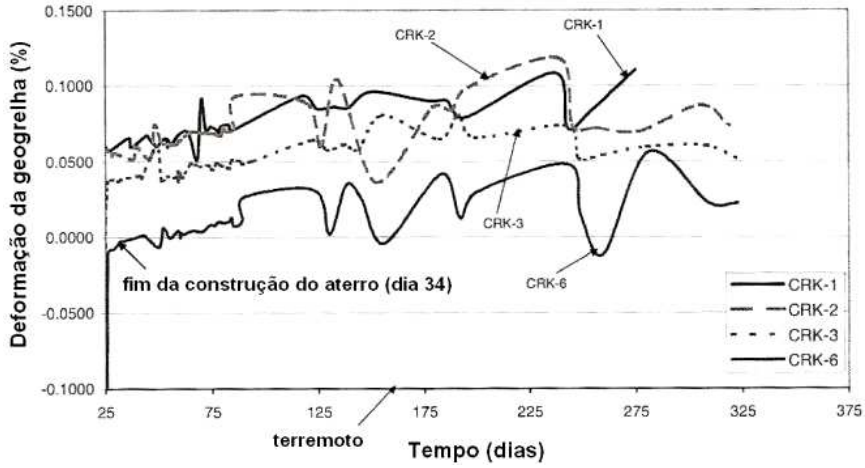

Figura 2.42 – Deformação do reforço acima do vão entre capitéis (VEGA-MEYER e SHAO, 2005).

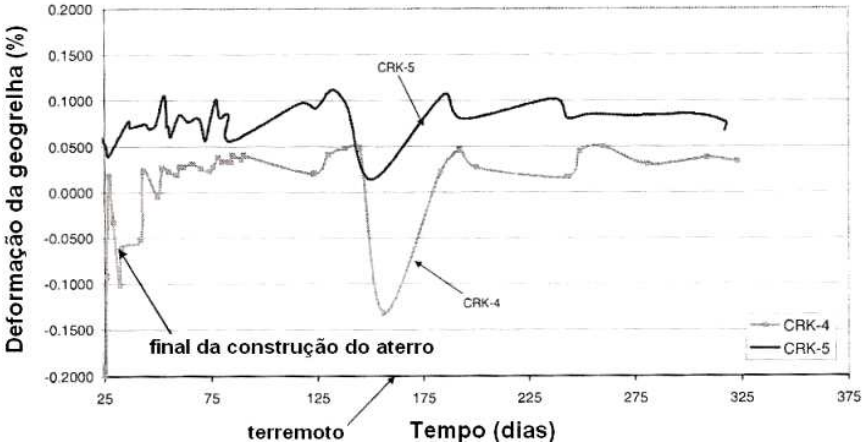

Figura 2.43 – Deformação do reforço acima do capitel (VEGA-MEYER e SHAO, 2005).

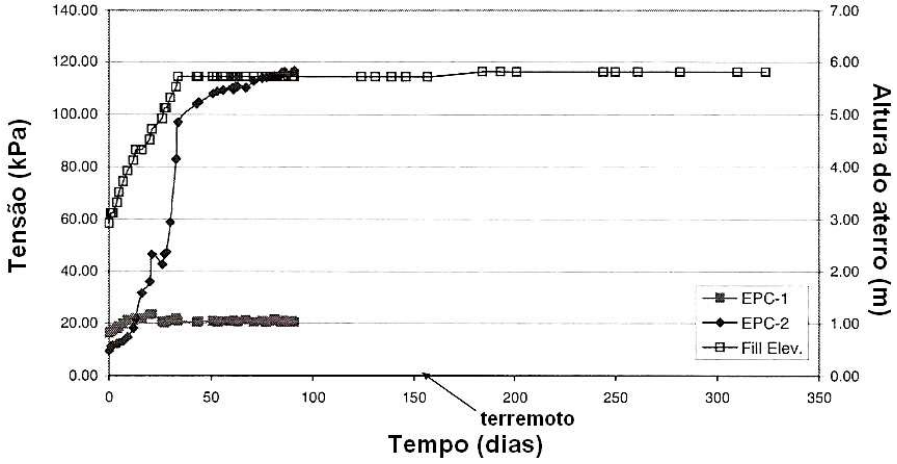

Figura 2.44 – Tensão vertical aplicada na camada mais inferior de geogrelha (VEGA-MEYER e SHAO, 2005).

VEGA-MEYER e SHAO (2005) relatam que os recalques só começaram a ser corretamente determinados depois de 132 dias da conclusão da construção do aterro. Assim sendo, os recalques da Figura 2.41 só se referem às deformações ocorridas no aterro após os primeiros 132 dias. A não determinação dos recalques iniciais do aterro em muito compromete os dados de recalque apresentados. Ainda na fase de projeto do aterro estaqueado reforçado, simulações numéricas estimavam recalques totais de 21cm e diferenciais de 12cm no topo do aterro.

Outro fator relevante a se citar foi a ocorrência de um terremoto, de magnitude 5,3 na escala Richter, 153 dias após o início do monitoramento do aterro, com epicentro localizado a 10 km da obra.

2.7.10 SPOTTI (2006)

SPOTTI (2006) apresenta a avaliação do comportamento de três seções instrumentadas de um aterro estaqueado reforçado durante as obras de implantação da Sede Nacional do SESC/SENAC no Rio de Janeiro - RJ. A área do aterro estaqueado reforçado estudado por SPOTTI (2006) nos anos de 2003 e 2004 é muito próxima ao local onde futuramente seria iniciada a obra de construção da Vila Pan-Americana (Figura 2.45).

SPOTTI (2006) foi o primeiro autor a publicar dados de monitoramento da construção de um aterro estaqueado reforçado instrumentado no Brasil. A obra relatada pelo autor é a quarta do tipo conhecida no Brasil. Anteriormente há o relato da construção de aterros estaqueados reforçados no Mato Grosso do Sul, como fundação de uma ferrovia (HUESKER, 1999), em Maceió, para fundação de um trecho de sistema viário urbano (SANDRONI, 2006) e entre os estados do Rio de Janeiro e São Paulo, como fundação de trecho de rodovia (ALZAMORA *et al.*, 2000 *apud* SANDRONI, 2006).

O perfil típico do subsolo da obra do SESC/SENAC determinado em 2005 era composto por camada superficial de 1,0 a 2,0m de turfa seguida por uma camada de argila orgânica muito mole com espessura variando entre 2,0 e 13,0m. Abaixo destas tem-se uma camada de solo arenoso sobreposta ao solo residual (Figura 2.46).

Figura 2.45 – Fase inicial da construção do SESC/SENAC com indicação do local das futuras obras da Vila Pan-Americana (adaptado de SPOTTI, 2006).

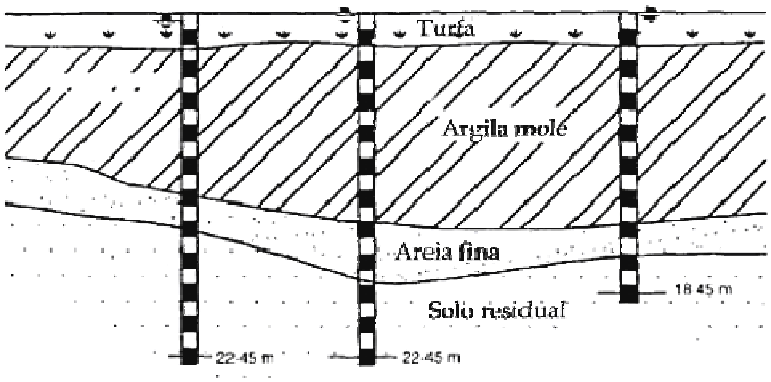

Figura 2.46 – Perfil típico do subsolo na região central do terreno do SESC/SENAC (ALMEIDA *et al.,* 2000).

Segundo (ALMEIDA *et al.*, 2007b), devido às condições adversas do subsolo da obra, esta área foi foco de diversas pesquisas de mestrado e doutorado da COPPE/UFRJ. Inúmeros estudos englobando a realização de ensaios de laboratório e de campo, assim como o monitoramento de campo foram desenvolvidos nesta obra. Este grande número de pesquisas tornou a área uma referência para projetos em argila mole da Barra da Tijuca no Rio de Janeiro.

Ainda no ano de 1995 tiveram início as obras de implantação do SESC/SENAC. Em 1996 foi construído um aterro convencional, com bermas laterais, sobre colchão drenante e drenos verticais em toda área da obra, com alturas de aterro que variavam

entre 3,0 e 3,5m (SPOTTI, 2006). No ano de 1997, após a construção do aterro convencional, nova campanha de sondagens foi realizada na área, identificando-se novo perfil típico do terreno (Figura 2.47).

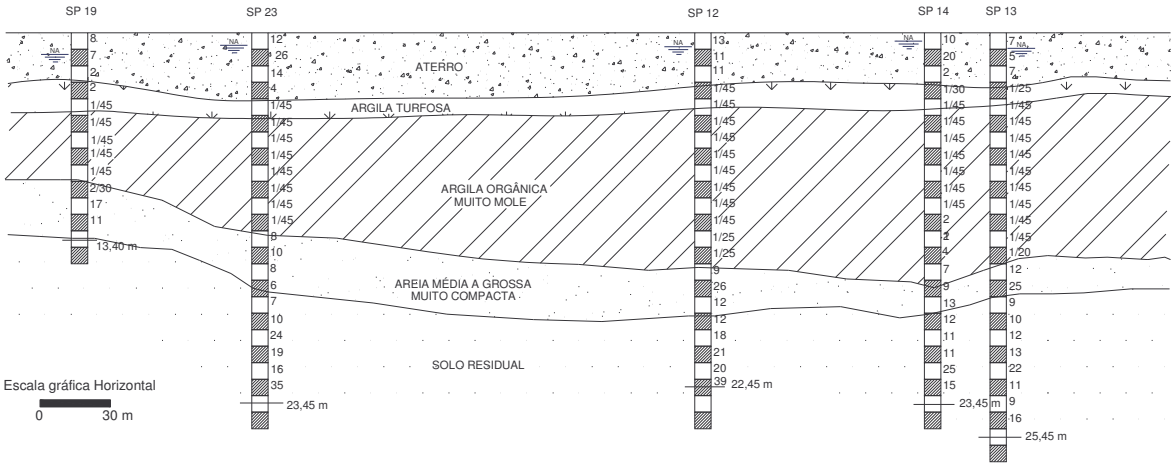

Figura 2.47 – Perfil típico do terreno após a conclusão do aterro convencional, 1ª etapa da obra (SPOTTI, 2006).

No ano de 2003, após a ocorrência de grande parte dos recalques primários da camada de argila sob o carregamento do aterro convencional, teve início a construção do aterro estaqueado reforçado monitorado por SPOTTI (2006). Na ocasião, o aterro foi construído em área com camada de argila orgânica muito mole de aproximadamente 10m. A seqüência executiva do aterro da área experimental foi iniciada com a cravação de estacas de seção quadrada (b = 18cm). As estacas atingiram profundidades entre 16 e 20m.

Para a pesquisa desenvolvida por SPOTTI (2006) foram adotadas três geometrias distintas para a fundação do aterro estaqueado reforçado, diferenciadas entre si pelo espaçamento entre as estacas e pelo tipo de apoio construído acima das estacas. Uma das áreas do aterro foi construída sobre capitéis moldados *in loco* de 80 x 80cm. Duas outras áreas foram construídas sobre vigas de 10 x 0,8m (Figura 2.48), áreas estas com interesse predominantemente acadêmico, visto que os arranjos usuais de aterros estaqueados reforçados são construídos sobre capitéis (ALMEIDA *et al.*, 2007b).

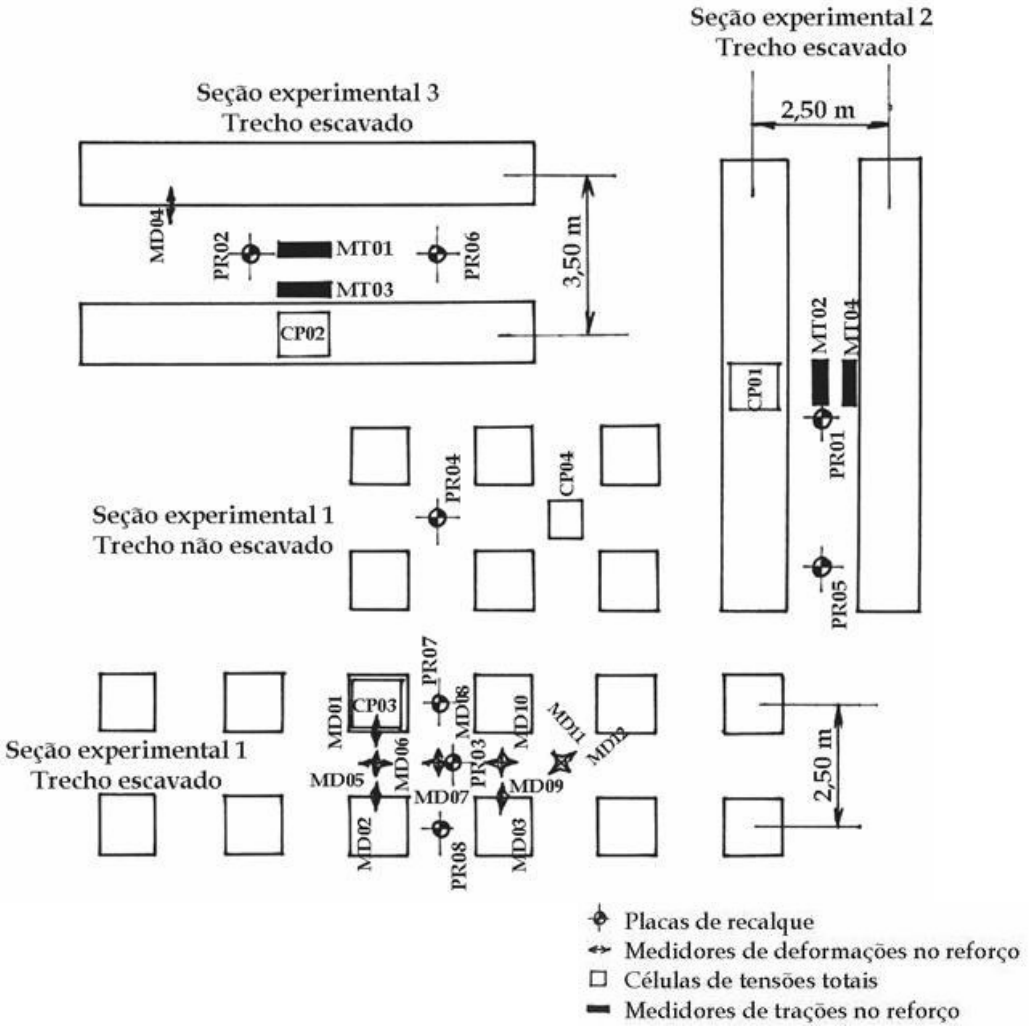

Figura 2.48 – Esquema das configurações da área experimental do aterro estaqueado reforçado do SESC/SENAC (adaptado de SPOTTI, 2006).

A seção experimental 1 consistia em um trecho de aterro estaqueado reforçado construído sobre capitéis de 80 x 80cm, apoiados em estacas com espaçamento entre eixos de 2,50m. Nesta seção experimental foi adotado um trecho escavado entre os vãos dos capitéis, conforme esquema da Figura 2.49, e outro trecho não escavado. O trecho escavado tinha como objetivo acelerar a mobilização de esforços no sistema, permitindo a obtenção de medidas de instrumentação mais significativas em menor período de tempo.

A seção experimental 2 consistia em um trecho de aterro estaqueado reforçado construído sobre duas vigas de 10 x 0,8m, apoiadas sobre linhas de estacas com

espaçamento entre eixos de 2,50m. O trecho entre os vãos das duas vigas desta seção foi escavado.

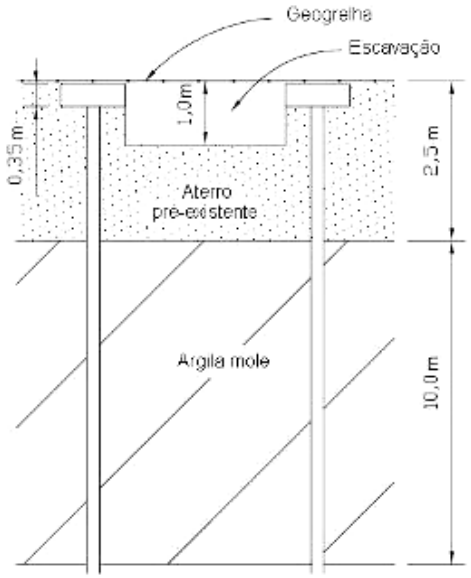

Figura 2.49 – Detalhe do trecho escavado adotado em alguns trechos do aterro estaqueado reforçado (adaptado de ALMEIDA *et al.*, 2007b).

A seção experimental 3 consistia em um trecho de aterro estaqueado reforçado construído também sobre duas vigas de 10 x 0,8m. No entanto, as duas linhas de estacas onde se apoiavam as vigas foram executadas com espaçamento entre eixos de 3,50m. Esta seção experimental também foi concebida com trecho escavado entre os vãos das vigas corridas.

Sobre os capitéis/vigas da área experimental foi colocada uma camada de geogrelha de poliéster biaxial, sobre a qual foi instalada a instrumentação de campo. Acima da geogrelha, sobre toda a área experimental foi colocada uma camada de geotêxtil. O aterro estaqueado reforçado da área experimental atingiu alturas entre 1,1 e 1,3m.

A instrumentação do aterro foi instalada nos trechos escavados, presentes nas três seções experimentais. Um trecho não escavado também foi instrumentado visando-se a comparação do comportamento com os trechos escavados. Para o monitoramento do aterro foram adotados diferentes instrumentos de medição, tais como: placas de

recalque, medidores de tração e deformação no reforço e células de tensão total. A distribuição da instrumentação na área experimental pode ser observada na Figura 2.48.

O aterro estaqueado reforçado estudado por SPOTTI (2006) foi monitorado por 188 dias. A Tabela 2.3 apresenta os recalques medidos no aterro ao final dos 188 dias de monitoramento.

Tabela 2.3 – Recalques observados ao final do monitoramento (SPOTTI, 2006)

Placa de Recalque	Configuração	Posição	$h^{(1)}$ (m)	$r^{(2)}$ (m)
PR 01	2D	Meio do vão entre duas vigas corridas	1,10	0,32
PR 05	2D		1,14	0,22
PR 02	2D		1,28	0,37
PR 06	2D		1,25	0,40
PR 03	3D	Meio do vão entre quatro capitéis	1,28	0,36
PR 04	3D		1,08	0,10
PR 07	3D	Meio do vão entre dois capitéis	1,23	0,17
PR 08	3D		1,24	0,17

(1)Altura de aterro; (2)Recalque.

Observa-se que os recalques medidos variaram entre 10 e 40cm. A Figura 2.50 apresenta comparação entre as medidas de recalques para áreas escavadas (PR 03) e não escavadas (PR 04).

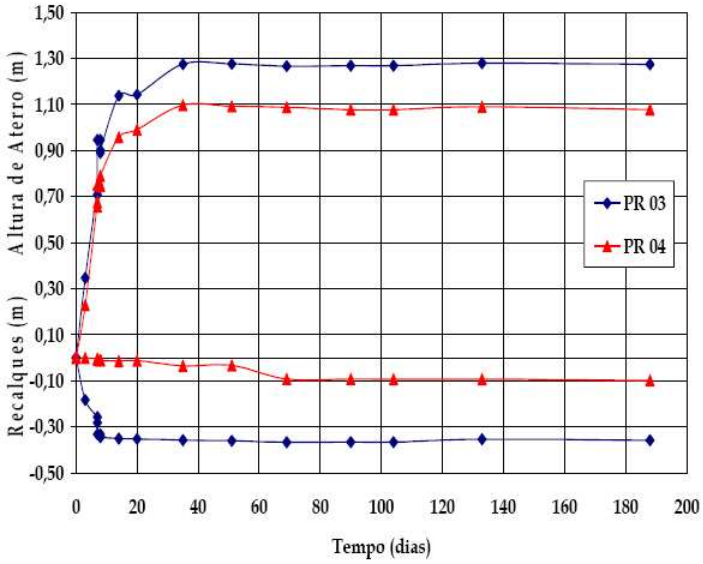

Figura 2.50 – Medidas de recalques para áreas escavadas (PR03) e não escavadas (PR04) (SPOTTI, 2006).

A Tabela 2.4 apresenta os valores de deformação da geogrelha indicados pelos medidores de deformação ao final dos 188 dias de monitoramento.

Tabela 2.4 – Deformações medidas na geogrelha (SPOTTI, 2006).

Medidor de Deformação	Configuração	Posição	Deformações (%)
MD 01	3D	Face do capitel	2,05
MD 02	3D		1,73
MD 03	3D		1,50
MD 04	2D	Face da viga corrida	(*)
MD 05	3D	Meio do vão entre dois capitéis e paralelos à face	0,51
MD 09	3D		0,32
MD 06	3D	Meio do vão entre dois capitéis e perpendiculares à face	1,50
MD 10	3D		1,36
MD 07	3D	Meio do vão entre quatro capitéis na direção paralela à face	1,14
MD 08	3D		0,97
MD 11	3D	Meio do vão entre quatro capitéis na direção diagonal à face	0,25
MD 12	3D		0,63

2.7.11 FREITAS ARAÚJO *et al.* (2007)

Objetivando realizar um estudo experimental para analisar o comportamento do sistema formado pelo aterro, estaca e geogrelha, FREITAS ARAÚJO *et al.* (2007) elaboraram trabalho onde apresentam o comportamento registrado em duas seções experimentais de um aterro estaqueado reforçado.

O experimento foi realizado na zona oeste do Rio de Janeiro, mais especificamente na obra de construção da Escola Modelo de Ensino Médio do Sesc (Figura 2.51), na sede nacional do SESC/SENAC, adjacente ao local do aterro apresentado por SPOTTI (2006). O local da construção da Escola Sesc se localiza em área com camadas de solo mole que variavam entre 8 e 12m.

Figura 2.51 – Localização do aterro monitorado por FREITAS ARAUJO *et al.*, 2007 (adaptado de ALMEIDA *et al.*, 2007b).

A seqüência executiva do aterro teste consistiu no lançamento de aterro de conquista com aproximadamente 60cm, seguida da cravação das estacas de seção quadrada (b = 20cm). O estaqueamento obedeceu a uma malha quadrada com espaçamento de 2,8m entre eixos de estacas. Posteriormente houve a construção de capitéis de seção quadrada moldados *in loco*. A seção típica do aterro experimental é apresentada na Figura 2.51.

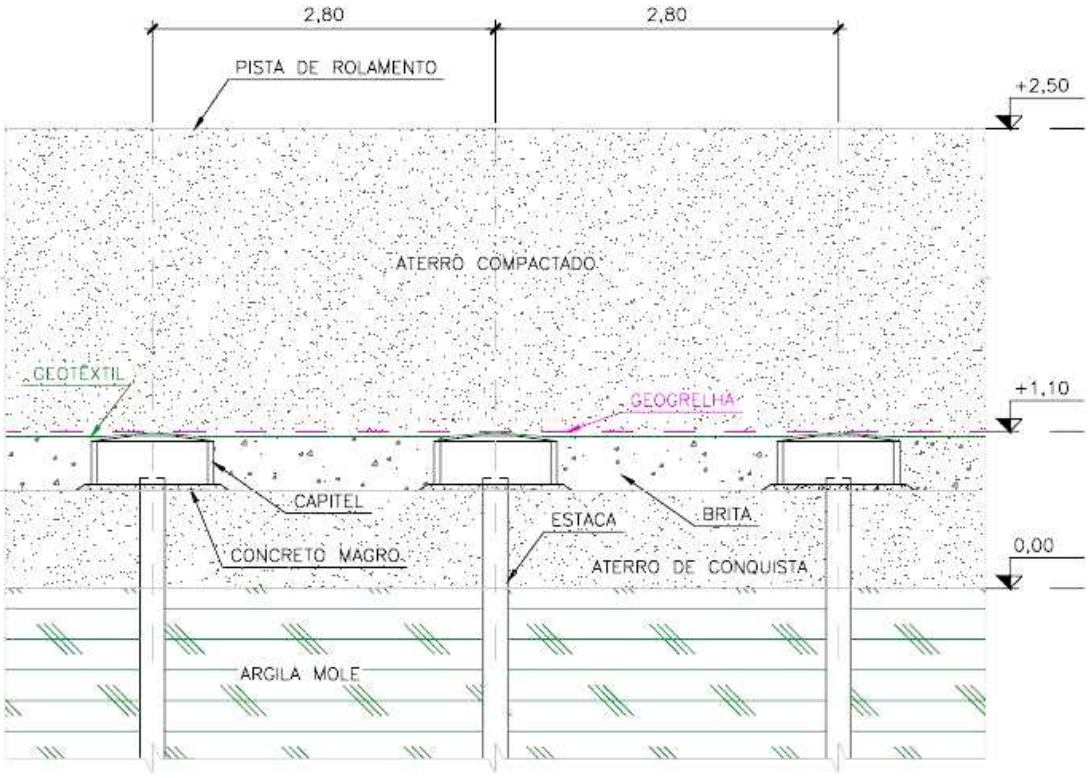

Figura 2.52 – Seção típica do aterro experimental (FREITAS ARAÚJO *et al.*, 2007).

A profundidade média que as estacas alcançaram na área monitorada foi de 16m, sendo tipicamente 1m no aterro, 9m na argila mole e 6m no solo residual (ALMEIDA *et al.*, 2007b). Em todas as estacas houve o controle de nega e repique (AVELINO *et al.*, 2006).

A área experimental foi dividida em duas configurações onde foram variadas as dimensões dos capitéis. Na primeira configuração foi adotada a construção de capitéis de 1,0 x 1,0m, sendo adotada na segunda área capitéis de 0,5 x 0,5m (Figura 2.53). Acima dos capitéis foi instalada 1 camada de geotêxtil seguida de 1 camada de geogrelha de alta resistência. O aterro experimental foi construído com 1,4m de altura.

Para o monitoramento do aterro foram instalados transdutores de deformação, transdutores de carga, extensômetros, células de tensão total e placas de recalque. No entanto, FREITAS ARAÚJO *et al.* (2007) só apresentam os resultados obtidos com placas de recalque colocadas sobre a geogrelha em vãos entre capitéis e medidores de carga instalados na geogrelha. A localização da instrumentação pode ser observada na Figura 2.53.

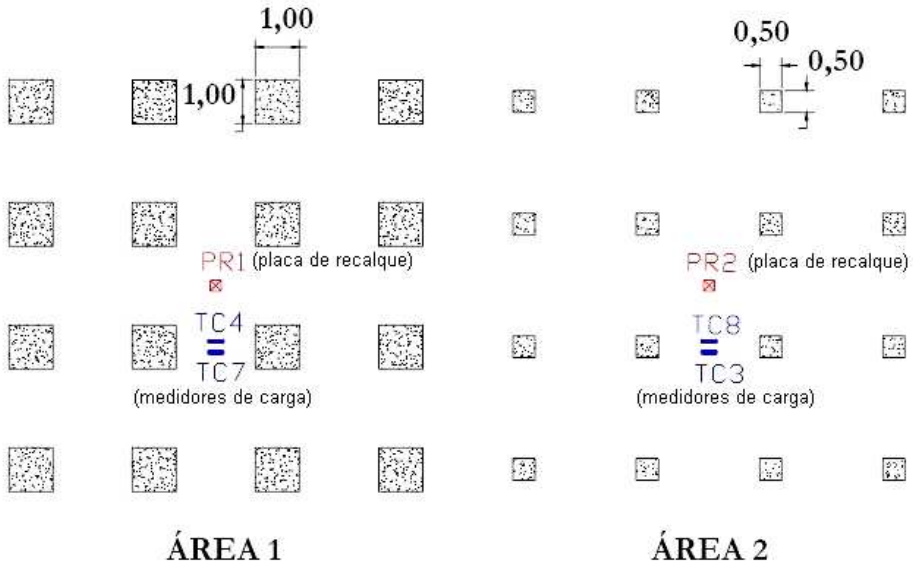

Figura 2.53 – Planta da área experimental instrumentada (adaptado de FREITAS ARAÚJO *et al.*, 2007).

Os deslocamentos verticais na base do aterro foram monitorados por aproximadamente 82 dias após a construção do mesmo. A construção do aterro foi

concluída nos 2 primeiros dias. As curvas da Figura X mostram a influência da variação da dimensão de capitéis nos recalques medidos no aterro. Para as duas configurações experimentais foram observados, após 80 dias, recalques próximos a 3cm.

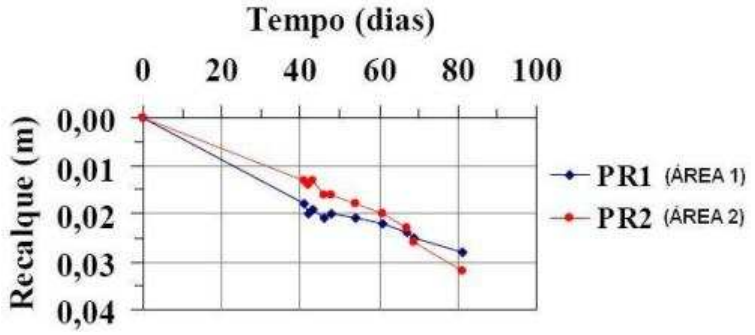

Figura 2.54 – Recalques observados na área experimental (FREITAS ARAÚJO *et al.*, 2007).

No que diz respeito aos esforços mobilizados na geogrelha durante a construção e nos primeiros dias após a conclusão do aterro, as curvas da Figura 2.55 mostram que os transdutores instalados na área com capitéis de 1,0 x 1,0m (TC3 e TC7) registraram valores de tensão inferiores aos da área suportada por capitéis de 0,5 x 0,5m. Isto pode ser resultado do menor vão livre entre capitéis existente na primeira situação.

