



COPPE/UFRJ

ESTUDOS NUMÉRICOS DE ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS COM
GEOGRELHA

Carolina de Albuquerque Cardoso

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadora: Anna Laura Lopes da Silva Nunes

Rio de Janeiro

Junho de 2009

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

ESTUDOS NUMÉRICOS DE ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS COM
GEOGRELHA

Carolina de Albuquerque Cardoso

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA
(COPPE) 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:

Prof.^a Anna Laura Lopes da Silva Nunes, Ph.D.

Prof. Fernando Schnaid, Ph.D.

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

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

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

JUNHO DE 2009

Cardoso, Carolina de Albuquerque

Estudos Numéricos de Aterros Estaqueados Reforçados com Geogrelha/ Carolina de Albuquerque Cardoso. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2009.

XXIV, 216 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador(es): Anna Laura Lopes da Silva Nunes

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2009.

Referências Bibliográficas: p. 190-197.

1. Aterros Estaqueados Reforçados. 2. Argila Mole. 3. Simulações Numéricas. I. Nunes, Anna Laura Lopes da Silva. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

*À minha mãe, Maria do Rosário Melo,
e ao Vinicius de Paiva Carvalho.*

AGRADECIMENTOS

À minha mãe que sempre me apoiou e acreditou que estudar é o melhor caminho para se alcançar algo melhor. Para meu pai e irmãs pelo incentivo e apoio.

Aos meus avós, Edna e Adrião, por terem sempre cuidado de mim.

À minha orientadora, Professora Anna Laura Nunes, que acreditou em mim, obrigada pelos ensinamentos e amizade durante esta pesquisa. Seu otimismo e alegria foram essenciais nos momentos difíceis.

À HUESKER, na pessoa do Eng.º Flávio Montez, pelas sugestões e disponibilidade em colaborar com esta pesquisa.

À LPS Consultoria e Engenharia Ltda., em especial ao do Dr. Leandro Costa Filho, pelos ensinamentos desde o tempo da graduação, pelas conversas técnicas ou não durante todos esses anos. Obrigada por ter aceitado meu trabalho em tempo parcial durante o mestrado, investindo no meu aprendizado. Aos amigos da LPS: Adriana, Cláudio, Fernando e Ricardo.

Às minhas amigas de sempre, Monique e Luciana, pela amizade, carinho e incentivo.

Aos meus amigos de mestrado, Janaína, Marcelo e Simão, pelo companheirismo nos momentos de angústia e desespero, mas também pelas conversas e risadas, obrigada. Em especial às minhas “irmãzinhas”, Helena e Raquel, por toda a ajuda e, principalmente, pela grande amizade.

Agradeço ao Vinicius, por todos esses anos de amor e companheirismo, por ter estado sempre ao meu lado durante mais essa empreitada. Obrigada pela sua paciência e compreensão, por ter me esperado por tanto tempo.

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

ESTUDOS NUMÉRICOS DE ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS COM GEOGRELHA

Carolina de Albuquerque Cardoso

Junho/2009

Orientadora: Anna Laura Lopes da Silva Nunes

Programa: Engenharia Civil

Os aterros estaqueados reforçados vêm sendo cada vez mais utilizados nos últimos anos. A transferência de cargas em um aterro estaqueado reforçado ocorre através da combinação do efeito do arqueamento no solo, da membrana tracionada e da rigidez relativa entre estacas e solo de fundação. Entretanto, o mecanismo preciso pelo qual as cargas atuantes são transferidas para o geossintético ainda não é completamente conhecido. A modelagem numérica permite obter informações sobre a distribuição de tensões e deformações no complexo sistema existente em aterros construídos sobre estacas. Esta pesquisa objetiva validar um modelo numérico, utilizando o programa PLAXIS v8.2, a partir do aterro estaqueado experimental construído na Sede Nacional do SESC/SENAC no Rio de Janeiro – RJ. Apresenta também simulações numéricas paramétricas para avaliar a influência do espaçamento entre capitéis/estacas, da altura dos capitéis, da dimensão dos capitéis e da rigidez da geogrelha de reforço no comportamento do aterro estaqueado reforçado.

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

NUMERICAL STUDIES ON GEOGRID-REINFORCED PILED EMBANKMENTS

Carolina de Albuquerque Cardoso

June/2009

Advisor: Anna Laura Lopes da Silva Nunes

Department: Civil Engineering

Reinforced piled embankments have been increasingly used in the last years. The load transfer in a reinforced embankment occurs by combining the effects of soil arching and tensioned membrane with the relative stiffness between piles and foundation soil. However, the precise mechanism by which the loads are transferred to the geosynthetics is not completely understood. The numerical modeling allows obtaining information on the stress and deformation distributions of the complex system existing in piled embankments. This research aims to validate a numerical model, by using PLAXIS v8.2, from the experimental embankment constructed at the headquarters of SESC/SENAC in Rio de Janeiro. This study also presents numerical simulations to analyze the influences of spacing between pile caps/piles, of the dimensions of pile caps, and of geogrid stiffness on the behavior of the reinforced piled embankment.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1- INTRODUÇÃO.....	1
1.1 RELEVÂNCIA.....	1
1.2 OBJETIVO DO TRABALHO.....	2
1.3 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS.....	2
CAPÍTULO 2- REVISÃO BIBLIOGRÁFICA DE ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS.....	4
2.1 INTRODUÇÃO.....	4
2.2 ATERRO ESTAQUEADO REFORÇADO.....	4
2.2.1 MECANISMOS DE MOBILIZAÇÃO.....	9
2.3 MÉTODOS DE ANÁLISE SEMI- EMPÍRICOS.....	15
2.3.1 ATERROS NÃO REFORÇADOS.....	15
2.3.2 ATERROS REFORÇADOS.....	17
2.4 MÉTODOS DE ANÁLISE POR MODELAGEM NUMÉRICA.....	21
2.4.1 KEMPFERT <i>et al.</i> (1997).....	21
2.4.2 SÁ & PALMEIRA (2000).....	22
2.4.3 HAN & GABR (2002).....	27
2.4.4 MELLO <i>et al.</i> (2006).....	33
2.5 CASOS DE ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS.....	36
2.5.1 ALEXIEW <i>et al.</i> (2002).....	36
2.5.2 BLÜMEL <i>et al.</i> (2003).....	39
2.5.3 VERTEMATTI & MONTEZ (2006).....	41
2.5.4 MELLO <i>et al.</i> (2008).....	42
2.5.5 YOUNG <i>et al.</i> (2008).....	45
2.6 COMPARAÇÃO DE RESPOSTAS.....	47
2.6.1 RUSSEL & PIERPOINT (1997).....	48

2.6.2	KEMPTON <i>et al.</i> (1998)	53
2.6.3	HORGAN & SARSBY (2002)	59
2.6.4	FABRIN & VIDAL (2002).....	61
2.6.5	NAUGHTON & KEMPTON (2005).....	64
2.6.6	HUANG <i>et al.</i> (2005).....	68
2.7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	72
CAPÍTULO 3- CASO DE ESTUDO.....		77
3.1	INTRODUÇÃO	77
3.2	ÁREA EXPERIMENTAL DE SPOTTI (2006)	77
3.3	RESULTADOS DO MONITORAMENTO	85
3.4	CONSIDERAÇÕES FINAIS	88
CAPÍTULO 4- MODELAGEM NUMÉRICA		90
4.1	INTRODUÇÃO	90
4.2	MODELAGEM DO CASO ESTUDADO	90
4.2.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	90
4.2.2	MODELAGEM DO PROCESSO CONSTRUTIVO.....	93
4.2.3	AVALIAÇÃO DOS MODELOS CONSTITUTIVOS.....	98
4.2.4	PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	101
4.2.5	GEOMETRIA E CONDIÇÕES DE CONTORNO	108
4.2.6	MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	111
4.2.7	ESTUDOS PARAMÉTRICOS	116
4.3	ESTUDOS ANALÍTICOS.....	122
4.4	CONSIDERAÇÕES FINAIS	122
CAPÍTULO 5- ANÁLISES DOS RESULTADOS NUMÉRICOS E COMPARAÇÕES		125
5.1	INTRODUÇÃO	125
5.2	RESULTADOS DA MODELAGEM NUMÉRICA DA ÁREA EXPERIMENTAL	127

5.2.1	RECALQUES NA BASE DO ATERRO	127
5.2.2	TENSÕES NO ATERRO ESTAQUEADO REFORÇADO.....	131
5.2.3	TRAÇÕES-DEFORMAÇÕES DA GEOGRELHA.....	149
5.2.4	COMPARAÇÃO COM VALORES EXPERIMENTAIS E DA LITERATURA 151	
5.3	ANÁLISES PARAMÉTRICAS	159
5.3.1	ESPAÇAMENTO ENTRE ESTACAS/CAPITÉIS	159
5.3.2	ALTURA DOS CAPITÉIS.....	165
5.3.3	DIMENSÕES DOS CAPITÉIS	167
5.3.4	RIGIDEZ DA GEOGRELHA.....	172
5.4	COMPARAÇÃO ENTRE CASOS DE ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS.....	176
5.5	APLICAÇÃO DA MODELAGEM NUMÉRICA NA OBRA DO SESC/SENAC 179	
5.6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	180
CAPÍTULO 6- CONCLUSÕES E SUGESTÕES		184
6.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	184
6.2	CONCLUSÕES	184
6.2.1	MODELO NUMÉRICO NO PLAXIS	184
6.2.2	MODELAGEM NUMÉRICA DA ÁREA EXPERIMENTAL	185
6.2.3	ANÁLISES PARAMÉTRICAS	187
6.3	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	189
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		190
ANEXO- PROGRAMA NUMÉRICO ADOTADO - PLAXIS		198

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

Figura 2.1- Aplicações de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos (MELLO <i>et al.</i> , 2006).....	7
Figura 2.2- Tipos de solicitação de um geossintético de reforço (VILLARD <i>et al.</i> , 2002).	8
Figura 2.3- Configuração de aterro estaqueado sem e com reforço (JONES <i>et al.</i> , 1990).....	9
Figura 2.4- Modelo do dispositivo para investigação do arqueamento em solos e diagrama de tensões verticais (TERZAGHI, 1943).	11
Figura 2.5- Forças atuantes no sistema (HAN & GABR, 2002).....	12
Figura 2.6- Três situações de deformação do geossintético: (a) ruptura; (b) formação de catenária sem contacto com o fundo; (c) formação de catenária que atinge o fundo da cavidade (GIROUD <i>et al.</i> , 1990).....	13
Figura 2.7- Aterro reforçado com múltiplas camadas de geossintético sobre estacas (HORGAN e SARSBY, 2002).	14
Figura 2.8- Vista isométrica dos arcos formados na malha quadrada de estacas (HEWLETT & RANDOLPH, 1988).....	16
Figura 2.9- Altura crítica de solo determinada por ROGBECK <i>et al.</i> , 1998 (ROGBECK <i>et al.</i> , 1998).....	19
Figura 2.10- Seção transversal esquemática do aterro estaqueado reforçado das análises numéricas (KEMPFERT <i>et al.</i> , 1997).	22
Figura 2.11- Valores de tração no reforço obtidas através da análise numérica (KEMPFERT <i>et al.</i> , 1997).....	22
Figura 2.12- Seção típica considerada para o aterro estaqueado reforçado (SÁ & PALMEIRA, 2000).	23
Figura 2.13- Deslocamento vertical médio na superfície do solo mole em função da distância entre os capitéis (SÁ & PALMEIRA, 2000).....	24
Figura 2.14- Tensão vertical média na base do aterro em função da distância entre os capitéis (SÁ & PALMEIRA, 2000).....	25

Figura 2.15- Tensão vertical média na base do aterro variando ao longo do aterro (SÁ & PALMEIRA, 2000).	25
Figura 2.16- Forças de tração máximas atuando nos geossintéticos (SÁ & PALMEIRA, 2000).	26
Figura 2.17- Influência da altura do aterro no recalque máximo (HAN & GABR, 2002).	28
Figura 2.18- Influência da rigidez do geossintético no recalque máximo (HAN & GABR, 2002).	28
Figura 2.19- Influência da altura do aterro no recalque diferencial (HAN & GABR, 2002).	29
Figura 2.20- Influência da rigidez do geossintético no recalque diferencial (HAN & GABR, 2002).	29
Figura 2.21- Distribuição das tensões verticais em relação ao eixo das estacas (HAN & GABR, 2002).	30
Figura 2.22- Influência da altura do aterro no efeito do arqueamento no solo (HAN & GABR, 2002).	31
Figura 2.23- Influência da rigidez do geossintético no efeito do arqueamento no solo (HAN & GABR, 2002).	31
Figura 2.24- Influência da altura do aterro na tensão máxima no geossintético (HAN & GABR, 2002).	32
Figura 2.25- Influência da rigidez do geossintético na tensão máxima no geossintético (HAN & GABR, 2002).	33
Figura 2.26- Recalques do aterro para diferentes configurações geométricas e capitel de 1,0m – modelagem em deformação plana (MELLO <i>et al.</i> , 2006).	34
Figura 2.27- Coeficiente de arqueamento para diferentes espaçamentos e capitel de 0,30m – modelagem em deformação plana (MELLO <i>et al.</i> , 2006).	35
Figura 2.28- Grau de concentração de tensões para diferentes espaçamentos e capitel com 0,30m de dimensão – modelagem em deformação plana (MELLO <i>et al.</i> , 2006).	35
Figura 2.29- Seção típica adotada (ALEXIEW <i>et al.</i> , 2002).	37
Figura 2.30- Campos de tensões e deformações verticais típicas (ALEXIEW <i>et al.</i> , 2002).	38

Figura 2.31- Área de teste monitorada (ALEXIEW <i>et al.</i> , 2002).....	39
Figura 2.32- Seção típica do aterro estaqueado reforçado (BLÜMEL <i>et al.</i> , 2003).....	40
Figura 2.33- Seção esquemática do aterro estaqueado (VERTEMATTI & MONTEZ, 2006).....	41
Figura 2.34- Segmento central do bueiro celular que sofreu recalque de 35mm (VERTEMATTI & MONTEZ, 2006).....	42
Figura 2.35- Seção típica com os instrumentos instalados (MELLO <i>et al.</i> , 2008).....	43
Figura 2.36- Valores de recalque medidos pelos perfilômetros (MELLO <i>et al.</i> , 2008).....	44
Figura 2.37- Valores de cargas e deslocamentos medidos nas colunas (MELLO <i>et al.</i> , 2008).....	45
Figura 2.38- Módulos de concreto pré-moldado que constituem a estrutura de contenção (YOUNG <i>et al.</i> , 2008).....	46
Figura 2.39- Seção típica do aterro estaqueado reforçado considerado (YOUNG <i>et al.</i> , 2008).....	47
Figura 2.40- Seção transversal típica e detalhe de aterro estaqueado reforçado (adaptado de RUSSEL & PIERPOINT, 1997).....	48
Figura 2.41- Resultados da modelagem numérica para o aterro A13 (RUSSEL & PIERPOINT, 1997).....	51
Figura 2.42- Resultados da modelagem numérica para o aterro experimental do <i>Toll Plaza</i> (RUSSEL & PIERPOINT, 1997).....	52
Figura 2.43- Detalhe típico da representação bidimensional de um aterro estaqueado reforçado (KEMPTON <i>et al.</i> , 1998).....	54
Figura 2.44- Variação do coeficiente de redução de tração S_{2D} com as diferentes razões s/H e s/a obtidas por análise numérica (KEMPTON <i>et al.</i> , 1998).....	55
Figura 2.45- Variação do coeficiente de redução de tração S_{3D} com as diferentes razões s/H e s/a obtidas por análise numérica (KEMPTON <i>et al.</i> , 1998).....	55
Figura 2.46- Deslocamentos máximos na base do aterro para análises bi e tridimensionais (KEMPTON <i>et al.</i> , 1998).....	56
Figura 2.47- Tensão média mobilizada no reforço para as análises bi e tridimensionais (KEMPTON <i>et al.</i> , 1998).....	57

Figura 2.48- Variação das tensões no geossintético baseadas no método BS 8006 (KEMPTON <i>et al.</i> , 1998).....	58
Figura 2.49- Modelo de laboratório construído para estudo do arqueamento (HORGAN & SARSBY, 2002).....	59
Figura 2.50- Seção analisada (FABRIN & VIDAL, 2002).	62
Figura 2.51- Comparação entre resultados numéricos e analíticos (FABRIN & VIDAL, 2002).....	63
Figura 2.52- Comparação entre resultados numéricos e analíticos para geossintético deformado como arco e parábola e K=1 (FABRIN & VIDAL, 2002).....	64
Figura 2.53- Configuração dos geossintéticos adotados (NAUGHTON & KEMPTON, 2005).....	65
Figura 2.54- Valores do coeficiente de redução de tração S_{3D} para o aterro A13 (NAUGHTON & KEMPTON, 2005).....	65
Figura 2.55- Valores do coeficiente de redução de tração S_{3D} para o aterro do <i>Toll Plaza</i> (NAUGHTON & KEMPTON, 2005).....	66
Figura 2.56- Valores de tração no reforço para o aterro A13 (NAUGHTON & KEMPTON, 2005).....	67
Figura 2.57- Valores de tração no reforço para o aterro do <i>Toll Plaza</i> (NAUGHTON & KEMPTON, 2005).....	68
Figura 2.58- Seção típica e localização dos medidores de recalque (HUANG <i>et al.</i> , 2005).....	69
Figura 2.59- Tensões verticais nos capitéis (HUANG <i>et al.</i> , 2005).	70
Figura 2.60- Distribuição das tensões no reforço (HUANG <i>et al.</i> , 2005).....	71
Figura 2.61- Influência do módulo de rigidez do solo na tensão máxima mobilizada nas geogrelhas (HUANG <i>et al.</i> , 2005).....	72

CAPÍTULO 3

Figura 3.1- Localização do aterro estaqueado reforçado do SESC/SENAC (SPOTTI, 2006).....	78
Figura 3.2- Perfil típico do subsolo do terreno do SESC/SENAC (ALMEIDA <i>et al.</i> , 2000).....	78

Figura 3.3- Perfil típico do subsolo do terreno do SESC/SENAC após a conclusão da 1ª etapa da obra (SPOTTI, 2006).....	80
Figura 3.4- Seções típicas do aterro estaqueado reforçado do SESC/SENAC ao final da 1ª etapa construtiva (SPOTTI, 2006).....	81
Figura 3.5- Vista geral da área experimental do aterro estaqueado reforçado do SESC/SENAC (SPOTTI, 2006).	82
Figura 3.6- Esquema da área experimental do aterro estaqueado reforçado do SESC/SENAC (SPOTTI, 2006).	84
Figura 3.7- Curvas de recalques versus tempo para áreas escavadas, PR 03, e não escavadas, PR 04 (SPOTTI, 2006).	86
CAPÍTULO 4	
Figura 4.1- Resumo das simulações numéricas realizadas.	92
Figura 4.2- Caminho de tensões do modelo de compactação proposto por EHRLICH & MITCHELL (1994).....	96
Figura 4.3- Comparação entre os valores de recalque obtidos para a seção MR com modelagem da argila mole pelo <i>Hardening Soil</i> e <i>Soft Soil</i>	100
Figura 4.4- Comparação entre os valores de recalque obtidos para a seção CH com modelagem da argila mole pelo <i>Hardening Soil</i> e <i>Soft Soil</i>	100
Figura 4.5- Variação do OCR com a profundidade (SPOTTI, 2006).	103
Figura 4.6- Geometria da seção reduzida denominada seção Modelo Reduzido (MR).	110
Figura 4.7- Geometria da seção real denominada seção Caso Histórico (CH).....	111
Figura 4.8- Seção MR com malhas de tamanho muito fina, fina e média.	113
Figura 4.9- Seção CH com malhas de tamanho fina e média.	113
Figura 4.10- Recalques em função do tamanho da malha da seção MR- Modelo <i>Soft Soil</i>	114
Figura 4.11- Recalques em função do tamanho da malha da seção MR- Modelo <i>Hardening Soil</i>	114
Figura 4.12- Recalques em função do tamanho da malha da seção CH- Modelo <i>Soft Soil</i>	115

Figura 4.13- Recalques em função do tamanho da malha da seção CH- Modelo <i>Hardening Soil</i> .	115
Figura 4.14- Resumo das análises paramétricas realizadas para as seções Modelo Reduzido (MR) e Caso Histórico (CH).	117
Figura 4.15- Resultados de ensaios de tração "faixa larga" em laboratório em 10 amostras da geogrelha utilizada (HUESKER, 2004).	121
CAPÍTULO 5	
Figura 5.1- Resumo das simulações numéricas realizadas na área experimental.	126
Figura 5.2- Resumo das simulações paramétricas realizadas.	126
Figura 5.3- Localização dos instrumentos instalados na seção 1, trecho escavado (adaptado de SPOTTI, 2006).	127
Figura 5.4- Curvas recalques experimentais e numéricos vs. tempo devido à construção do aterro- Seção MR.	128
Figura 5.5- Curvas recalques experimentais e numéricos vs. tempo devido à construção do aterro- Seção CH.	129
Figura 5.6- Distribuição das tensões para o modelo de construção numérico TC0	135
Figura 5.7- Distribuição das tensões para o modelo de construção numérico TCM.	140
Figura 5.8- Distribuição das tensões para o modelo de construção numérico CIC.	143
Figura 5.9- Variação do coeficiente de arqueamento durante a construção do aterro.	146
Figura 5.10- Localização e detalhe da geogrelha danificada devido à abrasão com o capitel (arquivo pessoal, NUNES, A.L.L.S.).	149
Figura 5.11- Curva normalizada de recalque vs. altura do aterro- Seção CH.	153
Figura 5.12- Influência do espaçamento nos recalques obtidos da modelagem numérica na seção CH.	160
Figura 5.13- Influência do espaçamento entre estacas/capitéis no coeficiente de arqueamento.	162
Figura 5.14- Influência da altura dos capitéis nos recalques obtidos da modelagem numérica na seção CH.	166

Figura 5.15- Influência da dimensão dos capitéis nos recalques obtidos da modelagem numérica na seção CH para capitel com 0,35m de altura.....	168
Figura 5.16- Influência da dimensão dos capitéis nos recalques obtidos da modelagem numérica na seção CH para capitel com 0,25m de altura.....	169
Figura 5.17- Influência rigidez da geogrelha nos recalques obtidos da modelagem numérica na seção CH.	173
Figura 5.18- Influência da rigidez da geogrelha no coeficiente de arqueamento.	174
Figura 5.19- Relação entre a altura do aterro e o vão livre entre capitéis vs. recalques medidos e o vão livre entre capitéis de aterros diversos (adaptado de BORBA, 2007).	178