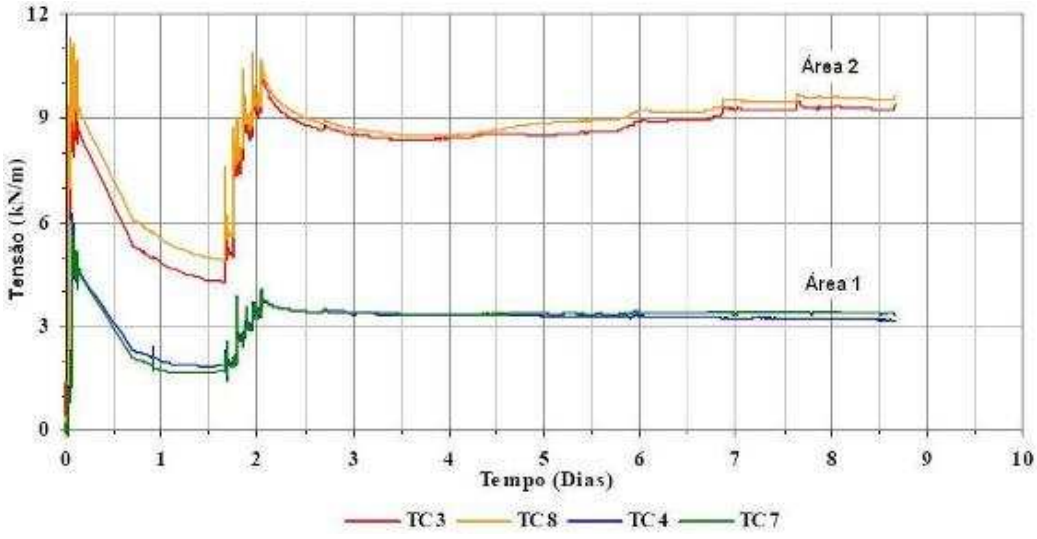

Figura 2.55 – Tensão registrada na geogrelha (FREITAS ARAÚJO *et al.*, 2007).

Observa-se também na Figura 2.55 picos de tensão ao longo do primeiro e do segundo dia de monitoramento. Estas variações são devidas à compactação das camadas do aterro durante a sua construção.

2.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As obras de engenharia em sua grande maioria são projetadas para sítios com materiais mais nobres, compostos por solos homogêneos, resistentes, isentos da presença de água, pouco deformáveis e pouco erodíveis. Entretanto, nos dias de hoje, o crescimento urbano das grandes cidades, associado às grandes intervenções das obras de engenharia moderna, impossibilita a escolha do melhor sítio, pois os locais mais favoráveis já abrigam, na sua grande maioria, construções e os poucos sítios nobres que restam passam a ser supervalorizados. São nessas situações que as novas soluções geotécnicas se aplicam, contornando adversidades, tratando e reforçando os solos menos nobres de forma a se adequarem aos esforços solicitantes das grandes obras.

A partir da década de 90, a solução em aterro estaqueado reforçado passou a desempenhar um papel fundamental para superação de condições adversas de subsolo. Aterros estaqueados reforçados são estruturas específicas para uso em regiões nas quais os solos de fundação apresentam baixa capacidade de suporte e grande deformabilidade, ou seja, existe risco de rupturas e/ou recalques excessivos.

Neste capítulo foram abordadas as principais peculiaridades da solução em aterro estaqueado reforçado, incluindo-se o desenvolvimento do efeito de arqueamento. Apresentou-se também um resumo dos diferentes autores, que a partir da década de 80, desenvolveram formulações teóricas baseadas em diversas premissas, objetivando um dimensionamento mais otimizado desse tipo de obra.

Um grande número de trabalhos apresentando casos de obras foi reportado neste capítulo, permitindo visualizar o amplo espectro de aplicações e a grande difusão deste tipo de técnica de construção de aterros sobre solos moles, além do amplo sucesso da sua aplicação.

O resumo dos inúmeros casos de obras de aterros estaqueados reforçados instrumentados citados nesta breve revisão bibliográfica é apresentado na Tabela 2.5. Este resumo indica o número crescente de aterros estaqueados reforçados com instrumentação para monitoração do comportamento e desempenho dos diferentes projetos.

A Tabela 2.5 mostra a adoção da solução de aterro estaqueado reforçado sobre camadas de solos moles que variavam entre 0,5 e 15m. Diferentes tipos de estacas foram adotadas para a transferência do carregamento do aterro para as camadas mais competentes de solo abaixo da camada de solo mole. Em quatro projetos foram adotadas estacas pré-moldadas de concreto, em dois estacas de aço preenchidas com concreto, em dois estacas de concreto moldas in loco, em um estacas de madeira e em outro estacas de brita revestidas com geossintético. Nos diferentes projetos as estacas atingiram profundidades que variavam entre 3 e 20m. Na grande maioria dos casos de aterros estaqueados reforçados analisados nesta revisão bibliográfica foram adotados capitéis sobre as estacas, com a exceção de dois casos. Para o reforço de todos os aterros foram adotadas geogrelhas, dispostas em uma ou mais camadas.

Dos onze casos de aterros estaqueados reforçados (Tabela 2.5), nove apresentam os valores de recalques medidos na obra durante o seu período de monitoramento. Os nove casos que apresentam as medidas de recalque dos aterros são considerados para comparação de desempenho dos diferentes projetos no Capítulo 5.

Tabela 2.5 – Exemplos de obras de aterros estaqueados instrumentadas a partir da década de 90.

Caso histórico	Espessura de solo mole (m)	Configuração da malha	Tipo de estaca	Seção da estaca	Distância entre estacas (m)	Comprimento das estacas (m)	Capitel	Reforço	Altura do aterro (m)	Resultados de instrumentação
ALEXIEW *et al.* (1995)	15	Quadrada	Aço preenchida c/ concreto	Circular Ø = 12 cm	2,0	10 a 20	Quadrado (1,0 m x 1,25 m)	3 camadas de geogrelha	2,0	Recalque e deformação da geogrelha
JENNER *et al.* (1998)	7 a 8	Triangular	Concreto moldada *in loco*	Circular Ø = 45 cm	2,35	3 a 6	Circular Ø = 0,75 m	2 camadas de geogrelha	4,0 a 7,0	Deformação da geogrelha
ROGBECK *et al.* (1998)	0,5 a 2,0	Quadrada	Pré-moldada de concreto	Não informada	2,4	3 a 6	Quadrado (1,2 m x 1,2 m)	1 camada de geogrelha	1,7	Recalque e deformação da geogrelha
HSI (2001)	5,5	Quadrada	Madeira	Circular Ø = 30 cm	2,0	15 a 16	Quadrado (1,0 m x 1,0 m)	2 camadas de geogrelha	3,0 a 5,0	Recalques
HABIB *et al.* (2002)	7	Triangular	Não informado	Quadrada b = 0,29 m	2,5	Não informado	Quadrado (0,7 m x 0,7 m)	3 camadas de geogrelha	1,55	Força nas estacas e tensão no solo
RAITHEL *et al.* (2002)	8 a 14	Triangular	Brita revestida c/ geossintético	Circular Ø = 80 cm	1,7 a 2,4	4 a 14	Não tem	1 camada de geogrelha	5,5 a 9,0	Recalques
ZANZIGER e GARTUNG (2002)	15	Retangular	Aço preenchida c/ concreto	Circular Ø = 12 cm	1,9 e 2,15	20	Quadrado (1,0 m x 1,25 m)	3 camadas de geogrelha	2,5	Recalques
HEITZ *et al.* (2005)	0,5 a 6,5	Triangular	Concreto moldada *in loco*	Circular Ø = 60 cm	2,0	até 7	Não tem	2 ou 3 camadas de geogrelha	2,0 a 3,0	Recalques
VEGA-MEYER e SHAO (2005)	6	Triangular	Pré-moldada de concreto	Circular Ø = 25 e 30 cm	2,5 a 4,5	10	Retangular (0,7 m x 0,55 m) e (1,2 m x 0,9 m)	4 camadas de geogrelha	3,2	Recalques, def. na geogrelha e tensão total
SPOTTI (2006)	10	Quadrada	Pré-moldada de concreto	Quadrada b = 0,18 m	2,5 a 3,5	16 a 20	Quadrado (0,8 m x 0,8 m) e viga (10 m x 0,8 m)	1 camada de geotêxtil + 1 de geogrelha	1,1 a 1,3	Recalques, ten. e def. no reforço e tensão total
FREITAS ARAÚJO *et al.* (2007)	9	Quadrada	Pré-moldada de concreto	Quadrada b = 0,20 m	2,8	16	Quadrado (1,0 m x 1,0 m) e (0,5 m x 0,5 m)	1 camada de geotêxtil + 1 de geogrelha	1,4	Recalques e tensão na geogrelha

3

ATERRO EXPERIMENTAL

3.1 INTRODUÇÃO

Devido à existência de grande espessura de camada de argila orgânica mole na área onde foi construída a Vila Pan-Americana do Rio de Janeiro, todas as edificações que compõem o complexo da vila tiveram de ser construídas sobre a fundação de estacas. Para a construção da área de recuo[1] das edificações, exigido pelo código de obras do município do Rio de Janeiro, aproximadamente 20.000m² de aterro deveriam ser executados, com alturas que variavam entre 2,0 e 3,5m (SANDRONI e DEOTTI, 2008).

Entretanto, a solução em aterro convencional foi descartada para a construção da área de recuo devido às estacas das edificações. Um aterro convencional que fosse construído sobre a camada de argila orgânica mole do local poderia gerar esforços indesejáveis nas estacas. Este tipo de aterro poderia produzir grandes deformações na camada de solo mole, induzindo carregamentos horizontais nas estacas das edificações vizinhas. As estacas representam um impedimento à deformação do solo e, consequentemente, ficariam sujeitas aos esforços provenientes desta restrição. Assim sendo, foi adotada como solução para a construção dos recuos a técnica de aterro estaqueado reforçado (SANDRONI e DEOTTI, 2008). A construção da obra foi acompanhada de um aterro experimental similar, visando otimizar o desempenho da solução, avaliar os seus custos e os procedimentos de construção.

Foi parte integrante desta pesquisa acompanhar o processo de construção do aterro experimental estaqueado e reforçado da Vila Pan-Americana do Rio de Janeiro. O

[1] Distância mínima obrigatória, estipulada por legislação, que as fachadas de uma edificação devem manter com relação às divisas do terreno.

aterro em questão foi construído pela empreiteira executora da obra, a AGENCO Engenharia e Construções S.A. entre os meses de março e setembro de 2006. O aterro experimental foi dimensionado e monitorado pela empresa Geoprojetos Engenharia Ltda.

Este capítulo apresenta o aterro estaqueado reforçado experimental construído na Vila Pan-Americana do Rio de Janeiro. Inicialmente são abordadas as propriedades do subsolo da região, apresentando-se, sucintamente, as características geológicas e geotécnicas da Bacia de Jacarepaguá, local de execução do aterro. Segue-se com a apresentação do perfil do subsolo da área da construção, elaborado a partir de perfis individuais de sondagens do terreno. São apresentados os materiais adotados para a construção do aterro experimental, assim como a instrumentação de campo instalada para sua monitoração.

Neste capítulo são também apresentados os resultados dos ensaios de laboratório executados com os solos usados na construção do aterro. Foram realizados ensaios de caracterização e de cisalhamento direto.

3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO LOCAL

O terreno da Vila Pan-Americana localiza-se na Baixada de Jacarepaguá (Figura 3.1), zona oeste do município do Rio de Janeiro. CABRAL (1983) identificou esta área como sendo formada, essencialmente, por dois tipos de sedimentos: areias marinhas e lagunares e argilas orgânicas com turfas. ALMEIDA e MARQUES (2004) identificaram a geologia da região oeste do Rio de Janeiro como sendo composta por depósitos sobrepostos de sedimentos fluviais, flúvio-marinhos e flúvio-lacustres de espessuras bastante variáveis.

SANDRONI e DEOTTI (2008) reportam a ocorrência de solo orgânico turfoso muito mole e solo argiloso até a profundidade de 6 a 12m em toda a área da Vila Pan-Americana. Abaixo do solo mole tem-se camadas de solos sedimentares e residuais mais competentes. A descrição tátil-visual do solo mole encontrado no local, assim como algumas de suas características físicas podem ser observadas na Tabela 3.1.

Figura 3.1 – Área de construção do aterro experimental: Vila Pan-Americana na zona oeste do Rio de Janeiro.

Tabela 3.1 - Descrição do solo mole da Vila Pan-Americana (adaptado de SANDRONI e DEOTTI, 2008).

Profundidade (m)	Descrição tátil-visual	Umidade (%)	Limite de liquidez (%)	Índice de plasticidade (%)
0,0 a 3,0	Turfa cinza escura e argila orgânica siltosa, com conchas	400 (200 a 600)	270 a 370	150 a 250
3,0 a 12,0	Argila orgânica siltosa cinza escura com conchas	200 (100 a 300)	100 a 250	60 a 120

Foram executadas 4 sondagens na área do aterro experimental, visando à caracterização do subsolo do local. Os perfis das 4 sondagens são apresentados no Anexo A. A Figura 3.2 apresenta o perfil geotécnico do subsolo da área experimental obtido da instrumentação das sondagens.

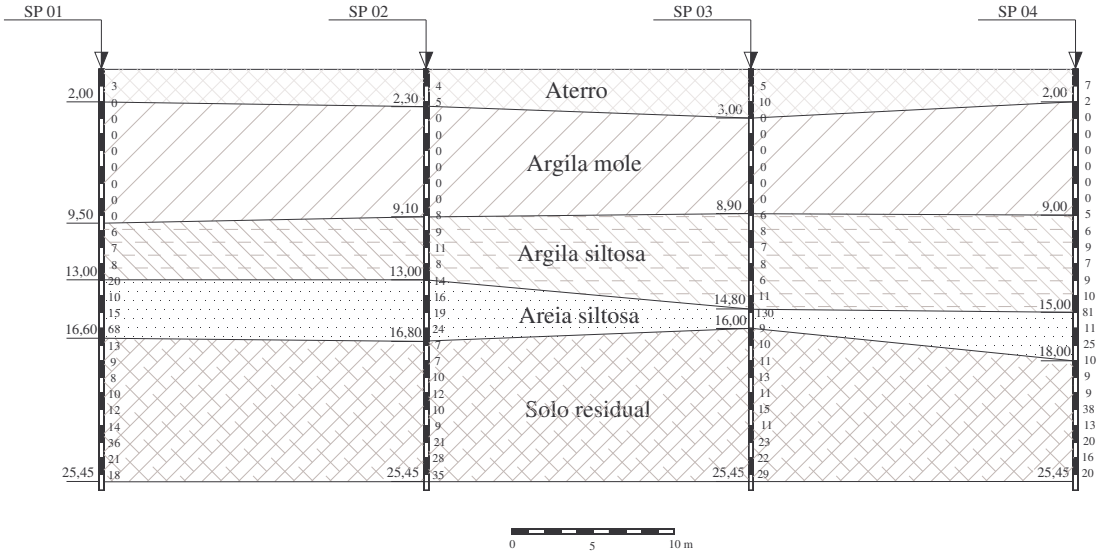

Figura 3.2 - Perfil do subsolo na área do aterro experimental.

Na Figura 3.2 observa-se que o subsolo do local da obra é constituído por camada de até 15m de argila sobreposta à camada de solo residual. As sondagens do local indicam valores de SPT iguais a zero para profundidades inferiores a 8m. O aterro experimental foi construído exatamente entre as sondagens SP 02 e SP 03.

3.3 PROJETO E EXECUÇÃO DO ATERRO EXPERIMENTAL

Para avaliação do desempenho da solução de aterro estaqueado reforçado com geogrelha sobre a camada de solo mole presente na área da obra, a empreiteira responsável pela construção e o projetista responsável pelo projeto do aterro estaqueado reforçado decidiram construir um aterro experimental instrumentado. O aterro foi construído entre os meses de maio e setembro de 2006. A seguir tem-se a descrição dos materiais e metodologias adotados para a construção do aterro experimental.

3.3.1 Geometria do Aterro Experimental

As Figuras 3.3 a 3.5 indicam as dimensões do aterro experimental construído. A plataforma do aterro tinha 14,4 x 9,40m. Ao final da construção o aterro atingiu altura de 2,90m.

Antes do início da construção do aterro experimental ocorreu o nivelamento da área do experimento. O aterro ficou localizado ao lado do subsolo de uma das edificações da Vila Pan-Americana. De acordo com o nivelamento topográfico do terreno, o topo dos capitéis das estacas que serviram de fundação para o aterro ficaram na cota + 2,30. Ao final de sua construção o aterro experimental atingiu a cota + 5,20.

O aterro experimental foi construído em aproximadamente 70 dias, em 4 camadas. As 3 primeiras camadas foram executadas com 0,5m cada. No entanto, a última camada foi executada com 1,4m de espessura devido à necessidade de conclusão do experimento dentro do cronograma estabelecido pela construtora responsável pela obra.

O aterro experimental teve 1 das 4 faces encostada no subsolo de uma das edificações da Vila Pan-Americana. Como pode ser observado na Figura 3.5, foi adotado o uso de um muro de gabião em uma das faces perpendiculares à parede do subsolo do edifício. Na outra face perpendicular ao subsolo foi adotada a técnica de solo envelopado. Na face paralela à parede do subsolo foi adotado um talude com inclinação 1,5:1.

Para permitir a deformação imediata das geogrelhas e, consequentemente, o carregamento das mesmas, criou-se um desnível de 40cm no centro da base do aterro. Este artifício é o mesmo adotado com sucesso por ROGBECK *et al.* (1998) e SPOTTI (2006). Assim sendo, logo após a cravação das estacas e antes da instalação da geogrelha, tinha-se o centro da base do aterro na cota +1,90 e o restante da mesma na cota +2,30 (Figura 3.3). A área escavada no centro do aterro foi preenchida com pneus usados antes da instalação da geogrelha.

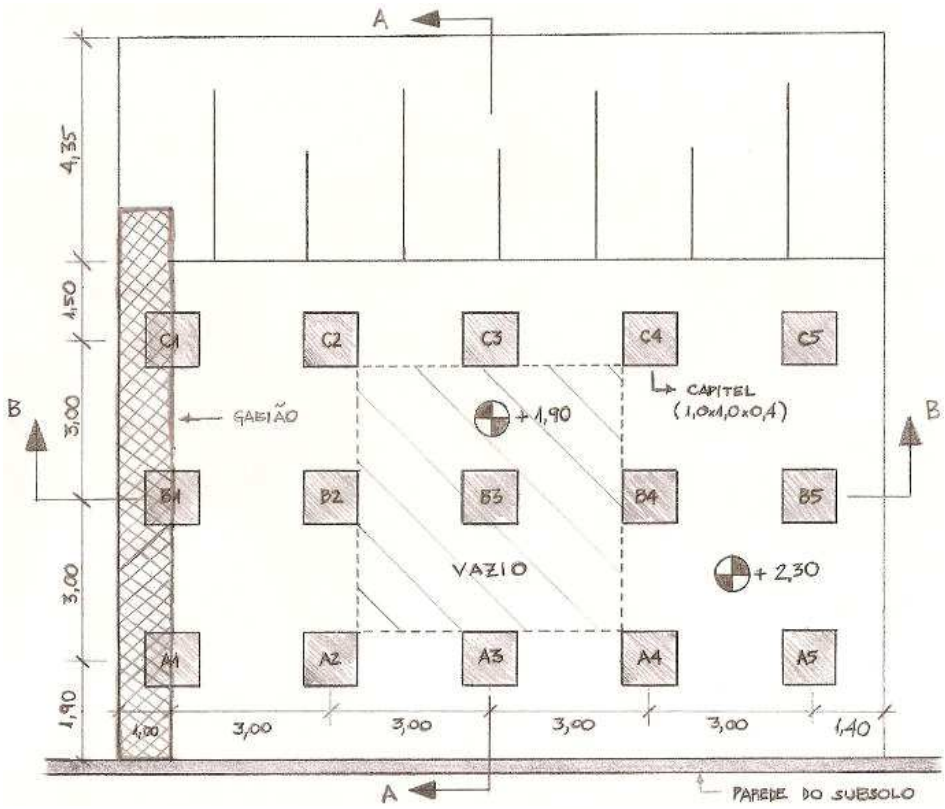

Figura 3.3 – Planta do aterro experimental.

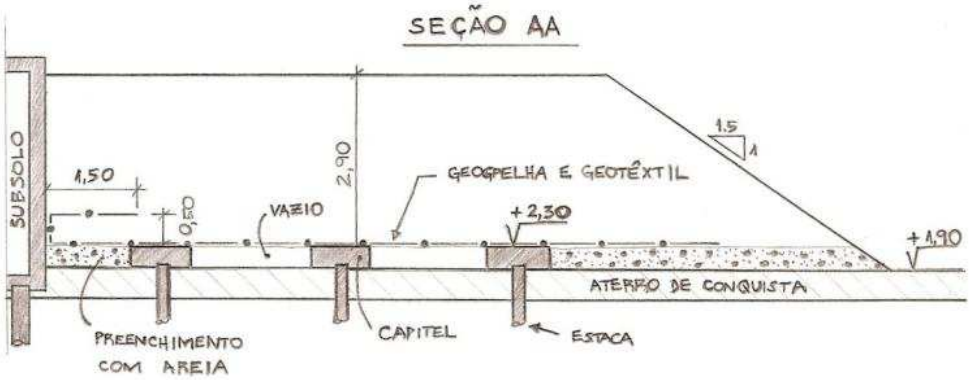

Figura 3.4 – Seção AA do aterro experimental.

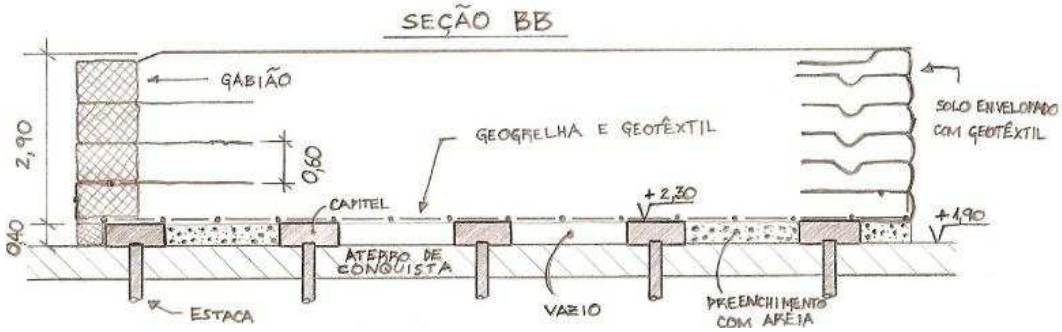

Figura 3.5 – Seção BB do aterro experimental.

3.3.2 Estacas

Para a fundação do aterro experimental foram cravadas 15 estacas de concreto pré-moldadas. As estacas tinham seção hexagonal com diagonal de 20cm. A carga de trabalho prevista para cada estaca varia no intervalo entre 410 e 510kN (SANDRONI e DEOTTI, 2008). As características estruturais básicas da estaca adotada estão apresentadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Características estruturais das estacas adotadas no aterro experimental (adaptado de SANDRONI, 2007).

TIPO HEXAGONAL (Seção plena)	DIAGONAL (cm)	PESO NOMINAL (N/m)	CAPACIDADE DE COMPRESSÃO (kN)	TRAÇÃO (kN)	PERIMETRO (cm)	ÁREA (cm^2)	COMPRIMENTO FABRICADO (m)
P20	20	470	350	60	60	260	6 e 8

O comprimento total de cada estaca foi fixado em cerca de 16m com base nas sondagens do local, independente do diagrama de cravação das estacas que fosse observado (SANDRONI e DEOTTI, 2008). Assim sendo, as estacas foram cravadas até atingirem a camada de solo mais competente, com valores de SPT maiores que 30 (SANDRONI, 2007, SANDRONI e DEOTTI, 2008). A Tabela 3.3 apresenta os dados de cravação das 15 estacas utilizadas na fundação do aterro.

Tabela 3.3 – Resumo dos dados de cravação das estacas (SANDRONI, 2007).

Estaca	Comprimento Cravado (m)	Nega* (mm/10 golpes)	Repique* (mm)
A1	16,0	4	10
A2	16,0	88	14
A3	15,6	11	10
A4	15,8	85	14
A5	15,4	5	11
B1	15,9	4	9
B2	16,0	28	10
B3	15,9	14	15
B4	13,6	9	12
B5	15,6	38	15
C1	15,9	15	14
C2	15,9	28	8
C3	15,9	107	14
C4	15,9	63	16
C5	16,0	12	11

*Martelo de cravação de 43kN com altura de queda de 30cm.

As estacas foram cravadas entre os dias 10 e 13 de abril de 2006. No dia 18 de abril, 5 dias após a cravação da última estaca, 8 estacas foram submetidas a ensaios de prova de carga dinâmica (PDA). Foram registrados valores de capacidade de carga entre 490 e 880kN (SANDRONI e DEOTTI, 2008). Os principais resultados dos ensaios PDA estão apresentados nas Tabelas B1 e B2 do Anexo B.

3.3.3 Capitéis

Visando aumentar o espaçamento entre estacas sem diminuir a eficiência da solução em aterro estruturado, sobre cada estaca foi construído um capitel de concreto armado. Estes têm como função otimizar o efeito de arqueamento entre as estacas.

Os capitéis de concreto armado, com dimensões de 1,00 x 1,00 x 0,40m (Figura 3.6), não foram solidarizados às estacas de forma a não transferir esforços rotacionais e momentos fletores para as estacas.

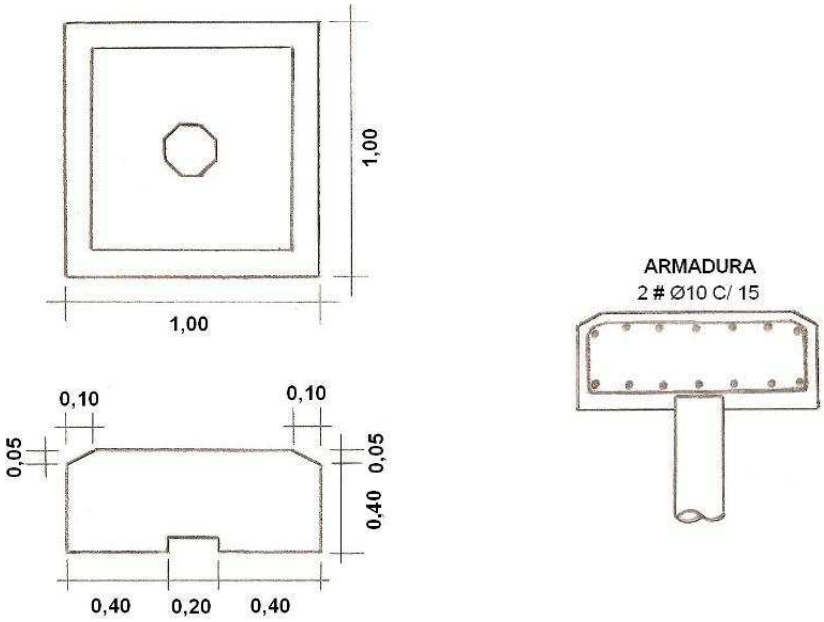

Figura 3.6 – Geometria dos capitéis utilizados no aterro experimental (adaptado de SANDRONI, 2007).

3.3.4 Geogrelha

Como plataforma de apoio e distribuição das cargas do aterro para os capitéis, foram utilizadas duas camadas superpostas de geogrelhas uniaxiais de poliéster revestida com polietileno com resistência à tração de 200kN/m e deformação na ruptura de 12% e módulo de rigidez igual a 1670kN/m (MacGrid S, tipo L, da Maccaferri, que vem a ser a Paragrid 200/15 da Linear Composites). A geogrelha adotada no reforço do aterro pode ser observada na Figura 3.7.

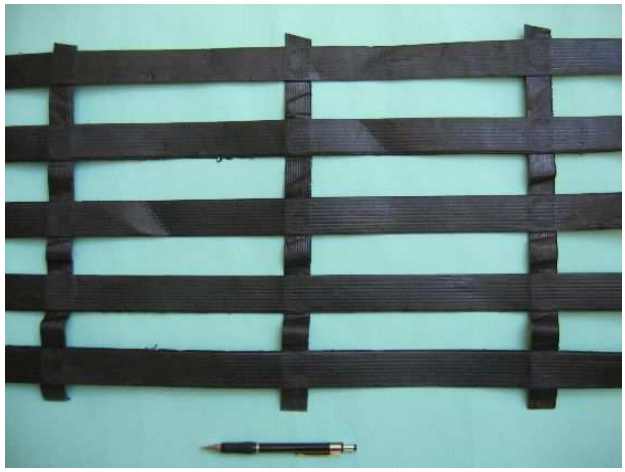

Figura 3.7 – Geogrelha adotada para o reforço do aterro.

A camada inferior de geogrelha foi posicionada em direção paralela à parede do subsolo, ficando a camada superior posicionada na direção normal. Em cada camada, as geogrelhas foram apenas justapostas, sem superposição lateral e sem costura de ligação. Sobre as geogrelhas, foi colocado geotêxtil não tecido em poliéster com resistências longitudinal e transversal à tração de 21 e 19kN/m, respectivamente, com vistas a impedir eventual carreamento de grãos de solo do aterro.

A ancoragem da camada inferior de geogrelha (direção paralela à parede do subsolo) foi garantida com o uso da primeira camada de gabiões. Todos os trechos da geogrelha da primeira camada tinham uma de suas extremidades ancoradas em volta da primeira camada de gabiões, conforme a recomendação da BS8006 (1995). Já na outra extremidade, a ancoragem da geogrelha foi garantida pelo envelopamento do solo.

A ancoragem da geogrelha superior (direção perpendicular à parede do subsolo) foi garantida, na extremidade junto à parede, por dobra de 50cm para cima e 150cm para dentro do aterro. Na outra extremidade a ancoragem foi garantida pelo avanço de aproximadamente 3m da geogrelha além da última linha de estacas (C1 a C5).

3.3.5 O Projeto de Instrumentação

O programa de monitoração teve como objetivo medir os valores de deslocamento vertical e horizontal, observados no campo durante a construção e no período de monitoramento pós-construção do aterro experimental.

Foram instalados quatro tipos de instrumentos no aterro, a se citar:

(i) Placas de recalque: 36 unidades;
(ii) Inclinômetros horizontais: 2 unidades;
(iii) Inclinômetros verticais: 2 unidades;
(iv) Eletroníveis: 3 unidades.

A Figura 3.8 apresenta a planta com a distribuição dos diferentes instrumentos considerados para avaliação do comportamento do aterro experimental. Como pode ser observado na referida figura, foi instalada 1 placa de recalque sobre cada um dos 15 capitéis do aterro experimental, e mais 21 placas sobre a geogrelha. Os 2 inclinômetros horizontais foram instalados no sentido paralelo ao da parede do subsolo da edificação vizinha ao aterro. Também foram instalados 2 inclinômetros verticais, um em cada lado do aterro. Os inclinômetros verticais ficaram afastados de aproximadamente 3,4m da parede do subsolo da edificação e 0,5m das extremidades laterais do aterro. Os eletroníveis foram instalados nos capitéis B3 e B5, sendo 2 no B3, em direções perpendiculares, e 1 no B5. A Figura 3.9 apresenta o detalhe da instalação das placas de recalque e do inclinômetro horizontal.

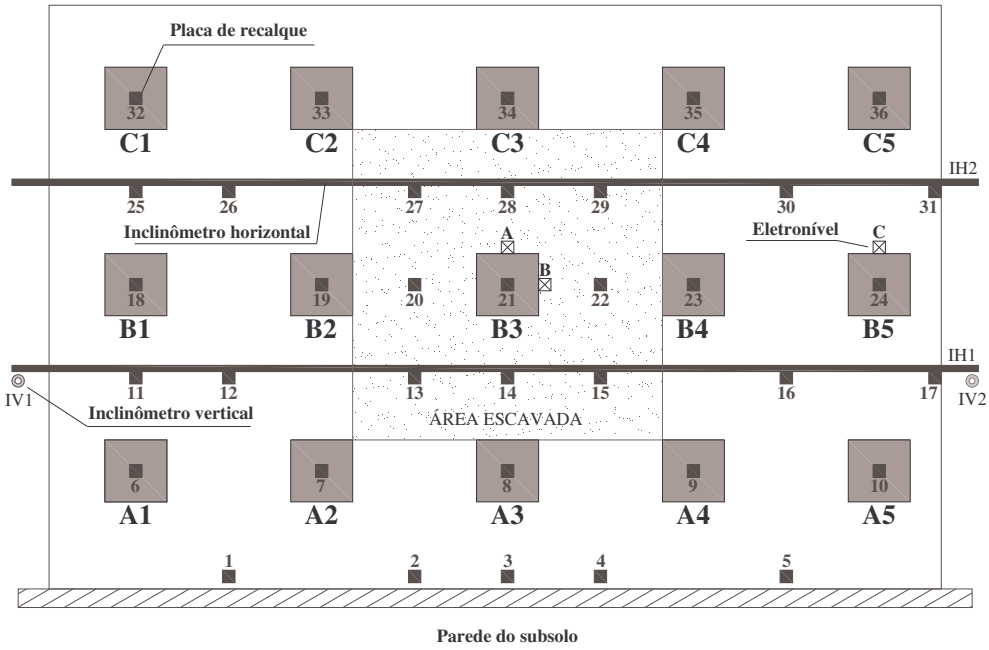

Figura 3.8 – Instrumentação do aterro experimental.

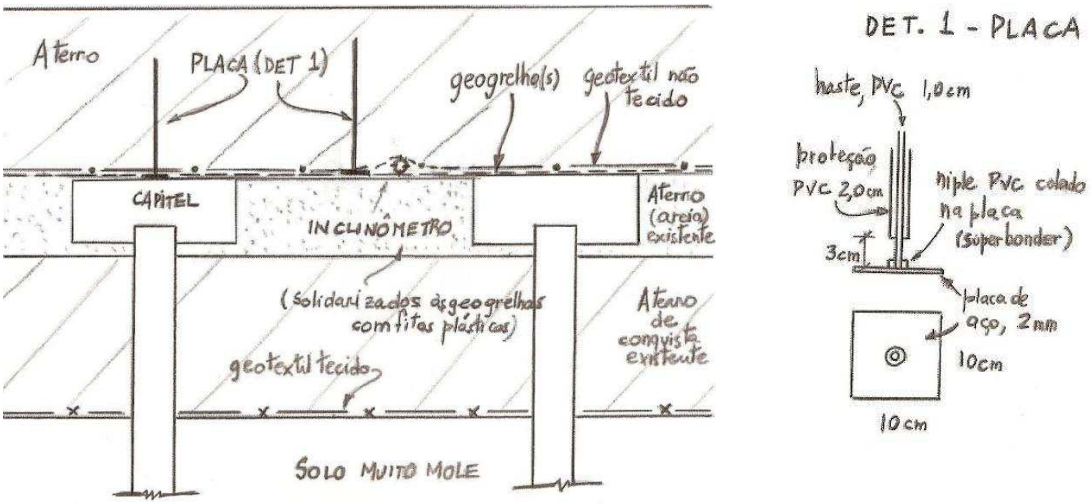

Figura 3.9 – Detalhe da instalação da instrumentação (SANDRONI, 2007).

3.3.6 Execução do Aterro Experimental

A construção do aterro experimental da Vila Pan-Americana se iniciou em março de 2006 com o nivelamento da área na cota +1,90, área que antes do início do

experimento encontrava-se entre os níveis +1,30 e +2,20 (SANDRONI e DEOTTI, 2008). Seguiu-se a esta etapa, a cravação das estacas (Figura 3.10) e construção dos capitéis em abril do mesmo ano (Figura 3.11).

Figura 3.10 – Cravação das estacas na área experimental (SANDRONI, 2007).

Após a conclusão dos capitéis, teve início em maio de 2006 o aterro das áreas entre os capitéis com solo arenoso até a cota +2,30 (Figura 3.12), permanecendo na cota +1,90 somente a área central do aterro experimental, posteriormente preenchida com pneus usados (Figura 3.13).

Figura 3.11 – Construção dos capitéis.

Figura 3.12 – Conformação do aterro entre os capitéis (SANDRONI, 2007).

Figura 3.13 – Preenchimento da área central do aterro com pneus.

Logo a seguir, deu-se início à construção do muro de gabião em uma das faces do aterro (Figura 3.14). Iniciou-se também o processo de instalação das 2 camadas de geogrelha, 1 em cada direção do aterro (Figura 3.15), a camada de geotêxtil e parte da instrumentação do aterro (Figura 3.16), a se citar os eletroníveis, as placas de recalque e os inclinômetros horizontais. Cabe ressaltar que os inclinômetros verticais foram instalados após o 1º carregamento, e, portanto, não são observados na Figura 3.16.

Em junho de 2006 foi iniciado o carregamento do aterro com a construção da primeira camada do aterro experimental com 0,5m de espessura. A segunda e a terceira camadas foram lançadas em julho de 2006, cada uma com 0,5m de espessura. O aterro atingiu a sua altura máxima após o lançamento da quarta e última camada em agosto de 2006. A última camada tinha 1,4m de espessura. Em virtude do prazo determinado pela construtora para conclusão do aterro experimental, esta camada foi totalmente executada em 2 dias. Inicialmente pretendia-se construir o aterro experimental com até 6 carregamentos, em camadas com aproximadamente 0,5m de espessura. No entanto, devido ao cronograma de construção da Vila Pan-Americana, o aterro teve de ser construído em um prazo mais curto, resultando na necessidade de redução do número de carregamentos. A Figura 3.17 ilustra o aterro experimental após a conclusão da quarta

camada. Deve-se enfatizar que nenhuma das quatro camadas sofreu qualquer processo de compactação mecânica.

Figura 3.14 – Início da construção do muro de gabião (SANDRONI, 2007).

Figura 3.15 – Instalação da geogrelha (SANDRONI, 2007).

Figura 3.16 – Detalhe da instalação da instrumentação (SANDRONI, 2007).

Figura 3.17 – Aterro experimental após a construção da 4ª e última camada.

As 4 camadas do aterro experimental foram construídas em aproximadamente 70 dias. A fase de monitoramento do aterro teve início em março de 2006, imediatamente antes da construção da 1ª camada do mesmo. Em setembro de 2006 foi realizada a exumação e remoção do aterro experimental, depois de constatado o excesso de deformações verticais na sua base.

3.4 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO MATERIAL DO ATERRO

3.4.1 Ensaios de campo

Durante a fase de construção do aterro experimental foram retiradas 8 amostras deformadas de solo para determinação da umidade, do peso específico (γ_{nat}) e do peso específico seco (γ_{seco}) das camadas do aterro experimental, apresentadas na Tabela 3.4. Todas as amostras foram retiradas após a conclusão do lançamento de cada camada, 15cm abaixo do topo da mesma.

A umidade e o peso específico seco foram determinados em laboratório, enquanto o peso específico natural foi determinado em campo pelo Método do Frasco de Areia.

Tabela 3.4 – Características do solo das camadas do aterro experimental.

AMOSTRA	Camada	Local[(1)]	Umidade (%)	γ_{nat} (kN/m³)	γ_{seco} (kN/m³)	Classificação
A1	Primeira	16	14,2	16,4	14,4	Argila silto arenosa, cor variada
A2		14	14,4	18,3	16,0	
A3	Segunda	35	13,5	14,1	12,4	Silte areno-argiloso c/ fragmentos de vegetais, cor marrom ferruginoso
A4		33	10,8	16,8	15,2	
A5	Terceira	19	9,6	13,8	12,5	Silte areno argiloso pedregulhoso, cor bege saibro
A6		23	7,8	15,6	14,5	
A7	Quarta	26	13,7	16,1	14,2	Silte areno argiloso, cor variada
A8		15	13,7	17,2	15,1	

[(1)] O número na coluna indica a placa de recalque imediatamente ao lado de onde foi retirada a amostra

3.4.2 Ensaios de Caracterização

Durante a fase de campo da pesquisa foram retiradas 4 amostras de solo deformado representativas das 4 camadas do aterro experimental. Estas amostras foram acondicionadas em sacos plásticos e levadas para laboratório para posterior realização dos ensaios de caracterização e cisalhamento direto.

Para a caracterização do solo foram determinados os limites de Atterberg, segundo os procedimentos das normas brasileiras NBR 7180 e NBR 6459. Também foram realizadas análises granulométricas por peneiramento e sedimentação e determinação da densidade real dos grãos, conforme preconizam as normas brasileiras NBR 6508 e NBR 7181. A Tabela 3.5 apresenta os valores de densidade dos grãos, limite de liquidez e limite de plasticidade das 4 (quatro) amostras de solo.

Na Figura 3.18 são apresentadas as curvas granulométricas dos solos ensaiados, classificados como areias argilosas, segundo o Sistema de Classificação Unificado.

Tabela 3.5 – Resultados dos ensaios de densidade real dos grãos e limites de Atterberg.

AMOSTRA	G_s	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Umidade (%)
1	2,67	33,5	16,4	17,1	10,6
2	2,65	35,5	17,8	17,7	10,5
3	2,62	27,5	14,6	12,9	9,4
4	2,74	35,0	17,5	17,5	11,6

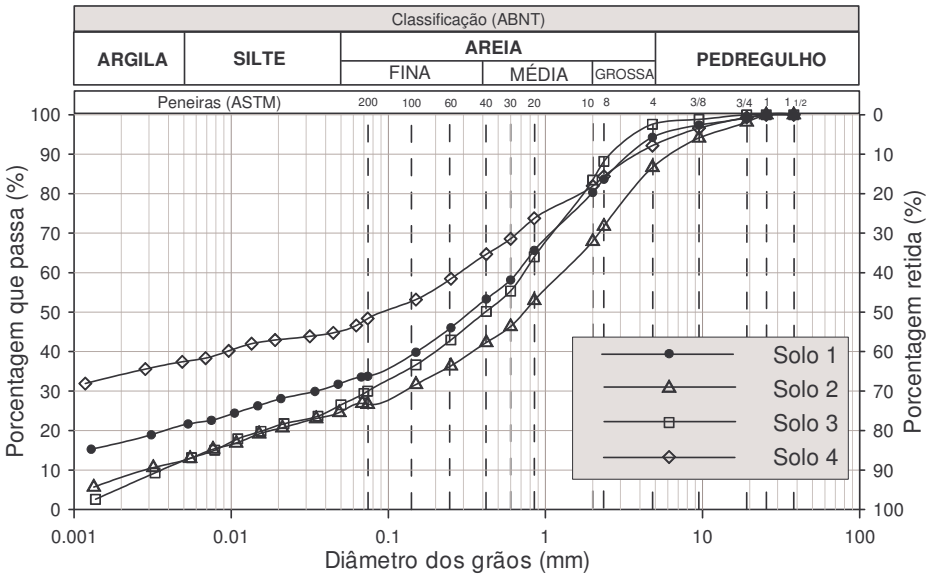

Figura 3.18 – Curvas granulométricas dos solos do aterro experimental.

3.4.3 Ensaios de Cisalhamento Direto

Foram realizados 16 ensaios de cisalhamento direto no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ. O equipamento utilizado tem caixa de cisalhamento de dimensões de 6,0 x 6,0 x 4,0cm e aquisição automatizada dos dados de deslocamento horizontal, deslocamento vertical e tensão cisalhante. Os ensaios de cisalhamento foram realizados a partir das amostras deformadas retiradas de campo no momento do lançamento das diferentes camadas do aterro. A opção de se retirar amostras indeformadas de solo do aterro experimental para os ensaios de laboratório foi abandonada, devido à baixa densidade das camadas verificadas nos ensaios de determinação da densidade *in situ*.

Para moldagem dos corpos de prova a partir das amostras de solo deformado, inicialmente tentou-se moldá-los no cilindro de compactação nas condições ótimas de ensaio, ou em outra condição de compactação pré-estabelecida. Da amostra assim obtida, moldar-se-ia o corpo de prova. Como foram determinadas as densidades de campo das 4 camadas do aterro, a primeira opção para moldagem dos corpos de prova foi utilizar o cilindro de compactação com adoção dos parâmetros de campo (densidade e umidade do solo).

No entanto, devido à ausência de compactação do aterro durante a construção, as densidades naturais (γ_{nat}) das diferentes camadas medidas em campo foram baixas (entre 14 e 17kN/m²). Assim sendo, os corpos de prova deveriam ser moldados também com densidades reduzidas. Isto inviabilizou o procedimento de moldagem através do cilindro de compactação, pois na retirada do cilindro, o solo aparentemente consolidado desintegravam-se em pequenos grumos.

Posteriormente decidiu-se então fazer a moldagem dos corpos de prova diretamente na caixa de cisalhamento. O procedimento consistiu em:

(i) Determinação do volume útil da caixa de cisalhamento, de forma que a placa a ser acomodada sobre o corpo de prova permanecesse, aproximadamente, 2mm abaixo da cota superior da caixa de cisalhamento (Figura 3.19);

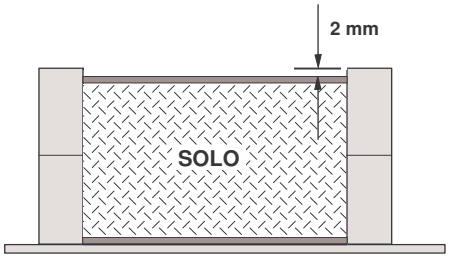

Figura 3.19 – Detalhe da caixa de cisalhamento.

(ii) Adoção do peso específico seco (γ_{seco}) do solo a partir da média dos valores das 2 amostras retiradas de cada camada (Tabela 3.4);

(iii) Determinação em laboratório da umidade da amostra deformada de solo retirada no campo.

(iv) Determinação do peso necessário de solo úmido (com a umidade determinada em (iii)) para se obter amostra (com o volume determinado em (i)) com o mesmo γ_{seco} de campo (item (ii));

(v) Moldagem do corpo de prova de solo úmido na caixa de cisalhamento. Para o solo atingir o volume calculado em (i), procedia-se com compactação estática através de um pequeno soquete.

O procedimento de moldagem tinha fim com a determinação/confirmação do peso de solo acomodado na caixa de cisalhamento (peso da caixa vazia subtraído do peso da caixa com solo) e com a determinação/confirmação da diferença de cota entre o topo da placa acomodada sobre o solo e o topo da caixa de cisalhamento.

Os ensaios de cisalhamento dos 4 solos foram realizados em condição de umidade natural (Tabela 3.5) com tensões de 12,5, 25,0, 50,0 e 75,0 kPa. Estes valores de tensão foram escolhidos considerando-se os reduzidos valores de tensão atuantes no aterro experimental. A menor tensão de ensaio foi condicionada pelas limitações do equipamento de ensaio.

Os ensaios tiveram duração de aproximadamente 140 minutos, atingindo-se deslocamentos horizontais no plano de cisalhamento de 8mm (velocidade de ensaio de aproximadamente 0,057mm/min). A Tabela 3.6 apresenta os valores de peso específico seco (γ_{seco}) alcançados nos corpos de prova ensaiados. O Anexo C apresenta as curvas representativas dos ensaios. Estas relacionam tensão cisalhante e o deslocamento vertical com o deslocamento horizontal registrado no plano de cisalhamento do corpo de prova.

Tabela 3.6 – Valores de peso específico seco dos corpos de prova ensaiados (kN/m³).

		Tensão (kN)			
		12,5	**25,0**	**50,0**	**75,0**
Peso Específico Seco (kN/m³)	Solo 1	15,0	15,1	15,1	15,1
	Solo 2	13,8	13,7	13,8	14,0
	Solo 3	12,9	13,3	13,3	13,7
	Solo 4	14,3	14,4	14,9	14,6

Para a determinação das envoltórias de resistência dos 4 solos, para cada tensão normal aplicada no ensaio de cisalhamento, adotou-se a maior tensão cisalhante registrada no ensaio como a resistência máxima ao cisalhamento. Na maioria dos ensaios, as curvas não indicaram com precisão a ruptura do corpo de prova (pico de

resistência). Assim sendo, adotou-se o valor da tensão de cisalhamento correspondente a 8mm de deslocamento como a máxima resistência ao cisalhamento.

Inicialmente a envoltória de resistência foi determinada a partir dos quatro pontos obtidos nos ensaios de laboratório, referentes às tensões de 12,5, 25,0, 50,0 e 75,0kPa. No entanto, este procedimento resultou em envoltórias com parâmetros de resistência muito elevados, por exemplo, um ângulo de atrito de 50° (Solo 3).

Nestes casos (Solo 3 e 4) adotou-se o traçado das envoltórias de resistência com somente três pontos, referentes às tensões de 12,5, 25,0 e 50,0kPa, de forma a se ajustar os parâmetros de resistência para valores mais baixos. As Figuras 3.20 a 3.23 apresentam as envoltórias dos quatro solos utilizados na execução do aterro experimental. Observar que os gráficos apresentam os quatro pontos obtidos nos ensaios de cisalhamento, porém somente três pontos foram usados para a determinação da envoltória de resistência dos Solos 3 e 4.

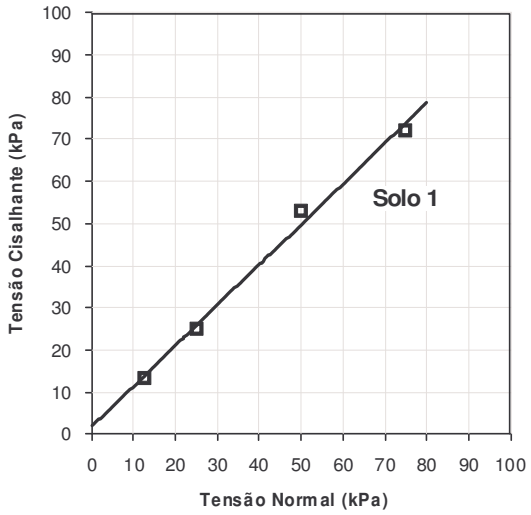

Figura 3.20 – Envoltória de resistência do solo 1.

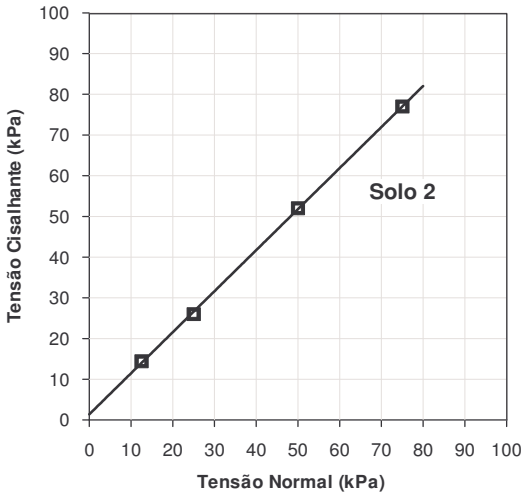

Figura 3.21 - Envoltória de resistência do solo 2.

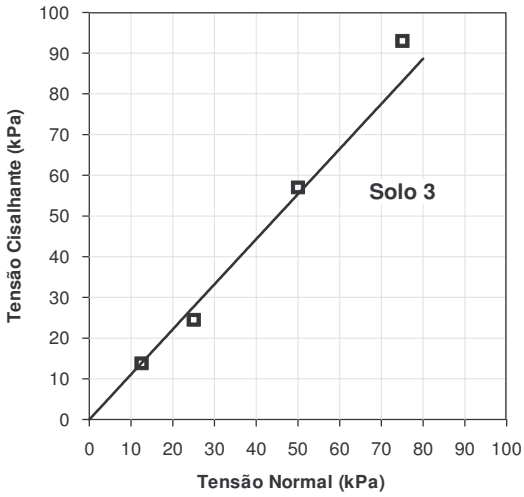

Figura 3.22 – Envoltória de resistência do solo 3.

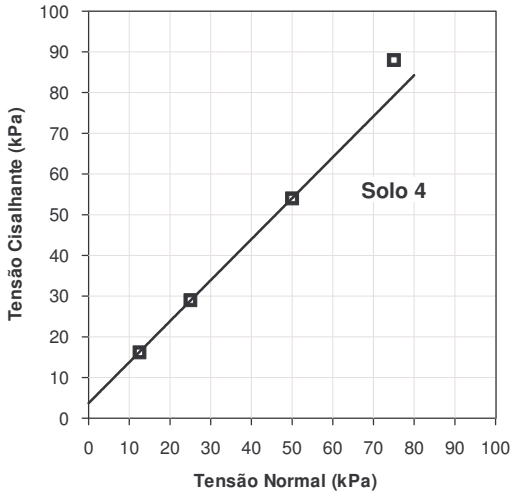

Figura 3.23 - Envoltória de resistência do solo 4.

A Tabela 3.7 resume os parâmetros de resistência dos quatro solos ensaiados.

Tabela 3.7 – Parâmetros de resistência dos solos ensaiados.

Solo	Tensão Normal (kPa)	Tensão Cisalhante (kPa)	Ângulo de Atrito	Intercepto Coesivo (kPa)
SOLO 1	12,5	13	44°	2
	25,0	25		
	50,0	53		
	75,0	72		
SOLO 2	12,5	14	45°	1
	25,0	26		
	50,0	52		
	75,0	77		
SOLO 3	12,5	14	48°	0
	25,0	25		
	50,0	570		
	75,0	930		
SOLO 4	12,5	162	45°	4
	25,0	29		
	50,0	54		
	75,0	88		

Na Tabela 3.7 destacam-se os altos valores de ângulos de atrito dos solos, pouco típicos de areias argilosas. A inspeção visual do material durante a realização dos ensaios não indicou a presença de nenhuma característica que pudesse ser responsável pelos elevados ângulos de atrito obtidos a partir dos ensaios.

Quanto ao intercepto coesivo, os valores foram baixos para os quatro solos ensaiados. No Solo 3, este parâmetro apresentaria valor negativo caso os pontos obtidos no ensaio fossem interpolados a partir de equação linear do $y = ax + b$. Desta forma, adotou-se o valor do intercepto coesivo igual a zero para o Solo 3.

4

RESULTADOS E ANÁLISE DA INSTRUMENTAÇÃO DO ATERRO

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados os resultados da instrumentação de campo do aterro experimental da Vila Pan-Americana do Rio de Janeiro. Foi parte integrante do cronograma da pesquisa acompanhar todo o processo de construção e monitoramento do aterro experimental estaqueado e reforçado em questão.

Nos itens que se seguem são apresentados os diferentes parâmetros medidos a partir da instrumentação instalada no aterro experimental. Os dados expostos neste trabalho abrangem um período de aproximadamente 100 dias de monitoramento do aterro experimental. Neste período está incluída a fase de construção do aterro.

Ao final do capítulo são apresentadas as conclusões obtidas sobre o comportamento do aterro experimental a partir da avaliação dos dados monitorados pela instrumentação.

4.2 PLACAS DE RECALQUE

Para monitoramento dos recalques ocorridos na base do aterro experimental foram instaladas 36 placas de recalque na base do mesmo, das quais 15 encontravam-se acima dos capitéis – uma sobre cada capitel, 14 nos vãos entre capitéis e outras 7 nos limites da base do aterro. A localização de todas as placas de recalque presentes na área experimental pode ser observada com detalhes na Figura 4.1.

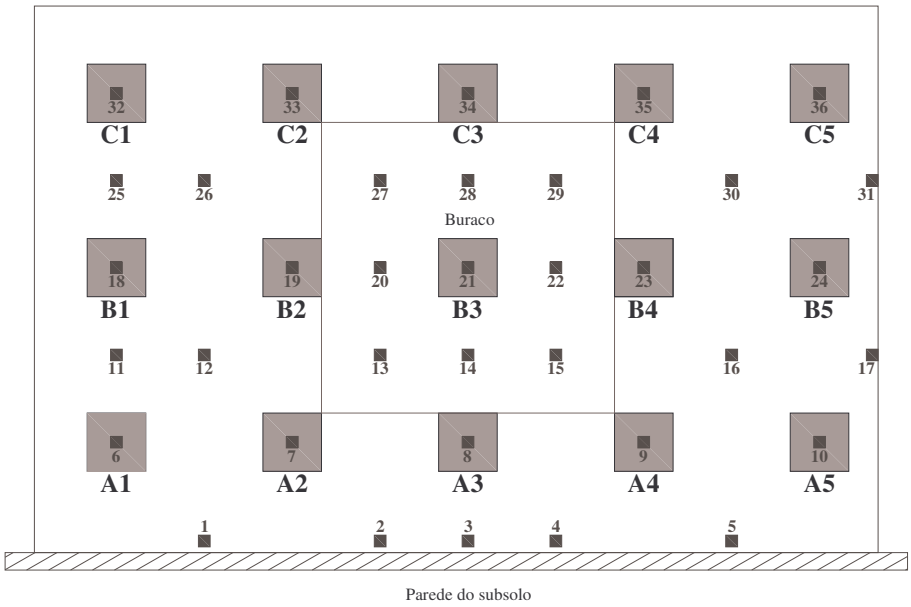

Figura 4.1 – Localização das placas de recalque.

As Figuras 4.2 a 4.7 apresentam os valores de deslocamento medidos nas placas de recalque do aterro experimental. Nesta pesquisa, as curvas correspondentes aos resultados de instrumentação do aterro em que a coordenada x expressa o parâmetro tempo (em dias), o dia 0 (zero) irá se referir ao dia 2 de junho de 2006, dia em que houve a leitura zero das placas de recalque, seis dias antes do lançamento da 1ª camada de aterro.

Foram realizadas dezoito leituras nas placas de recalque, totalizando um período de monitoramento de 98 dias, exceto as placas P1, P2, P10, P17, P22, P24, e P31, das quais a P22 só foi monitorada por 91 dias, e as demais por 83 dias.

As Figuras 4.8 a 4.11 apresentam as curvas isorrecalques referentes ao final de cada estágio de carregamento do aterro. As curvas isorrecalques têm como objetivo facilitar a observação global do avanço das deformações verticais registradas na base do aterro ao longo de sua construção. Junto com as curvas isorrecalques também são apresentados desenhos tridimensionais que ilustram as deformações verticais na base do aterro.

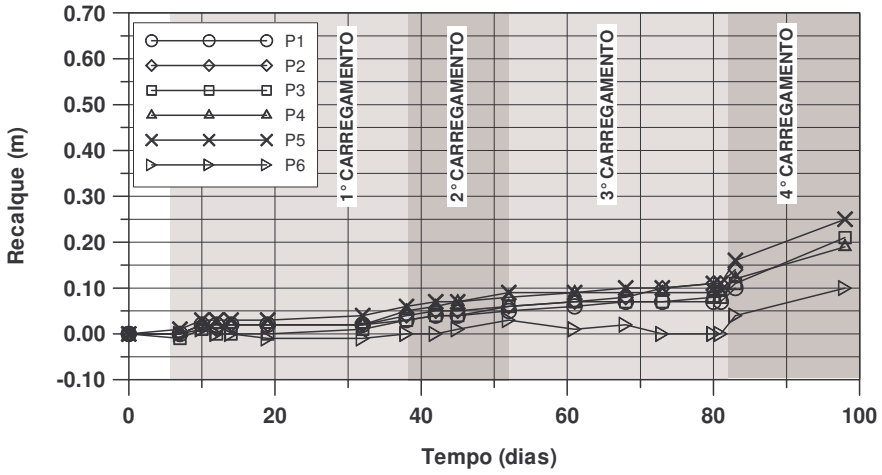

Figura 4.2 – Recalques medidos pelas placas P1, P2, P3, P4, P5 e P6 (adaptado de SANDRONI, 2007).