ÍNDICE DE TABELAS

CAPÍTULO 2

Tabela 2.1- Técnicas usuais para construção de aterros sobre solos moles (BORBA, 2007).....	6
Tabela 2.2- Valores do coeficiente de redução de tração calculados teoricamente (HORGAN & SARSBY, 2002).....	60
Tabela 2.3- Valores de coeficiente de redução de tração obtidos com o modelo de laboratório (HORGAN & SARSBY, 2002).....	60
Tabela 2.4- Comparação entre os recalques medidos e calculados (HUANG <i>et al.</i> , 2005).....	72
Tabela 2.5- Características das modelagens numéricas apresentadas.....	73
Tabela 2.6- Obras estaqueadas reforçadas (adaptado de BORBA, 2007).	75

CAPÍTULO 3

Tabela 3.1- Resultados obtidos com as placas de recalque (adaptado de SPOTTI, 2006).....	85
Tabela 3.2- Valores fornecidos pelos medidores de deformações (adaptado de SPOTTI, 2006).....	87
Tabela 3.3- Valores obtidos com as células de tensões totais (adaptado de SPOTTI, 2006).....	87
Tabela 3.4- Resultados obtidos pelos medidores de trações no reforço (adaptado de SPOTTI, 2006).....	88

CAPÍTULO 4

Tabela 4.1- Seqüência de carregamento da seção 1 do aterro experimental do SESC/SENAC.....	93
Tabela 4.2- Modelagem do processo construtivo do aterro experimental do SESC/SENAC.....	95
Tabela 4.3- Parâmetros geotécnicos do modelo <i>Soft Soil</i> para a argila mole de fundação.....	99

Tabela 4.4- Valores de recalques obtidos com os modelos <i>Soft Soil</i> e <i>Hardening Soil</i> para as seções do modelo reduzido (MR) e do caso histórico (CH).	99
Tabela 4.5- Parâmetros geotécnicos da argila mole de fundação.	104
Tabela 4.6- Parâmetros geotécnicos da areia utilizada na camada drenante.....	104
Tabela 4.7- Parâmetros geotécnicos do aterro compactado e do aterro pré-existente.	105
Tabela 4.8- Parâmetros geotécnicos da “gelatina”	106
Tabela 4.9- Parâmetros das estacas.....	107
Tabela 4.10- Parâmetros dos capitéis.	108
Tabela 4.11- Características das seções MR e CH para cada tamanho de malha.	112
Tabela 4.12- Parâmetros adotados nas análises paramétricas de variação de altura dos capitéis.....	119
Tabela 4.13- Parâmetros adotados nas análises paramétricas de variação de dimensão dos capitéis.	120

CAPÍTULO 5

Tabela 5.1- Valores de recalque final e tempo de construção do aterro obtidos na modelagem numérica (MR e CH) e experimentais (PR 03, PR 07 e PR 08) de SPOTTI (2006).	128
Tabela 5.2- Tensões obtidas na modelagem numérica e tensões geostáticas ao longo da construção do aterro.....	144
Tabela 5.3- Coeficiente de arqueamento e grau de concentração de tensões após a construção do aterro.....	146
Tabela 5.4- Valores de tração mobilizada da geogrelha obtidas da modelagem numérica da construção do aterro.	150
Tabela 5.5- Valores de deformação da geogrelha calculados analiticamente durante a construção do aterro.....	151
Tabela 5.6- Resultados de valores de recalque e relação altura do aterro/semi-vão obtidos na modelagem numérica e no monitoramento de campo.....	153
Tabela 5.7- Comparação entre as deformações experimentais e numéricas. (SPOTTI, 2006).....	157

Tabela 5.8- Recalques obtidos com os três modelos de construção numéricos para diferentes espaçamentos.....	160
Tabela 5.9- Coeficiente de arqueamento calculado para diversos espaçamentos entre estacas/capitéis.	162
Tabela 5.10- Valores dos parâmetros h/b e r/b para os espaçamentos entre estacas/capitéis da seção CH.	164
Tabela 5.11- Recalques obtidos com os três modelos de construção numéricos para diferentes alturas de capitéis.	166
Tabela 5.12- Recalques obtidos com os três modelos de construção numéricos para diferentes dimensões de capitéis e altura do capitel igual a 0,35m.	167
Tabela 5.13- Recalques obtidos com os três modelos de construção numéricos para diferentes dimensões de capitéis e altura do capitel igual a 0,25m.	169
Tabela 5.14- Valores do Coeficiente de Arqueamento para diversas dimensões de capitéis com 0,35m e 0,25m de altura e final de construção do aterro.	170
Tabela 5.15- Valores dos parâmetros h/b e r/b para diferentes dimensões de capitéis e altura do capitel igual a 0,35 e 0,25m.....	171
Tabela 5.16- Recalques obtidos com os três modelos de construção numéricos para diferentes rigidez da geogrelha.	172
Tabela 5.17- Coeficiente de arqueamento calculado para as três rigidezes da geogrelha.....	174
Tabela 5.18- Valores dos parâmetros h/b e r/b para as rigidezes da geogrelha estudadas pelos três modelos de construção numéricos.....	175
Tabela 5.19- Relações entre altura, recalque medido e o vão livre entre capitéis de aterros (adaptado de BORBA, 2007).....	177
Tabela 5.20- Comparação entre recalques finais numéricos e experimentais.....	180

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIações

a	- largura dos capitéis
A	- área
b	- semi-vão entre capitéis adjacentes
b*	- dimensão da estaca
B	- largura do vão entre capitéis adjacentes
c	- coesão do solo
C_c	- índice de compressão
C_c^*	- coeficiente de expansão do solo
C_r	- índice de recompressão
CH	- seção do caso histórico
CIC	- compactação incluída na construção da camada
CIU	- ensaio adensado isotropicamente não drenado
CP	- célula de tensão total
d	- distância entre capitéis
d_{eq}	- espessura da viga equivalente
D	- altura da camada de areia
D*	- vão livre entre capitéis (s-a)
e_0	- índice de vazios inicial
E	- módulo de elasticidade
E_{oed}	- módulo oedométrico
E_s	- módulo de elasticidade do solo
E_{ur}	- módulo de deformabilidade no descarregamento-recarregamento
E_{50}	- módulo de deformabilidade secante a 50% da tensão de ruptura
F	- força por unidade de largura, no momento da ruptura, em ensaio de faixa larga

FEM	- método dos elementos finitos
H	- altura do aterro
H*	- altura do elemento utilizado na malha
H _c	- altura crítica do aterro
I	- momento de inércia
IP	- índice de plasticidade
J, J ₁ , J ₂ , J ₃	- rigidez do geossintético
k _x	- coeficiente de permeabilidade horizontal
k _y	- coeficiente de permeabilidade vertical
K	- coeficiente de empuxo
K _a	- coeficiente de empuxo ativo de Rankine
K _c	- coeficiente de empuxo de equilíbrio no carregamento em termos de tensões principais
K _r	- coeficiente de empuxo de equilíbrio no descarregamento
K ₀	- coeficiente de empuxo no repouso
L	- dimensão da estaca
L*	- largura do rolo compactador
LL	- limite de liquidez
LP	- limite de plasticidade
m	- potência que ajusta a dependência da rigidez com a tensão
MD	- medidor de deformação no reforço
MR	- seção do modelo reduzido
MT	- medidor de tração no reforço
n	- concentração de tensões
N _γ	- fator de capacidade de carga de Rankine
OCR	- razão de sobreadensamento
p _b	- pressão atuante no geossintético
PR	- placa de recalque

Q	- carregamento máximo do rolo compactador sobre o solo
q_0	- sobrecarga uniforme
r	- recalque
R_{inter}	- fator de redução de resistência da interface
s	- espaçamento entre eixos de estacas/capitéis
S	- vão livre entre capitéis adjacentes
SPT-Su	- ensaio de sondagem à percussão com obtenção da resistência não drenada da argila através de correlações
S_{2D}	- coeficiente de redução de tração bidimensional
S_{3D}	- coeficiente de redução de tração tridimensional
t	- tempo
T, T_{rp}	- tensão de tração mobilizada no geossintético
TC0	- tempo de compactação nulo
TCM	- tempo de compactação igual ao mínimo permitido pelo PLAXIS
UU	- ensaio triaxial não adensado não drenado
V1.1, V2.1	- medidores de recalque
w	- peso unitário do elemento <i>beam</i> do PLAXIS
W	- peso da cunha de solo
W_1	- peso do solo entre capitéis adjacentes
W_2	- peso do solo acima dos capitéis
WS_1, WS_2, WS_3	- sem carregamento de sobrecarga
z	- distância do geossintético em relação à base do aterro
Δs	- recalque diferencial
$\Delta t_{critico}$	- tempo mínimo para análises de adensamento unidimensional em elementos triangulares de quinze nós no PLAXIS
ε	- deformação
ϕ	- ângulo de atrito do solo
ϕ^*	- diâmetro da estaca

γ	- peso específico do solo
γ_w	- peso específico da água
κ^*	- índice de expansão modificado do modelo <i>Soft Soil</i>
λ^*	- índice de compressão modificado do modelo <i>Soft Soil</i>
ν	- coeficiente de Poisson
ν_0	- coeficiente de Poisson para condição K_0
σ_c	- tensão atuante nos capitéis
σ_s	- tensão atuante na base do aterro, solo ou reforço
σ_{vcap}	- tensão vertical atuante nos capitéis
σ_v	- tensão vertical
σ'_{vmax}	- tensão efetiva vertical máxima
σ_{vsolo}	- tensão vertical atuante no solo
σ_{vtotal}	- tensão vertical total imposta pelo aterro
σ'_{xc}	- tensão principal menor de equilíbrio no carregamento
$\sigma'_{xp,i}$	- máxima tensão horizontal na superfície média da camada
σ'_{xr}	- tensão principal menor de equilíbrio no descarregamento
σ'_z	- tensão vertical
σ'_{zc}	- máxima tensão vertical que já atuou no solo durante todo o processo construtivo
$\sigma'_{zc,i}$	- tensão vertical induzida pela compactação
τ	- tensão cisalhante

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA

O crescimento urbano no Brasil se desenvolveu principalmente nas áreas costeiras, onde há a presença de depósitos flúvio-marinhos compressíveis com espessuras consideráveis. Na cidade do Rio de Janeiro, desde a década de 30, diversos tipos de construção foram realizadas sobre estes depósitos de argila mole. Atualmente, o Rio de Janeiro vem sendo cenário de várias destas obras na região da Barra da Tijuca e Recreio, que apresenta um crescimento imobiliário acelerado e possui camadas de solos moles com até 18m de espessura(ALMEIDA *et al.* 2008).

Para a construção de aterros sobre camadas espessas de solo mole existem diversas técnicas convencionais, como por exemplo, aterros convencionais com bermas de equilíbrio, o pré-carregamento da área e a utilização de drenos verticais com o objetivo de acelerar o adensamento da camada compressível, dentre outras. As soluções convencionais despendem mais tempo na execução da obra, além de maiores volumes de aterro para serem atendidas as cotas de projeto, o que muitas vezes é inviável do ponto de vista ambiental. Diante deste cenário, a solução de aterro estaqueado reforçado vem sendo cada vez mais utilizada nos últimos 15 anos, apesar do seu complexo mecanismo de distribuição de tensões e deformações ainda não ser perfeitamente conhecido e entendido.

A utilização da técnica de aterro estaqueado reforçado apresenta diversas vantagens, tais como a minimização dos recalques pós-construtivos, a rapidez de execução e redução de danos ambientais, pois não causa distúrbios no solo de fundação e nem altera sua composição natural (KEMPFERT *et al.*, 1997), além de aumentar a garantia de estabilidade do aterro (SANDRONI, 2006).

No aterro estaqueado reforçado, a carga imposta pelo aterro é transferida para o conjunto capitel/estaca e para a camada mais competente da fundação. Com isso ocorre um alívio da carga atuante sobre o solo mole, reduzindo os recalques pós-construtivos.

1.2 OBJETIVO DO TRABALHO

Esta pesquisa teve como objetivo validar um modelo numérico com o intuito de obter informações sobre a distribuição de tensões e deformações no complexo sistema existente em aterros estaqueados reforçados a partir de um caso histórico monitorado, o aterro estaqueado experimental construído na Sede Nacional do SESC/SENAC no Rio de Janeiro – RJ. Nesta pesquisa são apresentados os resultados obtidos com a utilização do programa de elementos finitos bidimensional PLAXIS v8.2.

A modelagem numérica realizada considera as várias fases construtivas do aterro, simulando a compactação das camadas e adotando um modelo constitutivo do solo capaz de representar adequadamente o comportamento do aterro compactado.

Complementando a modelagem numérica da área experimental, são realizadas simulações numéricas paramétricas, com o objetivo de se avaliar a influência do espaçamento entre capitéis/estacas, da altura dos capitéis, da dimensão dos capitéis e da rigidez da geogrelha de reforço no comportamento do aterro estaqueado reforçado.

1.3 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

Esta dissertação encontra-se dividida em seis capítulos distintos. Segue-se a este capítulo, o Capítulo 2 que apresenta uma revisão bibliográfica sobre o assunto, indicando os principais mecanismos envolvidos neste tipo de problema, assim como diferentes casos de obras e modelagens numéricas realizadas para estudar o comportamento de aterros estaqueados reforçados.

O Capítulo 3 apresenta a descrição do caso selecionado para a modelagem numérica, aterro experimental da Sede Nacional do SESC/SENAC e a seleção dos elementos necessários para a realização das simulações numéricas com o programa PLAXIS v8.2.

O Capítulo 4 apresenta a metodologia utilizada nas simulações numéricas, assim como os estudos complementares realizados, os parâmetros geotécnicos adotados, a modelagem dos demais materiais envolvidos (geogrelha, capitéis e estacas) e a simulação aplicada ao processo construtivo do problema estudado. São apresentadas também as análises paramétricas realizadas.

O Capítulo 5 apresenta e analisa todos os resultados de deslocamentos verticais, tensões no aterro e trações-deformações na geogrelha obtidos das simulações numéricas, tanto da modelagem da área experimental quanto das análises

paramétricas. São apresentadas comparações entre os resultados numéricos e os resultados do aterro experimental obtidos no campo durante o monitoramento. Também são apresentadas comparações entre os resultados das simulações numéricas e as faixas de valores reportados pela literatura.

O Capítulo 6 apresenta as principais conclusões alcançadas nesta dissertação e algumas sugestões para pesquisas futuras.

Finalizando, é apresentado um anexo descrevendo as principais características do programa PLAXIS v8.2, adotado como ferramenta computacional para as simulações numéricas de aterros estaqueados reforçados desta pesquisa.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA DE ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS

2.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta uma breve revisão bibliográfica sobre aterros estaqueados reforçados, contemplando inicialmente os mecanismos de mobilização de carga envolvidos neste tipo de solução, avaliados a partir do efeito do arqueamento no solo e da teoria da membrana tracionada.

Em seguida são apresentados diversos métodos teóricos de dimensionamento desenvolvidos por diferentes autores e cinco casos de modelagem numérica realizadas com o objetivo de aumentar o entendimento do comportamento deste tipo de solução. Finalizando o capítulo são apresentados alguns casos recentes de obras de aterros estaqueados reforçados, sendo a maioria deles instrumentados.

2.2 ATERRO ESTAQUEADO REFORÇADO

As obras de engenharia sempre procuraram por sítios nobres, principalmente solos resistentes e pouco deformáveis. Com o crescimento urbano das grandes cidades e as novas restrições das legislações ambientais as poucas áreas com estas características que ainda se encontram disponíveis são supervalorizadas, direcionando muitas obras para áreas com solos de baixa capacidade de suporte (MELLO *et al.*, 2006). Diante deste cenário, as metodologias de melhoramento de solo vêm sendo bastante aplicadas e aprimoradas com o objetivo de garantir um bom desempenho da estrutura.

No Brasil a ocupação urbana ocorre principalmente ao longo do litoral e grande parte destas áreas apresentam camadas espessas de solos compressíveis. A locação da infra-estrutura urbana sempre evitou os depósitos de argilas moles devido às dificuldades decorrentes deste tipo de solo como fundação de edificações e rodovias.

Desde a década de 30 diversas obras de engenharia foram realizadas na cidade do Rio de Janeiro e arredores, em sítios cujo subsolo apresentava camadas de material compressível com espessura variando de 6 a 15m, como por exemplo, a construção de rodovias ao redor da Baía de Guanabara e do metrô da cidade, além de projetos de barragens, aterros industriais e sanitários (ALMEIDA *et al.*, 2008). Alguns

desses depósitos foram objetos de pesquisa em dissertações e teses. Desta forma, já existe um banco de dados com resultados de ensaios de campo e de laboratório e instrumentação de campo em obras nesta região.

Atualmente, o Rio de Janeiro vem sendo cenário de diversos empreendimentos em áreas de solos moles, vários deles na região da Barra da Tijuca e Recreio, que apresentam um crescimento imobiliário acelerado e possuem camadas de solos moles com até 18m de espessura (ALMEIDA *et al.*, 2004).

O princípio básico da execução de aterros sobre solos moles é provocar uma aceleração no adensamento do solo compressível, e assim fazer com que ele apresente um ganho de resistência e desenvolva uma parcela significativa dos recalques antes do término da obra.

Existem diversas soluções disponíveis para a construção de aterro sobre solo mole, conforme apresentado na Tabela 2.1, porém muitas vezes as soluções convencionais nem sempre atendem aos requisitos de tempo, segurança e considerações ambientais exigidos pela obra (SALES, 2002).

A técnica de remoção de camadas pouco espessas do solo mole seguida de sua substituição deixou de ser utilizada em larga escala por acarretar problemas ambientais e devido à falta de local adequado para a disposição do material (SANDRONI, 2006).

Comparado com outras técnicas de construção de aterros sobre solos moles, o emprego de aterros estaqueados reforçados apresenta-se, em muitos casos, não somente atrativo economicamente, mas também como uma solução ambientalmente correta, pois não causa distúrbios no solo de fundação e nem altera sua composição natural (KEMPFERT *et al.*, 1997).

Os drenos verticais são, geralmente, utilizados em conjunto com sobrecarga temporária com o objetivo de acelerar os recalques e são uma técnica bastante difundida e adotada (ALMEIDA, 1996). O emprego de estacas granulares com o objetivo de acelerar e diminuir os recalques pós-construtivo é uma solução ainda pouco adotada no Brasil, mas largamente utilizada em outros países (ALMEIDA *et al.*, 2004).

Os aterros estaqueados reforçados vêm sendo cada vez mais utilizados nos últimos 15 anos, em especial em de casos obras sobre argilas moles, nos quais os recalques pós- construtivos devem ser minimizados (ALMEIDA *et al.*, 2007) e também devido à rapidez de execução e pelos bons resultados alcançados.

Tabela 2.1- Técnicas usuais para construção de aterros sobre solos moles (BORBA, 2007).

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

Adaptado de ALMEIDA (1996).

A partir do método de aterros suportados por uma laje de concreto e estacas, foi desenvolvida uma nova técnica construtiva, a qual utiliza um elemento geossintético de reforço na base do aterro estaqueado, substituindo a plataforma de concreto. Este recurso melhora a transferência da carga vertical imposta para o conjunto capitel/estaca e deste para a camada mais competente de fundação. A Figura 2.1 apresenta exemplos de utilização do aterro reforçado com geossintético.

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 & BILFINGER, 2004).

Os geossintéticos são produtos poliméricos industrializados desenvolvidos para aplicação em obras geotécnicas, desempenhando as funções de: separação, reforço, filtração, drenagem, impermeabilização, proteção e controle de erosão superficial.

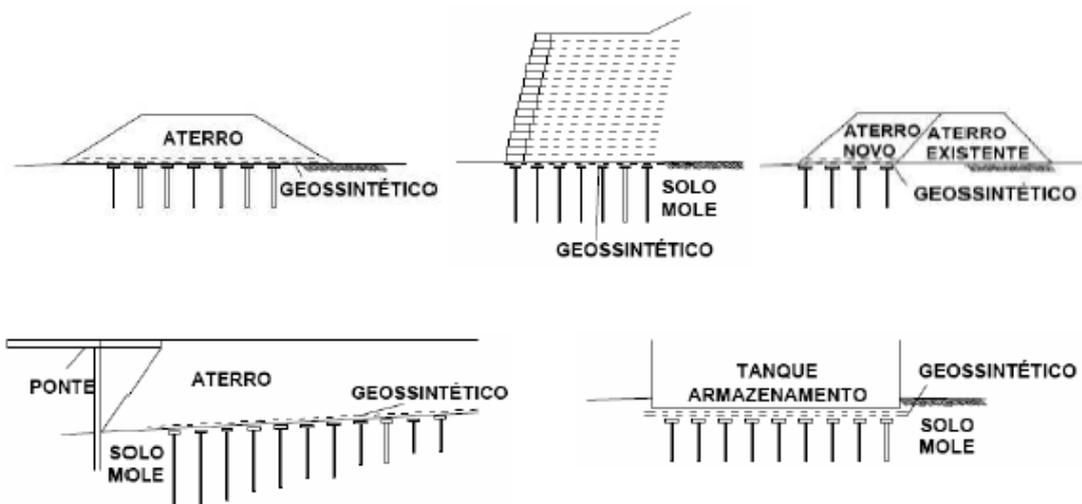


Figura 2.1- Aplicações de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos (MELLO *et al.*, 2006).

Dentre os diversos geossintéticos disponíveis, as geogrelhas e os geotêxteis são empregados para reforço do solo. Os polímeros mais utilizados na fabricação destes geossintéticos são o poliéster (PET), o polipropileno (PP) e o polietileno de alta densidade (PEAD), sendo que o poliéster atinge níveis de resistência mais elevados que os dois últimos.

O geossintético mais comumente utilizado para reforço de aterros é a geogrelha. A geogrelha possui uma estrutura com forma de grelha, cujas aberturas interagem com o meio em que estão confinadas, e seus elementos possuem elevada resistência à tração. Dependendo do processo de fabricação as geogrelhas podem ser extrudadas, soldadas ou tecidas.