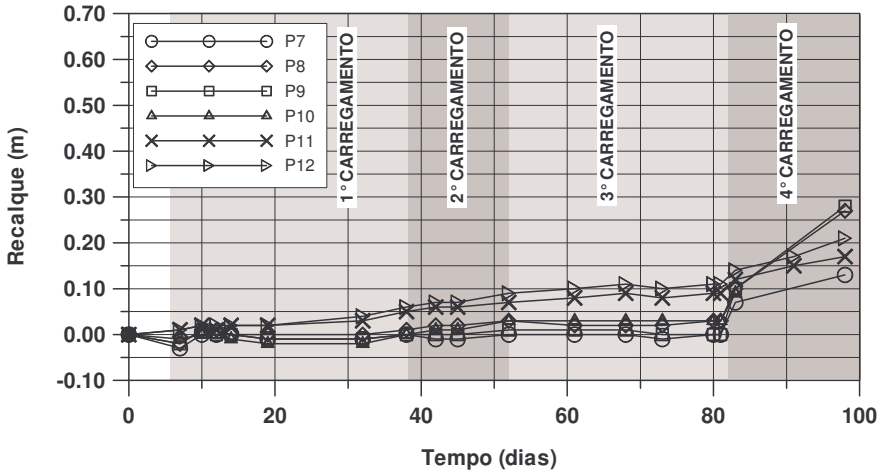

Figura 4.3 – Recalques medidos pelas placas P7, P8, P9, P10, P11 e P12 (adaptado de SANDRONI, 2007).

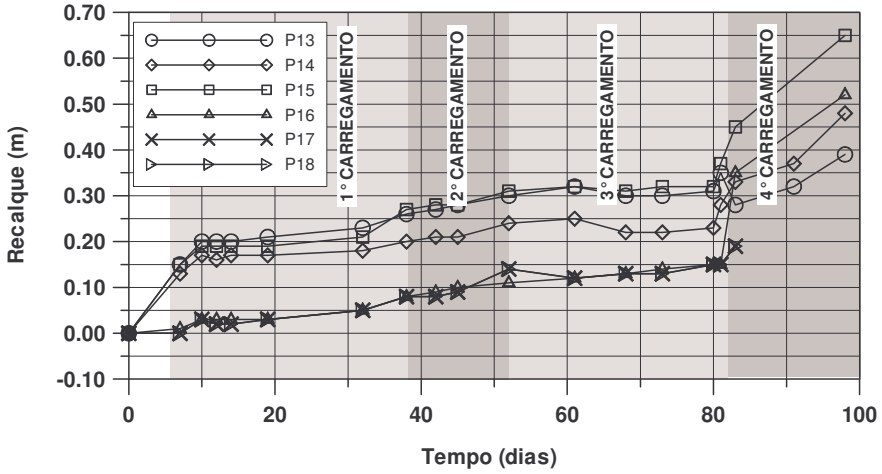

Figura 4.4 – Recalques medidos pelas placas P13, P14, P15, P16, P17 e P18 (adaptado de SANDRONI, 2007).

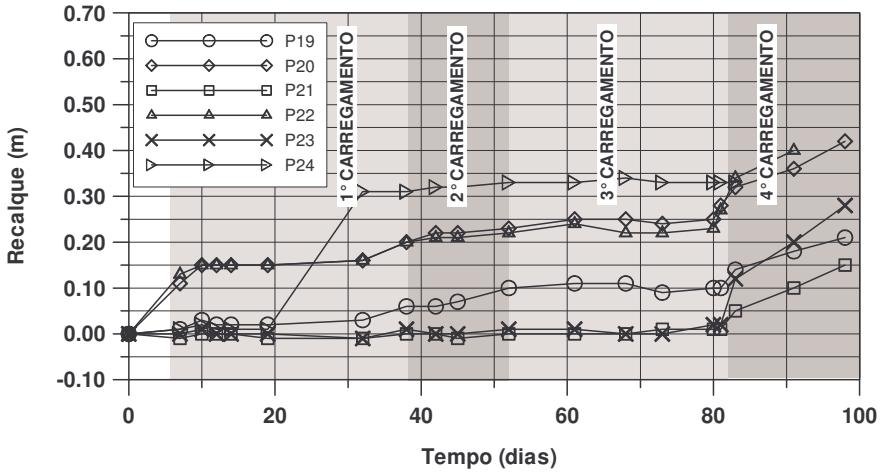

Figura 4.5 – Recalques medidos pelas placas P19, P20, P21, P22, P23 e P24 (adaptado de SANDRONI, 2007).

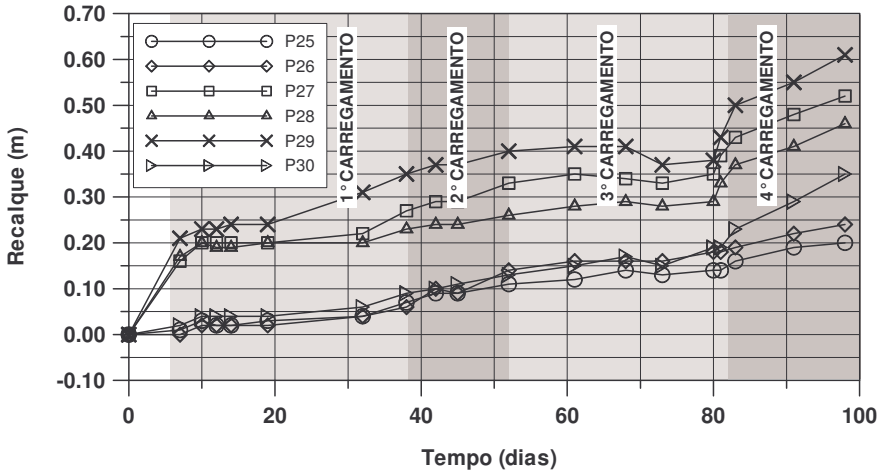

Figura 4.6 – Recalques medidos pelas placas P25, P26, P27, P28, P29 e P30 (adaptado de SANDRONI, 2007).

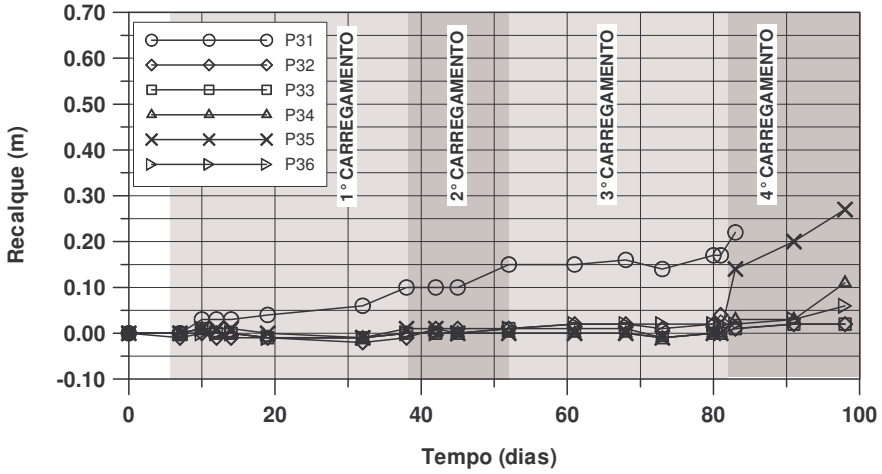

Figura 4.7 – Recalques medidos pelas placas P31, P32, P33, P34, P35 e P36 (adaptado de SANDRONI, 2007).

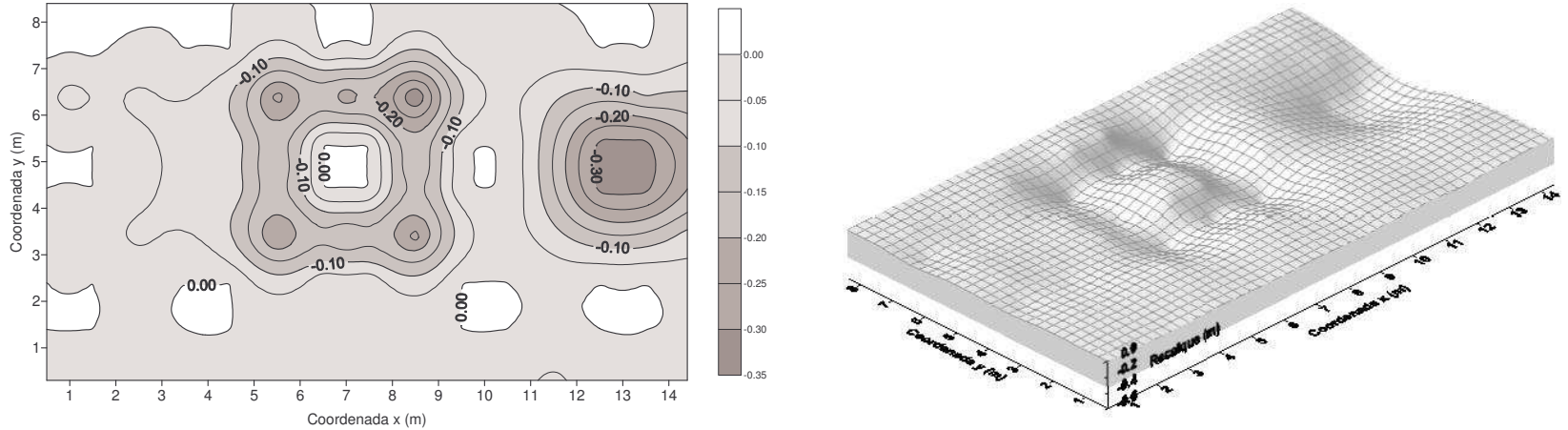

Figura 4.8 – Curvas isorrecalques ao final do 1° carregamento e deformações verticais na fundação do aterro ao final do 1° carregamento.

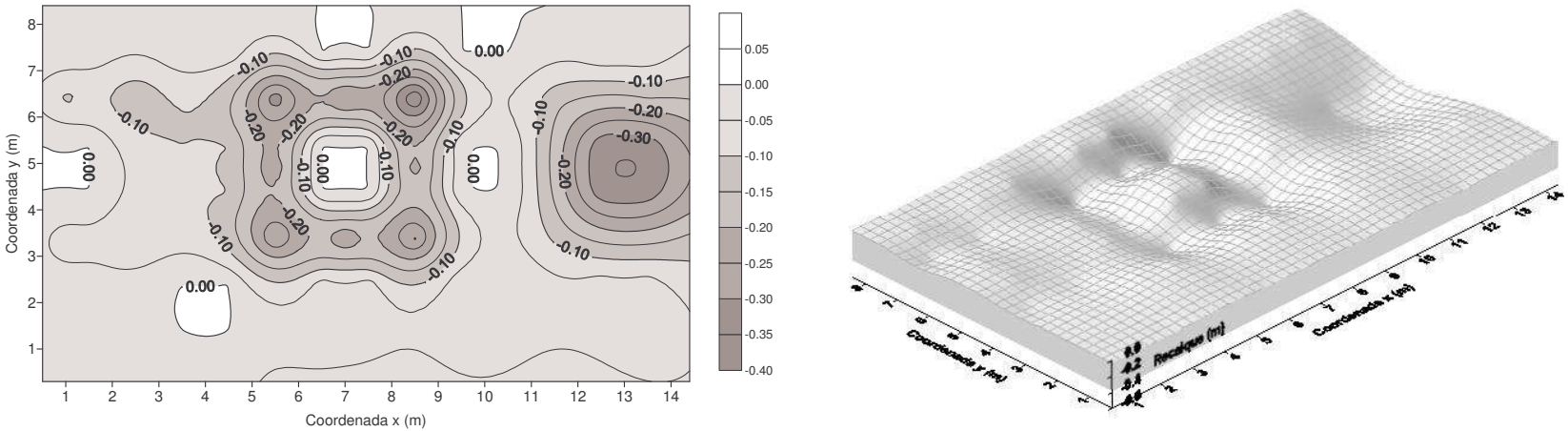

Figura 4.9 – Curvas isorrecalques ao final do 2° carregamento e deformações verticais na fundação do aterro ao final do 2° carregamento.

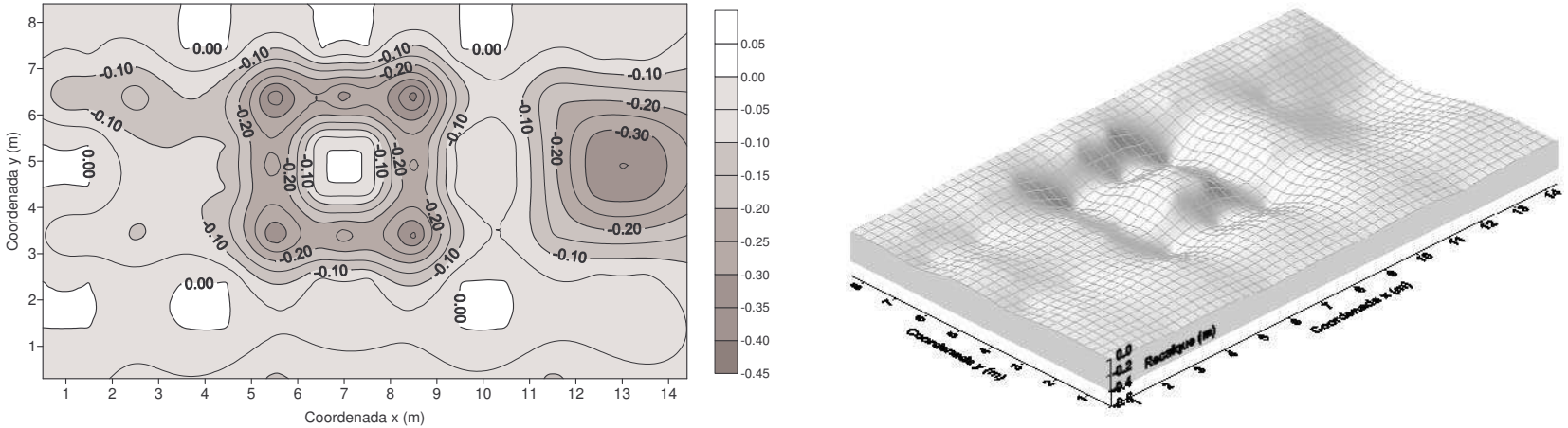

Figura 4.10 – Curvas isorrecalques ao final do 3° carregamento e deformações verticais na fundação do aterro ao final do 3° carregamento.

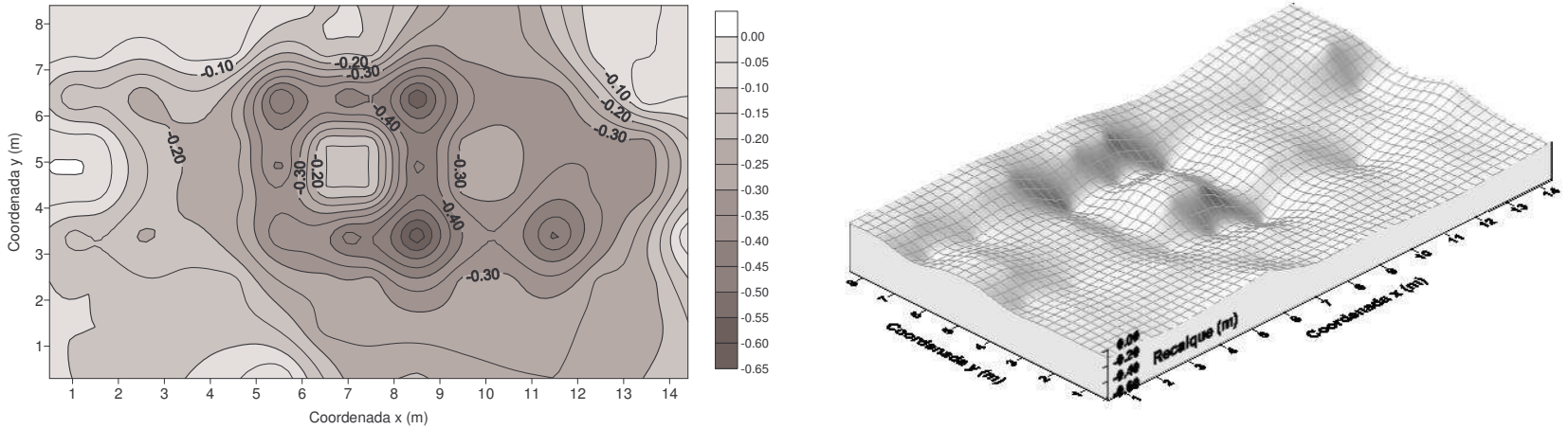

Figura 4.11 – Curvas isorrecalques ao final do 4° carregamento e deformações verticais na fundação do aterro ao final do 4° carregamento.

As Figuras 4.2 a 4.11 indicam que imediatamente após o 1º carregamento (lançamento da camada de solo com 0,50m de espessura) as placas de recalque registravam deslocamentos verticais inferiores a 5cm, com exceção das oito placas que se encontravam acima da área escavada no centro do aterro (em volta do capitel B3), a se citar: placas P13, P14, P15, P20, P22, P27, P28 e P29. Estas últimas apresentaram recalques de até 21cm, imediatamente após o 1º carregamento.

Ainda sob ação do 1º carregamento, e decorridos 32 dias do início do monitoramento do aterro, a placa de recalque P24 (localizada acima do capitel da estaca B5) indicou um deslocamento vertical de 31cm. O recalque anteriormente medido na mesma placa (19º dia) indicava uma deformação vertical de 1cm. Assim sendo, o valor de recalque de 31cm registrado no 32º dia foi considerado inesperado, pois as outras placas de recalque do aterro indicavam recalques não superiores a 10cm no período em questão, com exceção das placas localizadas acima da área escavada. Na Figura 4.8 pode-se observar com detalhes que os recalques mais significativos ao final do 1º carregamento correspondem ao trecho acima da depressão central do aterro e na área de influência do capitel da estaca B5.

Realizado o 2 º carregamento, composto por outra camada de solo com 0,50m de espessura, as leituras das placas indicavam recalques não superiores a 10cm. A exceção é representada pelos pontos localizados acima da área escavada, que já apresentavam recalques de até 35cm, e a área influenciada pelo capitel da estaca B5, que já apresentava recalque de 32cm. No 52º dia, pouco antes do 3º carregamento, o aterro experimental apresentava recalques máximos de 40cm acima da área escavada no centro do aterro e 33cm no capitel acima da estaca B5. A Figura 4.9 mostra que os recalques mais significativos ao final do 2º carregamento, assim como ao final do 1º carregamento, também se concentravam no trecho acima da área escavada do aterro e na área de influência do capitel da estaca B5. Na mesma figura pode-se também observar que uma área com recalques superiores a 10cm começava a se manifestar próxima ao capitel da estaca B2, estaca esta que registrava recalque de 10cm ao final do 2º carregamento.

Logo após o 3º carregamento, composto por mais uma camada de 0,50m de espessura, o monitoramento dos deslocamentos verticais continuava a indicar recalques máximos de 40cm na região da área escavada no centro do aterro e 33cm na área do

capitel da estaca B5. No restante da área do aterro os recalques eram inferiores a 15cm, com exceção da placa P26, que apresentava recalque de 16cm, valor este influenciado pelo recalque do capitel da estaca B2, que após o 3º carregamento alcançou o valor de 11cm. Na Figura 4.10 pode-se observar que os maiores recalques ao final do 3º carregamento continuavam a se manifestar no trecho acima da depressão central do aterro e na área de influência do capitel da estaca B5.

O 4º carregamento do aterro experimental correspondente ao lançamento de uma camada com 1,4m de espessura. Leituras das placas de recalque realizadas no 83° dia indicavam que a grande maioria das estacas recalcou sob ação do 4º carregamento, com exceção das estacas B5 e C5. A estaca B5, com recalque de 31cm ao final do 1º carregamento, estabilizou-se após recalque total de 33cm ao final do 3º carregamento. Entre as demais estacas, cinco apresentavam recalques menores ou iguais a 5cm, quatro entre 6 e 10cm e três estacas com recalques superiores a 10cm após o 4º carregamento. Nas placas de recalque colocadas nos vãos entre capitéis, com exceção daquelas localizadas acima da área escavada do aterro, o maior recalque registrado foi na placa P16, com recalque total de 35cm após o 4º carregamento.

No 98º dia de monitoramento do aterro experimental, verificou-se que seis estacas já apresentavam recalques superiores a 20cm, quatro entre 10 e 20cm e somente três com recalques inferiores a 5cm. As placas acima da área escavada no centro do aterro registravam recalques de até 65cm. O restante das placas localizadas nos vãos entre capitéis indicava recalques que variavam entre 17cm (placa P11) e 52cm (placa P16). A visualização global dos recalques registrados no 98º dia pode ser realizada a partir das curvas isorrecalques da Figura 4.11.

Observando-se as Figuras 4.8, 4.9 e 4.10, vê-se que os maiores valores de recalque até o fim do 3º carregamento foram registrados acima da área escavada do centro do aterro e nas áreas de influência da estaca B5, que recalcou 31cm somente sob a ação do 1º carregamento. Soma-se a estas duas áreas a área próxima à estaca B2 que recalcou 10cm até o início do 4º carregamento, contribuindo para o registro de um recalque de 18cm na placa P26 ao final do 3º carregamento.

Após o 4º carregamento, pode-se observar na Figura 4.11 a ocorrência dos maiores recalques ainda acima da área escavada do centro do aterro, assim como na área da estaca B5. No entanto, as curvas isorrecalques da Figura 4.11 também mostram a ocorrência de recalques superiores a 20cm em grande parte da área do aterro, o que indicava o início do colapso do aterro experimental.

As Figuras 4.12 a 4.15 apresentam as correlações entre os valores da razão h/S (relação entre a altura do aterro e o vão livre entre capitéis) e r/S (relação entre os recalques medidos e o vão livre entre capitéis). Por considerar-se que o aterro entrou em colapso após o 4º carregamento, os pontos referentes a este carregamento não foram considerados para o traçado das curvas que correlacionam as duas razões, apesar de os mesmos serem expostos nas figuras. As curvas indicativas das relações h/S e r/S das Figuras 4.12 a 4.15 foram obtidas a partir de um polinômio do 2º grau.

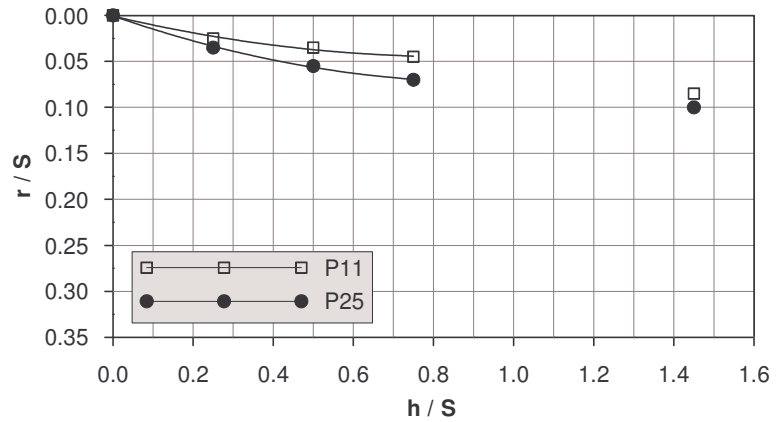

Figura 4.12 – Relação entre a altura do aterro e o vão livre entre dois capitéis *vs* recalques medidos e o vão livre entre dois capitéis.

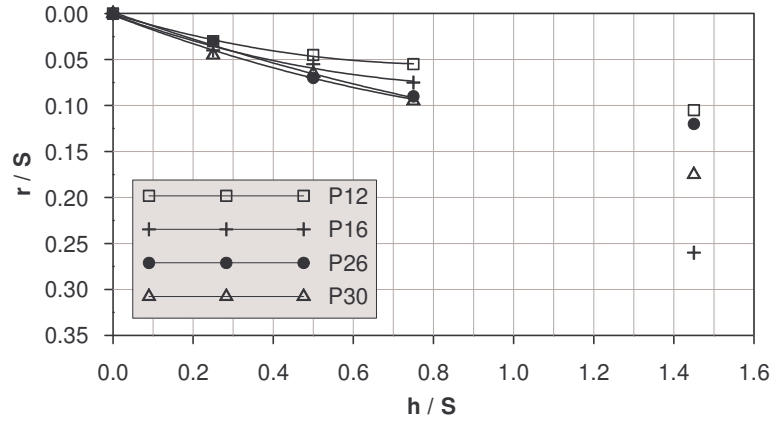

Figura 4.13 – Relação entre a altura do aterro e o vão livre entre quatro capitéis *vs* recalques medidos e o vão livre entre quatro capitéis.

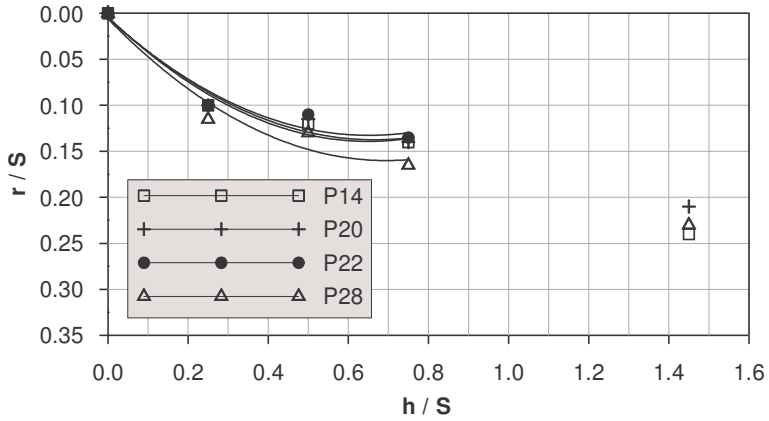

Figura 4.14 – Relação entre a altura do aterro e o vão livre entre dois capitéis *vs* recalques medidos e o vão livre entre dois capitéis – área escavada.

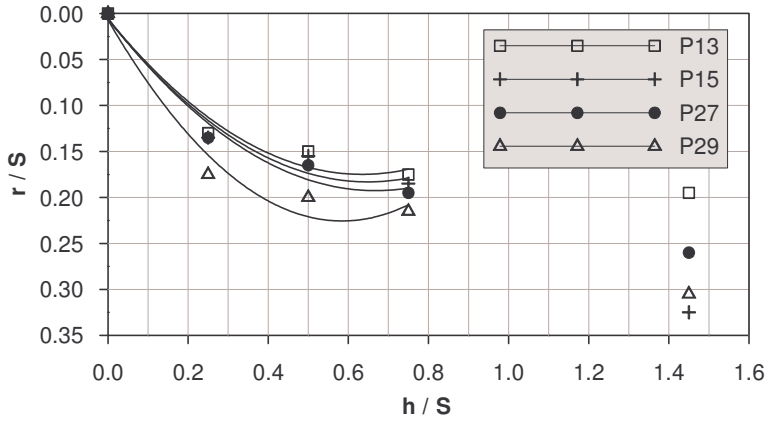

Figura 4.15 – Relação entre a altura do aterro e o vão livre entre quatro capitéis *vs* recalques medidos e o vão livre entre quatro capitéis – área escavada.

A Figura 4.12 indica a relação h/S e r/S das placas de recalque P11 e P25, localizadas no vão entre dois capitéis. A placa P11 situava-se entre os capitéis das estacas A1 e B1, ambas com recalques iguais a zero até o final do 3º carregamento. A placa P25 situava-se entre os capitéis das estacas B1 (recalque nulo antes do 4º carregamento) e C1, que apresentava recalque de 2cm ao final do 3º carregamento.

A Figura 4.13 indica a relação entre h/S e r/S das placas de recalque P12, P16, P26 e P30, localizadas no vão entre quatro capitéis. A placa P12 situava-se entre os capitéis das estacas A1, A2, B1 e B2. Ressalta-se que somente no capitel da estaca B2 foi registrado recalque diferente de zero ao final do 3º carregamento, pois o mesmo apresentava recalque de 10cm antes do 4º carregamento. A placa P16 situava-se entre os capitéis das estacas A4, A5, B4 e B5, cujos recalques ao final do 3º carregamento foram iguais a 0, 3, 2 e 33cm, respectivamente. A placa P26 situava-se entre os capitéis das

estacas B1, B2, C1 e C2, entre os quais somente os capitéis das estacas B2 e C1 apresentavam recalques ao final do 3º carregamento, de 10 e 2cm, respectivamente. A placa P30 encontrava-se entre os capitéis das estacas B4, B5, C4 e C5. Destas, somente a estaca C4 não sofreu recalques até o final do 3º carregamento. Já as estacas B4, B5 e C5 sofreram recalques de 2, 33 e 2cm, respectivamente.

A Figura 4.14 indica a relação entre h/S e r/S registrada pelas placas de recalque P14, P20, P22 e P28, localizadas no vão entre dois capitéis sobre a área escavada localizada no centro do aterro. A placa P14 situava-se entre os capitéis das estacas A3 e B3 com recalques de 3 e 1cm, respectivamente, antes da aplicação do 4º carregamento. A placa P20 situava-se entre os capitéis das estacas B2 e B3 com recalques ao final do 3º carregamento de 10 e 1cm, respectivamente. A placa P22 encontrava-se entre os capitéis das estacas B3 e B4 com recalques iguais a 1 e 2cm ao final do 3º carregamento. A placa P28 situava-se entre as estacas B3 e C3, das quais a estaca B3 apresentava recalque de 1cm e a C3 apresentava recalque nulo.

A Figura 4.15 indica a relação entre h/S e r/S registrada pelas placas de recalque P13, P15, P27 e P29, localizadas no vão entre quatro capitéis sobre a área escavada localizada no centro do aterro. A placa P13 situava-se entre os capitéis das estacas A2, A3, B2 e B3 com valores de recalque ao final do 3º carregamento iguais a 0, 3, 10 e 1cm, respectivamente. A placa P15 situava-se entre os capitéis das estacas A3, A4, B3 e B4, cujos recalques ao final do 3º carregamento foram iguais a 3, 0, 1 e 2cm, respectivamente. A placa P27 situava-se entre os capitéis das estacas B2, B3, C2 e C3, entre os quais somente os capitéis das estacas B2 e B3 apresentavam recalques ao final do 3º carregamento, de 10 e 1cm, respectivamente. A placa P29 encontrava-se entre os capitéis das estacas B3, B4, C3 e C4. Destas, somente as estacas B3 e B4 sofreram recalques, de 1 e 2cm, respectivamente.