Como a estrutura dos geossintéticos de reforço é fibrosa, os mesmos possuem elevada resistência axial e baixa resistência à compressão. Os geossintéticos possuem a capacidade de suportar tanto cargas aplicadas longitudinalmente ao seu eixo (Figura 2.2a), mobilizando sua resistência à tração, quanto cargas aplicadas normalmente à sua superfície (Figura 2.2b). Raramente os geossintéticos são submetidos à compressão axial (Figura 2.2c). Devido à sua baixa resistência à compressão, quando cargas desta natureza são aplicadas surgem dobras no elemento, as quais são difíceis de considerar na modelagem da interface.

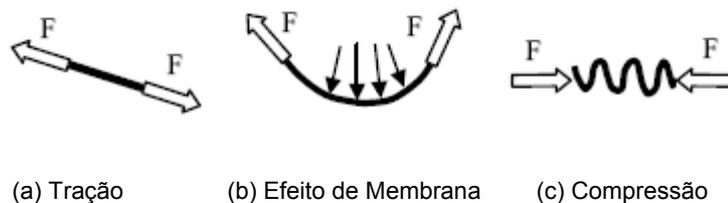


Figura 2.2- Tipos de solicitação de um geossintético de reforço (VILLARD *et al.*, 2002).

Um geossintético de reforço deve ser capaz de aumentar a resistência e restringir as deformações do solo, garantindo o bom desempenho da estrutura durante a sua vida útil. A ocorrência de deformações excessivas de uma estrutura de solo pode acarretar em perda da servibilidade ou ruptura da mesma.

Os aterros estaqueados consistem em uma técnica construtiva que combina a solução de terraplenagem, o aterro propriamente dito, e uma solução de fundação profunda, as estacas. Seu uso tem como objetivo proporcionar a transferência da carga do aterro ao substrato mais competente, diminuindo as tensões atuantes na camada de solo compressível, evitando os recalques excessivos e garantindo a estabilidade.

Fatores que merecem ser destacados na adoção de aterros estaqueados reforçados são:

- (i) Rapidez na construção do aterro sem a necessidade de se esperar o adensamento da camada compressível;
- (ii) Eliminação da necessidade de excesso de solo para acelerar o processo de adensamento (pré-carregamento) ou compensar os efeitos dos recalques excessivos;
- (iii) Redução da interferência no meio ambiente devido aos menores volumes de material de jazida para a construção do aterro;
- (iv) Eliminação da necessidade de estacas inclinadas nas bordas do aterro, pois os esforços horizontais são equilibrados através do reforço, conforme Figura 2.3;
- (v) Diminuição no espaçamento entre as estacas e nas dimensões dos capitéis.

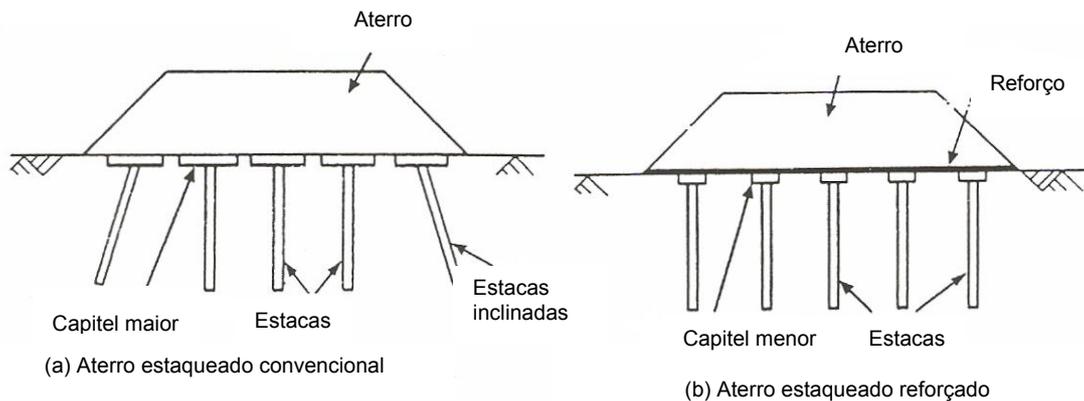


Figura 2.3- Configuração de aterro estacoeado sem e com reforço (JONES *et al.*, 1990).

Como os aterros são estruturas essencialmente flexíveis, as metodologias utilizadas para minimizar os danos resultantes da ocorrência de recalques diferenciais consistem em limitar as deformações dentro de valores que não comprometam o desempenho da estrutura (BS 8006). Para tal, o elemento de reforço deve suportar elevados níveis de carregamentos e apresentar baixos níveis de deformação ao longo do tempo. Em geral, adota-se um material com elevada resistência à tração, alta tenacidade e baixa fluência (JENNER *et al.*, 1998).

A norma inglesa BS 8006 (1995) recomenda que os valores de deformação durante a construção e vida útil da obra devem ser limitados a 6% e a 2%, respectivamente, para que não ocorram recalques diferenciais excessivos que venham a comprometer o desempenho da estrutura.

2.2.1 MECANISMOS DE MOBILIZAÇÃO

A transferência de cargas ocorre através da combinação do efeito do arqueamento no solo, da membrana tracionada e da rigidez relativa entre estacas e solo de fundação. A carga transferida por cada um dos mecanismos depende de vários fatores, dentre eles quantidade e rigidez do geossintético de reforço, propriedades do solo do aterro e de fundação e módulos de rigidez das estacas e do solo (HAN & GABR, 2002).

O mecanismo preciso pelo qual as cargas atuantes são transferidas para o geossintético ainda não é completamente conhecido. Assim, as maiores dificuldades consistem em avaliar o grau de arqueamento e a tensão mobilizada no reforço.

a) ARQUEAMENTO NOS SOLOS

TERZAGHI (1943) referiu-se ao fenômeno do arqueamento como “... *um dos fenômenos mais encontrados em solos tanto no campo quanto no laboratório.*” O efeito do arqueamento nos solos é extremamente importante no estudo de aterros estaqueados.

Para estudar o efeito do arqueamento nos solos, TERZAGHI (1943) utilizou um dispositivo que consistia em uma plataforma com um alçapão e uma balança adaptada que media a carga atuante sobre o mesmo, conforme apresentado na Figura 2.4.

Para este experimento foi utilizada uma camada de areia de altura D e peso específico γ , sendo a tensão inicial sobre a plataforma constante e igual a $\gamma \cdot D$. Quando a parte móvel da plataforma cede, a massa de solo acima da mesma tende a se movimentar, enquanto a massa de solo adjacente permanece imóvel. O movimento relativo no interior da massa de solo é combatido pela resistência ao cisalhamento ao longo da superfície entre a massa de solo que tende a se mover e a massa imóvel. Este mecanismo reduz a tensão da massa que tende a se mover sobre o alçapão e aumenta a tensão nas áreas adjacentes ao mesmo, sendo este denominado Efeito de Arqueamento (TERZAGHI, 1943).

A tensão vertical total atuante na base da camada de areia permanece inalterada, igual ao seu peso próprio, mas a sua distribuição não é uniforme. Daí a utilização do termo arqueamento para exprimir a não uniformidade das tensões.

O efeito de arqueamento ocorre sempre que parte do suporte de uma massa de solo se desloca mais em relação às áreas de suporte adjacentes.

No experimento realizado, quando o alçapão se desloca, a massa de solo acima do mesmo tende a se movimentar e a tensão cisalhante é mobilizada ao longo das linhas ac e bd (Figura 2.4). A tensão atuante na parte móvel da plataforma é determinada a partir do equilíbrio de forças em um elemento diferencial.

O fenômeno do arqueamento é verificado em áreas sujeitas a recalques diferenciais, como por exemplo, aterros construídos sobre uma fundação compressível.

Em aterros estaqueados reforçados a tensão atuante ao longo da base devido ao peso próprio do aterro e eventuais sobrecargas não é uniforme. A variação das tensões é atribuída à influência do arqueamento entre capitéis adjacentes (HORGAN & SARSBY, 2002). Como as estacas apresentam rigidez bastante superior a do solo

de fundação, o efeito do arqueamento induz tensões verticais maiores nos capitéis e um alívio das tensões verticais no solo entre os mesmos (JONES *et al.*, 1990).

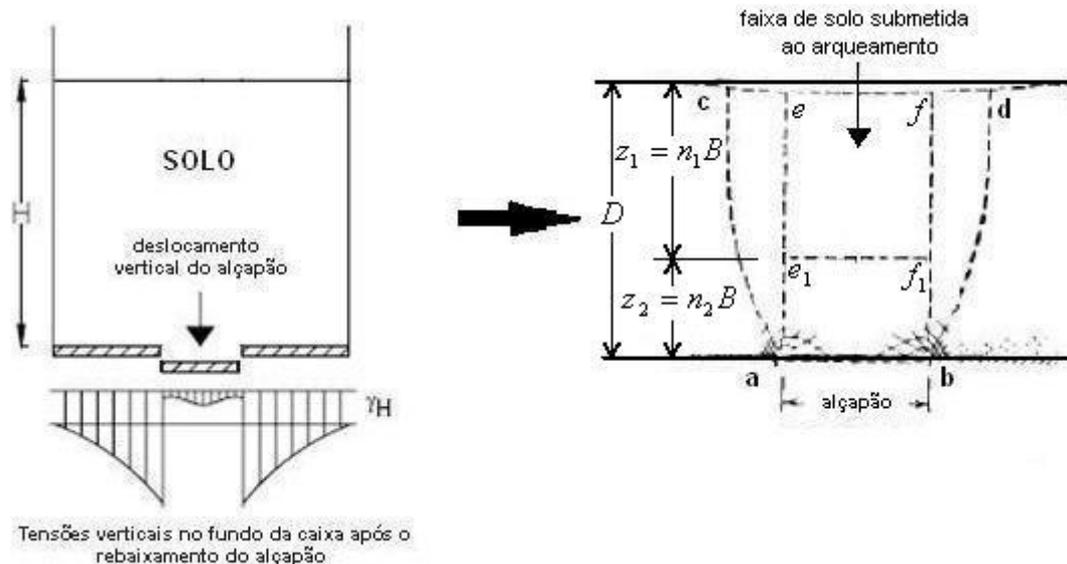


Figura 2.4- Modelo do dispositivo para investigação do arqueamento em solos e diagrama de tensões verticais (TERZAGHI, 1943).

A redistribuição das cargas impostas pelo peso próprio do aterro e possíveis sobrecargas são função da geometria do sistema aterro/estacas, da resistência do solo do aterro e da rigidez das estacas (KEMPFERT *et al.*, 2004).

A altura do aterro é um fator importante na redistribuição de tensões, pois em aterros com altura reduzida, a resistência ao cisalhamento do solo não é suficiente para o desenvolvimento do arqueamento e, conseqüentemente, diminuir as tensões. Com o aumento da altura do aterro, as forças cisalhantes mobilizadas no interior da massa de solo do aterro aumentam e com isso o efeito do arqueamento é melhorado (HAN & GABR, 2002). 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 & SARSBY, 2002). Alguns autores apresentam equações para estimativa da altura crítica (BS 8006, 1995; ROGBECK *et al.*, 1998; HORGAN & SARSBY, 2002).

b) SOLICITAÇÃO DO REFORÇO

O elemento de reforço da base de um aterro recebe a carga imposta pelo aterro, com isso ele se deforma, mobilizando sua resistência à tração. Como conseqüência, o geossintético passa a se comportar como uma membrana tracionada,

capaz de suportar cargas aplicadas verticalmente à sua superfície. As interações entre capitéis, solo fundação, aterro e geossintético são apresentadas na Figura 2.5.

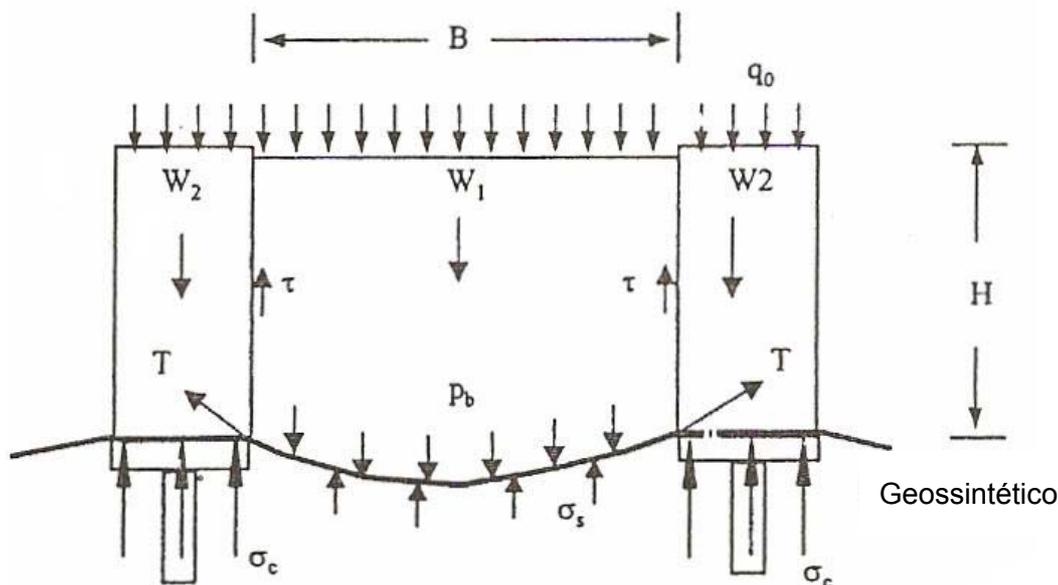


Figura 2.5- Forças atuantes no sistema (HAN & GABR, 2002).

A deflexão do geossintético causa o arqueamento no interior da massa de solo que constitui o aterro, resultando em uma diminuição da tensão atuante sobre o geossintético entre capitéis e aumentando a carga aplicada nos capitéis.

A resistência à tração é mobilizada mais rapidamente em um geossintético sobre uma cavidade do que se o mesmo estivesse reforçando a base de um aterro sobre material compressível. Isto ocorre devido à membrana ser tensionada durante a construção do aterro (ALMEIDA *et al.*, 2007).

Como conseqüência da deformação do geossintético, três casos devem ser considerados: (i) o geossintético se deforma até a ruptura; (ii) o geossintético deformado entra em contato com o fundo da cavidade, sendo que parte do carregamento é suportada pela resistência mobilizada no geossintético e parte é transmitida à fundação pela cavidade; (iii) o geossintético não se deforma o suficiente para entrar em contato com o fundo da cavidade e, conseqüentemente, a resistência mobilizada do geossintético suporta toda a carga imposta. Este último comportamento é o mais crítico em relação à solicitação do geossintético e tem sido considerado em grande parte dos métodos correntes de dimensionamento (BS 8006, dentre outros). A Figura 2.6 apresenta possíveis comportamentos de um geossintético após o recalque do solo mole de fundação ou o surgimento de uma cavidade.

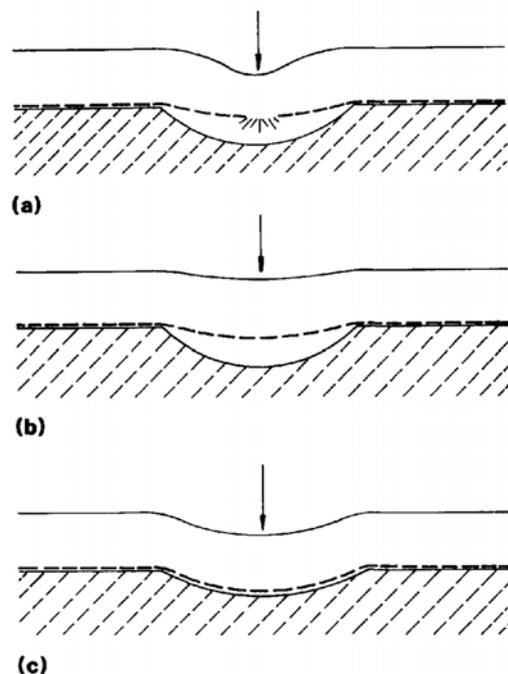


Figura 2.6- Três situações de deformação do geossintético: (a) ruptura; (b) formação de catenária sem contacto com o fundo; (c) formação de catenária que atinge o fundo da cavidade (GIROUD *et al.*, 1990).

Comparada com a metodologia de aterros estaqueados sem a utilização de reforço, a inclusão do geossintético reduz os recalques diferenciais entre capitéis adjacentes. A redução dos recalques faz com que ocorra uma diminuição das tensões cisalhantes mobilizadas pelo efeito do arqueamento no interior do aterro. Portanto, a carga transferida por arqueamento para os capitéis é minimizada. Simultaneamente, a carga transferida aos capitéis é acrescida pela componente vertical da tensão atuante no geossintético (HAN & GABR, 2002).

Em projetos de aterros em que a solução adotada consiste em uma única camada de reforço, esta se comporta como uma membrana tracionada. Quando se utilizam várias camadas de geossintético, o sistema se comporta como uma plataforma rígida devido à interação entre o reforço e o solo.

GIROUD (1981) utilizou a teoria da membrana tracionada com o objetivo de avaliar o carregamento suportado por geossintéticos atravessando cavidades. BONAPARTE & BERG (1987) combinaram a teoria do arqueamento nos solos com a teoria da membrana tracionada, formulando uma análise mais completa do problema. No início da década de 90, GIROUD *et al.* (1990) expandiram o trabalho de

BONAPARTE & BERG (1987), o que permitiu a quantificação da carga dos geossintéticos sobre cavidades.

As análises de GIROUD *et al.* (1990) foram desenvolvidas para aterros construídos sobre cavidades, sejam elas formadas por recalques diferenciais da fundação, colapso de zonas cársticas e outros. O método consiste essencialmente em equilíbrio limite. WANG *et al.* (1996) consideram uma plataforma com múltiplas camadas de geossintético reforçando a base de um solo reforçado, fornecendo uma coesão aparente adicional.

De acordo com JENNER *et al.* (1998), a análise de um aterro estaqueado reforçado pode ser realizada de duas formas: pela teoria da membrana tracionada com a utilização de geossintéticos de rigidez elevada (metodologia mais utilizada) e pela melhoria do efeito do arqueamento com a utilização de geogrelhas de baixa rigidez. No primeiro caso, a carga imposta é suportada pelo elemento de reforço, enquanto que os reforços com baixa rigidez apresentam maior entrosamento com o material do aterro, melhorando assim o arqueamento natural do solo e reduzindo as tensões verticais suportadas pelo geossintético.

JENNER *et al.* (1998) sugerem a utilização de múltiplas camadas de geogrelhas para reforço de aterros estaqueados com o objetivo de aumentar a mobilização das tensões cisalhantes entre o material do aterro e as geogrelhas, resultando em uma diminuição da tensão suportada pelo reforço (Figura 2.7).

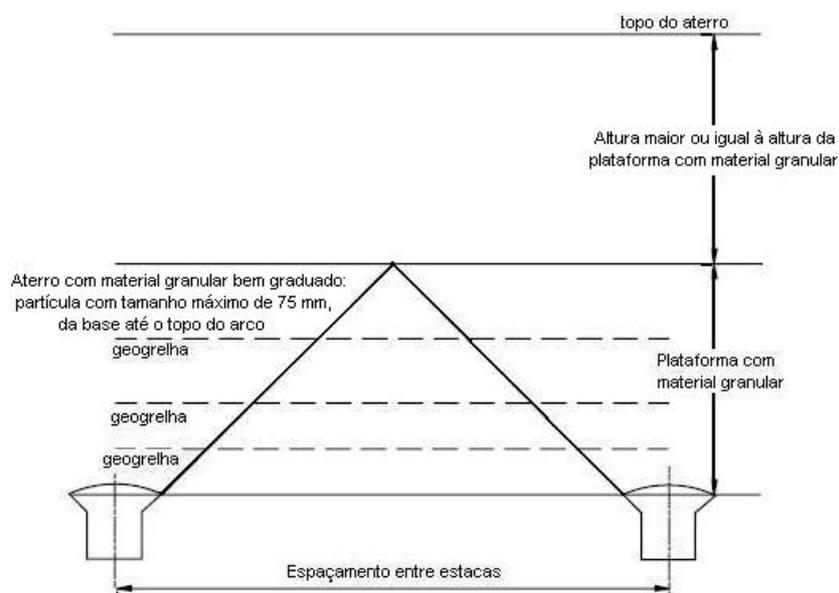


Figura 2.7- Aterro reforçado com múltiplas camadas de geossintético sobre estacas (HORGAN e SARSBY, 2002).

2.3 MÉTODOS DE ANÁLISE SEMI- EMPÍRICOS

O dimensionamento de um aterro estaqueado reforçado consiste em estimar a deformação e os esforços de tração mobilizados no elemento de reforço. Um método consistente deve ser válido para as condições tridimensionais usuais e possuir uma base teórica bem fundamentada (ALMEIDA *et al.*, 2007b). Apesar de existirem diversos métodos para estimar a magnitude do arqueamento, nenhum deles analisa de forma precisa as características dessa estrutura complexa.

A partir da década de 80 foram desenvolvidas formulações teóricas baseadas em diversos enfoques buscando um dimensionamento mais direcionado para o caso de aterros estaqueados, considerando ou não o reforço geossintético (BORBA, 2007). No caso de aterros estaqueados sem reforço têm-se os métodos de HEWLETT & RANDOLPH (1988) e LOW *et al.* (1994). Os métodos de análise específicos para aterros estaqueados reforçados consideram a presença do material de reforço no desenvolvimento do efeito de arqueamento, sendo eles JOHN (1987), JONES *et al.* (1990), BS 8006 (1995), KEMPFERT *et al.* (1997), KEMPFERT *et al.* (2004), dentre outros.

Devido à utilização de geossintéticos para reforço da base de aterros sobre cavidades, foram desenvolvidos modelos analíticos para a determinação da resistência à tração mobilizada no reforço nesta condição (GIROUD *et al.*, 1990).

A maioria das metodologias de análise da tensão atuante no geossintético considera a existência de cavidade ou assumem que o solo abaixo do reforço não apresenta nenhuma resistência (HAN & GABR, 2002), com exceção do método proposto por KEMPFERT *et al.* (1997, 2004).

2.3.1 ATERROS NÃO REFORÇADOS

HEWLETT & RANDOLPH (1988) desenvolveram um método de análise para o efeito do arqueamento em aterro de material granular estaqueado assente sobre fundação com baixa capacidade de suporte, baseado em experimentos realizados em modelos reduzidos. O método foi concebido sem a utilização de reforço. No entanto, os autores apresentam a possibilidade de inclusão do reforço, desde que o mesmo suporte a parcela de carregamento que é transferida para o solo entre capitéis adjacentes.

A partir de observações, os autores consideraram o equilíbrio limite das tensões atuantes em uma região com forma de arco na areia entre capitéis vizinhos

para o estado plano de deformações ou com forma de abóbadas em uma análise tridimensional.

Após a manifestação do efeito do arqueamento no solo, são desenvolvidas cúpulas tridimensionais sobre os capitéis, conforme a Figura 2.8. Assim, o solo acima das cúpulas transmite seu peso diretamente para as estacas e o solo abaixo dos limites da abóbada será suportado pelo solo de fundação do aterro.

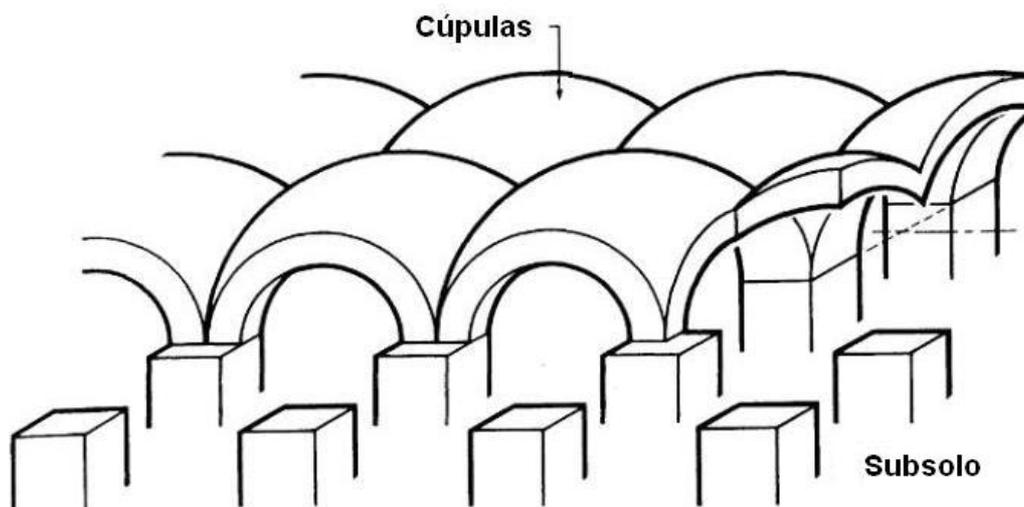


Figura 2.8- Vista isométrica dos arcos formados na malha quadrada de estacas (HEWLETT & RANDOLPH, 1988).

O método proposto permite estimar a eficácia do arqueamento do solo, ou seja, estimar a parcela do carregamento imposto que é suportado pelas estacas e a parcela suportada pelo solo entre capitéis adjacentes, a partir do tamanho dos capitéis, espaçamento entre estacas, altura do aterro e ângulo de atrito do material do aterro.

LOW *et al.* (1994) desenvolveram testes em modelos de laboratório e análises teóricas com o intuito de investigarem o efeito do arqueamento em aterros sobre solos compressíveis suportados por estacas com capitéis corridos (vigas) e reforços geossintéticos. As soluções teóricas elaboradas para a condição sem reforço apresentaram boa concordância com os resultados experimentais, o mesmo não sendo verificado para a condição de um aterro estaqueado reforçado.

As análises teóricas realizadas foram muito semelhantes às desenvolvidas por HEWLETT & RANDOLPH (1988). Entretanto, os autores apresentam alguns aprimoramentos: inclusão das forças gravitacionais no caso de deformações planas e

introdução de um parâmetro que permite uma possível reação não uniforme do solo mole.

O efeito do arqueamento é analisado através da eficácia, competência e da relação de redução de tração, onde os mesmos são função da geometria do capitel corrido e do peso específico do material e da altura do aterro.

2.3.2 ATERROS REFORÇADOS

JOHN (1987) analisa dois conceitos distintos para a descrição do comportamento de aterros estaqueados reforçados. O primeiro apresenta a deformação do reforço decorrente do carregamento imposto pelo aterro. O reforço sofre uma deformação com geometria de um arco circular, sendo então denominado de Conceito de Deformação em Arco Circular. O segundo conceito analisa a deformação do geossintético como se a sua configuração assumisse a forma de uma catenária, sendo chamado de Conceito de Deformação em Catenária. Os princípios utilizados, bem como os ensaios realizados para a elaboração destes conceitos são apresentados por JOHN (1987).

JONES *et al.* (1990) propõem um método simplificado de análise da força de tração mobilizada no reforço geossintético de um aterro estaqueado. Os estudos numéricos destes autores mostraram que a forma do reforço deformado pela ação de um carregamento é de uma catenária. Contudo, quando procedimentos simplificados de análise da tração no reforço são adotados, a catenária pode ser aproximada para uma parábola (LEONARD, 1988).

O método proposto apresenta simplificações que o tornam conservador em relação a resultados obtidos em observações de campo, a saber: o grau de arqueamento é estimado através de uma relação empírica e não considera nenhum tipo de reação no reforço por parte do solo compressível de fundação. Assim sendo toda a carga imposta é transferida para as estacas e os valores determinados para a tração mobilizada no reforço são conservadores.

As parcelas do carregamento transferidas diretamente para os capitéis e para o vão entre os mesmos podem ser determinadas por HEWLETT & RANDOLPH (1988) ou pela fórmula de MARSTON (JOHN, 1987) para tubos enterrados. Ambos os métodos consideram o tamanho do capitel, altura do aterro e parâmetros de resistência do material do aterro.

A fórmula de MARSTON (JOHN, 1987) propõe uma relação empírica entre a tensão atuante nos capitéis e a tensão vertical atuante na base do aterro através do coeficiente de arqueamento. Esta relação é uma simplificação conservadora, pois não considera o tipo de solo, os parâmetros de resistência ao cisalhamento e o módulo de deformabilidade do aterro.

A norma inglesa BS 8006 é baseada no trabalho de JONES *et al.* (1990) e admite que todo o peso do aterro é suportado pelas estacas, ou seja, não considera a reação do solo compressível. Conseqüentemente, as características do solo de fundação são consideradas somente para o dimensionamento das estacas.

O método aborda uma série de análises de estados-limites últimos e estados-limites de utilização com a finalidade de determinar parâmetros de projeto, dentre eles: espaçamento máximo entre estacas, comprimento de ancoragem, extensão lateral do trecho estaqueado, carga vertical atuante nos capitéis e tensão atuante no geossintético de reforço.

A norma inglesa introduziu o conceito de altura crítica, que é a altura mínima do aterro para que o arqueamento se desenvolva completamente, garantindo a adequada transferência de cargas aos capitéis. A altura crítica é calculada por uma expressão em termos da distância entre eixos das estacas.

KEMPFERT & STADEL (1995) estenderam o método de HEWLETT & RANDOLPH (1988) para o caso com inclusão do reforço na base do aterro estaqueado, propondo uma expressão para estimar a carga de tração atuante no elemento de reforço. A partir dos estudos de KEMPFERT & STADEL (1995), foi desenvolvido o método de KEMPFERT *et al.* (1997), o qual apresenta uma abordagem simples para o dimensionamento de aterros estaqueados reforçados.

Os autores apresentam expressões para a determinação das tensões atuantes nos capitéis e no reforço. A carga no reforço é considerada uniformemente distribuída e a forma da deformada é uma catenária. Também é admitida uma reação do solo compressível, o que diminui a tensão de tração mobilizada no geossintético.

No método de ROGBECK *et al.* (1998), os autores apresentam recomendações quanto à altura crítica do aterro estaqueado reforçado e das deformações máximas inicial e ao longo da vida do elemento de reforço. De maneira similar à BS 8006, a altura crítica do aterro é suficiente para que o arqueamento se desenvolva completamente e quaisquer sobrecargas adicionais na superfície do aterro não

influenciam a tração mobilizada no geossintético, sendo transmitidas diretamente aos capitéis.

Os autores apresentam expressões, a partir do esquema apresentado na Figura 2.9, para estimar a tensão atuante na membrana em análises bidimensionais através da equação da catenária, e em análises tridimensionais, onde é considerada uma área de influência na qual a carga imposta atua.

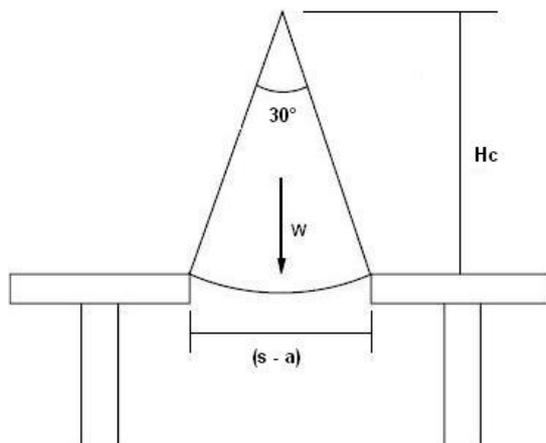


Figura 2.9- Altura crítica de solo determinada por ROGBECK *et al.*, 1998 (ROGBECK *et al.*, 1998).

A partir de comparações de resultados de instrumentação de campo em modelos de grande escala e de análises numéricas, KEMPFERT *et al.* (2004) descrevem um novo método analítico para o dimensionamento de aterros estaqueados reforçados. O método divide os cálculos em duas etapas, onde a primeira etapa consiste na determinação das tensões atuantes nas estacas e no solo compressível entre as mesmas, sem considerar utilização de reforço.

A segunda etapa consiste na determinação das tensões devido à construção do aterro considerando a utilização do reforço e o valor da tensão atuante no solo compressível, calculado na etapa inicial através do valor da tensão vertical atuante no reforço entre estacas/capitéis. Cabe ressaltar que os autores consideram a reação no reforço do solo compressível e, portanto, isto diminui a tensão atuante no reforço.

O método apresenta recomendações em relação à geometria das estacas/capitéis, altura mínima do aterro, disposição do geossintético de reforço e parâmetros de resistência do material de aterro.

Com a utilização crescente de geossintéticos com o objetivo de evitar colapso de aterros construídos em áreas de subsidência ou para reparar danos decorrentes do surgimento de cavidades localizadas, alguns autores apresentam procedimentos de cálculo da tensão de tração mobilizada no reforço nestes casos.

GIROUD *et al.* (1990) desenvolveram equações, tabelas e gráficos para o caso de uma camada de solo sujeita a um carregamento uniformemente distribuído na sua superfície. A base é reforçada por uma camada de geossintético sobre uma fundação rígida que possui uma cavidade infinitamente longa (estado plano de deformações) ou uma cavidade circular (axissimétrica). Consideram ainda que o elemento de reforço se deforma somente sobre a cavidade, sendo nula a deformação ao redor da mesma. Este método permite estimar a carga atuante e a tração mobilizada no geossintético.

Os procedimentos de cálculo consideram parâmetros geométricos (espessura da camada de solo, geometria e profundidade da cavidade), parâmetros mecânicos (propriedades mecânicas do solo e comportamento tensão-deformação do geossintético) e condições de carregamento (incluindo peso específico do solo e carregamento na superfície). Ressalta-se a importância deste trabalho de GIROUD *et al.* (1990), que serviu de base para diversos métodos de outros autores.

BLIVET *et al.* (2002) relatam os resultados obtidos em um programa de ensaios realizado em modelos de grande escala de rodovias e ferrovias na França, realizados por GOURC *et al.* (1999), GIRAUD (1997) e VILLARD *et al.* (2000). Os ensaios consistiram em um aterro reforçado por uma ou duas camadas de geotêxtil cuja base era sujeita ao surgimento de cavidades de diâmetro variando de 2 a 4m.

A partir dos dados coletados experimentalmente, os autores propõem equações para estimativa da tração máxima no geossintético e recalques na superfície considerando a dilatação do solo através do coeficiente de expansão C_c^* , definido pela razão entre o volume do solo dilatado e o volume inicial.

VIANA & BUENO (2002) apresentam expressões para determinação da tração e do deslocamento vertical de geossintéticos atravessando cavidades. As equações propostas são baseadas em ensaios de laboratório em escala reduzida e em modelagens numéricas realizadas com o intuito de comparar os resultados com os obtidos no laboratório. Os ensaios foram realizados em um pequeno tanque de 1500 x 700 x 500mm que possuía uma abertura na base, reforçada por um geossintético. Foram feitas medições da tensão total atuante e da deformação vertical do reforço.

VIANA *et al.* (2008) realizaram ensaios de laboratório de grande escala que consistiram em investigar o efeito da construção do aterro e do comportamento do sistema geossintético – cavidade, a partir da simulação da construção de um aterro de 0,6m de altura e aplicação de sobrecarga em uma caixa de aço com 1800 x 1400 x 2000mm. A base do aterro foi reforçada por uma camada de geotêxtil não tecido e o aterro foi construído em três etapas, sendo realizadas medidas de tensão e deformação no elemento de reforço. São apresentadas expressões para cálculo da deformação e da tração mobilizada no geossintético.

2.4 MÉTODOS DE ANÁLISE POR MODELAGEM NUMÉRICA

Algumas metodologias analíticas para o dimensionamento de aterros estaqueados foram baseadas em modelos físicos e corroboradas por análises numéricas, como por exemplo, o método de KEMPFERT *et al.* (2004). Diante da imensa gama de fatores que influenciam o comportamento de aterros estaqueados e, conseqüentemente, da complexidade deste tipo de obra, são de importância fundamental estudos adicionais sobre o assunto (MELLO *et al.*, 2006).

2.4.1 KEMPFERT *et al.* (1997)

KEMPFERT *et al.* (1997) realizaram estudos numéricos para corroborar o cálculo da tração no reforço, apresentado no método proposto pelos autores. Foram realizadas análises de elementos finitos tridimensionais considerando: atrito na interface entre o geossintético e o solo e comportamento elasto-plástico do material. O modelo utilizado é apresentado na Figura 2.10.

A simulação consistiu em variar a posição e a resistência (500 a 4.000kN/m) do reforço, sendo a distância do geossintético em relação à base do aterro denominada por z e determinar as tensões de tração mobilizadas no reforço. Os resultados da simulação são apresentados na Figura 2.11.

Analisando os resultados obtidos, verifica-se que quanto menor a distância entre o geossintético e as estacas, maior a tração mobilizada no reforço. Este comportamento é evidenciado com a utilização de reforços mais rígidos. O principal objetivo da utilização do reforço é garantir uma zona de equilíbrio estável acima das estacas, prevenindo contra rupturas localizadas por punção. Desta forma, os autores recomendam que a distância máxima entre o geossintético e as estacas seja igual a 1,0m.

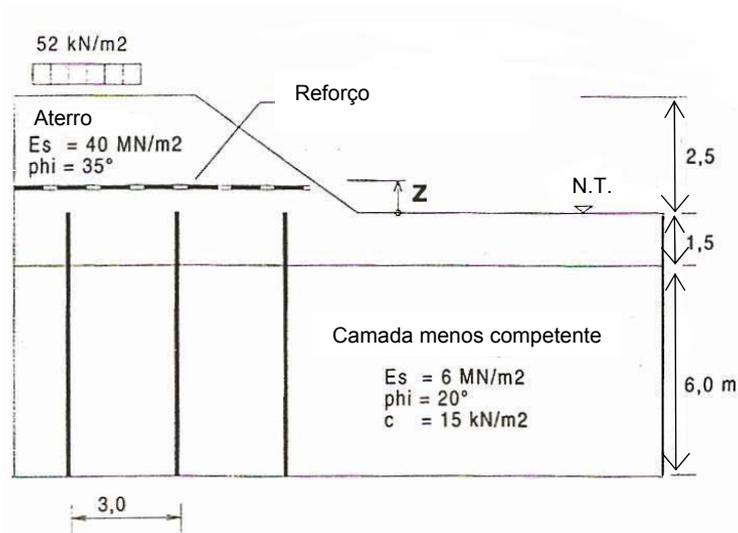


Figura 2.10- Seção transversal esquemática do aterro estaqueado reforçado das análises numéricas (KEMPFERT *et al.*, 1997).

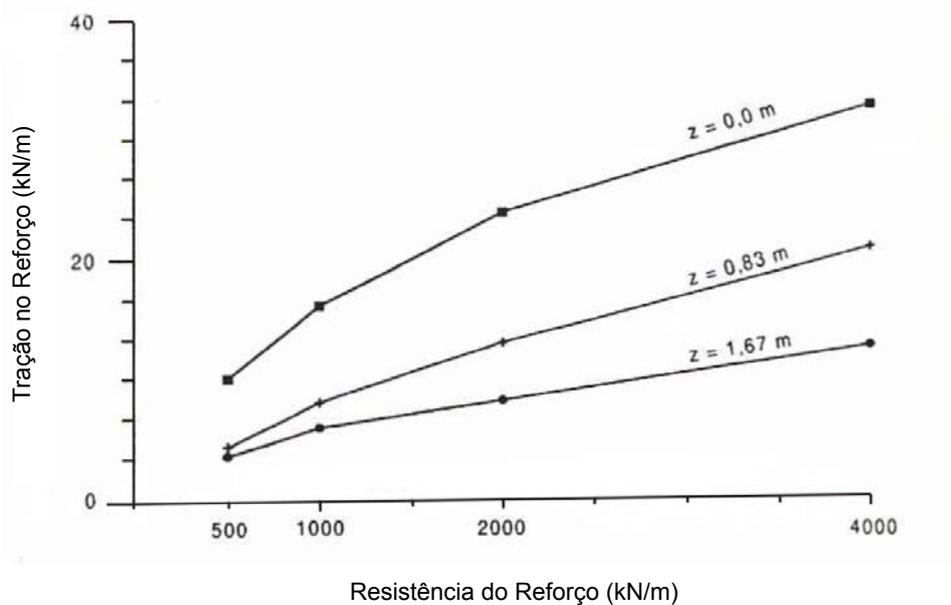


Figura 2.11- Valores de tração no reforço obtidas através da análise numérica (KEMPFERT *et al.*, 1997).

2.4.2 SÁ & PALMEIRA (2000)

Os autores analisaram por diferenças finitas o comportamento tensão-deformação de aterros sobre solos moles reforçados com estacas de concreto e geossintéticos. Foram realizados estudos paramétricos considerando diferentes números de camadas e rigidez dos geossintéticos, módulo elástico e espaçamento

das estacas para o geossintético, simulado como elemento de viga e como elemento de cabo.

O aterro simulado possuía 6m de altura e estava assente sobre uma camada de solo mole (Figura 2.12). Subjacente ao solo mole, foi considerada uma camada de solo competente. As estacas possuíam 0,30m de diâmetro e eram de concreto, com módulo elástico e espaçamento variando de 300, 1.000 e 14.000MPa e 1,8, 2,4, 3,0 e 5,2m, respectivamente. Para cada um dos módulos elásticos foram analisados aterros somente com estacas e capitéis e casos com inclusão de geossintético com rigidez de 1.000kN/m.

Os capitéis possuíam dimensões de 1,0 x 1,0 x 0,5m, sendo adotado para o módulo elástico o mesmo valor utilizado para as estacas. Os elementos de reforço foram simulados em diferentes números de camadas, desde o caso sem reforço até 3 camadas de reforço com espaçamento de 0,25m, e valores de rigidez iguais a 300, 1.000, 4.000 e 40.000kN/m. A modelagem considerou a construção do aterro em 7 camadas, sendo as duas primeiras camadas com 0,5m de espessura e as restantes com 1,0m.

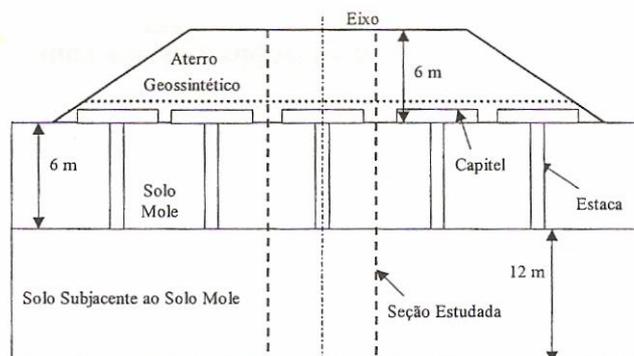


Figura 2.12- Seção típica considerada para o aterro estaqueado reforçado (SÁ & PALMEIRA, 2000).

Observa-se, na Figura 2.13, que a inclusão de uma única camada de reforço de rigidez igual a 300kN/m reduziu o deslocamento na base do aterro em 50% para a menor distância entre capitéis. No caso com 3 camadas de geossintéticos de rigidez superior (4.000kN/m), os quais foram modelados como cabo, essa redução foi de praticamente 100%.

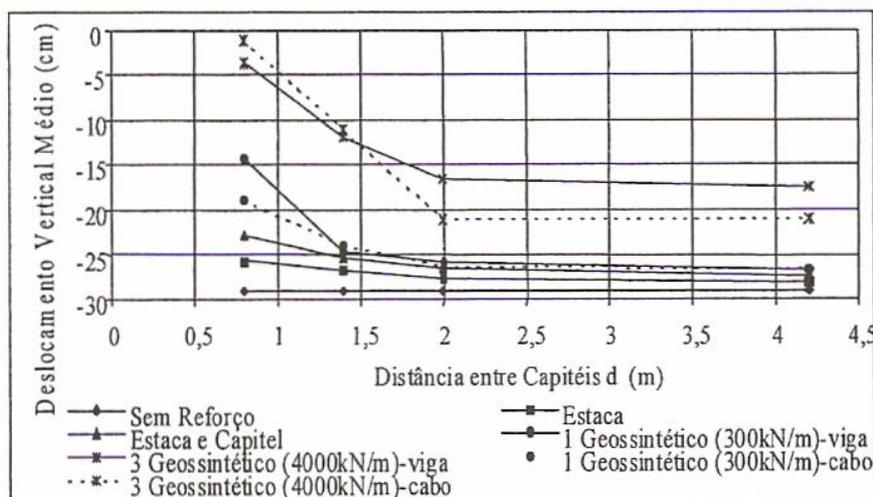


Figura 2.13- Deslocamento vertical médio na superfície do solo mole em função da distância entre os capitéis (SÁ & PALMEIRA, 2000).

De forma semelhante ao deslocamento vertical na superfície do solo mole, os deslocamentos verticais na superfície também foram reduzidos.