4.3 INCLINÔMETROS HORIZONTAIS

Conforme descrito no capítulo 3, dois inclinômetros horizontais foram instalados na base do aterro experimental nos vãos entre as linhas de estacas. A localização dos inclinômetros horizontais IH1 e IH2 pode ser observada na Figura 4.16.

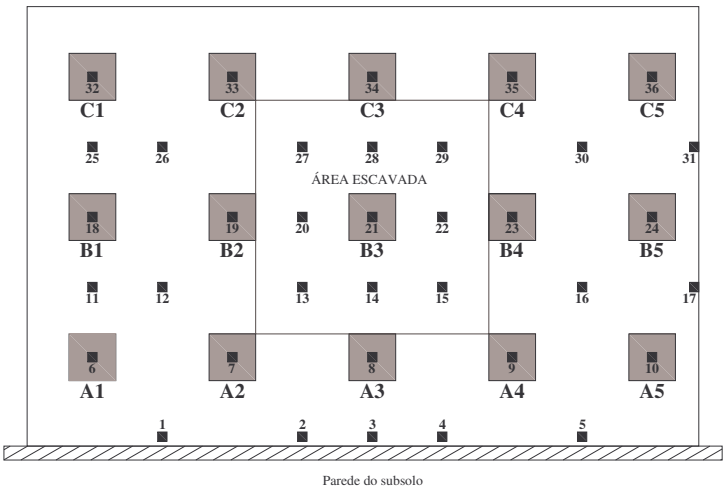

Figura 4.16 – Localização dos inclinômetros horizontais e placas de recalque correspondentes.

Os inclinômetros horizontais foram monitorados por 90 dias contados a partir do dia zero de referência. Neste período, sete medidas de deslocamentos verticais foram realizadas a partir dos dois instrumentos. Os recalques medidos pelos inclinômetros IH1 e IH2 podem ser observados nas Figuras 4.17 e 4.18, respectivamente.

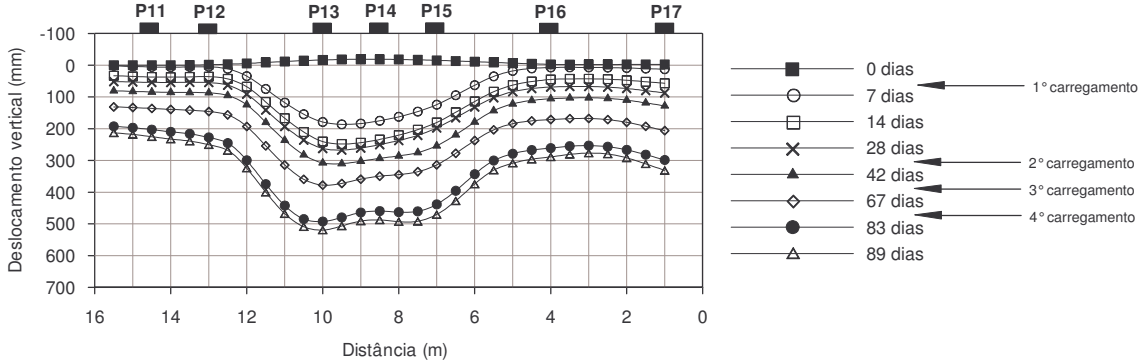

Figura 4.17 – Deslocamentos horizontais registrados pelo inclinômetro horizontal IH1.

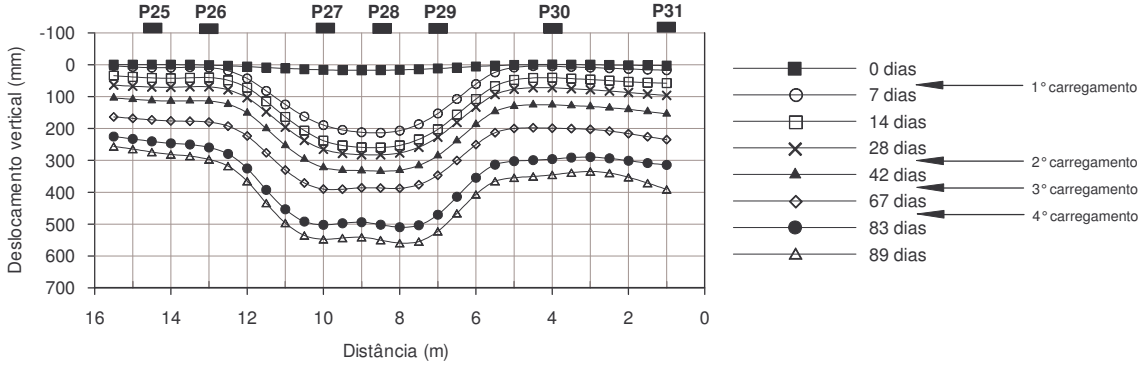

Figura 4.18 – Deslocamentos horizontais registrados pelo inclinômetro horizontal IH2.

Os recalques medidos pelos inclinômetros horizontais IH1 e IH2 apresentaram valores muito próximos. A Tabela 4.1 apresenta a comparação entre os máximos valores de recalque medidos em cada um dos inclinômetros horizontais ao final de cada carregamento.

Tabela 4.1 – Recalques máximos medidos pelos inclinômetros horizontais IH1 e IH2.

Inclinômetro Horizontal	Recalque (cm)			
	1º carregamento	2º carregamento	3º carregamento	4º carregamento
IH1	27	31	38	52
IH2	28	33	39	56

O inclinômetro IH1 localizava-se no mesmo alinhamento das placas de recalque P11, P12, P13, P14, P15, P16 e P17. A comparação entre os recalques medidos por estas placas de recalque e o inclinômetro IH1 mostram que os dois instrumentos adotados para monitorar os deslocamentos verticais apresentaram medidas compatíveis.

Na última leitura sob ação do 1º carregamento (28º dia), o maior recalque registrado pelo inclinômetro IH1 era de 27cm acima da área escavada no centro do aterro. As placas de recalque P13 e P15 registravam recalques acima da área escavada no centro do aterro de 26 e 27cm, respectivamente, no 38º dia após o início do experimento. As leituras mantiveram-se consistentes ao final do 2º carregamento, onde o inclinômetro IH1 indicava um recalque máximo de 31cm (42º dia) e as placas P13 e P15 indicavam 30 e 31cm (52º dia), respectivamente. Ao final do 3° carregamento (67º dia), o inclinômetro IH1 acusava um recalque máximo de 38cm e as placas P13 e P15 indicavam, respectivamente, recalques de 35 e 37cm (81º dia). A última leitura do inclinômetro IH1 (89º dia) indicava deslocamentos verticais de até 52cm acima da área escavada no centro do aterro, enquanto as placas P13 e P15 indicavam, respectivamente, recalques de 39 e 65cm no 98º dia.

O inclinômetro IH2 localizava-se no alinhamento das placas de recalque P25, P26, P27, P28, P29, P30 e P31. A comparação entre os recalques medidos pelas placas de recalques citadas e o inclinômetro IH2 também indica medidas de deslocamentos horizontais compatíveis entre os dois instrumentos. Apenas acima da área escavada no

centro do aterro a placa P29 indicou uma diferença de até 7cm com relação aos recalques medidos pelo inclinômetro IH2.

Na leitura realizada ao final do 1º carregamento (28° dia), o maior recalque registrado pelo inclinômetro IH2 era de 28cm, registrado acima da área escavada no centro do aterro. Dez dias depois (38º dia), as placas de recalque P27 e P29 registravam na mesma área recalques de 27 e 35cm, respectivamente. Na última leitura realizada sob ação do 2º carregamento, o inclinômetro IH2 indicava um recalque máximo de 33cm (42º dia) e as placas P27 e P29 indicavam 33 e 40cm (52º dia), respectivamente. Ao final do 3° carregamento (67º dia), o inclinômetro IH2 acusava um recalque máximo de 39cm, e as placas P27 e P29 indicavam, respectivamente, recalques de 39 e 43cm (81º dia). A última leitura do inclinômetro IH2 (89º dia) indicava deslocamentos verticais de até 56cm acima da área escavada no centro do aterro, enquanto as placas P27 e P29 indicavam, respectivamente, recalques de 48 e 55cm no 98º dia.

4.4 INCLINÔMETROS VERTICAIS

Foram adotados dois inclinômetros verticais (IV1 e IV2) para acompanhar os deslocamentos horizontais da camada de solo mole presente na fundação do aterro experimental. A localização dos inclinômetros IV1 e IV2 pode ser observada na Figura 4.19. Na mesma figura também são indicados os sentidos positivos de leitura dos deslocamentos nos eixos AA e BB dos dois instrumentos.

As Figuras 4.20 a 4.23 indicam os deslocamentos horizontais registrados pelos inclinômetros verticais IV1 e IV2 nas direções AA e BB. Nas legendas das figuras, indica-se o início dos 4 carregamentos referenciados aos dias de leitura dos inclinômetros.

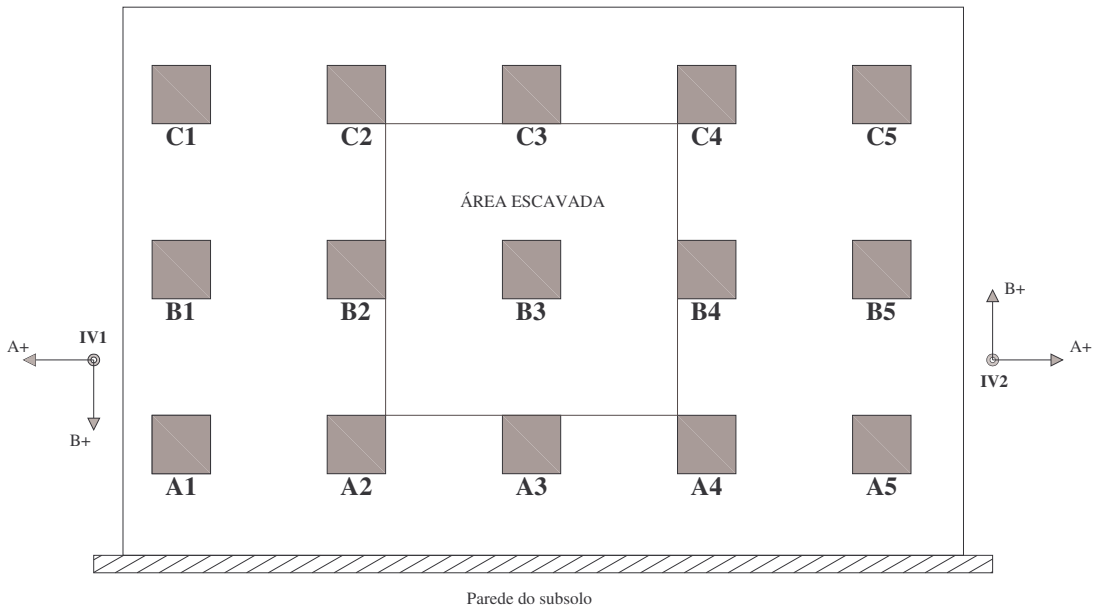

Figura 4.19 – Localização e direção dos eixos de leitura dos inclinômetros.

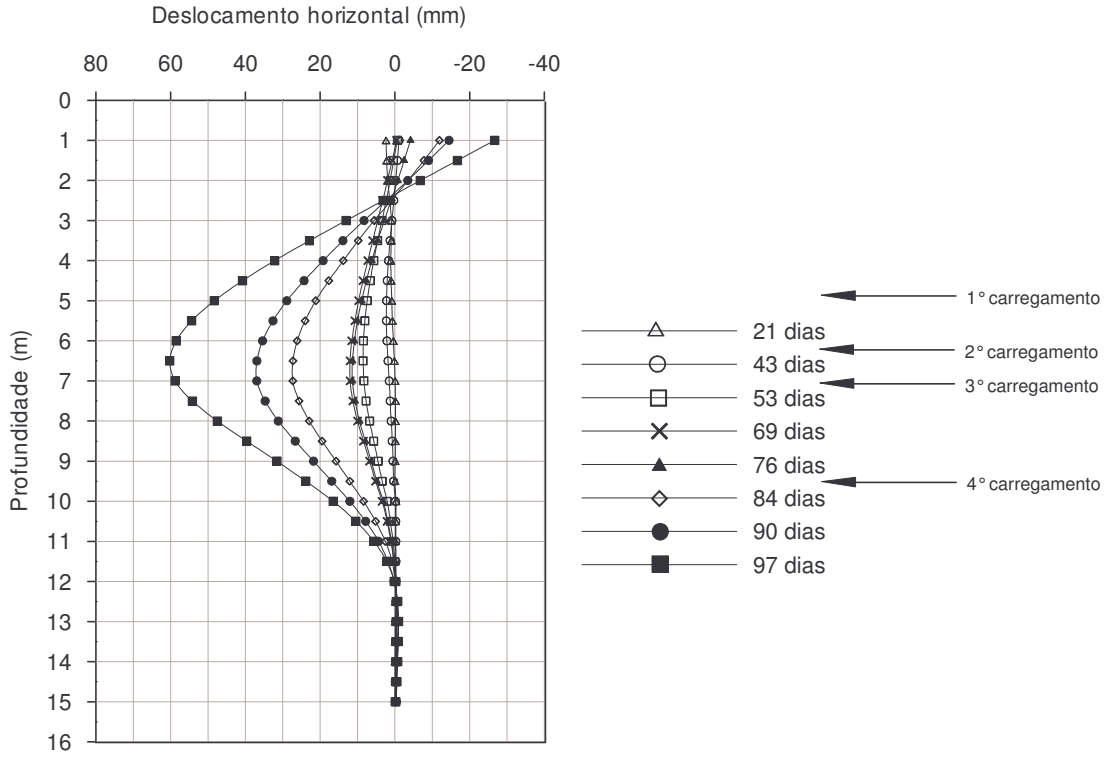

Figura 4.20 – Deslocamento horizontal na direção AA do inclinômetro IV1 (adaptado de SANDRONI, 2007).

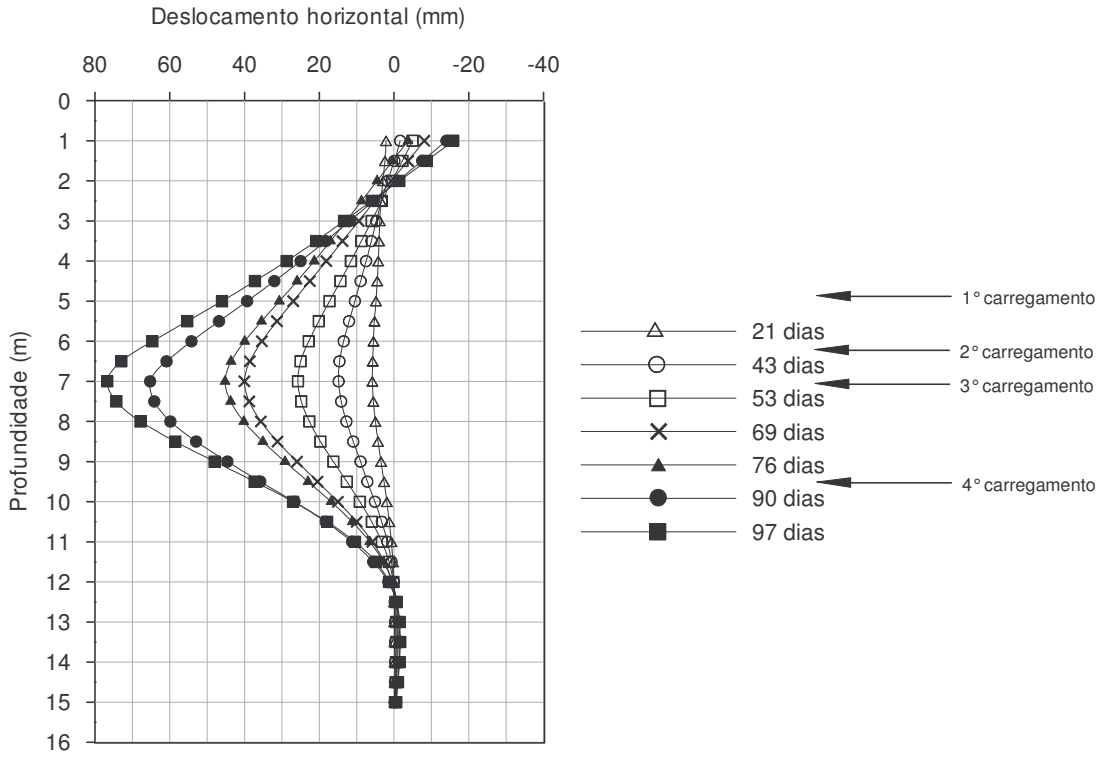

Figura 4.21 – Deslocamento horizontal na direção BB do inclinômetro IV1 (adaptado de SANDRONI, 2007).

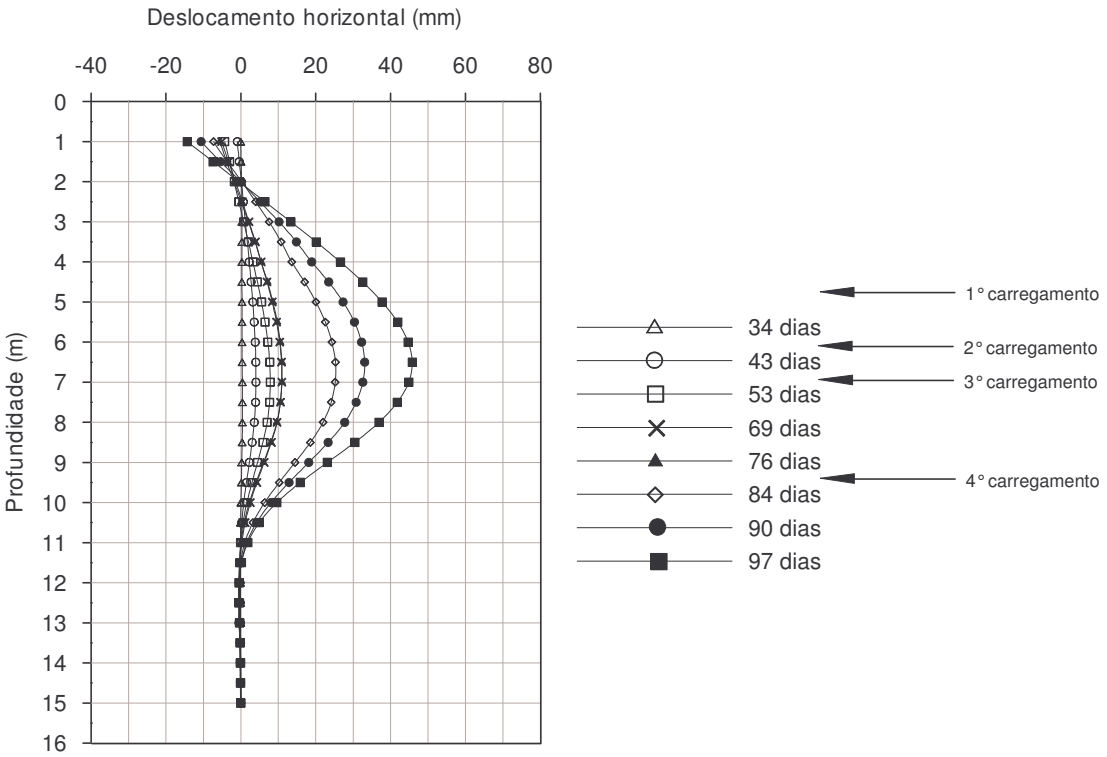

Figura 4.22 – Deslocamento horizontal na direção AA do inclinômetro IV2 (adaptado de SANDRONI, 2007).

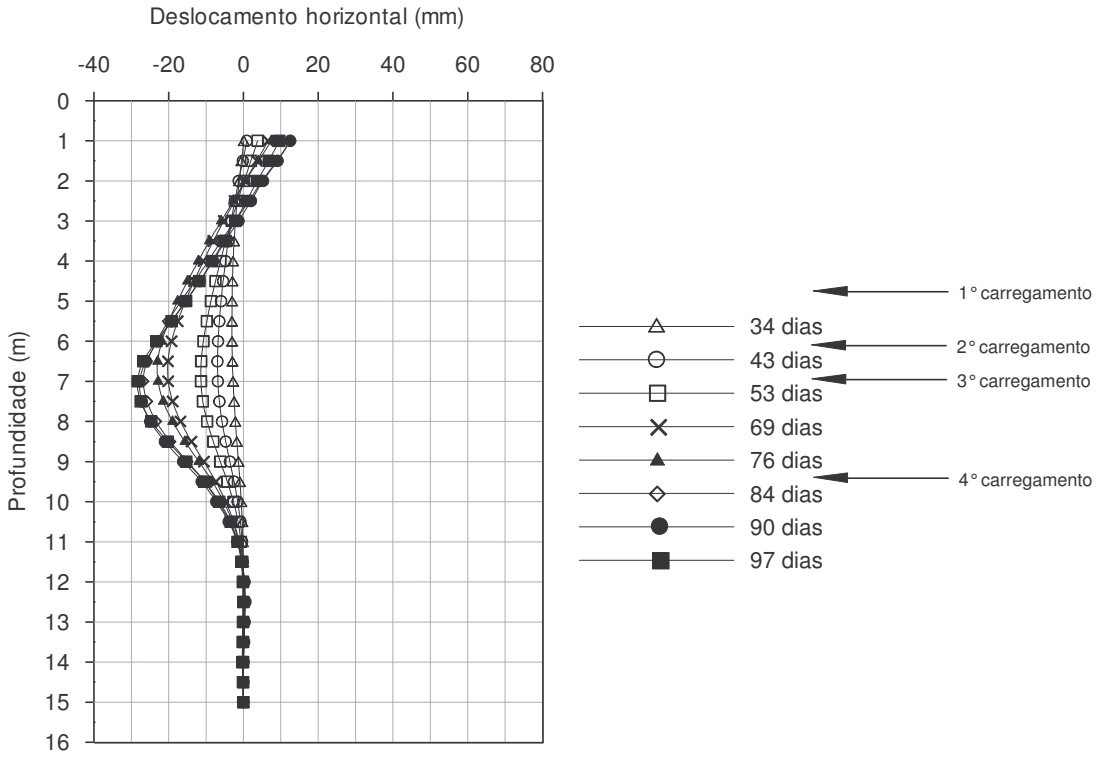

Figura 4.23 – Deslocamento horizontal na direção BB do inclinômetro IV2 (adaptado de SANDRONI, 2007).

A Figura 4.20 indica que a primeira leitura do inclinômetro IV1 na direção AA registrou movimentos praticamente nulos (menores que 0,5cm). Após o 2º carregamento do aterro experimental, o inclinômetro IV1 continuava a indicar deslocamentos horizontais na direção AA inferiores a 0,5cm. Só foram registrados deslocamentos horizontais maiores que 1cm após o 3º carregamento, no 76º dia (1,1cm). Após o 4º carregamento do aterro experimental, o deslocamento horizontal na direção AA atingiu 6,0cm (97º dia). Os maiores deslocamentos na direção AA foram registrados a 6,5m de profundidade.

Assim como na direção AA, na direção BB do inclinômetro IV1 (Figura 4.21) também foram registrados baixos valores de deslocamento na primeira leitura realizada no 21º dia (0,6cm). A leitura realizada após o 2º carregamento indicou deslocamento máximo de 1,5cm. As realizadas após o 3º e 4º carregamento registraram deslocamentos máximos de 4,5 e 7,7cm, respectivamente. Os maiores deslocamentos na direção BB foram registrados a 7,0m de profundidade.

A primeira leitura do inclinômetro IV2 registrava deslocamentos horizontais nulos na direção AA (Figura 4.22). Somente ao final do 3º carregamento foram identificados deslocamentos horizontais superiores a 1cm. Após a realização do 4º carregamento do aterro experimental foram identificados deslocamentos máximos de 4,7cm. Os maiores valores deslocamento horizontal na direção AA foram registrados a 6,5m de profundidade, assim como no inclinômetro IV1.

As leituras dos deslocamentos horizontais na direção BB do inclinômetro vertical IV2 (Figura 4.23) indicaram movimentos inferiores a 1cm até a aplicação do 3º carregamento do aterro experimental. Após o 3º carregamento foi registrado deslocamento de 2,3cm no 76º dia do experimento, e após o 4º carregamento, deslocamento de 2,8cm no 97º dia. Os maiores valores de deslocamento horizontal na direção BB foram registrados a 7,0m de profundidade, assim como registrado pelo inclinômetro IV1. O sentido do deslocamento registrado na direção BB também foi coerente com o indicado na mesma direção pelos inclinômetro IV1.

É provável que os valores de deslocamento horizontal registrados na camada de argila mole na direção BB tenham sido influenciados pelo aterro realizado para a regularização da área do experimento e pela existência de área de aterro convencional, de pequena altura e com drenos verticais, próxima à área do aterro experimental, conforme indicado na Figura 4.24. O aterro convencional já vinha provocando o movimento da camada de argila mole (SANDRONI, 2007). Este movimento era monitorado por outros inclinômetros verticais existentes na obra, anteriores ao início do aterro experimental. Assim sendo, não é possível afirmar com exatidão qual a influência do aterro experimental nos deslocamentos horizontais registrados na direção BB pelos dois inclinômetros verticais.

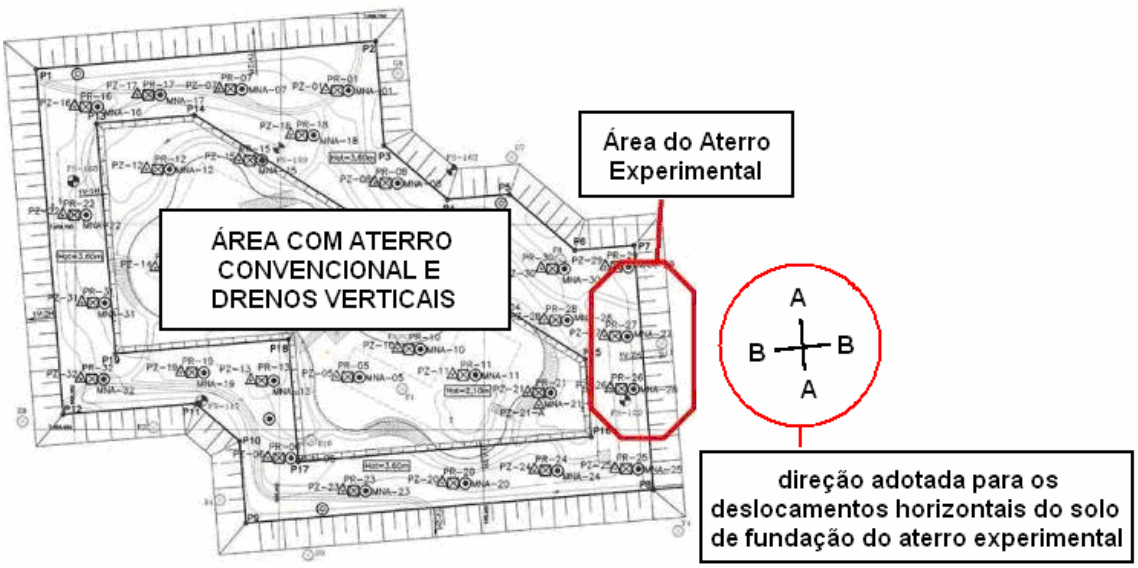

Figura 4.24 – Localização do aterro convencional com drenos verticais próximo ao aterro experimental (adaptado de SANDRONI, 2007).

4.5 ELETRONÍVEIS

Conforme exposto no Capítulo 3, três eletroníveis foram instalados em dois capitéis do aterro experimental (B3 e B5) para monitoramento dos movimentos rotacionais dos mesmos. A localização dos eletroníveis pode ser observada na Figura 4.25.

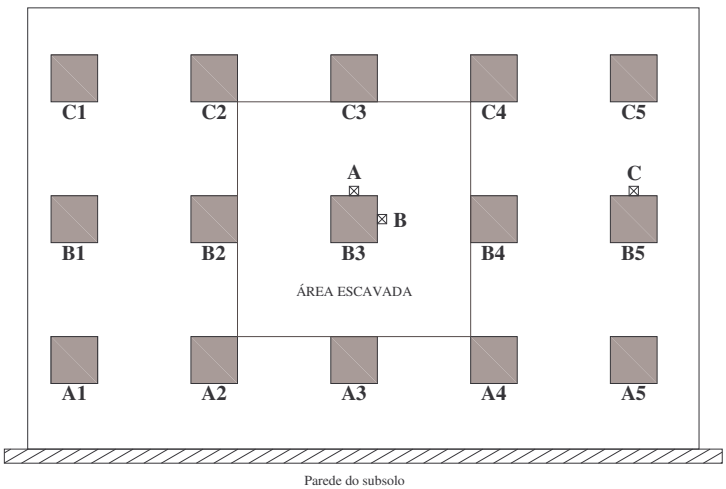

Figura 4.25 – Localização dos eletroníveis nos capitéis das estacas B3 e B5.

Os eletroníveis foram monitorados por 88 dias. Neste período foram realizadas doze leituras dos instrumentos. Os ângulos de rotação medidos nos capitéis durante o período monitorado foram inferiores a 1 grau. O maior ângulo medido foi de 0,6 graus no eletronível C, no 81º dia. A Figura 4.26 exibe os dados de monitoramento dos três eletroníveis do aterro experimental.

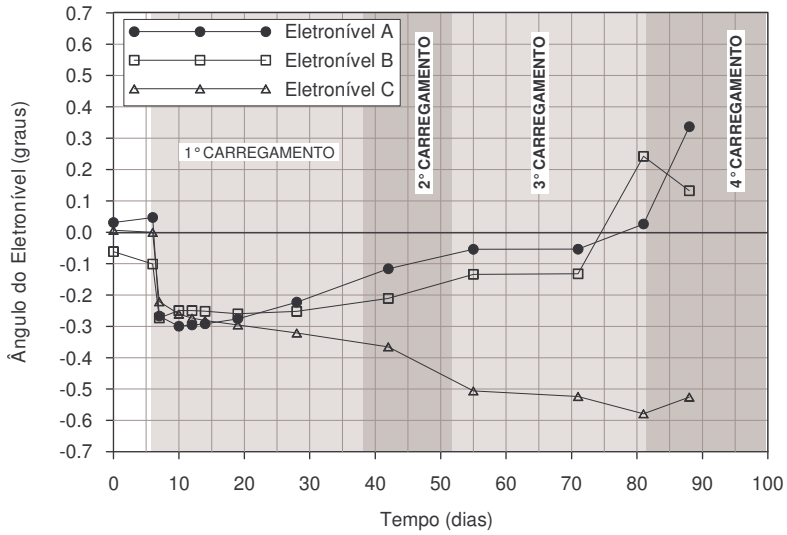

Figura 4.26 – Inclinação registrada nos capitéis das estacas B3 e B5.

4.6 ANÁLISE GLOBAL DA INSTRUMENTAÇÃO

Foram expostos os dados de monitoramento do aterro experimental da Vila Pan-Americana que abrageram quase 100 dias do experimento. Neste período foi verificado que o aterro experimental apresentou comportamento adequado sob ação dos três primeiros carregamentos, cada um sendo composto pelo lançamento de 0,5m de solo. No entanto, após a ação do 4º carregamento o aterro experimental entrou em colapso, apresentando recalques inadmissíveis para este tipo de obra.

Sob ação do 1º carregamento os recalques mais significativos foram registrados acima da área escavada no centro do aterro experimental, onde foram medidos recalques máximos de 35cm no vão entre quatro capitéis. Esse comportamento foi identificado tanto pelas placas de recalque como pelos inclinômetros horizontais. É certo que este elevado valor de recalque acima da área escavada após o 1° carregamento tenha sido influenciado pelo fato que, inevitavelmente, a geogrelha nunca se encontra totalmente

esticada de início. Desta forma, ao aplicar-se a primeira carga, os recalques gerados são muito maiores do que aqueles, realmente, associados à deformação da geogrelha por tração. Ao final do 1° carregamento deve-se destacar o recalque de 31cm registrado acima do capitel da estaca B5. A análise global dos resultados da instrumentação sugere que tenha ocorrido algum erro na medida dos recalques da placa P24, localizada acima do capitel da estaca B5. No entanto, não é possível se afirmar que o erro tenha ocorrido.

O 2º carregamento induziu recalques máximos registrados pelas placas de recalque de 40cm (placa P29) no vão entre quatro capitéis acima da área escavada, no centro do aterro experimental. Nesta área, ao final do 2º carregamento, os inclinômetros horizontais registravam deslocamentos verticais máximos de 33cm (IH2). Durante o carregamento em questão, o inclinômetro vertical IV2 registrou o maior deslocamento horizontal, de 1,5cm na direção BB.

Realizado o 3º carregamento, o maior recalque também foi registrado no vão entre quatro capitéis pela placa P29, alcançando o valor de 43cm. Na ocasião, os inclinômetros horizontais registraram deslocamento vertical máximo de 39cm (IH2), e os inclinômetros verticais deslocamentos horizontais máximos de 4,5cm na direção BB (IV1).

Após o 4º carregamento, o aterro experimental sofreu deslocamentos verticais e horizontais significativos. As placas de recalque indicavam recalques máximos de até 61cm (P29), e os inclinômetros horizontais indicavam recalques máximos de 56cm (IH2), ambos acima da área escavada no centro do aterro. Os inclinômetros verticais indicavam deslocamentos horizontais máximos de 7,6cm na direção BB (IV1).

No período de duração do experimento, a instrumentação do aterro experimental funcionou de maneira adequada. Os instrumentos adotados para o monitoramento dos recalques ocorridos na base do aterro (placas de recalque e os inclinômetros horizontais) apresentaram resultados coerentes entre si. Cabe ressaltar que a presença da área escavada abaixo da geogrelha no centro do aterro produziu os resultados esperados, isto é, acelerou a mobilização da camada de reforço e da manifestação dos recalques propícios de ocorrerem no aterro experimental. No entanto, deve-se ressaltar que a adoção deste artifício exige por parte do construtor especial atenção para garantir o

correto alongamento e ancoragem da geogrelha, de forma a não permitir a ocorrência de grandes deformações verticais acima da área escavada durante o 1º estágio de carregamento.

Os dois inclinômetros verticais, adotados nas laterais do aterro para monitorar os deslocamentos horizontais do solo de fundação do aterro experimental, registraram comportamento coerente com o restante da instrumentação. Quando se compara a profundidade onde foram identificados os máximos deslocamentos em cada um dos dois inclinômetros verticais nas direções AA e BB, observa-se que os dois inclinômetros indicaram os deslocamentos máximos na direção AA a 6,5m de profundidade e na direção BB a 7,0m de profundidade.

4.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após o registro de deslocamentos horizontais superiores a 7cm na camada de solo mole no 97º dia e de recalques superiores a 20cm em algumas estacas do aterro no 98º dia, decidiu-se pelo encerramento do experimento e pela completa remoção do aterro experimental. Os deslocamentos medidos indicavam o colapso do aterro experimental após o 4º carregamento, comportamento este já esperado (SANDRONI e DEOTTI, 2008). A remoção imediata do experimento visou evitar que o movimento da camada de solo mole induzisse a atuação de carregamentos horizontais nas estacas da edificação vizinha ao experimento, pois estas se constituiriam num impedimento à deformação do solo e, consequentemente, ficariam sujeitas aos esforços provenientes desta restrição. Durante a remoção do aterro experimental constatou-se que a geogrelha usada como reforço manteve-se intacta, mesmo depois do colapso do aterro.

O início do colapso do aterro experimental após o 4º carregamento foi resultado dos grandes recalques sofridos pelas estacas. SANDRONI e DEOTTI (2008) afirmam que todas as 15 estacas do aterro experimental foram cravadas até a profundidade de 16m, aproximadamente, com base nas características do subsolo da área experimental observadas nos ensaios SPT. Os ensaios de capacidade de carga dinâmica (PDA) realizados em 8 das 15 estacas cravadas do aterro experimental indicaram cargas de ruptura entre 490 e 880kN. As cargas de trabalho previstas para as estacas variavam

entre 410 e 510kN. Assim sendo, algumas estacas poderiam apresentar fatores de segurança muito próximos ou inferiores à unidade e podem ter alcançado suas cargas de ruptura sob a ação do último carregamento.

Se a capacidade de carga das estacas fosse maior, o aterro experimental poderia até mesmo ser dimensionado com maior altura. Cabe ressaltar que o aterro só atingiu sua altura crítica, com base na BS8006 (1995), após a conclusão do 4º carregamento. De acordo com a Equação 2.1, a altura crítica para a geometria adotada no aterro experimental seria igual a 2,8m.

Assim sendo, a altura crítica do aterro só foi alcançada durante a realização do 4º carregamento. Considerando-se o fato de que, teoricamente, acima da altura crítica todo o peso do aterro passaria a ser suportado diretamente pelas estacas, era de se esperar que o avanço dos recalques nos vãos entre capitéis fosse reduzido em carregamentos posteriores, pois a carga a ser suportada pelo geossintético não mais aumentaria depois que o aterro ultrapassasse a altura crítica.

Deve-se ressaltar que o curto prazo para a conclusão do experimento impediu que o aterro fosse construído em maior número de etapas. Um cronograma mais dilatado para a conclusão do aterro experimental possibilitaria que este continuasse a ser construído em camadas menos espessas após o 3º carregamento, eliminando-se assim a necessidade de execução da última camada com espessura de 1,4m. A realização das camadas menos espessas possibilitaria a obtenção de resultados que indicariam a altura máxima de aterro capaz de ser suportada pelo estaqueamento e reforço adotado no aterro experimental.

No entanto, os resultados gerados pelo aterro experimental tiveram extrema contribuição para a definição da geometria do aterro estaqueado a ser construído na área de recuo das edificações da Vila Pan-Americana (SANDRONI E DEOTTI, 2008). A análise dos resultados do aterro experimental levou o projetista a decidir pela geometria de aterro estaqueado reforçado indicado na Figura 4.27 para as áreas de recuo.

Conforme exposto na Figura 4.27, foram adotados espaçamentos entre eixos de estacas que variaram de 2,70 x 2,80m, para trechos com altura média de aterro de 2,4m,

e 2,05 x 2,80m para trechos com altura máxima de aterro de 3,2m. Estas relações são mais conservadoras que as adotadas no aterro experimental, onde o espaçamento entre eixos de estacas era de 3,00 x 3,00m e a altura final do aterro alcançou 2,9m.

A solução em aterro estaqueado reforçado foi adotada para a maioria dos trechos das áreas de recuo, utilizadas para a implantação de jardins. Nas áreas de recuo com fins de passagem de veículos foi adotada a solução de aterro sobre radier estaqueado. A solução de aterro apoiado sobre plataforma rígida é a mais indicada quando se deseja ou necessita eliminar os recalques (SANDRONI, 2006).

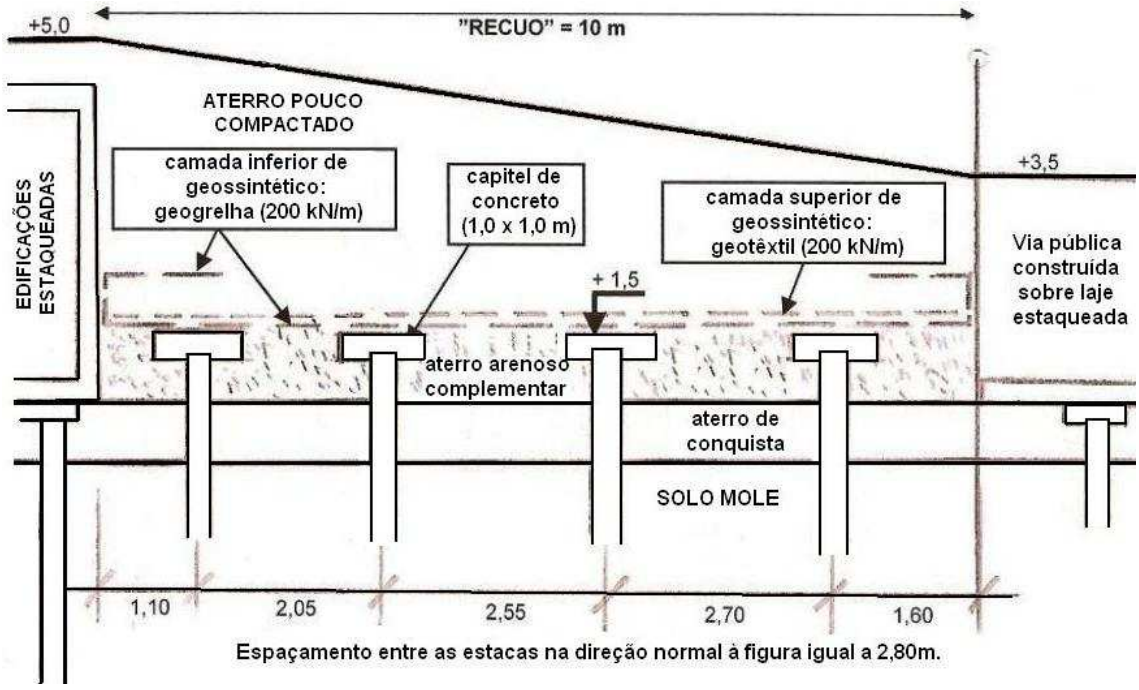

Figura 4.27 – Seção típica do aterro estaqueado reforçado na área de recuo das edificações da Vila Pan-Americana (SANDRONI e DEOTTI, 2008).

SANDRONI e DEOTTI (2008) relatam que foram adotadas 2 camadas de geossintéticos uniaxiais para o reforço da base do aterro estaqueado das áreas de recuo. Ao invés de adotar-se uma única camada de geossintético biaxial, o que poderia resultar em menores custos, o uso de 2 camadas traria vantagens, tais como menor tempo de instalação devido à eliminação da necessidade de costura entre seções vizinhas do geossintético. Soma-se a isto a maior segurança com a presença de 2 camadas

independentes de reforço, onde as probabilidades de ocorrência de danos nas duas camadas, simultaneamente, diminuem.

Assim sendo, a área de recuo foi reforçada com uma camada de geogrelha com resistência uniaxial de 200kN/m, acima da qual se colocou uma camada de geotêxtil de poliéster também com resistência uniaxial de 200kN/m. As duas camadas de geossintético foram dispostas em orientações perpendiculares. A Figura 4.28 exibe a fase de construção de umas das áreas de recuo.

Figura 4.28 – Construção de trecho de aterro estaqueado reforçado nas áreas de recuo das edificações da Vila Pan-Americana (SANDRONI e DEOTTI, 2008).

O geotêxtil adotado como reforço acima da geogrelha tinha também como função prover a separação do solo do aterro, para que este não passasse pelas aberturas da geogrelha quando o solo de fundação do aterro começasse a recalcar devido ao adensamento da camada de solo mole (SANDRONI e DEOTTI, 2008).

SANDRONI e DEOTTI (2008) relatam que, para a área de recuo das edificações da Vila Pan-Americana, as estacas foram dimensionadas, com base em ensaios SPT, por um consultor independente para alcançarem uma profundidade que garantisse capacidade de carga entre 500 e 600kN. Os autores também afirmam que "a capacidade

das estacas foi persistentemente checada por ensaios de capacidade de carga dinâmica durante a construção do aterro da área do recuo".

5

COMPARAÇÃO ENTRE CASOS DE ATERROS ESTAQUEDOS REFORÇADOS

5.1 INTRODUÇÃO

No Capítulo 2 desta pesquisa foram expostos 11 trabalhos já publicados de aterros estaqueados reforçados instrumentados. Neste item será apresentada uma comparação qualitativa de desempenho, com base nos recalques monitorados, em 9 dos 11 casos citados mais o caso do aterro experimental da Vila Pan-Americana. Não farão parte da análise os trabalhos de JENNER *et al.* (1998) e HABIB *et al.* (2002), pois em ambos os aterros monitorados não foram medidos os recalques ocorridos durante e após a conclusão da obra.

A comparação dos casos de aterros estaqueados reforçados monitorados é baseada em gráfico onde são relacionadas as grandezas h/S (altura do aterro sobre o vão livre entre capitéis) e r/S (recalques medidos sobre o vão livre entre capitéis). Apresenta-se também uma avaliação do efeito de arqueamento nestes aterros monitorados, juntamente com alguns casos de aterros estaqueados não monitorados. Esta avaliação é realizada com base nos valores sugeridos por KEMPTON *et al.* (1998), BS8006 (1995), ROGBECK *et al.* (1998) e HORGAN e SARBY (2002). Características predominantes da geometria dos aterros estaqueados reforçados também são comentadas.

5.2 COMPARAÇÃO ENTRE PROJETOS DE ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS

A comparação entre os diferentes casos de aterros estaqueados reforçados citados neste trabalho pode ser realizada através da variação da relação entre a altura do aterro e o vão livre entre capitéis (h/S) e entre o recalque medido na obra e o vão livre entre capitéis (r/S). A Tabela 5.1 reporta os valores das relações h/S e r/S e o tempo de monitoramento de cada aterro.

Tabela 5.1 - Relações entre altura, recalque medido e o vão livre entre capitéis de aterros.

REFERÊNCIA	h/S	r/S	Tempo (dias)
ALEXIEW *et al.* (1995)	2,00	-0,019	300
		-0,031	
ROGBECK *et al.* (1998)	1,42	-0,017	175
		-0,146[(1)]	
	1,00	-0,124[(1)]	
HSI (2001)	4,50	-0,008	75
RAITHEL *et al.* (2002)	5,23	-0,900	250
ZANZINGER e GARTUNG (2002)	2,78	-0,061	2555
		-0,083	
HEITZ *et al.* (2005)	1,79	-0,001	200
		-0,003	
VEGA-MEYER e SHAO (2005)	0,84	-0,004	320
SPOTTI (2006)	0,71	-0,100	190
	0,65	-0,188[(1)]	
	0,48	-0,148[(1)]	
FREITAS ARAÚJO *et al.* (2007)	0,78	-0,016	80
	0,61	-0,013	
ATERRO EXPERIMENTAL DA VILA PAN-AMERICANA	0,75[(2)]	-0,070	98
		-0,165[(1)]	
	0,53[(2)]	-0,152[(1)]	
		-0,068	

[(1)] Aterro construído acima de área escavada.
[(2)] Altura correspondente à 3ª camada.

A Figura 5.1 apresenta as relações h/S *vs* r/S dos casos citados na Tabela 5.1. A exceção será o valor citado no trabalho de RAITHEL *et al.* (2002), pois devido ao elevado valor da razão entre o recalque medido e o vão entre capitéis (r/S), optou-se

pela não comparação direta entre este e os demais casos. Como exemplo, o valor de r/S do trabalho de RAITHEL *et al.* (2002) foi 380% maior que o relatado por SPOTTI (2006), que foi o caso com o segundo maior valor de r/S.

O aterro reportado por RAITHEL *et al.* (2002) é o que tem a maior altura para o caso de um aterro estaqueado reforçado instrumentado, atingindo relação h/S superiores a 5. Somente o aterro relatado por HSI (2001) se aproxima deste valor com relação h/S igual a 4,5. No entanto, o aterro monitorado por HSI (2001) apresentou relação r/S igual a -0,008, valor extremante menor do que o encontrado por RAITHEL *et al.* (2002) igual a -0,900. O valor reduzido da relação r/S do caso monitorado por HSI (2001) pode ter sido favorecido pelo curto período de monitoração dos recalques da obra, 75 dias, que representa o menor tempo entre todos os casos da Tabela 5.1, e que pode ter sido insuficiente para se mensurar todos os recalques ocorridos no aterro.

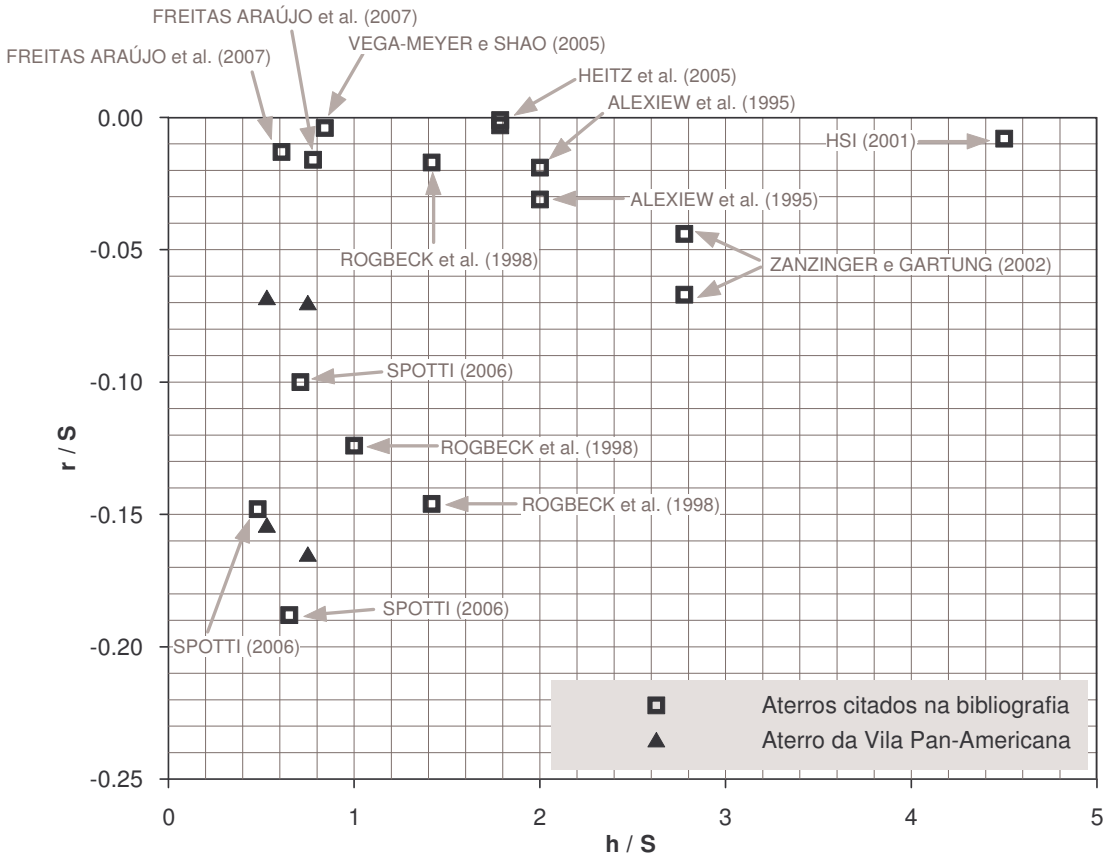

Figura 5.1 – Relação entre a altura do aterro e o vão livre entre capitéis *vs* recalques medidos e o vão livre entre capitéis de aterros diversos.

ALEXIEW *et al.* (1995) estão entre os casos relatados com maiores relações h/S. A solução em aterro estaqueado reforçado foi adotada para o reforço de uma fundação de aterro ferroviário pré-existente realizado há aproximadamente 100 anos. Assim sendo, a camada de solo mole acima da qual deveria ser implantado o aterro estaqueado reforçado já havia sido adensada pelo aterro existente durante este período. Este fato pode ter influenciado o projetista para adotar a relação h/S relativamente alta, pois devido ao adensamento prévio, a camada de solo mole poderia contribuir junto com o reforço geossintético para o suporte do aterro. A comparação com os demais casos da Figura 5.1 também indica que os valores registrados por ALEXIEW *et al.* (1995) para a relação r/S (-0,019 e -0,031) foram baixos.

O trabalho de ALEXIEW *et al.* (1995) exibe os dados de monitoramento de recalque de sete placas. Os valores expostos na Figura 5.1 referem-se a duas placas localizadas imediatamente acima da primeira camada de reforço, no vão entre capitéis. Estas duas placas apresentaram recalques de, aproximadamente, 1,9 e 3,1cm, enquanto as demais placas de recalque, que foram colocadas imediatamente acima dos capitéis, apresentaram recalques que variaram entre 0,2 e 0,4cm (Figura 2.15). Os baixos recalques medidos acima dos capitéis podem estar associados aos comprimentos adotados para as estacas. O comprimento de estaca adotado variava entre 10m, para camadas de solo mole de 5m, e 20m, para camadas de solo mole de 15m. Assim sendo, tinha-se o avanço da ponta da estaca de, aproximadamente, 5m além do limite superior da camada de areia abaixo da camada de solo mole.

ZANZINGER e GARTUNG (2002) acompanharam durante 2555 dias a instrumentação de outro trecho do reforço de fundação do aterro ferroviário monitorado por ALEXIEW *et al.* (1995). Os autores relatam a ocorrência de relações r/S um pouco maiores em trecho com alturas de aterro 50cm maiores que o trecho monitorado por ALEXIEW *et al.* (1995). Paralelamente, no projeto relatado por ZANZINGER e GARTUNG (2002) foi adotada uma relação h/S 39% superior ao valor relatado por ALEXIEW *et al.* (1995). Apesar das estacas com 20m de comprimento em área com camada de solo mole de 15m, foram registrados recalques de até 6cm (Figura 2.31) imediatamente acima dos capitéis das estacas, diferentemente dos baixos recalques observados por ALEXIEW *et al.* (1995).

Assim como ALEXIEW *et al.* (1995) e ZANZINGER e GARTUNG (2002), HEITZ *et al.* (2005) também monitoraram um aterro estaqueado reforçado de fundação de ferrovia com 150 anos de funcionamento. Destes três casos, o projeto de HEITZ *et al.* (2005) apresenta a menor relação h/S, a qual é 11% inferior à de ALEXIEW *et al.* (1995) e 36% à de ZANZINGER e GARTUNG (2002). Entre os nove casos da Figura 5.1, HEITZ *et al.* (2005) apresentam o menor valor para a relação r/S (-0,001 e -0,003). Estes autores também relatam a ocorrência de recalques máximos acima das estacas de 0,4cm e no topo do aterro de 1,3cm.

O aterro de ROGBECK *et al.* (1998) apresenta os maiores valores da relação r/S, junto com o de SPOTTI (2006) e o aterro experimental da Vila Pan-Americana. Deve-se lembrar que nos três aterros estaqueados reforçados apresentados pelos autores foram realizadas medidas de recalques em áreas acima de cavidades. A partir das placas acima das áreas escavadas dos três trabalhos foram obtidas relações r/S que variaram entre -0,124 e -0,188. Os maiores recalques registrados nos três aterros ocorreram imediatamente acima da camada de reforço no vão entre quatro capitéis. No entanto, ROGBECK et al (1998) reportam um valor de r/S igual a -0,017 no trecho onde o aterro foi construído sem a presença de área escavada, situando-se entre os menores valores obtidos entre os nove casos da Figura 5.1. Os recalques obtidos pelos autores (Figura 2.20) indicam claramente a diferença entre o comportamento acima da área escavada e da não escavada.

Assim como no caso reportado por ROGBECK *et al.* (1998), o aterro experimental da Vila Pan-Americana também apresentou valores elevados da relação r/S nos trechos do aterro localizados acima da área escavada. O maior valor de r/S, igual a -0,165, foi identificado numa placa localizada no vão entre dois capitéis acima da área escavada (P28).

SPOTTI (2006) apresenta o maior valor de r/S entre todos os casos da Figura 5.1, registrado acima de área escavada entre duas vigas corridas de fundação, com vão livre de 1,7m. Assim sendo, apesar de terem sido adotados valores reduzidos de h/S (0,48 a 0,71) o aterro de SPOTTI (2006) foi o que apresentou a maior relação r/S. O mesmo ocorreu com o aterro experimental da Vila Pan-Americana e o de ROGBECK *et al.* (1998), com baixos valores de h/S e, no entanto, altos valores de r/S.

VEGA-MEYER e SHAO (2005) reportaram um dos menores valores de h/S entre os nove casos da Figura 5.1, superando somente os registrados nos trabalhos de FREITAS ARAÚJO *et al.* (2007), SPOTTI (2006) e o do aterro experimental da Vila Pan-Americana. Paralelamente, foi registrada pelos autores uma relação r/S extremamente baixa (-0,004), superior somente às registradas por HEITZ *et al.* (2005). No entanto, deve-se recordar que VEGA-MEYER e SHAO (2005) não mediram os recalques ocorridos no aterro durante os primeiros 132 dias. Assim sendo, o autores monitoraram recalques máximos não superiores a 2cm, quando simulações numéricas feitas antes da obra pelos autores previam recalques totais máximos de 21cm e diferenciais de 12cm.

FREITAS ARAÚJO *et al.* (2007) apresentam valores reduzidos para ambas as relações, h/S e r/S. Os dois aterros estaqueados reforçados monitorados pelos autores foram construídos com relação h/S de 0,78 e 0,71. Este valor superou apenas o valor registrado por SPOTTI (2006). Juntamente com os baixos valores da relação h/S, também foram registrados baixos valores para a relação r/S, iguais a -0,016 e -0,013. Assim como no trabalho de HSI (2001), o comportamento do aterro relatado por FREITAS ARAÚJO *et al.* (2007) também teve um dos menores tempos de monitoramento, 80 dias, o que pode ter influenciado para a não medição dos recalques finais do aterro.

A análise da Figura 5.1 permite constatar que os três casos de aterros estaqueados reforçados instrumentados construídos no Brasil foram os que apresentaram as menores relações h/S, que variaram entre 0,48 e 0,78. Se o aterro experimental da Vila Pan-Americana tivesse suportado o 4º carregamento sem entrar em colapso, o mesmo apresentaria relação h/S máxima igual a 1,45, superando assim a relação h/S reportada por VEGA-MEYER e SHAO (2005) e ROGBECK *et al.* (1998). Na geometria final adotada para a construção das áreas de recuo foram adotadas relações h/S variando entre 1,41 e 2,91. Estas relações não foram incluídas na Figura 5.1, pois não foram monitorados os recalques ocorridos nas áreas de recuo.

Um outro caso de aterro estaqueado reforçado construído no Brasil também não instrumentado é o relatado por HUESKER (1999). O aterro foi realizado para a construção de uma ferrovia. No aterro foi adotada relação h/S máxima igual a 9,41,

valor este bem superior a todos os casos indicados na Figura 5.1. Apesar de o aterro não ter sido monitorado, VERTEMATTI e MONTEZ (2006) afirmam que vistorias posteriores à conclusão da obra constataram o perfeito funcionamento da solução em aterro estaqueado reforçado.

Um detalhe a ser observado nos projetos de aterros estaqueados reforçados construídos no Brasil citados neste trabalho, incluindo as obras não monitoradas, foi adotada uma única camada de reforço na base do aterro, imediatamente acima dos capitéis. Por outro lado, entre os projetos internacionais considerados na Tabela 5.1 e Figura 5.1, somente ROGBECK *et al.* (1998) e RAITHEL *et al.* (2002) adotaram uma única camada de reforço na base do aterro. Nas outras cinco obras foram adotadas duas, três e até mesmo quatro camadas de reforço, caso do projeto relatado por VEGA-MEYER e SHAO (2005). Os aterros de ROGBECK *et al.* (1998) e RAITHEL *et al.* (2002) também foram os únicos entre os casos internacionais que adotaram a camada de reforço imediatamente acima dos capitéis.

SPOTTI (2006) cita outros cinco casos internacionais de aterros estaqueados reforçados não monitorados publicados, JONES *et al.* (1990), ALEXIEW e VOGEL (2001), ARULRAJAH *et al.* (2003), WOOD (2003) e EUROPEAN FOUNDATIONS (2004). Nestes projetos foram adotadas mais de uma camada de reforço, nunca imediatamente acima dos capitéis, assim como a maioria dos demais exemplos internacionais já comentados.

Soma-se aos exemplos internacionais não monitorados o citado por ALEXIEW (2005). O autor relata a construção de um aterro estaqueado reforçado na Bulgária no ano de 1998, onde foi adotada uma única camada de reforço. O reforço adotado foi uma camada de geogrelha biaxial de alta resistência e não foram adotados capitéis acima das estacas. No entanto, assim como a maioria dos casos internacionais, o autor relata a adoção de camada de 20cm de solo acima do topo das estacas, sobre a qual foi colocado o reforço.