As tensões verticais na superfície do solo mole e a concentração de tensões sobre os capitéis são apresentadas na Figura 2.14 e Figura 2.15. Como, já esperado, observa-se o comportamento de redução das tensões no solo mole com a introdução do capitel e uma redução ainda mais significativa com a utilização do geossintético.

A variação do módulo elástico da estaca apresentou pouca influência nos resultados de deslocamentos verticais e tensão vertical no aterro e no solo mole. A introdução do geossintético teve maior influência, reduzindo estes valores.

Os autores analisaram a variação da tração máxima mobilizada no reforço em função da distância entre capitéis para aterros com três camadas de geossintéticos. Em todos os casos analisados, verificaram que o geossintético inferior foi o mais carregado, seguido pelo geossintético intermediário.

As forças de tração máximas atuantes em cada reforço foram somadas de forma a se obter o esforço de tração total mobilizado próximo à base do aterro (Figura 2.16). Verificou-se que a força de tração total aumenta com o número de camadas de geossintéticos no aterro. Para o caso de reforços com rigidez de 300kN/m, estas forças apresentaram um reduzido crescimento com o aumento do número de camadas.

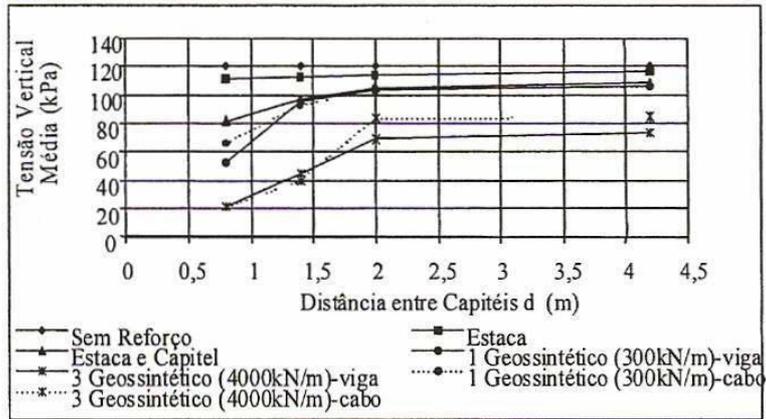


Figura 2.14- Tensão vertical média na base do aterro em função da distância entre os capitéis (SÁ & PALMEIRA, 2000).

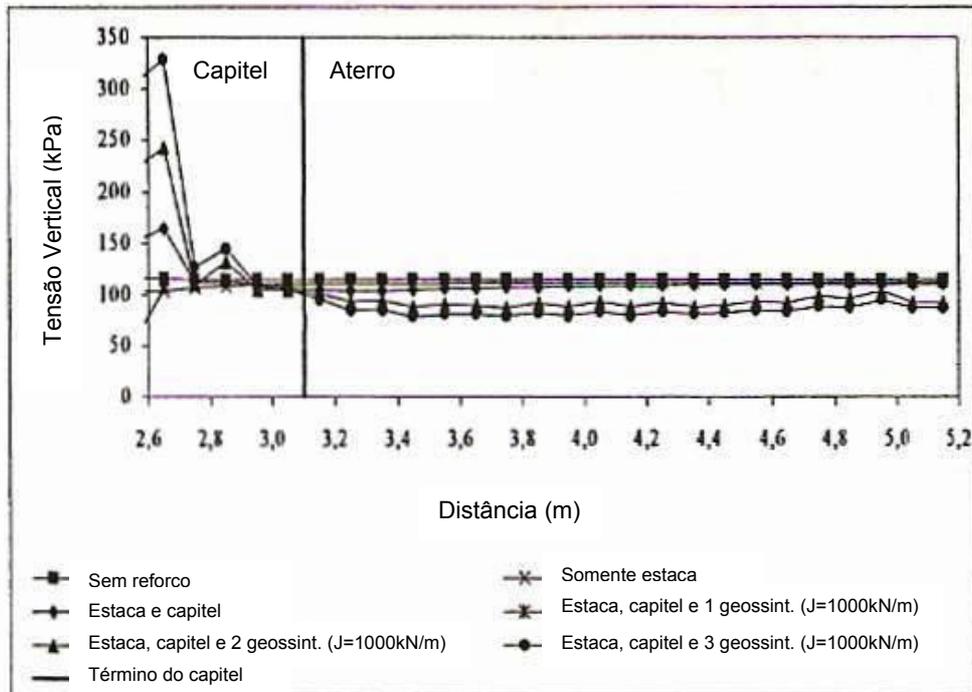
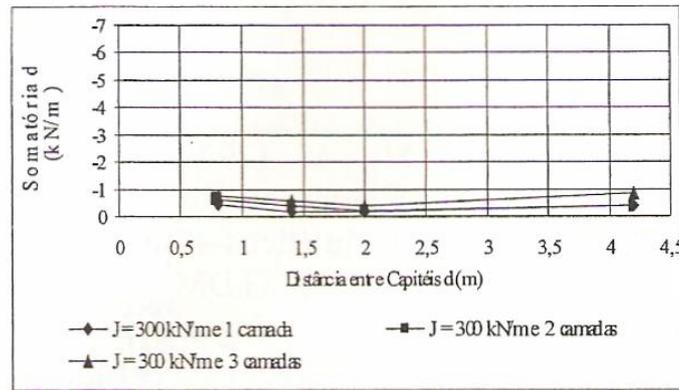
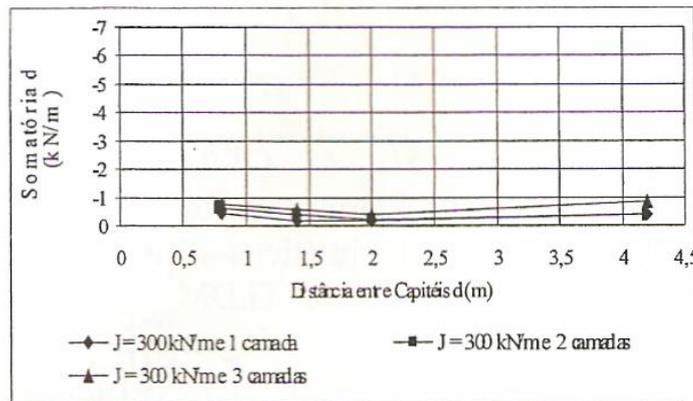


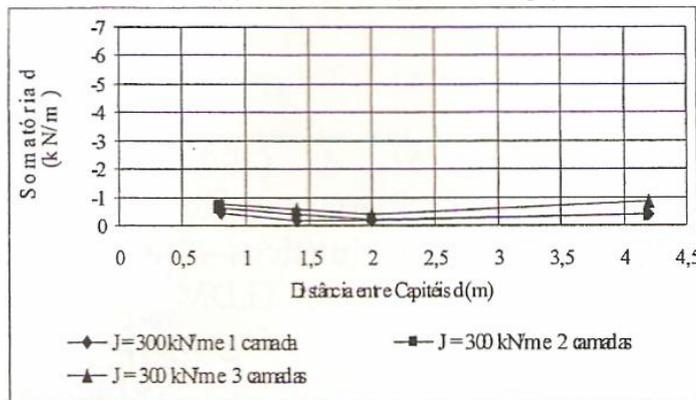
Figura 2.15- Tensão vertical média na base do aterro variando ao longo do aterro (SÁ & PALMEIRA, 2000).



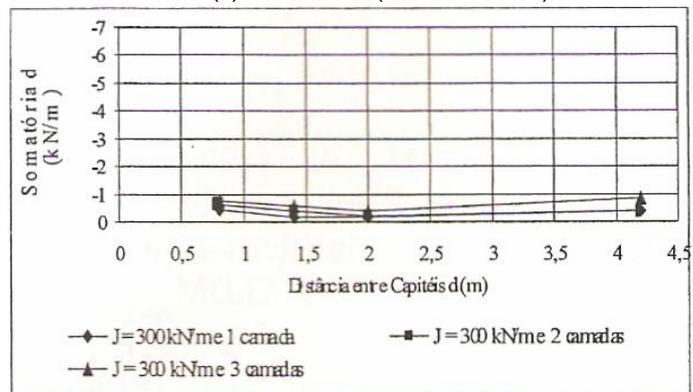
(a) J=300kN/m (elemento viga)



(b) J=4000kN/m (elemento viga)



(c) J=300kN/m (elemento cabo)



(d) J=4000kN/m (elemento cabo)

Figura 2.16- Forças de tração máximas atuando nos geossintéticos (SÁ & PALMEIRA, 2000).

Os resultados apresentaram uma variação do comportamento da tração total mobilizada quando a distância entre capitéis aumenta. Inicialmente é verificada uma diminuição nos valores com o aumento da distância entre capitéis, porém a partir de uma distância igual a 2,0m a tração mobilizada no reforço aumenta. Tal variação corresponde a uma mudança no comportamento do geossintético: para menores espaçamentos, ocorre um decréscimo das tensões entre capitéis e dos deslocamentos, e para grandes espaçamentos estes valores permanecem praticamente inalterados.

Os autores relatam que estes resultados podem estar relacionados com o fato da inclusão de geossintéticos de baixa resistência aumentar o efeito do arqueamento no solo e de geossintético de rigidez elevada maximizar o efeito de membrana, conforme reportado por JENNER *et al.* (1998).

2.4.3 HAN & GABR (2002)

HAN & GABR (2002) realizaram estudos numéricos bidimensionais abrangentes visando investigar o comportamento do sistema estaca-solo-geossintético considerando três fatores de grande influência: altura do aterro, rigidez do geossintético e módulo de elasticidade da estaca. A modelagem foi desenvolvida por diferenças finitas. Para simplificar as análises, os autores consideraram que a estaca é representada por um círculo equivalente para o caso bidimensional ou um cilindro em uma análise tridimensional.

O solo do aterro e de fundação foram simulados pelo modelo hiperbólico proposto por DUNCAN & CHANG (1970), enquanto que as estacas e o geossintético de reforço foram considerados materiais elástico-lineares.

O recalque máximo foi calculado para três situações: (i) altura de aterro variável; (ii) aterro com altura constante de 3m e rigidez do reforço variável; (iii) altura de aterro constante de 3m e módulo de elasticidade das estacas variável.

No primeiro caso, os valores obtidos indicaram que os recalques na base do aterro são superiores aos da superfície e esta diferença é tão maior quanto maior a altura do aterro (Figura 2.17). Os recalques na superfície incluem as deformações do solo de fundação e do próprio corpo do aterro. Desta forma, a parcela do recalque devido à propagação de outras deformações tende a ser maior quando a altura do aterro é pequena.

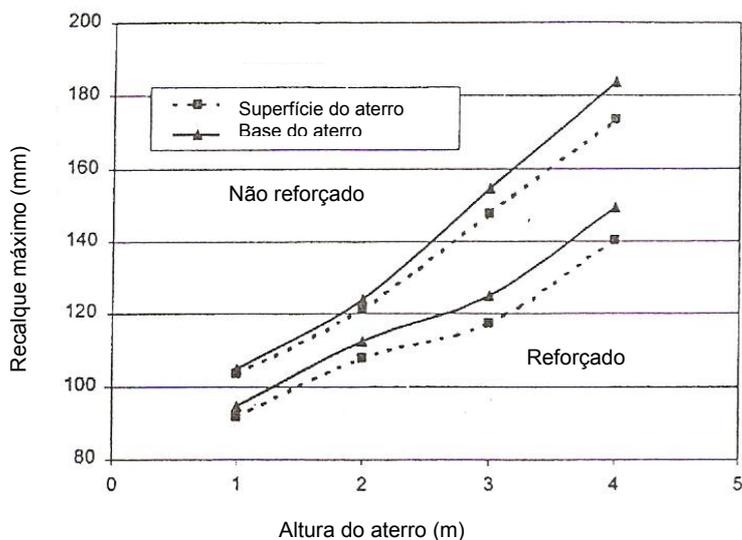


Figura 2.17- Influência da altura do aterro no recalque máximo (HAN & GABR, 2002).

Analisando os recalques máximos obtidos a partir da variação da rigidez do reforço (Figura 2.18), verifica-se que esta propriedade do geossintético exerce grande influência nas deformações na superfície do aterro e no topo das estacas. O recalque máximo diminui com o aumento da rigidez, sendo que, a partir de 4000kN/m, os valores de recalque são praticamente constantes.

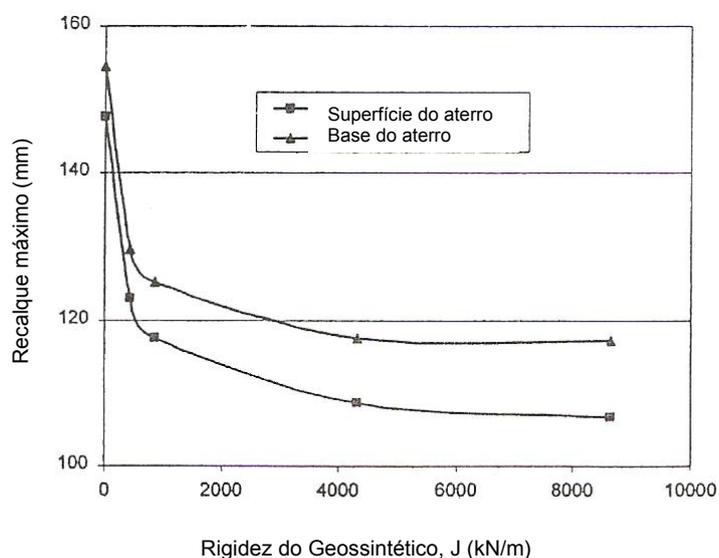


Figura 2.18- Influência da rigidez do geossintético no recalque máximo (HAN & GABR, 2002).

Os autores mostraram que o aumento do módulo de elasticidade das estacas reduz o recalque máximo e essa redução pode ser ainda maior com a introdução do geossintético. A diferença na magnitude dos recalques para o caso de aterro sem reforço na base e para base reforçada tende a ser maior com o aumento da rigidez

das estacas. Tal comportamento se deve ao efeito do arqueamento no solo sobre o geossintético, o qual evita a plastificação do solo acima das estacas.

De acordo com a Figura 2.19, o recalque diferencial na elevação correspondente ao topo da estaca aumenta com a elevação da altura do aterro, enquanto que na superfície diminui. A utilização de geossintéticos com rigidez mais elevada diminui o recalque diferencial (Figura 2.20). Quando se incrementa a rigidez das estacas, verifica-se um aumento do recalque diferencial nas duas elevações estudadas, comprovando que a diferença de rigidez entre a estaca e o solo de fundação promove a ocorrência de deformações verticais.

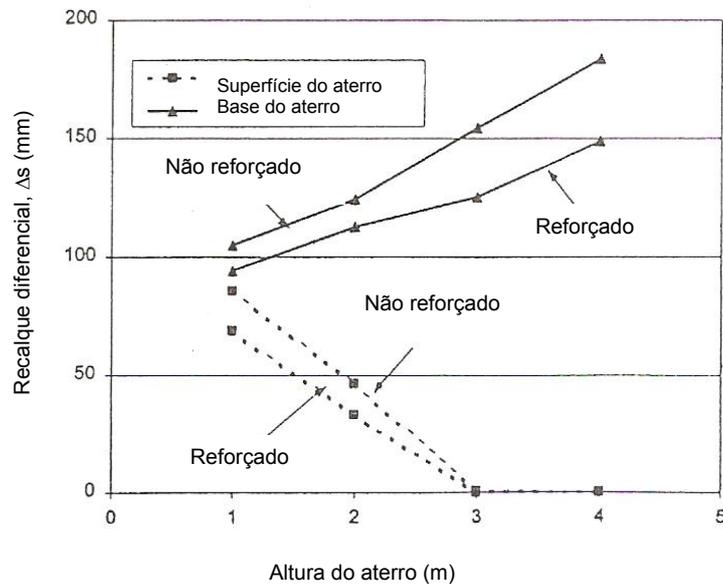


Figura 2.19- Influência da altura do aterro no recalque diferencial (HAN & GABR, 2002).

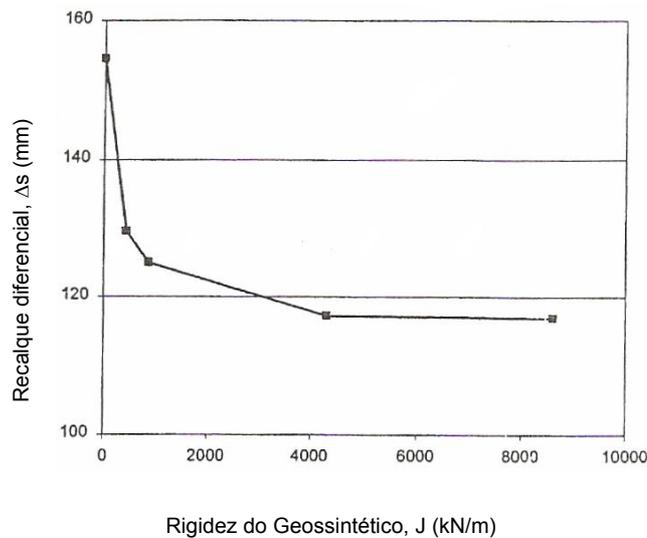


Figura 2.20- Influência da rigidez do geossintético no recalque diferencial (HAN & GABR, 2002).

As tensões acima do geossintético são induzidas principalmente pelo arqueamento no solo, enquanto que tensões abaixo são devidas tanto ao arqueamento, quanto à componente de tração do geossintético. Comparando-se os casos com e sem reforço verifica-se que as tensões no topo da estaca são maiores quando se utiliza o geossintético (Figura 2.21).

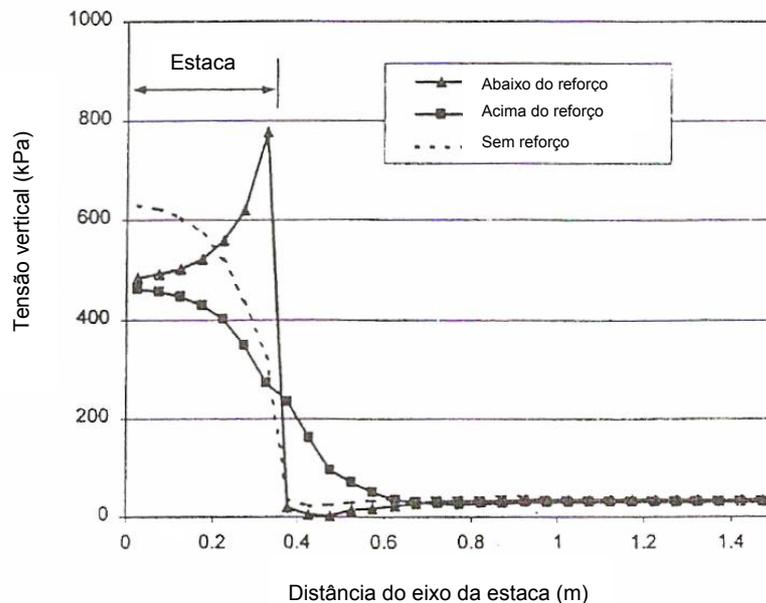


Figura 2.21- Distribuição das tensões verticais em relação ao eixo das estacas (HAN & GABR, 2002).

HAN & GABR (2002) também estudaram a influência da altura do aterro, da rigidez do geossintético e do módulo de Young das estacas em função do coeficiente de arqueamento (razão entre a tensão vertical aplicada no solo mole e a tensão total aplicada). A partir dos resultados obtidos, verifica-se que o coeficiente de arqueamento diminui com o aumento da altura do aterro (Figura 2.22), uma vez que para pequenas alturas o efeito do arqueamento não se desenvolve plenamente. Além disto, observa-se que a partir de uma determinada altura do aterro, este coeficiente é praticamente constante. No caso estudado a altura foi igual a 4,0m.

Em relação à rigidez do geossintético de reforço, verificou-se que quanto mais rígido o elemento de reforço, menor o efeito de arqueamento (Figura 2.23). Isto é explicado pelo fato do arqueamento no solo ocorrer quando há uma deformação na base do aterro, ou seja, o elemento de reforço se deforma o suficiente para mobilizar as tensões cisalhantes no interior da massa de solo, redistribuindo as tensões atuantes.

Os resultados obtidos para a variação de rigidez das estacas indicaram que o módulo de Young afeta o arqueamento do solo. As estacas com rigidezes elevadas promoveram um arqueamento considerável na massa de solo, devido à diferença de rigidez entre os materiais envolvidos, solo mole de fundação e estacas.

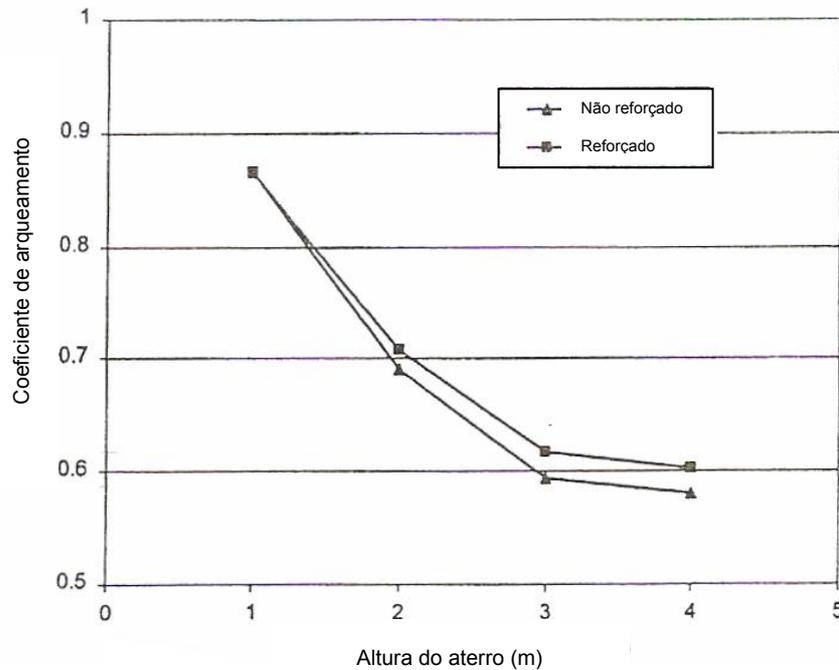


Figura 2.22- Influência da altura do aterro no efeito do arqueamento no solo (HAN & GABR, 2002).