Conforme exposto no Capítulo 2, a adoção de múltiplas camadas de geossintético tem como função aumentar a mobilização das tensões cisalhantes da camada de solo entre as geogrelhas, resultando assim em maior transferência das

tensões verticais para as estacas, ou seja, maior mobilização do efeito de arqueamento do aterro estaqueado.

LOW *et al.* (1994) introduziram o conceito de coeficiente de arqueamento definido como sendo a relação entre a tensão vertical aplicada ao solo mole e/ou geossintético, a depender da existência ou não do geossintético, e a tensão total aplicada. O coeficiente de arqueamento informa sobre a redução da tensão vertical aplicada no solo mole e/ou reforço devido à presença das estacas. À medida que o aterro tem a sua altura elevada, a taxa de aumento da tensão normal sobre o solo mole e/ou reforço tende a diminuir até um determinado ponto, chamado por KEMPTON *et al.* (1998) de ponto de arqueamento total (*full arching*). A partir deste ponto os novos incrementos de tensão normal passam a ser suportados diretamente pelas estacas.

Objetivando avaliar o potencial de otimização do efeito de arqueamento em aterros estaqueados reforçados, KEMPTON *et al.* (1998) realizaram modelagens numéricas tridimensionais a partir do programa FLAC (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*) de diferentes geometrias de aterros estaqueados reforçados. Os autores elaboraram gráficos que sugerem a relação entre h/s (altura do aterro e o espaçamento entre estacas), a/s (largura do capitel e o espaçamento entre estacas) e os parâmetros seguintes:

(i) Eficiência do efeito de arqueamento (Figura 5.2);
(ii) Recalques máximos (Figura 5.3);
(iii) Tensão no geossintético (Figura 5.4).

A Figura 5.2 mostra que o máximo efeito de arqueamento (menor valor do coeficiente de redução das tensões) identificado nas modelagens da pesquisa foi, aproximadamente, para relações $h/s \geq 0,4$. Já a Figura 5.3 sugere uma diminuição na proporção dos recalques absolutos em aterros com relação $h/s \geq 0,2$, assim como a diminuição da taxa de incremento das tensões atuantes no geossintético (Figura 5.4).

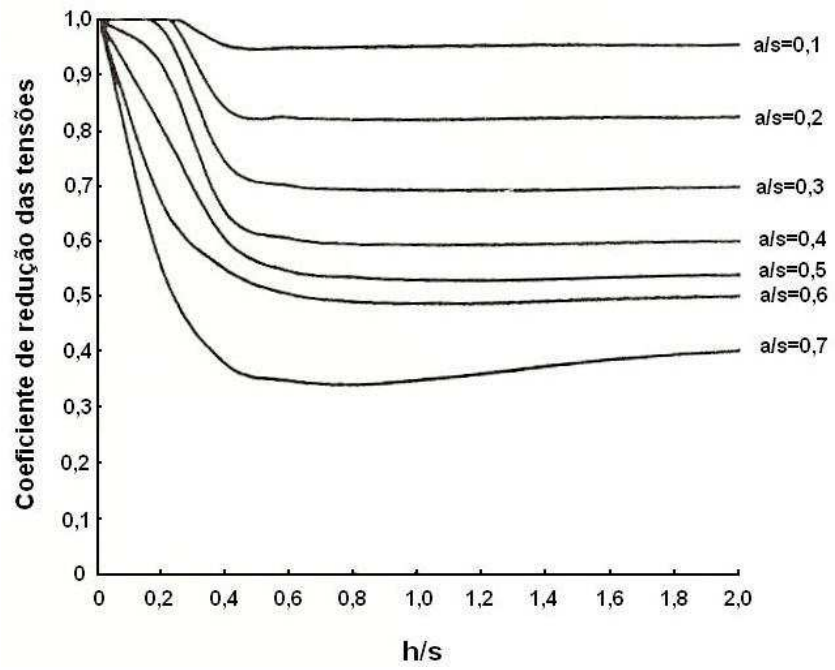

Figura 5.2 – Estimativa do coeficiente de redução das tensões a partir de análises numéricas tridimensionais (KEMPTON *et al.*, 1998).

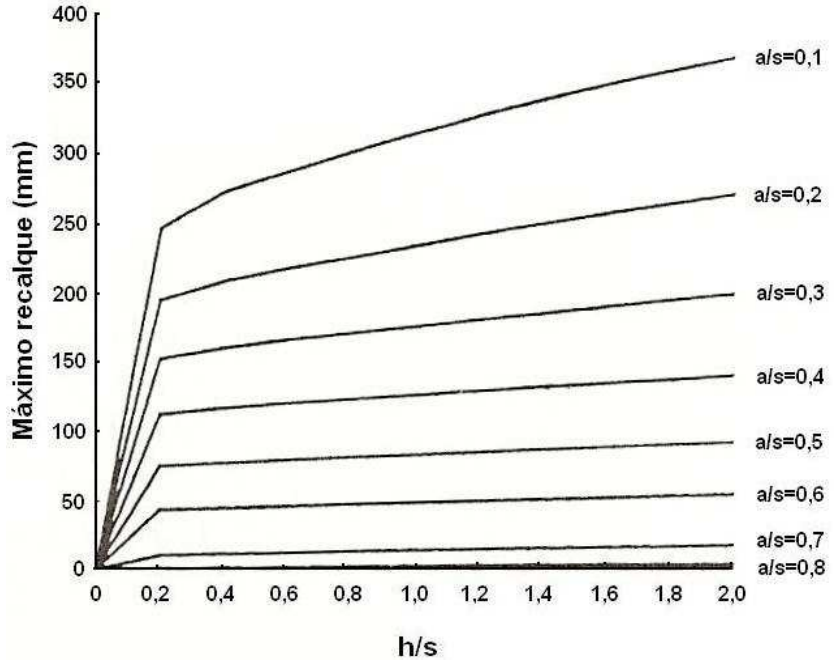

Figura 5.3 – Estimativa dos máximos recalques em aterros estaqueados reforçados a partir de análises numéricas tridimensionais (KEMPTON *et al.*, 1998).

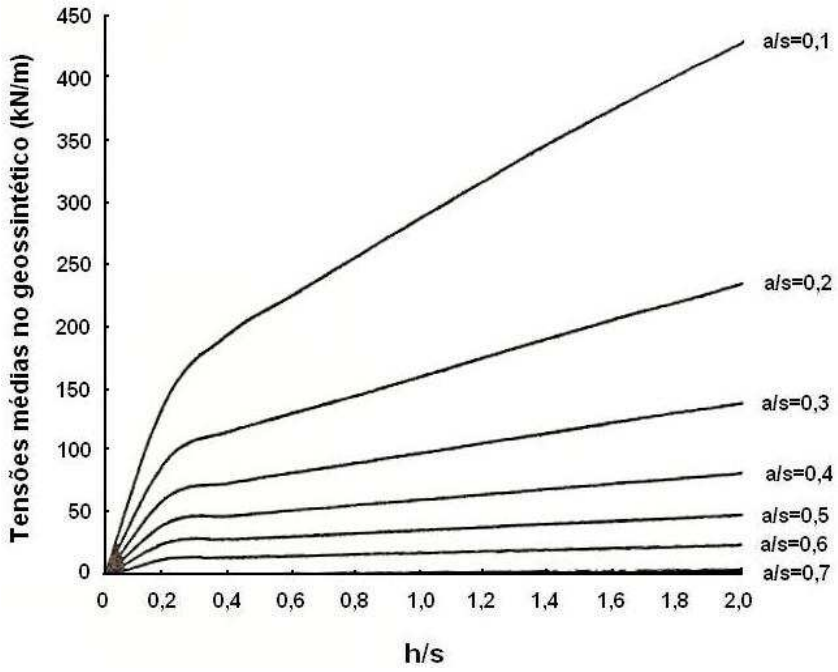

Figura 5.4 – Estimativa das tensões médias no geossintético a partir de análises numéricas tridimensionais (KEMPTON *et al.*, 1998).

KEMPTON *et al.* (1998) adotaram diferentes tamanhos de capitéis em sua modelagem. Os valores da relação h/s, onde s é o espaçamento entre estacas, apresentam relação estreita com o parâmetro h/S adotado neste trabalho, onde S é a largura do vão livre entre capitéis vizinhos. A transformação da relação h/s de KEMPTON *et al.* (1998) na relação h/S deste trabalho indica que o máximo efeito de arqueamento irá se desenvolver entre $0{,}4S \leq h \leq 1{,}3S$, a depender do tamanho dos capitéis do aterro. Assim sendo, baixos valores da relação h/S evidenciam menor contribuição do efeito de arqueamento que se manifesta em um aterro estaqueado reforçado.

Para comparação das diferentes concepções de projeto encontradas na literatura com os valores sugeridos por KEMPTON *et al.* (1998), segue na Tabela 5.2 um resumo dos valores de altura (h) e do vão livre entre capitéis (S) adotados nos diferentes projetos. Pode-se observar na tabela que as alturas de aterro variaram entre 1,1 e 9,5m, com vãos entre capitéis que variaram entre 3,8 e 0,7m. A Figura 5.5 permite comparar estes valores com os sugeridos por KEMPTON *et al.* (1998).

Tabela 5.2 – Relação das alturas e espaçamentos adotados em diferentes projetos de aterros estaqueados reforçados.

AUTOR	h (m)	S (m)
JONES *et al.* (1990)[(1)]	5,0	1,4
ALEXIEW *et al.* (1995)	2,0	1,0
JENNER *et al.* (1998)	5,0	1,6
ROGBECK *et al.* (1998)	1,7	1,2
HUESKER (1999) [(1)]	8,0	1,4
ALEXIEW e VOGEL (2001) [(1)]	3,0	1,1
HSI (2001)	4,5	1,0
HABIB *et al.* (2002)	1,6	1,8
RAITHEL *et al.* (2002)	6,8	1,3
ZANZINGER e GARTUNG (2002)	2,5	0,9
ARULRAJAH *et al.* (2003) [(1)]	5,0	0,7
WOOD (2003) [(1)]	9,5	1,9
EUROPEAN FOUNDATIONS (2004) [(1)]	8,5	1,1
ALEXIEW (2005)	1,4	1,6
HEITZ *et al.* (2005)	2,5	1,4
VEGA-MEYER e SHAO (2005)	3,2	3,8
SPOTTI (2006)	1,2	1,7
	1,1	1,7
	1,3	2,7
FREITAS ARAÚJO *et al.* (2007)	1,4	1,8
		2,3
ATERRO EXPERIMENTAL DA VILA PAN-AMERICANA	2,9	2,0
SANDRONI e DEOTTI (2008)	2,4	1,7
	3,2	1,1

[(1)]Aterros estaqueados reforçados não monitorados.

A fim de avaliar a contribuição do efeito de arqueamento, as alturas e espaçamentos dos aterros estaqueados reforçados (Tabela 5.2) são também comparados com as alturas críticas sugeridas por BS8006 (1995), ROGBECK *et al*. (1998) e HORGAN e SARBY (2002) nas Figuras 5.6, 5.7 e 5.8, respectivamente.

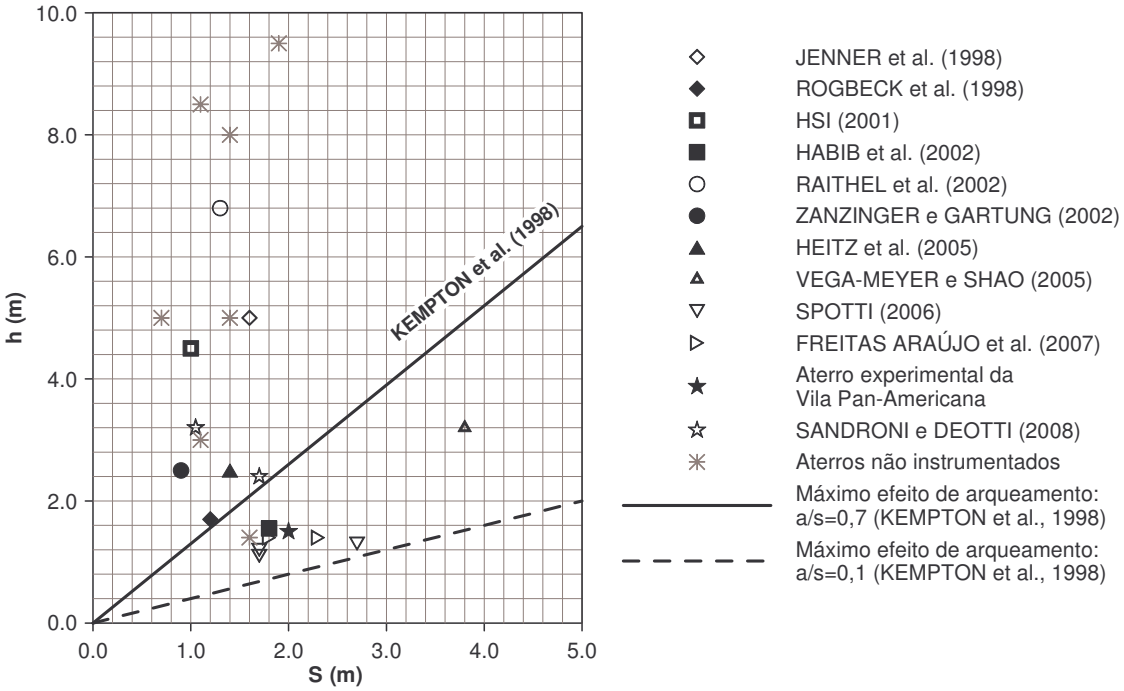

Figura 5.5 – Comparação entre a relação das diferentes alturas e espaçamentos de aterros estaqueados reforçados e a máxima otimização do efeito de arqueamento segundo KEMPTON *et al.* (1998).

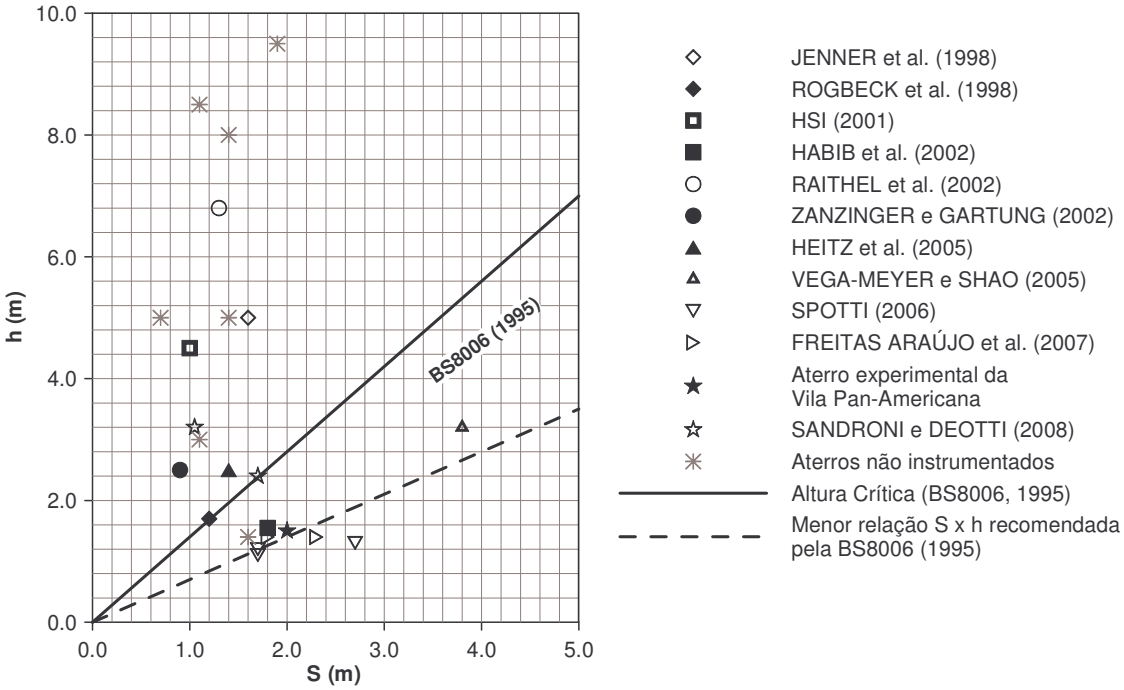

Figura 5.6 – Comparação entre a relação das diferentes alturas e espaçamentos de aterros estaqueados reforçados e a altura crítica indicada na BS8006 (1995).

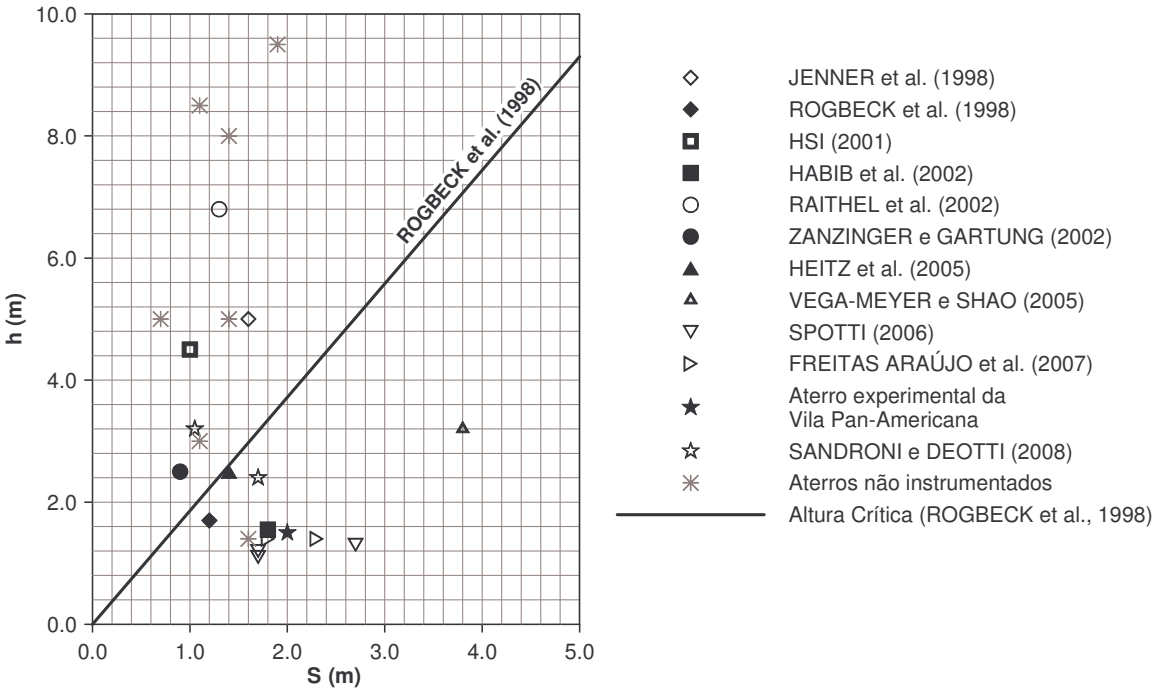

Figura 5.7 – Comparação entre a relação das diferentes alturas e espaçamentos de aterros estaqueados reforçados e a altura crítica segundo ROGBECK *et al.* (1998).

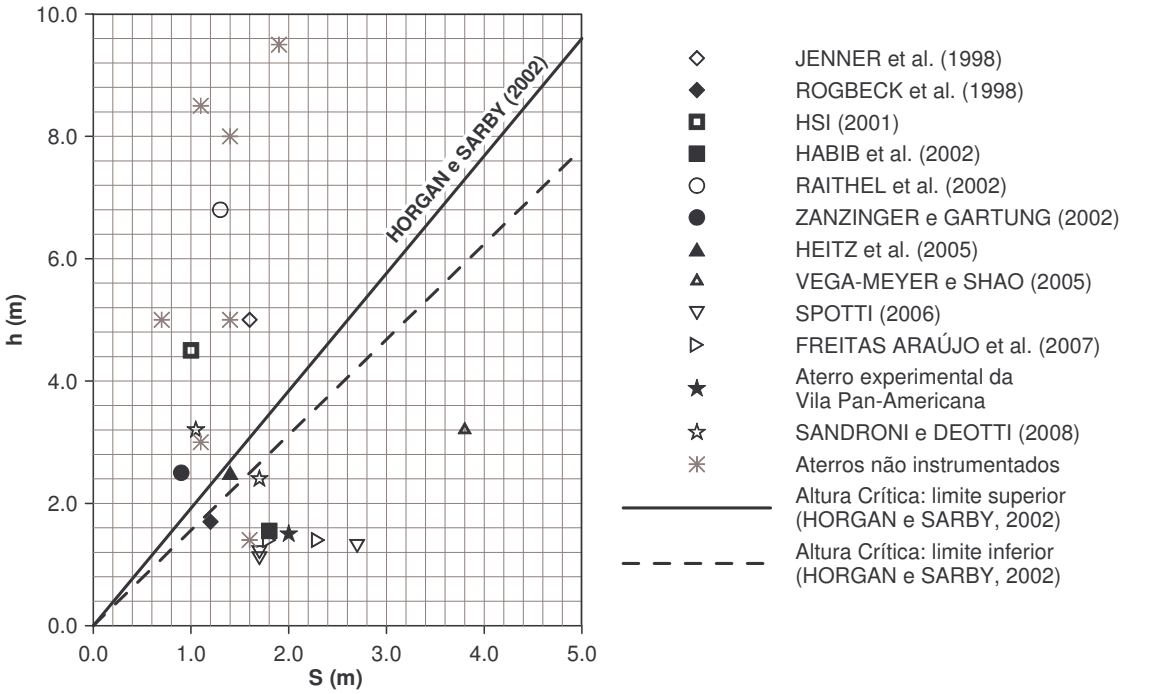

Figura 5.8 – Comparação entre a relação das diferentes alturas e espaçamentos de aterros estaqueados reforçados e a altura crítica segundo HORGAN e SARBY (2002).

A comparação entre as Figuras 5.5 a 5.8 mostra que KEMPTON *et al.* (1998) foram os que sugeriram os menores valores da relação h/S para a otimização do efeito de arqueamento em aterros estaqueados, seguidos da BS8006 (1995). KEMPTON *et al.* (1998) concluem que a BS8006 (1995) subestima as tensões e deformações quando comparada aos valores obtidos a partir da modelagem tridimensional. Deve-se lembrar que a BS8006 (1995) foi concebida a partir do trabalho de JONES *et al.* (1990), baseado em análises teóricas e modelagem numérica bidimensional com o programa FLAC.

Valores mais elevados da relação h/S para a obtenção do máximo efeito de arqueamento foram sugeridas por ROGBECK *et al.* (1998) baseados em modelagens numéricas bidimensionais no programa FLAC e por HORGAN e SARBY (2002) baseados em modelo físico de laboratório.

É interessante observar que JONES *et al*. (1990), KEMPTON *et al*. (1998), ROGBECK *et al*. (1998) e HORGAN e SARBY (2002) realizaram as modelagens numéricas a partir do programa FLAC. Os quatro trabalhos adotaram o modelo de deformação plana, sendo que KEMPTON *et al.* (1998), em sua avaliação tridimensional, adotou modelo de deformação plana não axissimétrica.

Baseando-se na relação indicada por KEMPTON *et al.* (1998), todos os aterros analisados superam o menor valor indicado para a relação h/S (Figura 5.5). No entanto, deve-se lembrar que este menor valor também considera aterros com a relação a/s (tamanho do capitel e distância entre eixos de estacas) igual a 0,1. A curva representada pela linha cheia da Figura 5.5 considera os aterros com relação $a/s \geq 0{,}7$. Todos os casos que se encontram entre as duas curvas apresentam valores de a/s entre 0,1 e 0,7, atingindo assim o patamar sugerido por KEMPTON *et al.* (1998) para otimização do efeito de arqueamento.

Para a relação h/S indicada pela BS8006 (1995), dois casos de aterros monitorados situam-se abaixo do valor mínimo indicado para se evitar a ocorrência de grandes recalques diferenciais no topo do aterro (Figura 5.6). São eles os casos relatados por SPOTTI (2006) e um dos casos relatados por FREITAS ARAÚJO *et al.* (2007). Oito casos monitorados permaneceram abaixo do valor indicado para a altura crítica do aterro, altura esta onde se maximiza o efeito de arqueamento. Foram eles HABIB *et al.*

(2002), VEGA-MEYER e SHAO (2005), os outros dois casos de SPOTTI (2006), o outro caso de FREITAS ARAÚJO *et al.* (2007) e o aterro experimental da Vila Pan-Americana (considerado até o 3º carregamento). Soma-se a estes casos a obra não instrumentada relatada por ALEXIEW (2005).

Quando se adota os valores das relações h/S indicadas por ROGBECK *et al.* (1998) e HORGAN e SARBY (2002), vê-se que um maior número de aterros estaqueados reforçados da literatura fica abaixo destes valores (Figuras 5.7 e 5.8). Superam estes valores os aterros monitorados relatados por JENNER *et al.* (1998), HSI (2001), RAITHEL *et al.* (2002) e ZANZINGER e GARTUNG (2002), juntamente com SANDRONI e DEOTTI (2008) e cinco dos seis aterros estaqueados reforçados não instrumentados reportados neste trabalho.

O confronto dos valores da relação h/S dos aterros estaqueados reforçados analisados (Tabela 5.2) com os recomendados por KEMPTON *et al.* (1998), BS8006 (1995), ROGBECK *et al.* (1998) e HORGAN e SARBY (2002) permite uma avaliação qualitativa da potencial contribuição do efeito de arqueamento nos diferentes casos. No entanto, não é possível afirmar que os modelos, a partir dos quais os casos foram comparados, descrevem com exatidão o mecanismo de mobilização mecânica do aterro. Aterros estaqueados reforçados são problemas tridimensionais, e autores como NAUGHTON e KEMPTON (2005) afirmam que os mesmos não podem ser simulados e analisados sob enfoque bidimensional ou assiximétrico, condições estas adotadas, por exemplo, pela BS8006 (1995) e ROGBECK *et al*. (1998) para avaliação da otimização do efeito de arqueamento nos diferentes aterros.

5.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A comparação entre os projetos publicados de aterros estaqueados reforçados construídos no Brasil com os casos internacionais indica que, diferentemente da prática internacional mais comum, o projetista brasileiro tem preferido a adoção da camada de reforço na base do aterro em uma única cota de projeto, normalmente imediatamente acima dos capitéis. Esta camada de reforço pode ser composta por um ou mais geossintéticos.

Nos trabalhos de HUSKER (1999), SPOTTI (2006) e FREITAS ARAÚJO *et al.* (2007) foi adotada uma única camada de reforço composta por geogrelha biaxial. Já no aterro experimental da Vila Pan-Americana foi adotada uma camada de reforço composta por duas geogrelhas uniaxiais em direções perpendiculares. Ainda na Vila Pan-Americana, também foi adotada uma única camada de reforço nas áreas de recuo das edificações, composta por uma geogrelha uniaxial e um geotêxtil também com resistência predominante uniaxial (SANDRONI e DEOTTI, 2008).

ALEXIEW (2005) afirma que é economicamente vantajoso o uso de uma única camada de reforço de rigidez elevada, juntamente com o aumento do espaçamento entre estacas. É possível que os projetistas e construtores brasileiros já tenham verificado tal vantagem durante a concepção de seus projetos, justificando então a adoção de uma única camada de reforço nos aterros estaqueados reforçados construídos no país. No entanto, alguns projetistas nacionais ainda consideram a técnica de aterros estaqueados reforçados recente no país e em processo de aceitação generalizada, não possuindo assim procedimentos consagrados de projeto (SANDRONI, 2006).

A análise dos diferentes casos reportados mostra que a adoção de uma única camada de reforço imediatamente acima dos capitéis/estacas pode significar a ocorrência de recalques mais significativos no aterro. Observa-se nos casos nacionais monitorados a adoção de relações h/S não muito elevadas quando comparadas à maioria das obras internacionais. Paralelamente, os recalques medidos nos aterros estaqueados reforçados brasileiros resultam em relações r/S maiores que as reportadas em aterros monitorados fora do país. No entanto, o aumento registrado nos valores de recalque não significa que os mesmos se tornaram inaceitáveis.

Uma prática comum antes da construção de aterros estaqueados é a construção de um aterro de conquista, de forma a viabilizar o tráfego de equipamentos na obra (ALMEIDA *et al.*, 2007[(b)] e SANDRONI, 2006). Este tipo de intervenção implica na ocorrência de recalques que resultam na aceleração da mobilização à tração da geogrelha. Assim sendo, a execução do aterro de conquista imediatamente antes da construção do aterro estaqueado reforçado, assim como a adoção de material solto entre os capitéis contribuem para que os recalques mais significativos ocorram ainda na fase construtiva da obra.

Partindo-se do princípio que os recalques sejam corretamente estimados e controlados, os mesmos não irão interferir no desempenho final do aterro e nem mesmo nas estruturas que venham a ser construídas sobre o aterro estaqueado reforçado.

6

CONCLUSÃO E SUGESTÕES

6.1 CONCLUSÃO

Para esta dissertação foi realizada uma revisão bibliográfica abordando algumas características mecânicas e construtivas de aterros estaqueados reforçados, além de diferentes casos de aterros estaqueados reforçados construídos reportados na literatura. A adoção deste tipo de solução em áreas onde o solo de fundação apresenta baixa capacidade de suporte e grande deformabilidade, ou seja, existe risco de ruptura e/ou de recalques excessivos, mostrou-se de grande importância nos diferentes casos relatados. Este tipo de solução passou a ser bastante adotado a partir da segunda metade da década de 90 em países como Alemanha, Inglaterra, Austrália, Holanda e mais recentemente, no Brasil.

Foi parte integrante da pesquisa acompanhar a construção e o período de monitoramento de um aterro estaqueado reforçado, a se citar um aterro experimental na Vila Pan-Americana do Rio de Janeiro. O programa de monitoramento do aterro experimental consistiu na medida de deslocamentos verticais, horizontais e da rotação de dois dos quinze capitéis do experimento. As placas de recalque e os inclinômetros horizontais apresentaram bom desempenho na medida dos recalques e os inclinômetros verticais nas medidas dos deslocamentos horizontais.

Os resultados obtidos permitiram analisar o comportamento típico do aterro estaqueado reforçado, caracterizado pela ocorrência de recalques diferenciais na base do aterro, onde os maiores deslocamentos verticais ocorrem nos vãos entre capitéis. Soma-se a isto o fato de que havendo a necessidade de execução de aterros reforçados acima

de cavidades, cuidados especiais devem ser tomados na execução da 1ª camada, de forma a se evitar grandes recalques nos pontos entre capitéis acima do reforço.

O aterro experimental acompanhado durante a pesquisa apresentou comportamento satisfatório até o 3º carregamento (h = 1,5m). Após o 4º carregamento (h = 2,9m) algumas estacas atingiram suas cargas de ruptura, conforme previsão do projetista do experimento, induzindo ao colapso do aterro. Em exumação posterior do aterro pode-se verificar que o reforço não sofreu nenhum dano, suportando as cargas aplicadas. O colapso do aterro causado pela ruptura das estacas ressalta a necessidade de rigoroso controle da capacidade de carga das mesmas na sua fase de execução.

A análise dos diferentes casos de aterros estaqueados reforçados apresentados neste trabalho permite verificar que em função dos esforços solicitantes de algumas obras, em muitos projetos são adotadas camadas de geossintético em diferentes cotas para prover a resistência ao cisalhamento final necessária na base do aterro estaqueado reforçado. No entanto, atualmente a existência de geossintéticos com grande resistência à tração viabiliza a construção de aterros estaqueados reforçados de alturas elevadas e com grande espaçamento entre estacas com a adoção de uma única camada de reforço acima dos capitéis. Os projetistas brasileiros parecem demonstrar uma preferência por este tipo de solução, pois a mesma pode trazer benefícios econômicos e de prazo para a conclusão da obra. Nas três obras nacionais monitoradas reportadas neste trabalho, que juntas envolveram a construção de aproximadamente 110.000m² de aterros estaqueados reforçados, foi adotada uma única camada de reforço imediatamente acima dos capitéis.

Quando há a necessidade da mesma resistência à tração nas duas direções ortogonais do reforço, pode-se usar um geossintético com igual resistência à tração nas duas direções. Neste caso, surge a necessidade de execução de emendas no material geossintético, sistema de união que objetiva permitir a transferência do esforço de tração entre as diferentes seções do reforço. Uma opção é a adoção de duas camadas superpostas de reforço, no caso geossintéticos uniaxiais com disposição ortogonal. Esta solução também pode resultar em maior rapidez para instalação da camada de reforço. No Brasil, SANDRONI e DEOTTI (2008) reportam a adoção desta metodologia visando reduzir o tempo de execução do aterro.

A comparação entre os diferentes casos internacionais e nacionais monitorados de aterros estaqueados reforçados indica a adoção de relações h/S nos projetos brasileiros inferiores às adotadas nas obras internacionais. Quando comparados com os valores da relação h/S indicados pela BS8006 (1995), KEMPTON et al. (1998), ROGBECK et al. (1998) e HORGAN e SARBY (2002), muitas das obras construídas no Brasil apresentam valores inferiores, o que pode indicar menor exploração do efeito de arqueamento que se manifesta neste tipo de obra. Paralelamente, as relações r/S identificadas em obras nacionais são maiores que as reportadas em aterros monitorados em outros países. No entanto, todas as obras reportadas na literatura nacional apresentaram comportamento altamente satisfatório, igualmente aos registrados nas obras realizadas fora do país.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A distribuição das tensões e, consequentemente, das deformações é bastante complexa em um aterro estaqueado reforçado. Assim sendo, mais estudos são necessários para um melhor entendimento do comportamento destas obras.

Uma das perguntas a serem respondidas em todos os projetos de aterros estaqueados reforçados é que parte da carga está sendo suportada pelas estacas através do efeito de arqueamento do solo, e que parte está sendo suportada pelo reforço, que deve transmitir às cargas para o estaqueamento. Muitos autores tentaram responder a estas questões a partir de modelagens numéricas, no entanto, poucas foram as modelagens tridimensionais que se aproximaram de uma simulação fiel ao fenômeno que realmente ocorre. Portanto, este tipo de problema ainda carece de maiores estudos numéricos tridimensionais para melhor compreensão das distribuições de tensões envolvidas, de forma a viabilizar a maior otimização na escolha do espaçamento entre estacas/capitéis e do reforço para determinada altura de aterro.

Devido à complexidade do problema, extensível à sua simulação numérica, é interessante que futuras obras instrumentadas sejam modeladas, usando os resultados medidos na obra real como condição de contorno para simulação computacional do problema. Este tipo de trabalho iria viabilizar a validação de modelos numéricos para futura análise e concepção de novos projetos de aterros estaqueados reforçados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALEXIEW, D., 2005, "Piled embankments: overview of methods and significant case studies". In: *Proceedings of 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE)*, pp. 1819-1822, Osaka.

ALEXIEW, D., GARTUNG, E., VERSPOHL, J., et al., 1995, "A geogrid-reinforced railroad embankment on piles in soft subsoil". In: *Proceedings of the Russian National Foundation on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, v.4, pp. 804-825, Aveiro, abril.

ALEXIEW, D., VOGEL, W., 2001, "Railroads on piled embankments in Germany: Milestone Projects". In: *Landmarks in Earth Reinforcement (KYUSHU 2001)*, pp. 185-190, Swets & Zeitlinger.

ALMEIDA, M.S.S., 1996, *Aterros sobre solos moles: da concepção à avaliação do desempenho*. 1ª edição, Rio de Janeiro, Editora UFRJ.

ALMEIDA, M.S.S., MARQUES, M.E.S., 2004, "Aterros sobre camadas espessas de solos muito compressíveis". In: *2º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia*, pp. 103-112, Aveiro, abril.

ALMEIDA, M.S.S., OLIVEIRA, J.R.M.S., SPOTTI, A.P., 2000, "Previsão e desempenho de aterro sobre solos moles: estabilidade, recalques e análises numéricas". In: Anais do encontro técnico *Previsão do Desempenho vs. Comportamento Real*, pp. 69-94, São Paulo, novembro.

ALMEIDA, M.S.S., EHRLICH, M., SPOTTI, A.P., MARQUES, M.E.S., 2007a, "Embankment supported on piles with biaxial geogrids". In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineering – Geothecnical Engineering 160,* pp.185-192, outubro.

ALMEIDA, M.S.S., SPOTTI, A.P., MARQUES, M.E.S., et al., 2007b, "Aterro estruturado com plataforma de geogrelha: concepção e desempenho". In: *VI Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, REGEO' 2007 e V Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, Geossintéticos' 2007*, 3ª seção técnica (geossintéticos), artigo 105-1, 10 pp., Recife, junho.

ARULRAJAH, A., ABDULLAH, A., KIMHAR, L.Y., 2003, "Geosynthetic applications in a high speed railway project". In: *Proceedings of the XIII ECSMGE*, v. 1, pp. 551-554, Prague.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6459. Solo: determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6508. Grãos de solos que passam na peneira 4,8mm – determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7180. Solo: determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7181. Solo: análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

AVELINO, J.D., ALMEIDA, M.S.S., SANTA MARIA, P.E.L., et al., 2006, "Provas de carga em estacas em terreno com presença de solo mole". In: *XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), IV Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas, III Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia*, v. 2, pp. 1091-1096, Curitiba.

BRANDL, H., GARTUNG, E., VERSPOHL, J., 1997, "Performance of a geogrid reinforced railway embankment on piles". In: *Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, v. 3, pp. 1731-1736, Hamburg.

BRITISH STANDART, BS 8006. Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Others Fills, 1995.

CABRAL, S., 1983, "Mapeamento geológico geotécnico da Baixada de Jacarepaguá e Maciços Circunvizinhos do Rio de Janeiro", *Solos e Rochas - ABMS/ABGE*, v. 6, n. 2, pp. 21 – 40.

DUNNICLIFF, J., 1988, *Geotechnical instrumentation for monitoring field performance*. 1ª edição, Nova York, John Wiley & Sons.

EUROPEAN FOUNDATIONS, 2004, "Displacement piling – two minute pile", *European Foundations Magazine*, v. 37, n. 6, pp. 22–23.

FREITAS ARAÚJO, N.C., ALMEIDA, M.S.S., NUNES, A.L.L.S., 2007, "Instrumentação e monitoramento de aterro estaqueado reforçado com geogrelha". In: *VI Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, REGEO' 2007 e V Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, Geossintéticos' 2007*, 3ª seção técnica (geossintéticos), artigo 31-1, 7 pp., Recife, junho.

JENNER, C.G., AUSTIN, R.A., BUCKLAND, D., 1998, "Embankment support over piles using geogrid". In: *Proceeding of 6th International Conference on Geosynthetics*, pp.763-766, Atlanta.

JOHN, N.W.M., 1987, *Geotextiles*. Blackie, Glagow.

JONES, C.J.P.F., LAWSON, C.R., AYRES, D.J., 1990, "Geotextiles reinforced piled embankment". In: *4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and* Related Products, v.1, pp.155-160, Den Haag.

HABIB, H.A.A., BRUGMAN, M.H.A., UIJTING, B.G.J., 2002, "Widening of road N247 founded on a geogrid reinforced mattress on piles". In: 7th International Conference on Geosynthetics, pp. 369-372, Nice.

HEITZ, C., KEMPFERT, H.G., ALEXIEW, D., 2005, "Embankment project on soft subsoil with grouted stone columns and geogrids". In: *Proceedings of 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE)*, pp. 1359-1362, Osaka.

HEWLETT, W.J, RANDOLPH, M.F., 1988, "Analysis of piled embankment", *Ground Engineering*, v.21, n.3, pp.12-18.

HORGAN, G.J., SARSBY, R.W., 2002, "The arching effect of soils over voids and piles incorporating geosynthetic reinforcement". In: *7th International Conference on Geosynthetics*, pp. 373-378, Nice.

HUANG, J., COLLING, J.G., HAN, J., 2005, "3D numerical modeling of a geosynthetic-reinforced pile-supported embankment – stress and displacement analysis". In: *Proceedings of 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE)*, pp. 913-916, Osaka.

HUESKER, 1999, *Aterro sobre estacas – trecho do Rio Laje em Chapadão do Sul/MS*. Relatório Huesker, Huesker Ltda, São José dos Campos, SP, Brasil.

HSI, J.P., 2001, "Timber-piled embankments over soft ground". In: *XV International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp. 2085-2088, Istambul.

KEMPFERT, H.G., STADEL, M., 1995, "The load-bearing behavior of geosynthetic-reinforced earthworks above pile-type load-bearing elements", In: *4th Briefing and Discussion Meeting on Geosynthetics on Geotechnics*, pp.146-152, Munique.

KEMPFERT, H.G., STADEL, M., ZAESKE, D., 1997, "Design of geosynthetic reinforced bearing layers over piles", *Bautechnik*, v.74, n.12 (dez), pp.818-825.

KEMPFERT, H.G., GÖBEL, C., ALEXIEW, D., et al., 2004, "German recommendations for reinforced embankments on pile-similar elements". In: *Proceedings of Third European Geosynthetics Conference*, pp.279-284, Munich.

KEMPTON, G., RUSSELL, D., PIERPOINT, N.D., JONES, C.J.F.P., 1998, "Two and three dimensional numerical analysis of the performance of piled embankments". In: *Proceedings of Sixth International Conference on Geosynthetics*, pp. 767-772, Atlanta.

LOW, B.K., TANG, S.K., CHOA, V., 1994, "Arching in piled embankment", *Journal of Geotechnical Engineering*, v.120, n.11 (nov), pp.1917-1938.

MACEDO, I.L., 2002, Análise numérica da construção de aterros sobre solos moles próximos a estruturas existentes – influência da presença de reforço geossintético. Dissertação de M.Sc., UnB, Brasília, Distrito Federal, Brasil.

MASSAD, F., 2003, *Obras de terra: curso básico de geotecnia*. 1ª edição. São Paulo, Oficina de Textos.

MELLO, L.G.F.S., BILFINGER, W., 2004, "Aplicação em Reforço de Solo". In: Vertematti, J.C. (eds), *Manual Brasileiro de Geossintéticos*, 1ª ed., capítulo 4, São Paulo, Edgard Blucher

MELLO, L.G.R., FARIAS, M.M., PALMEIRA, E.M., 2006, "Estudo numérico e analítico de aterros estaqueados". In: *XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), IV Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas, III Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia*, cd-rom, Curitiba, agosto.

NAUGHTON, P.J., KEMPTON, G.T., 2005, "Comparison of analytical and numerical analysis design methods for piled embankments". In: *Proceedings of Sessions of The Geo-Frontiers 2005 Congress, Contemporary Issues in Foundation Engineering,* ASCE, Texas.

RAITHEL, M., KEMPFERT, H.G., KIRCHNER, A., 2002, "Geotêxtil-encased columns (GEC) for foundation of a dike on very soft soils". In: *7th International Conference on Geosynthetics (ICG)*, pp. 1025–1028, Nice.

ROGBECK, Y., GUSTAVSSON, S., SÖDERGREN, I., et al., 1998, "Reinforced piled embankment in Sweden – design aspects". In: *6th International Conference on Geosynthetics*, v.2, pp.755-762, Atlanta.

SALES, I.A.S.L., 2002, Estudos numéricos e analíticos de aterros estaqueados Reforçados. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SANDRONI, S.S., 2007, *Aterro teste estruturado com geogrelha*, Geoprojetos Engenharia Ltda., Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SANDRONI, S.S., 2006, "Sobre a prática brasileira de projeto geotécnico de aterros rodoviários em terrenos com solos muito moles". In: *Anais do III Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia*, volume único, pp. 1-20, Curitiba.

SANDRONI, S.S., DEOTTI, L., 2008, "Instrumented test embankment on piles and geogrid platform at the Panamerican Village, Rio de Janeiro". In: *The First Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition*, a ser publicado.

SPOTTI, A.P., 2006, Aterro estaqueado reforçado instrumentado sobre solo mole. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

TERZAGHI, K., 1943, *Theoretical Soil Mechanics*. 3ª edição, Nova York, John Wiley & Sons.

VEGA-MEYER, R., SHAO, Y., 2005, "Geogrid-reinforced and pile-supported roadway embankment". In: *Proceedings of Sessions of The Geo-Frontiers 2005 Congress, Contemporary Issues in Foundation Engineering*, ASCE, Texas.

VERTEMATTI, J.C., MONTEZ, F.T., 2006, "Avaliação de trecho ferroviário fundeado sobre micro estacas com geogrelhas". In: *XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, IV Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas, III Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia (COBRAMSEG)*, cd-rom, Curitiba.

WOOD, H.J., 2003, "The design and construction of pile-supported embankments for the A63 Selby Bypass". In: *Foundations: Innovations, Observations, Design and Practice*, pp. 941-650, London.

ZANZIGER, H., GARTUNG, E., 2002, "Performance of a geogrid reinforced railway embankment on piles". In: *7th International Conference on Geosynthetics (ICG)*, pp. 381–386, Nice.

Anexo A

SONDAGENS

Neste anexo são apresentadas com detalhes as 4 sondagens realizadas na área do aterro experimental (Figuras A1, A2, A3 e A4). As sondagens foram realizadas em setembro de 2006 pela empresa TENGEL Técnica de Engenharia Ltda. O aterro teste foi construído entre as sondagens SP-02 e SP-03.

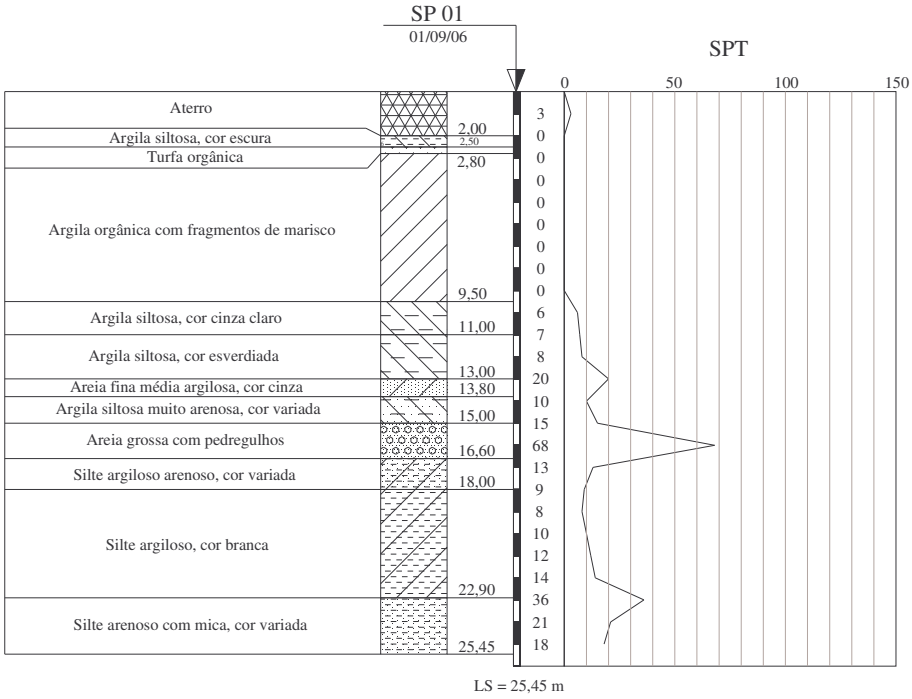

Figura A1 – Sondagem SP-01.

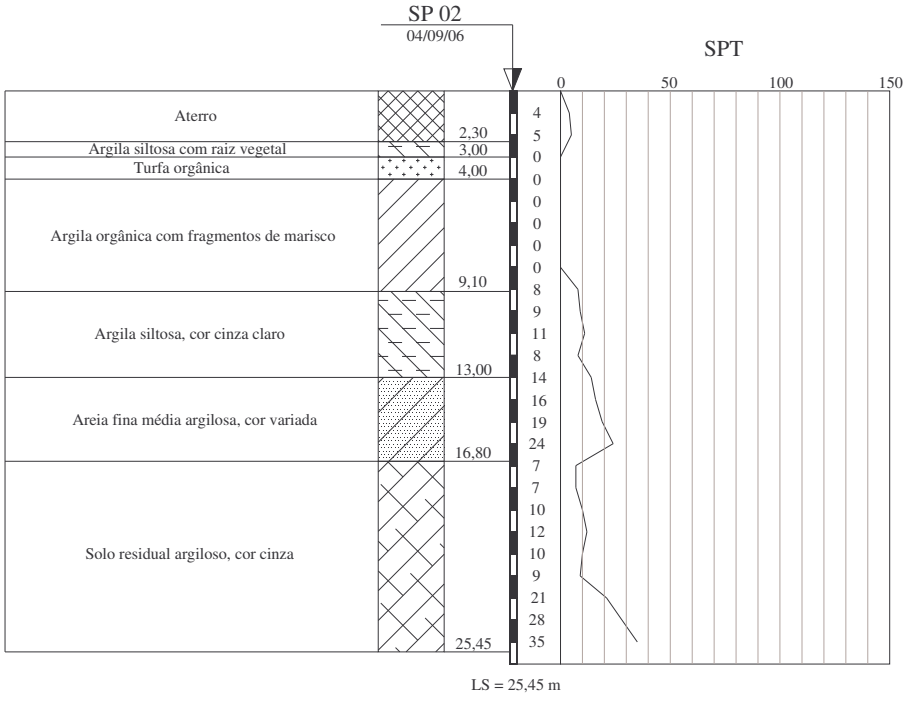

Figura A2 – Sondagem SP-02.

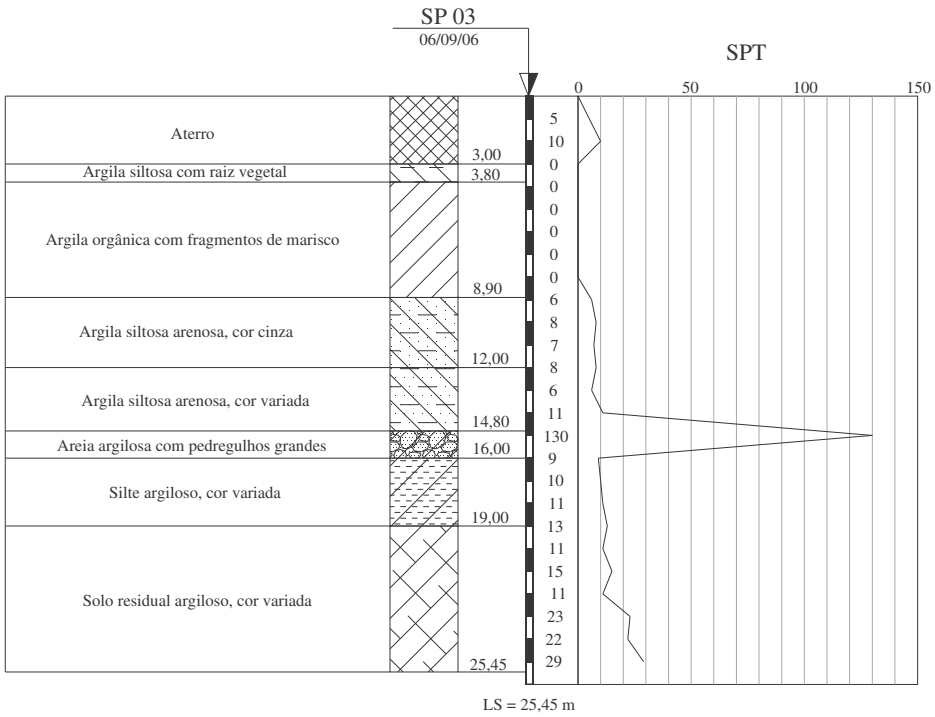

Figura A3 – Sondagem SP-03.

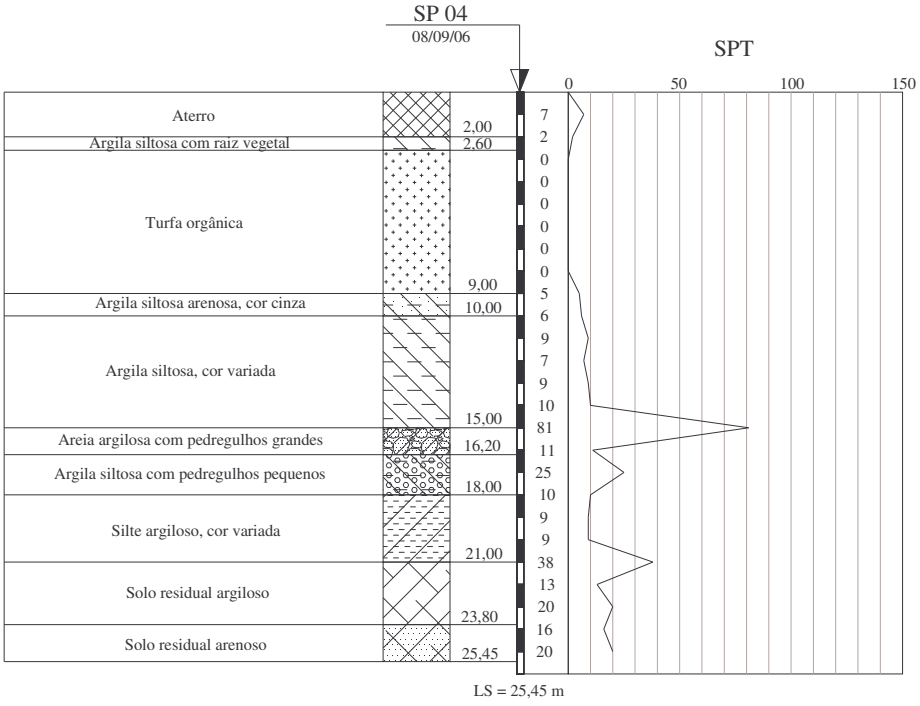

Figura A4 – Sondagem SP-04.

Anexo B

ENSAIOS DE CAPACIDADE DE CARGA

Tabela B1 – Dados de cravação das estacas ensaiadas

Estaca	Seção	Área (cm^2)	Comprimento (m)			Data		Nega (mm/10 golpes)	Martelo (kN)		Composição dos elementos (ponta-topo)
			Total	Ab. Sens.	Cravado	Cravação	Ensaio		Cravação	Ensaio	
	P20	260	22,0	16,8	15,8	12/04	18/04	85	43	43	8,0 + 4,0 + 4,0 + 6,0
B1			22,0	16,8	15,9	10/04		4			8,0 + 4,0 + 6,0
B3			22,0	16,8	15,9	12/04		14			8,0 + 4,0 + 4,0 + 6,0
B4			16,0	14,6	13,6	12/04		9			8,0 + 4,0 + 4,0
C1			22,0	16,8	15,9	10/04		15			8,0 + 8,0 + 6,0
C2			22,0	16,8	15,9	10/04		28			8,0 + 8,0 + 6,0
C3			22,0	16,8	15,9	13/04		107			8,0 + 4,0 + 4,0 + 6,0
C4			22,0	16,8	15,9	13/04		63			8,0 + 8,0 + 6,0

Tabela B2 – Dados dos ensaios de capacidade de carga dinâmica das estacas

Estaca	Seção	Carga de trabalho	RMX (kN)	DMX (mm)	Hq (m)	Set (mm/g)	EMX (txm)	% EMX	FMX (kN)	Tensão de compressão (N/cm^2)	F_{min} (kN)	Tensão de tração (N/cm^2)	J
A4	P20	260	720	20,6	0,50	2	0,89	41,0	730	2810	30	120	0,7
B1			490	14,1	0,40	2	0,52	30,0	550	2120	80	310	0,7
B3			690	16,8	0,40	1	0,64	37,0	690	2650	30	120	0,7
B4			880	16,0	0,40	3	0,89	52,0	880	3380	40	150	0,7
C1			750	15,2	0,40	2	0,63	37,0	750	2890	40	150	0,7
C2			760	15,8	0,40	3	0,74	43,0	780	3000	50	190	0,6
C3			680	20,0	0,40	1	0,83	48,0	680	2620	30	120	0,8
C4			690	18,4	0,70	3	0,72	24,0	710	2730	40	150	0,7

Anexo C

ENSAIOS DE CISALHAMENTO

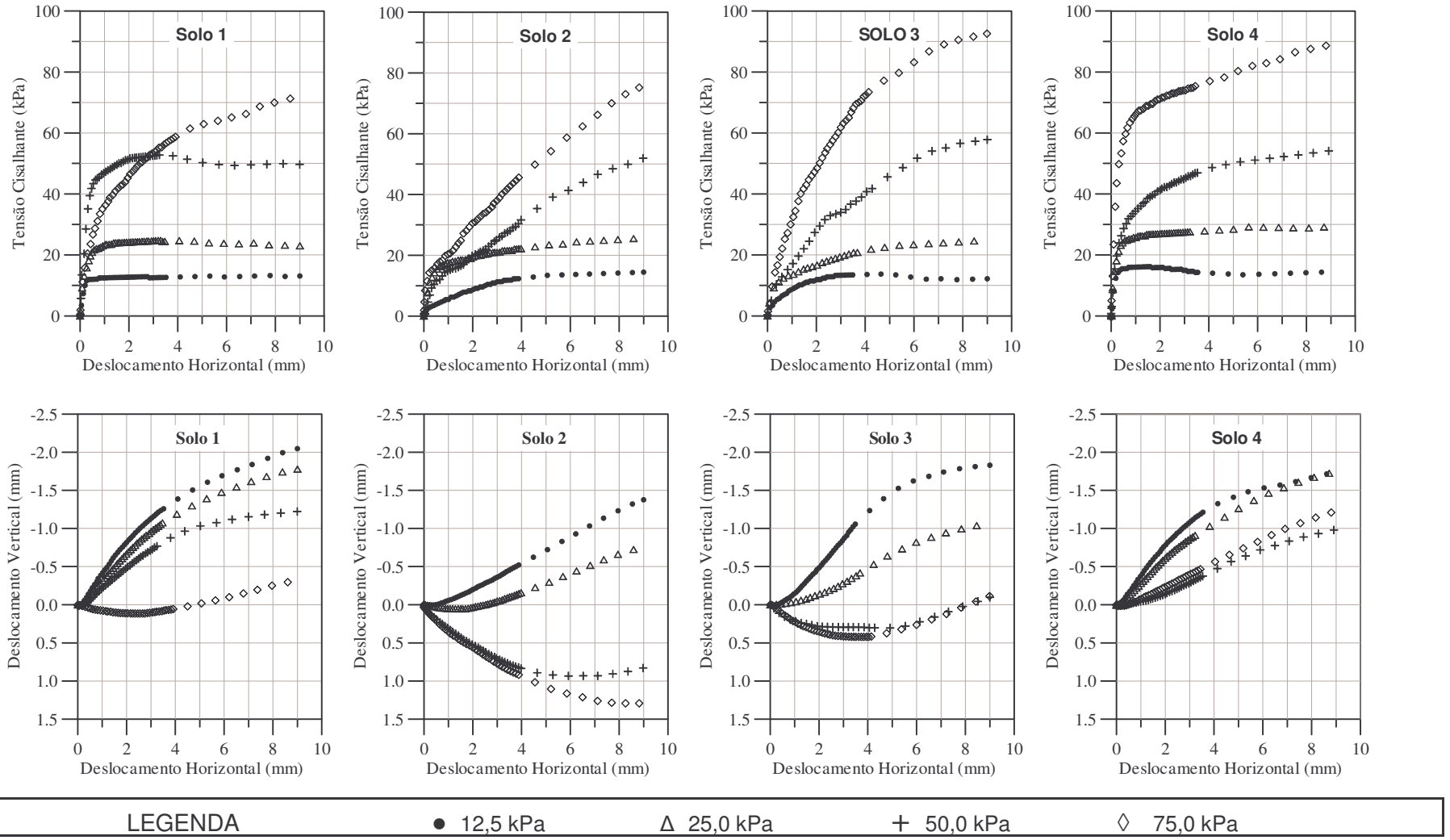

Figura C1 - Ensaios de cisalhamento dos 4 (quatro) solos.