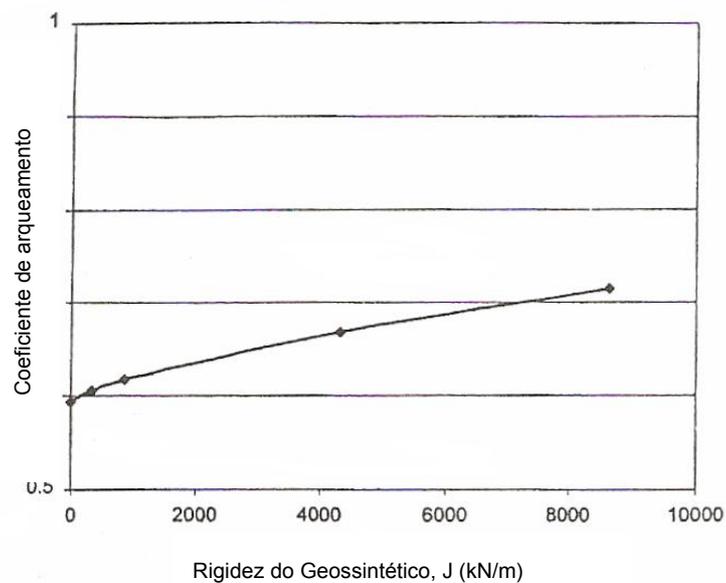


Figura 2.23- Influência da rigidez do geossintético no efeito do arqueamento no solo (HAN & GABR, 2002).

HAN & GABR (2002) analisaram a parcela da carga transmitida para as estacas, definida como concentração de tensões n e que corresponde à eficácia definida por HEWLETT & RANDOLPH (1988). Verificaram que esta concentração aumenta proporcionalmente à carga transmitida às estacas. Quanto maiores a altura do aterro e a rigidez do geossintético e das estacas, maior a parcela do carregamento transmitido às estacas.

A análise das tensões impostas pelo aterro na base indicou que a sua distribuição não é uniforme. Desta forma, ela é função da distância ao centro da estaca, sendo a tensão máxima verificada sobre as estacas, indicando a concentração de tensões sobre estes elementos estruturais.

Os resultados mostraram que a tração máxima mobilizada no reforço aumenta em função da altura do aterro, da rigidez do reforço e da rigidez das estacas. No caso de reforços muito rígidos, o equilíbrio é atingido sob menores deformações, sendo as tensões mobilizadas nos reforços mais elevadas (Figura 2.24 e Figura 2.25).

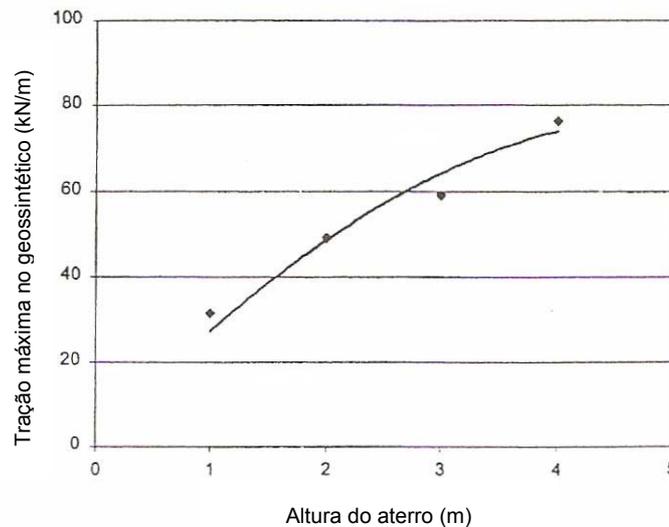


Figura 2.24- Influência da altura do aterro na tensão máxima no geossintético (HAN & GABR, 2002).

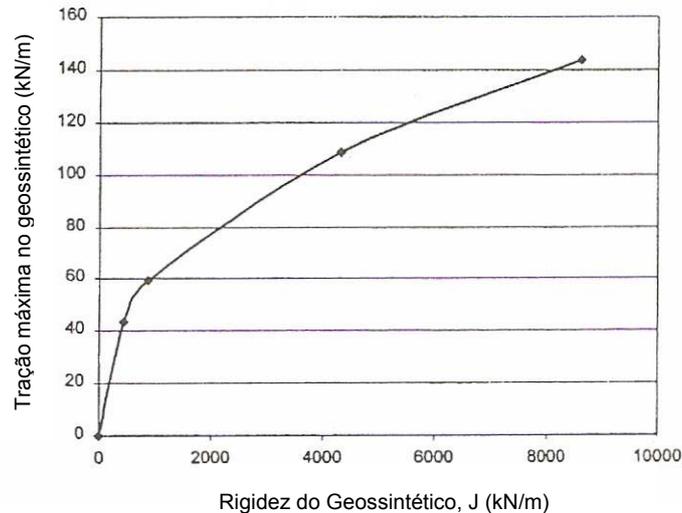


Figura 2.25- Influência da rigidez do geossintético na tensão máxima no geossintético (HAN & GABR, 2002).

2.4.4 MELLO *et al.* (2006)

MELLO *et al.* (2006) reportam as simulações numéricas realizadas em elementos finitos em condições axissimétricas e em deformação plana com o objetivo de estudar o comportamento de uma estaca isolada, com área de influência igual à metade do espaçamento entre as estacas. Como o problema é tridimensional, foram realizadas equivalências de rigidez da condição axissimétrica para o modelo em deformação plana. O caso estudado foi um aterro sobre solo colapsível da região do Distrito Federal com plataforma de transferência de carga constituída por estacas e capitéis.

Os solos foram modelados com formulações não-lineares do tipo *Hardening Soil Model* e critério de ruptura de Mohr-Coulomb. As estacas e capitéis foram modelados como elástico-lineares. Neste estudo as estacas não estavam assentes em material competente.

As simulações foram realizadas para diferentes espaçamentos entre as estacas (1,0, 1,5, 2,0, 2,5, 3,0 e 3,5m), dimensões de capitéis (0,3, 0,5, 0,7 e 1,0m), alturas de aterro (4; 6; 8 e 10m). A espessura entre a fundação competente e as estacas foi igual a 10m.

Nas análises em que foi variado o espaçamento entre as estacas, verificou-se uma redução do recalque total de 62% em relação ao caso sem estaca. O recalque foi de 1,41m para altura de aterro igual a 10,0m. O espaçamento entre as estacas pouco influenciou na redução dos recalques, conforme apresentado na Figura 2.26.

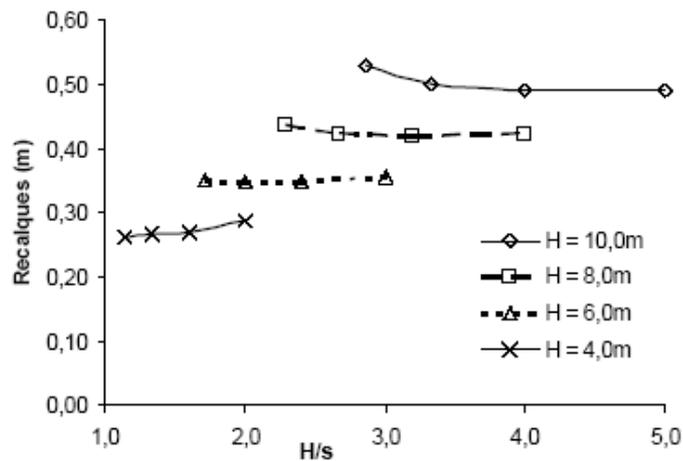


Figura 2.26- Recalques do aterro para diferentes configurações geométricas e capitel de 1,0m— modelagem em deformação plana (MELLO *et al.*, 2006).

MELLO *et al.* (2006) apresentaram resultados em termos de coeficiente de arqueamento e grau de concentração de tensões. No primeiro caso, o arqueamento foi analisado em deformação plana para diferentes espaçamentos entre as estacas, altura do aterro igual a 10,0m e dimensões de capitel de 0,3m x 0,3m (Figura 2.27). Observa-se que o coeficiente de arqueamento sofre redução até atingir a eficiência máxima do sistema, que corresponde a um determinado espaçamento entre estacas e é o ponto de arqueamento total descrito por KEMPTON *et al.* (1998). A partir daí, o sistema perde eficiência, permitindo que o solo mole ou geossintético, caso exista, experimente um novo acréscimo de carga.

Para as modelagens envolvendo o grau de concentração de tensões, foi verificado o mesmo comportamento descrito anteriormente, a concentração de tensões nas estacas aumenta até um determinado ponto e a partir deste o sistema perde eficiência, diminuindo as tensões concentradas nas estacas (Figura 2.28).

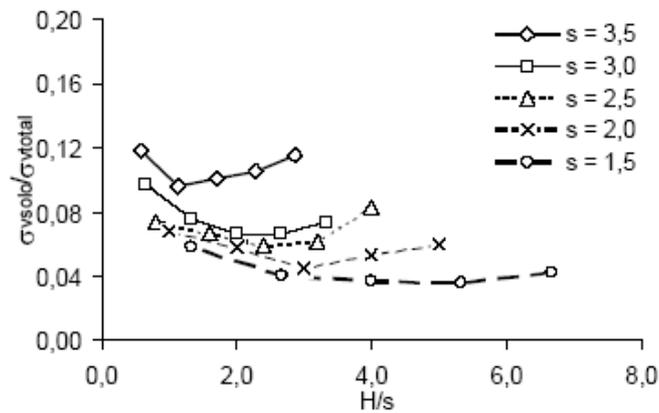


Figura 2.27- Coeficiente de arqueamento para diferentes espaçamentos e capitel de 0,30m – modelagem em deformação plana (MELLO *et al.*, 2006).

Os autores também apresentam os resultados das modelagens envolvendo a influência da rigidez do material de aterro no coeficiente de arqueamento, da altura do aterro no efeito do arqueamento e da relação entre a rigidez da estaca e do solo mole nas tensões impostas nas estacas.

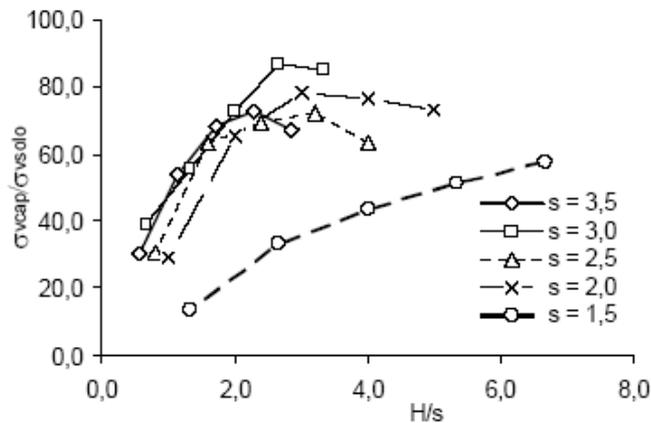


Figura 2.28- Grau de concentração de tensões para diferentes espaçamentos e capitel com 0,30m de dimensão – modelagem em deformação plana (MELLO *et al.*, 2006).

2.5 CASOS DE ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS

A solução de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos é recente no Brasil, porém em alguns países, como Alemanha e Reino Unido, existem trabalhos publicados sobre este assunto desde a década de 70.

No Brasil, a técnica de aterros estaqueados reforçados com geogrelhas foi adotada em poucas ocasiões, sendo que a primeira grande obra foi realizada para a Ferronorte (Huesker, 1999) no Mato Grosso do Sul. Revisões bibliográficas realizadas recentemente encontraram apenas 17 casos, onde a maioria foi publicada nos últimos dez anos ou menos (SANDRONI & DEOTTI, 2008).

Nesta dissertação são apresentados dois casos de obra em que a solução de aterro com base reforçada por geossintéticos foi empregada, a saber: ALEXIEW *et al.* (2002) e BLÜMEL *et al.* (2003).

São também apresentados três casos de obras de aterros estaqueados reforçados realizados no Brasil e no exterior nos últimos 2 anos. Dentre os três casos, dois foram instrumentados, principalmente com medições de recalques ocorridos durante a construção e logo após o término da obra. Os casos de obras que com programa de monitoramento são: MELLO *et al.* (2008) e YOUNG *et al.* (2008). Como exemplo de obras não instrumentadas pode-se citar VERTEMATTI & MONTEZ, 2006.

2.5.1 ALEXIEW *et al.* (2002)

ALEXIEW *et al.* (2002) realizaram o dimensionamento de uma ferrovia localizada nas proximidades da cidade de Gröbers na Alemanha com o auxílio da modelagem numérica bidimensional em elementos finitos. Cabe ressaltar que neste projeto esta ferramenta de cálculo se apresentou insuficiente para analisar todos os aspectos do problema, sendo utilizada uma combinação entre a análise numérica e analítica.

A nova ferrovia possui oito linhas, 800m de extensão com 120m de largura e está localizada em uma área que possui minas desativadas, com grande potencial de ocorrência de subsidências. Duas linhas são para trens de alta velocidade (superior a 300km/h) e as demais linhas são para trens convencionais de transporte de passageiros e de carga. O diâmetro máximo possível admitido para a cavidade abaixo dos trilhos foi definido igual a 4m. Este valor foi estimado a partir de dados obtidos de análises geológicas e da experiência local. A localização de todas as cavidades e

galerias subterrâneas não é conhecida. Conseqüentemente, a subsidência pode ocorrer em qualquer ponto da linha férrea.

O projeto teve como premissas: garantir a servibilidade por um período de tempo igual a um mês através de um sistema de capacidade de carga atravessando a cavidade e registrar o surgimento de uma cavidade através de um sistema de alarme. Na ocorrência de uma cavidade, os trens teriam a velocidade reduzida para 100km/h e a cavidade seria preenchida.

O sistema de suporte consiste em um bloco de solo-cimento, onde o solo é um solo coesivo local, e duas camadas de geogrelha. O sistema de alarme foi instalado sob a geogrelha. A seção típica adotada e um detalhe da mesma são apresentados na Figura 2.29.

As análises do projeto foram realizadas para dois estados diferentes: o estado-limite último, correspondente à ruptura; e o estado-limite de deformações relativo à servibilidade da estrutura. A modelagem numérica foi decisiva para o estado-limite de servibilidade e para a definição dos parâmetros de tensão-deformação requeridos para o bloco de solo-cimento e geogrelhas.

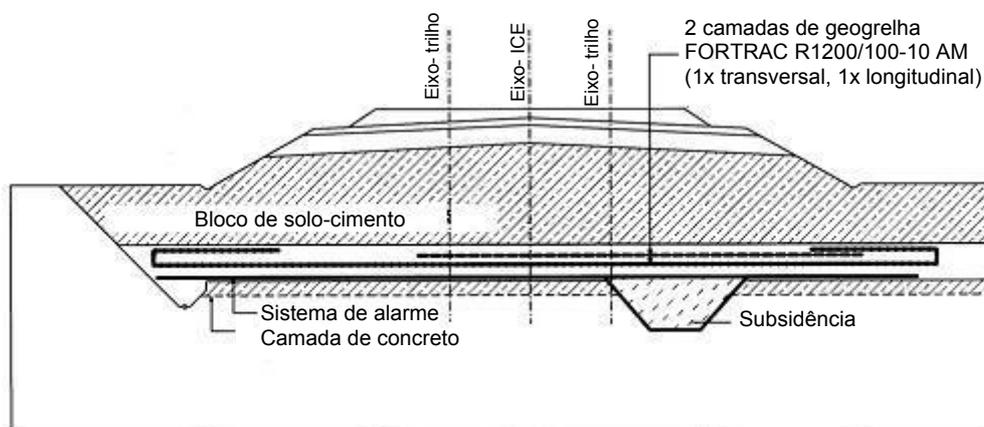


Figura 2.29- Seção típica adotada (ALEXIEW *et al.*, 2002).

Todas as verificações e cálculos de projeto consideraram fatores tais como diferentes localizações do trem e das cavidades, comportamento do geossintético com o tempo, dentre outros. Foram adotados fatores de segurança parciais diferentes para cada caso. Cálculos simplificados indicaram a ocorrência do efeito do arqueamento no solo altamente coesivo do bloco de solo-cimento, o que conduziu a necessidade de verificar o desempenho do sistema de suporte após a ruptura do solo arqueado.

Para as modelagens correspondentes ao bloco considerou-se a possibilidade de ocorrência de grandes zonas plastificadas, ruptura da geogrelha antes da ruptura do arco mobilizado no interior do bloco e recalques total e diferencial. O bloco de solo-cimento foi modelado como um material linear, elasto-plástico perfeito definido por suas características geomecânicas: módulo de deformação, coeficiente de Poisson, peso específico, ângulo de atrito, ângulo de dilatância, coesão e resistência à tração do solo, considerada igual a 10% do valor da resistência à compressão não confinada (DIN 4093, 1987).

O modelo da geogrelha correspondeu ao linear-elástico e definido pelo módulo de rigidez constante, onde teoricamente o reforço pode se deformar indefinidamente mobilizando uma força que não cessa e, conseqüentemente, nunca romperá. Este comportamento foi neutralizado pelas análises pós-ruptura. A Figura 2.30 apresenta um campo de tensões e as deformações verticais acima da cavidade típicas obtidas na simulação.

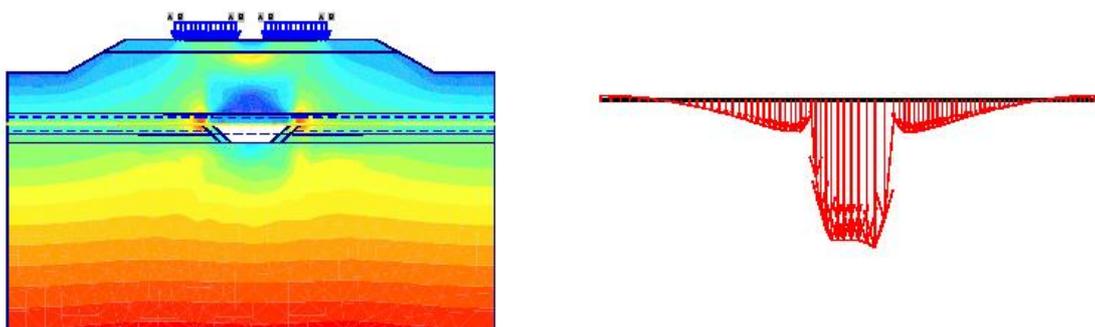


Figura 2.30- Campos de tensões e deformações verticais típicas (ALEXIEW *et al.*, 2002).

Após a ruptura do solo, a pior condição corresponde àquela em que a geogrelha suporta todo o carregamento. A tensão mobilizada na geogrelha deve ser calculada. Porém, a condição pós-ruptura do solo não é avaliada por elementos finitos. Desta forma, os autores utilizaram um artifício para estimar a tração na geogrelha que consistiu em analisar o estado um instante antes da ruptura, resultando na determinação da altura máxima do arco após a ruptura e da tensão vertical máxima atuante na geogrelha após o colapso do arco. A partir daí, a tração na geogrelha foi calculada analiticamente. Estas análises combinadas definiram o tipo de geogrelha utilizada no projeto, FORTRAC 1200/100-10 AM.

Visando ampliar o conhecimento sobre o comportamento da obra, uma área de teste foi implementada e monitorada. Amostras de solo e geogrelhas foram exumadas

e testadas. Os resultados obtidos foram satisfatórios e confirmaram os valores de projeto. A Figura 2.31 ilustra a retirada das amostras da área de teste.



Figura 2.31- Área de teste monitorada (ALEXIEW *et al.*, 2002).

2.5.2 BLÜMEL *et al.* (2003)

BLÜMEL *et al.* (2003) relatam a construção um aterro para a implantação de uma estrada, com 300m de extensão, em uma área ao sul da cidade de Hanover, Alemanha, onde foi implantado um complexo industrial. O projeto exigiu que a estrada cruzasse uma área que foi utilizada como aterro sanitário até o ano de 1970.

A antiga área de deposição é constituída por um poço, resultante de escavação para mineração, de 10m de profundidade. Após o abandono da área de mineração, a base do poço foi preenchida por uma camada de material proveniente da própria escavação com 1,5 a 4,0m de espessura. O material depositado na região norte do poço é composto por resíduos domésticos e industriais e na região sul, resíduos de demolição. O fechamento da área foi realizado com o lançamento de uma camada de cobertura de solo com 1m de espessura.

A baixa capacidade de carga do material depositado na região norte do aterro sanitário indicava a ocorrência de deslocamentos verticais e horizontais consideráveis, ocasionados pela decomposição do resíduo e pela carga imposta pelo tráfego após a construção da estrada. Na região sul o resíduo apresentava uma capacidade de carga adequada para suportar o aterro novo e o tráfego.

Devido às propriedades do material na região norte, foi construído um aterro sobre um sistema de suporte constituído por estacas, capitéis e duas camadas de geogrelhas. Foram adotadas estacas do tipo VCC (*Vibro Concrete Columns*) com

diâmetro de 0,6m dispostas em um arranjo triangular e espaçadas de 2,1m e capitéis de concreto com seção circular de 0,8m de diâmetro.

As geogrelhas utilizadas eram do tipo *Secugrid 400/40 R6*, com resistências na direção transversal e longitudinal iguais a 400kN/m e 40kN/m, respectivamente. O aterro entre as duas geogrelhas foi realizado com escória e cinza resultante da incineração do resíduo doméstico com granulometria entre 2 e 32mm, seguindo as especificações técnicas e regulamentações ambientais. A plataforma de geogrelhas possuía uma espessura de 2,0m.

O fato de a fundação ser constituída por resíduo implicou na necessidade de se adotar um sistema de drenagem de gás e das águas infiltradas abaixo da estrutura da estrada e de impermeabilização. Isto se deu através da construção de uma camada de brita, da instalação de uma geomembrana de PEAD de 2,5mm de espessura protegida em ambos os lados por geotêxteis não tecidos e da construção de outra camada de brita. A Figura 2.32 apresenta uma seção típica do sistema de suporte.

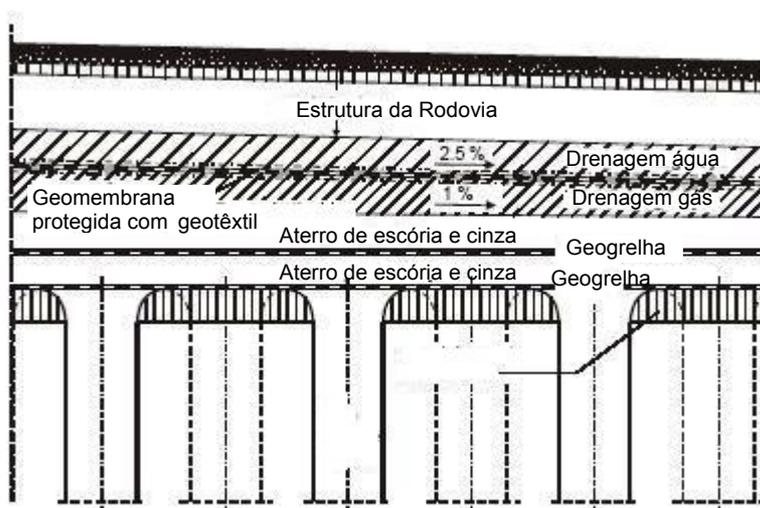


Figura 2.32- Seção típica do aterro estaqueado reforçado (BLÜMEL *et al.*, 2003).

A fim de controlar as deformações do aterro reforçado, foi construída uma área de teste com aterro de 0,6m de altura. Nesta área foram realizadas provas de carga nas 30 colunas com medidas contínuas das deformações nas geogrelhas. Para uma carga de 100kN (próxima ao limite de capacidade de carga do sistema) foi verificado um deslocamento vertical próximo às geogrelhas inferior a 1mm.

Para monitorar o comportamento da obra durante sua vida útil foram instalados inclinômetros. As primeiras séries de leituras realizadas em Junho e Outubro de 2003 não indicaram ocorrência de deformações significativas no aterro reforçado.

2.5.3 VERTEMATTI & MONTEZ (2006)

VERTEMATTI & MONTEZ descrevem os estudos e a construção de um trecho de 460m da Ferronorte localizado no Mato Grosso do Sul e construído em Maio de 1999. O aterro foi construído sobre um bolsão de solo mole com espessura de 7,8m e foi reforçado por um sistema composto por uma malha quadrada de micro-estacas do tipo *Alluvial Anker* com 15cm de diâmetro, capitéis de concreto pré-moldado com 0,5 x 0,5m e uma camada de geogrelha de poliéster de alta tenacidade com resistências de 400kN/m e 150kN/m nas direções longitudinal e transversal, respectivamente. A Figura 2.33 ilustra a seção esquemática do aterro estaqueado reforçado.

Uma vistoria realizada após 6 anos de operação da obra, constatou um ótimo desempenho do aterro estaqueado estruturado, não sendo observados recalques significativos devido a deformações elevadas ou rupturas localizadas.

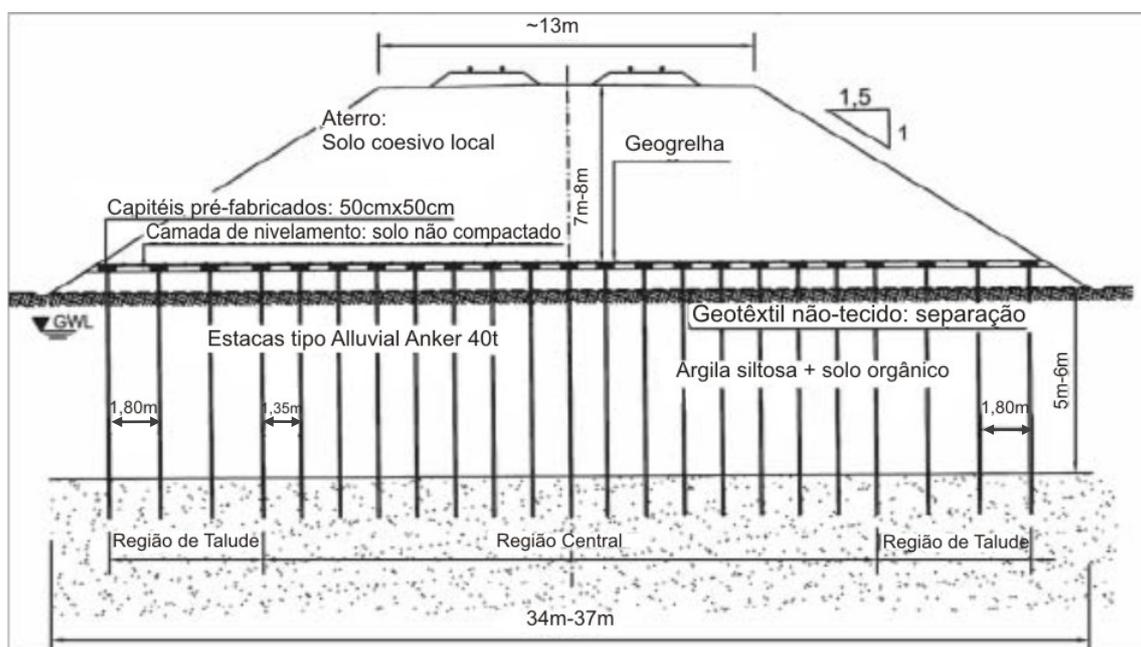


Figura 2.33- Seção esquemática do aterro estaqueado (VERTEMATTI & MONTEZ, 2006).

A exceção foi um trecho de 25m onde foi construído um bueiro celular em concreto armado, com seção quadrada de 3m, em segmentos para passagem das águas do Ribeirão da Laje. Uma das bordas do segmento central do bueiro sofreu um

deslocamento vertical de 35mm, devido a concentração de tensões, os quais correspondem a um recalque diferencial de 0,14%. De acordo com os engenheiros de manutenção da via, recalques desta magnitude foram verificados em outros trechos da ferrovia junto a obras de arte e refletiram-se apenas em uma das linhas. A Figura 2.34 apresenta um detalhe do trecho do bueiro celular que recalcou.



Figura 2.34- Segmento central do bueiro celular que sofreu recalque de 35mm (VERTEMATTI & MONTEZ, 2006).

2.5.4 MELLO *et al.* (2008)

MELLO *et al.* (2008) relatam a construção de uma estrada interligando as duas maiores rodovias do estado de São Paulo (Presidente Dutra e Ayrton Senna), permitindo o acesso à rodovia Tamoios, a qual liga a cidade de São José dos Campos, importante pólo industrial e tecnológico do estado de São Paulo, ao porto de São Sebastião.

O subsolo de um trecho de 140m de extensão da área da obra era constituído por depósito de sedimento aluvionar composto por uma duas camadas de argila mole intercaladas por uma camada de material arenoso fofo. A camada arenosa foi identificada através de ensaios de campo e laboratório como uma areia argilosa, apresentando comportamento em relação à resistência ao cisalhamento e compressibilidade bastante semelhante ao das argilas moles. A espessura do material de alta compressibilidade apresentava valores de 8 a 10m. A altura do aterro neste trecho foi de 8m.

O projeto considerou as seguintes premissas: recalque máximo admissível em 30 anos igual a 0,4m; sobrecarga operacional devido ao tráfego de 10kPa e fator de segurança dos taludes de aterro ao final da construção de 1,25. Devido às

características da fundação, a solução adotada foi a construção do aterro sobre estacas de brita revestidas por material geossintético de alta resistência (*Geotextile Encased Columns-GEC*), e o reforço da base do aterro por uma geogrelha, com o intuito de garantir a estabilidade lateral do aterro.

O uso da técnica de colunas de brita revestidas por geossintéticos foi desenvolvido na década de 90 e sua eficiência foi comprovada em obras de ferrovias e rodovias na Alemanha, Holanda e Suécia (RAITHEL *et al.*, 2002). A sua utilização tem sido crescente, em especial na Europa, e esta obra foi o primeiro caso de aplicação desta solução na América do Sul que ocorreu no ano de 2006.

As estacas foram construídas com 0,7m de diâmetro dispostas em uma malha triangular cujos espaçamentos variaram entre 1,8 e 2,2m. Para revestir as estacas foi adotado geotêxtil com resistência de 50kN/m e rigidez de 1.000kN/m.

Na fase de projeto foram previstos valores de recalque segundo a metodologia de RAITHEL (1999) para as colunas com 10m de profundidade e diferentes alturas de aterro e espaçamento entre colunas. Os resultados indicaram valores de recalque compreendidos entre 0,61 a 0,75m para todas as variações adotadas.

O aterro estaqueado reforçado foi monitorado durante e após a construção por diversos equipamentos, a saber: inclinômetros, células de carga, extensômetros, inclinômetros horizontais (perfilômetros) e medidores de recalque (Figura 2.35).

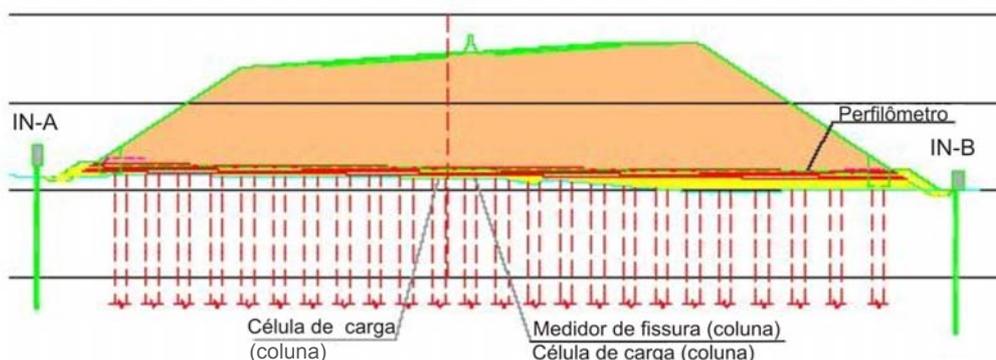
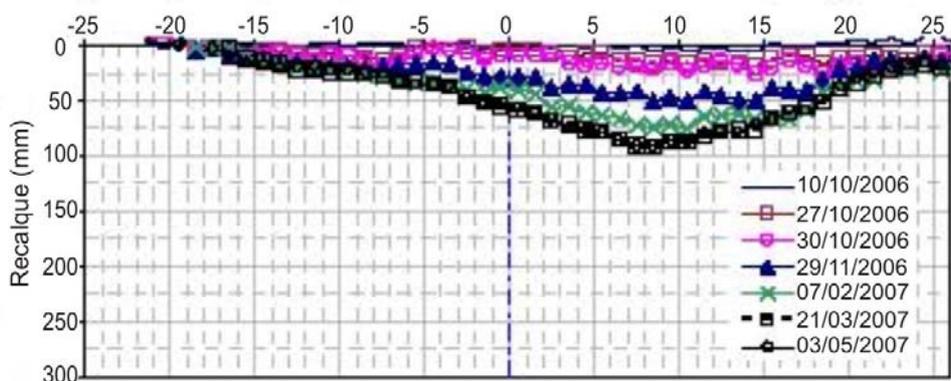


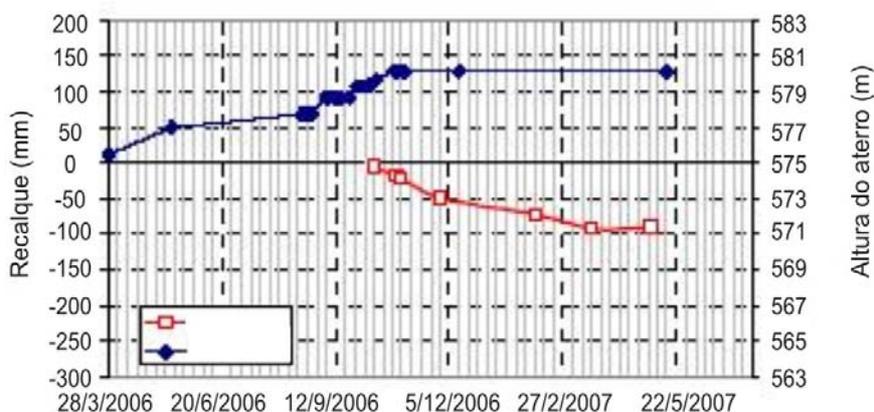
Figura 2.35- Seção típica com os instrumentos instalados (MELLO *et al.*, 2008).

Os recalques medidos são apresentados na Figura 2.36, onde os resultados apresentaram valores significativamente inferiores aos previstos em projeto, com um

recalque máximo de 0,10m. Isso se deu, possivelmente, à camada areno-argilosa de maior rigidez que a camada argilosa.



a) Recalque ao longo da seção



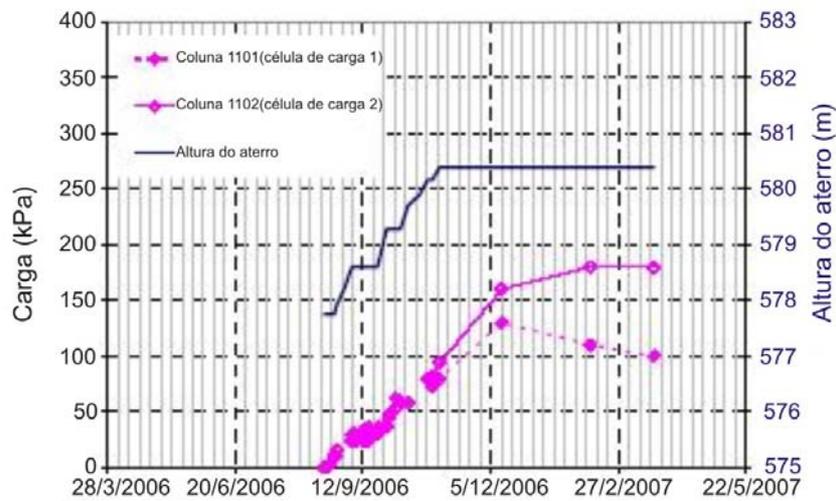
b) Altura do aterro vs. recalque

Figura 2.36- Valores de recalque medidos pelos perfilômetros (MELLO *et al.*, 2008).

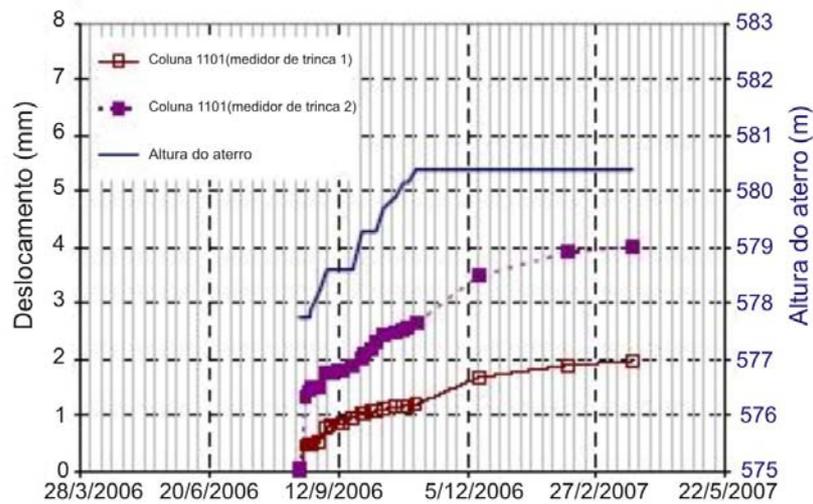
Os valores medidos pelos inclinômetros indicam a ocorrência de deslocamentos horizontais significativos durante a instalação das colunas, que atingiram o máximo de 50mm.

Os deslocamentos horizontais no interior das colunas medidos pelos extensômetros foram pequenos, contudo, segundo MELLO *et al.* (2008), é possível que as colunas com este equipamento não estivessem completamente carregadas. Os valores medidos pelas células de carga, instaladas no topo das colunas, apresentaram valores inferiores para as estacas que possuíam extensômetros. A instalação dos extensômetros e recompactação do material alterou e aumentou a rigidez média destas colunas. A partir dos resultados apresentados na Figura 2.37, também se

verificou que os deslocamentos e cargas variaram por um período de 3 a 4 meses após a conclusão do aterro, atingindo o equilíbrio após este período de tempo.



a) Célula de carga



b) Medidor de trinca (coluna 1101)

Figura 2.37- Valores de cargas e deslocamentos medidos nas colunas (MELLO *et al.*, 2008).

2.5.5 YOUNG *et al.* (2008)

YOUNG *et al.* (2008) relatam a construção de um aterro, no ano de 2001, para a implantação de uma ferrovia para trens de passageiro e de carga, com 55km de extensão e localizada em New Jersey, Estados Unidos.

O projeto da nova ferrovia seguiu o alinhamento de antiga rodovia construída em 1830. A rota pré-definida apresentou diversas dificuldades construtivas, pois estava situada entre áreas alagadiças, sendo exigidas alterações no alinhamento

vertical e horizontal. Desta forma, as principais premissas consideradas no projeto foram: estrutura de contenção, recalques pós-construtivos mínimos, métodos construtivos adequados para um canteiro de obras limitado e pouco tempo para a construção.

O aterro construído se estendeu até a ponte do rio *Roncocas*. Este encontro de ponte estava situado aproximadamente no mesmo alinhamento horizontal, porém foi realizado um alteamento de 6m de altura e um alargamento do aterro existente para a instalação de dois novos trilhos.

Um programa de investigações de campo e de laboratório foi realizado, sendo o solo de fundação identificado como um depósito recente de material aluvionar composto por uma camada de areia siltosa fofoa sobrejacente a camadas de material muito mole, totalizando 7,6m de profundidade. A fundação competente é composta por uma areia siltosa compacta.

Devido às características do solo de fundação e das premissas de projeto a contenção do aterro foi realizada por uma estrutura modular de concreto pré-moldado em forma de “T” preenchida por um aterro compactado nos vãos. A estrutura de contenção se estendeu por 230m. E se juntou a uma rampa com 142m de extensão, a qual terminou no encontro com a ponte. A Figura 2.38 apresenta um detalhe do módulo utilizado.

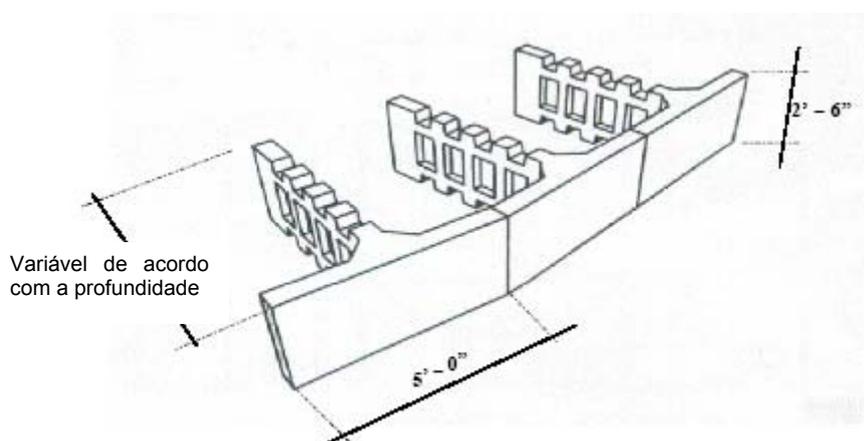


Figura 2.38- Módulos de concreto pré-moldado que constituem a estrutura de contenção (YOUNG *et al.*, 2008).

A transferência da carga imposta pelo muro de contenção foi realizada pelo sistema geogrelhas/estacas. Foram utilizadas 3 geogrelhas em uma plataforma que possuía 1m de espessura. As estacas utilizadas foram do tipo concreto vibrado (VCC)

e possuíam 0,5m de diâmetro, dispostas em uma malha triangular e com espaçamento de 2,1 e 2,7m. A Figura 2.39 apresenta a seção típica considerada.

Com o objetivo de verificar o desempenho da construção, foram instaladas placas de recalque na base da estrutura de contenção. Em Março de 2001, logo após o término da construção e do reaterro nos muros localizados em ambos os lados da ferrovia, foi realizada uma série de leituras, cujos valores não foram apresentados pelos autores. Três meses após as primeiras leituras, foram realizadas novas leituras, nas quais foi verificada a ocorrência de 6mm de deslocamento vertical. Este valor de recalque é insignificante, considerando-se que o valor admissível no projeto foi de 25mm. Com um ano de funcionamento, novas leituras foram realizadas e nenhuma deformação considerável foi verificada, indicando um bom desempenho do sistema.

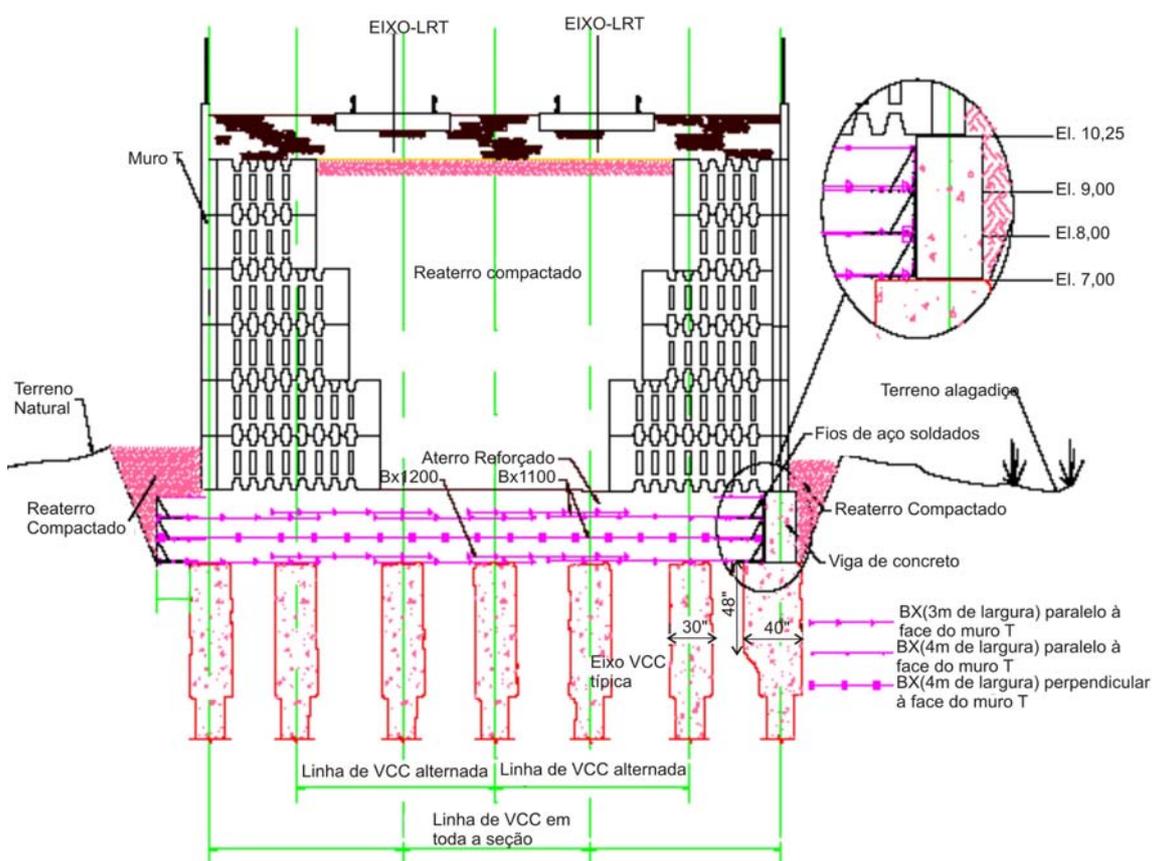


Figura 2.39- Seção típica do aterro estaqueado reforçado considerado (YOUNG *et al.*, 2008).

2.6 COMPARAÇÃO DE RESPOSTAS

Com o objetivo de verificar e validar os métodos de análise propostos, diversos autores compararam os resultados obtidos pelos métodos analíticos e pelas análises numéricas (RUSSEL & PIERPOINT, 1997, KEMPTON *et al.*, 1998 e NAUGHTON &

KEMPTON, 2005); e valores medidos em laboratório com os determinados por simulações numéricas (HORGAN & SARSBY, 2002).

2.6.1 RUSSEL & PIERPOINT (1997)

RUSSEL & PIERPOINT (1997) realizaram modelagens numéricas tridimensionais com o objetivo de comparar os resultados obtidos com alguns métodos analíticos propostos. Os métodos estudados foram TERZAGHI (1943), HEWLETT & RANDOLPH (1988), BS 8006 (1995) e GUIDO *et al.* (1987).

Foram estudados dois casos históricos de aterros estaqueados reforçados sobre solo mole na Inglaterra: o aterro estaqueado reforçado A13 e a área experimental do aterro estaqueado reforçado do *Toll Plaza*. Embora ambos possuam dimensões similares, estes aterros representam dois extremos de dimensionamento de aterros estaqueados reforçados, pois a geogrelha utilizada no aterro A13 apresenta uma rigidez bastante superior à utilizada no *Toll Plaza*.

A Figura 2.40 apresenta a seção típica e um detalhe da geometria de aterro estaqueado reforçado.

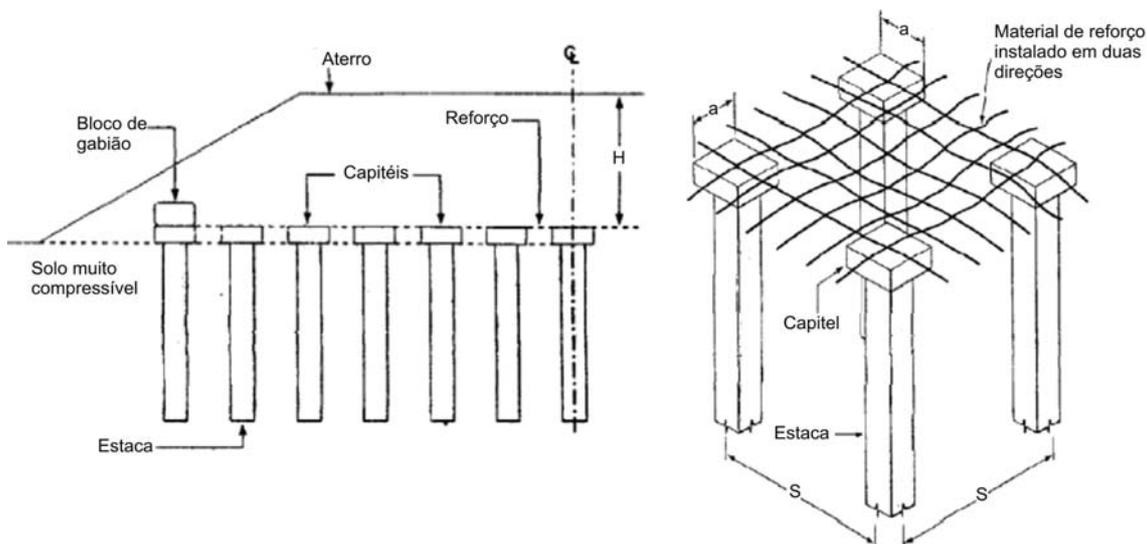


Figura 2.40- Seção transversal típica e detalhe de aterro estaqueado reforçado (adaptado de RUSSEL & PIERPOINT, 1997).

Para realizar a comparação entre os métodos, RUSSEL & PIERPOINT (1997) utilizaram como parâmetro o coeficiente de redução de tração (S_{3D}) proposto por LOW *et al.* (1994), definido como a razão entre a tensão vertical no reforço e a tensão vertical devido à carga imposta.

Os autores equacionaram o coeficiente de redução de tração S_{3D} para cada um dos métodos analisados e em função deste foram determinadas a carga vertical distribuída e a tração mobilizada no reforço.

Uma série de modelagens tridimensionais utilizando diferenças finitas foi realizada para simular os dois aterros estudados, sendo adotados dois métodos construtivos. Inicialmente foi considerada a construção do aterro em etapas, em um total de 20 etapas, onde somente após a deformação em cada camada é que o carregamento seguinte era lançado. Este tipo de modelagem considera a construção do aterro bastante lenta, já que o adensamento total da fundação ocorre simultaneamente com a construção do aterro. O segundo método consiste na construção do aterro em uma única etapa, a qual é mais realista, pois aterros reforçados estaqueados geralmente são construídos antes que ocorra um adensamento significativo da fundação compressível.

O aterro foi representado pelo modelo constitutivo de Mohr- Coulomb e o solo de fundação foi omitido com o intuito de permitir grandes deformações do reforço com baixa rigidez.

O aterro A13 está assente sobre uma camada turfosa seguida de uma camada de argila mole e uma camada de solo granular. Foram utilizadas estacas pré-moldadas de concreto espaçadas entre eixos de 2,5m e dispostas em uma malha quadrangular. Os capitéis empregados eram pré-moldados de concreto com seção quadrada de 1m de largura. A plataforma de transferência adotada consiste em duas camadas de reforço espaçadas de 0,1m, sendo que na direção longitudinal foi utilizado o reforço PARALINK 550S e na direção transversal o PARALINK 950S. No dimensionamento foi considerada uma deformação igual a 5%. A altura total do aterro foi igual a 5,8m.

O aterro experimental do *Toll Plaza* está localizado em uma região composta predominantemente por turfa e argila mole, com espessuras variando de 4,4 a 6,4m. Foram utilizadas estacas de concreto moldadas “*in loco*” dispostas em uma malha quadrangular e com espaçamentos entre eixos iguais a 2,5m. O elemento de reforço consistiu em duas camadas de geogrelha do tipo TENSAR SS2 espaçadas de 0,1m. Neste aterro não foram utilizados capitéis. A altura total de aterro foi de 1,3m e considerou-se uma sobrecarga aplicada na superfície de 60kN/m², com a adição de mais 3m de aterro. Para dimensionamento também foi considerada uma deformação de 5%.

Os resultados obtidos pela modelagem numérica para os dois aterros estudados são apresentados na Figura 2.41 e Figura 2.42.

Analisando os valores estimados os autores observaram que, para o aterro A13, o deslocamento vertical máximo para a construção em uma etapa foi de 262mm e 218mm para a construção em etapas (16 camadas) e que correspondem a uma deformação média de 6,8%. Para o *Toll Plaza* foram verificados deslocamentos verticais máximos de 481mm e 456mm para a construção em uma etapa e em etapas (20 camadas), respectivamente. Estes valores correspondem a uma deformação média de 14,6%, valor este superior ao admitido para a maioria dos geossintéticos.

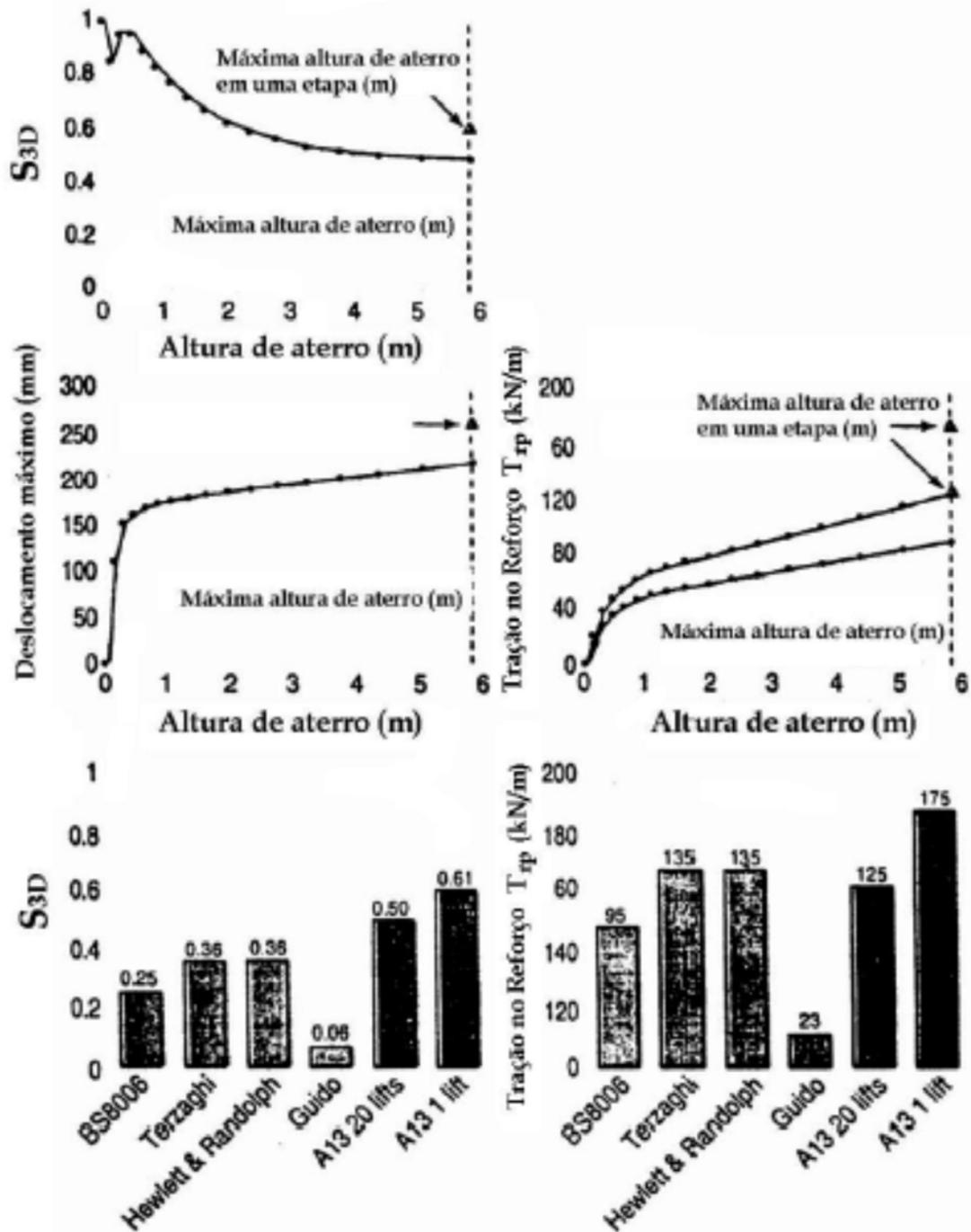


Figura 2.41- Resultados da modelagem numérica para o aterro A13 (RUSSEL & PIERPOINT, 1997).

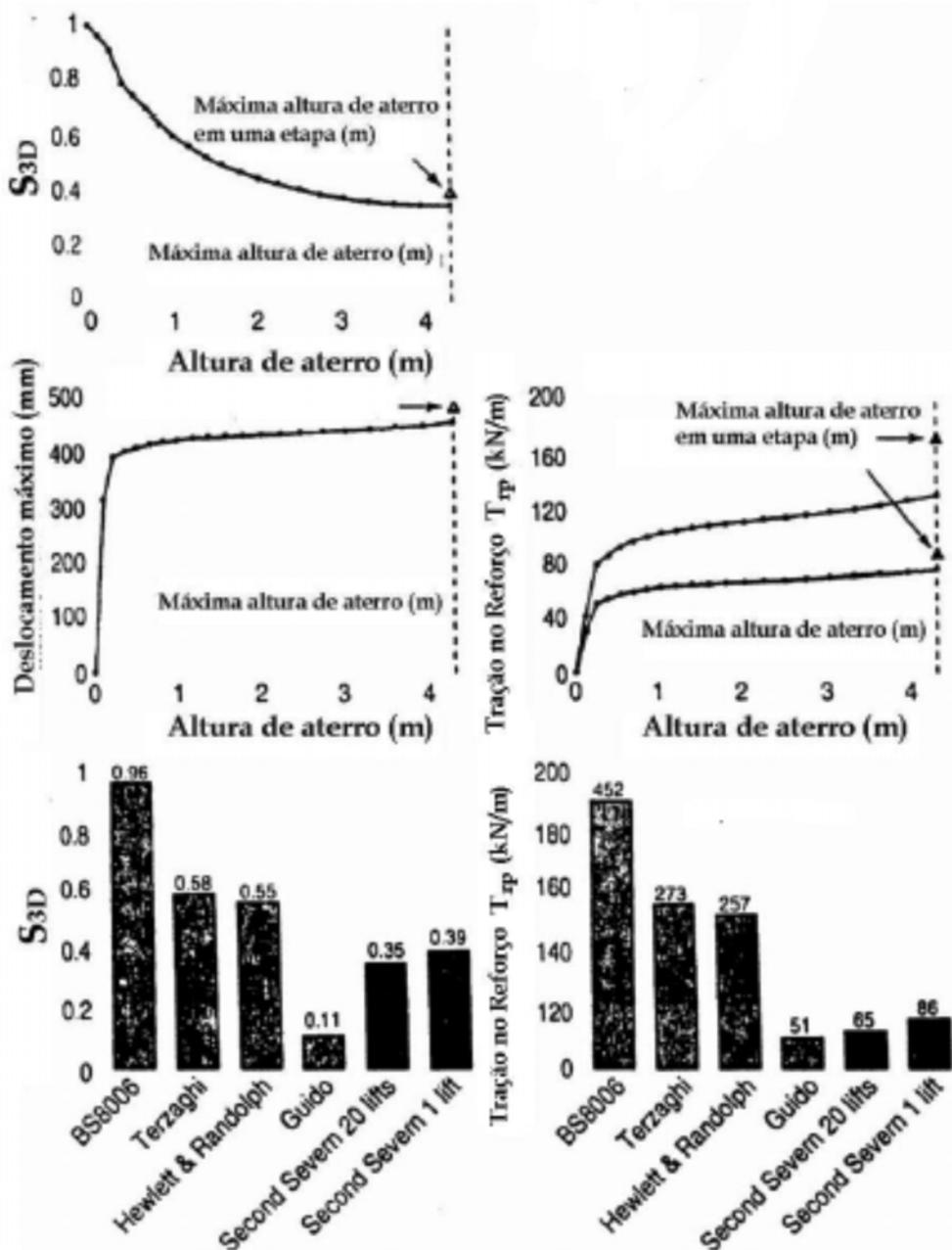


Figura 2.42- Resultados da modelagem numérica para o aterro experimental do *Toll Plaza* (RUSSEL & PIERPOINT, 1997).

Segundo RUSSEL & PIERPOINT (1997), a diferença nos resultados é devido ao efeito do arqueamento no solo se manifestar mais precocemente para a construção em várias etapas do que para a construção em uma única etapa e, desta forma, os incrementos de carregamento são suportados de forma mais eficiente pelo reforço.

Os recalques na superfície representam uma forma de se avaliar a eficiência do sistema reforço/estaca. Para o aterro lançado em várias etapas, o recalque na superfície apresentou valores desprezíveis, enquanto para a construção em uma etapa estes valores foram mais significativos. Para o aterro A13, a razão entre o recalque máximo na superfície pelo recalque máximo na base foi de 123mm por 262mm (47%) e para a área experimental do *Toll Plaza* foi de 225mm por 481mm (47%), o que indica que as deformações na base do aterro são refletidas na superfície.

A modelagem da construção do aterro teve uma influência importante nos resultados obtidos. Para a construção em uma única etapa, o coeficiente de redução de tração S_{3D} e os recalques na base do aterro foram elevados e, conseqüentemente, a tensão mobilizada no reforço é maior.

A comparação entre métodos de dimensionamento foi realizada somente para o caso de construção em uma única etapa. Os vários métodos de dimensionamento apresentaram resultados bastante diferentes. RUSSEL & PIERPOINT (1997) verificaram que a norma inglesa BS 8006 apresenta-se inconsistente quando comparada com as análises numéricas: no aterro A13 o método subestimou os valores de tração no reforço e no *Toll Plaza* estes valores foram superestimados. Os métodos de TERZAGHI (1943) e HEWLETT & RANDOLPH (1988) também apresentaram esta inconsistência. O método de GUIDO *et al.* (1987) subestimou estes valores em ambos os aterros quando comparados aos valores da análise numérica.

TERZAGHI (1943) e HEWLETT & RANDOLPH (1988) apresentaram para o aterro A13 valores próximos entre si, com praticamente 70% do valor obtido pela modelagem numérica. Para a área experimental do aterro do *Toll Plaza*, os mesmos métodos apresentaram valores próximos entre si e muito superiores aos encontrados pela análise numérica, o que pode ser devido aos altos valores de deformação decorrentes da utilização de um reforço com baixa rigidez.

2.6.2 KEMPTON *et al.* (1998)

KEMPTON *et al.* (1998) realizaram estudos numéricos com o objetivo de comparar modelagens bi e tridimensionais com o método de dimensionamento BS 8006 (1995). O coeficiente de redução de tração S_{3D} foi utilizado para efeito de comparação, sendo este parâmetro definido para cada uma das configurações analisadas, S_{2D} para bidimensional e S_{3D} para tridimensional. A Figura 2.43 apresenta detalhe típico da representação bidimensional. O caso tridimensional foi apresentado anteriormente na Figura 2.40.

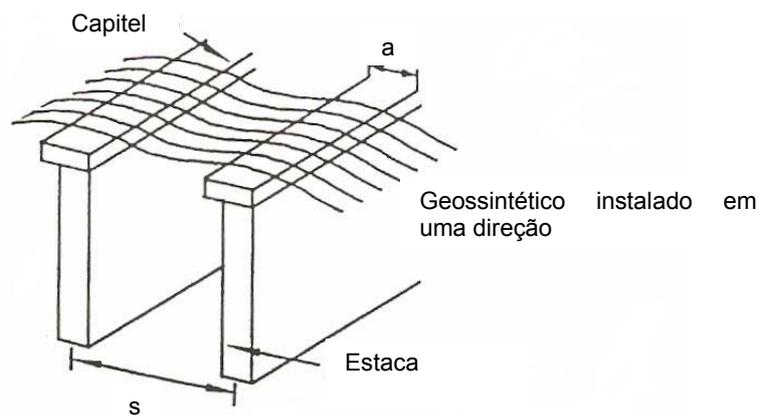


Figura 2.43- Detalhe típico da representação bidimensional de um aterro estaqueado reforçado (KEMPTON *et al.*, 1998).

As análises numéricas foram realizadas por diferenças finitas. Em ambas as simulações, bidimensional e tridimensional, o material de aterro foi modelado como elasto-plástico segundo Mohr-Coulomb e o reforço adotado possuía rigidez de 9500kN/m. De forma semelhante à maioria dos métodos de análise, não foi incluído o solo de fundação. Foi considerada a construção do aterro em etapas.

As simulações foram realizadas variando-se a largura do capitel a e o espaçamento entre as estacas s , enquanto as propriedades do geossintético foram consideradas constantes.

Em ambas as análises, o coeficiente de redução de tração diminui quando a razão a/s aumenta (Figura 2.44 e Figura 2.45). Esta redução é explicada pela proximidade das estacas que evidenciam o efeito do arqueamento. Também se verifica uma diminuição do coeficiente de redução de tração com o aumento da altura do aterro, até atingir-se a altura crítica., quando o coeficiente se torna praticamente constante. Portanto, à medida que a altura do aterro cresce, a tensão normal sobre o solo mole tende a diminuir até certo ponto, definido por KEMPTON *et al.* (1998) como ponto de arqueamento total (*full arching*).

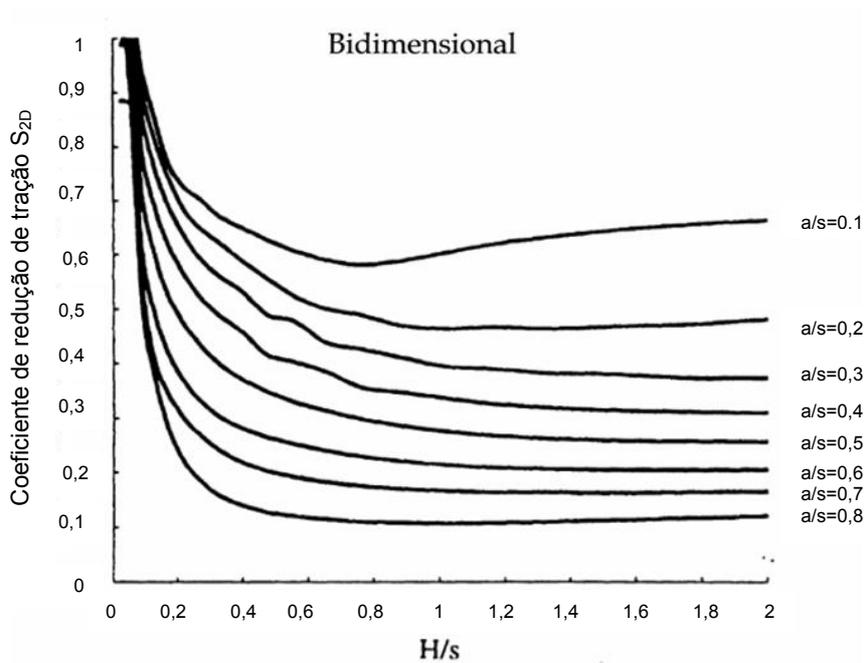


Figura 2.44- Variação do coeficiente de redução de tração S_{2D} com as diferentes razões s/H e s/a obtidas por análise numérica (KEMPTON *et al.*, 1998).

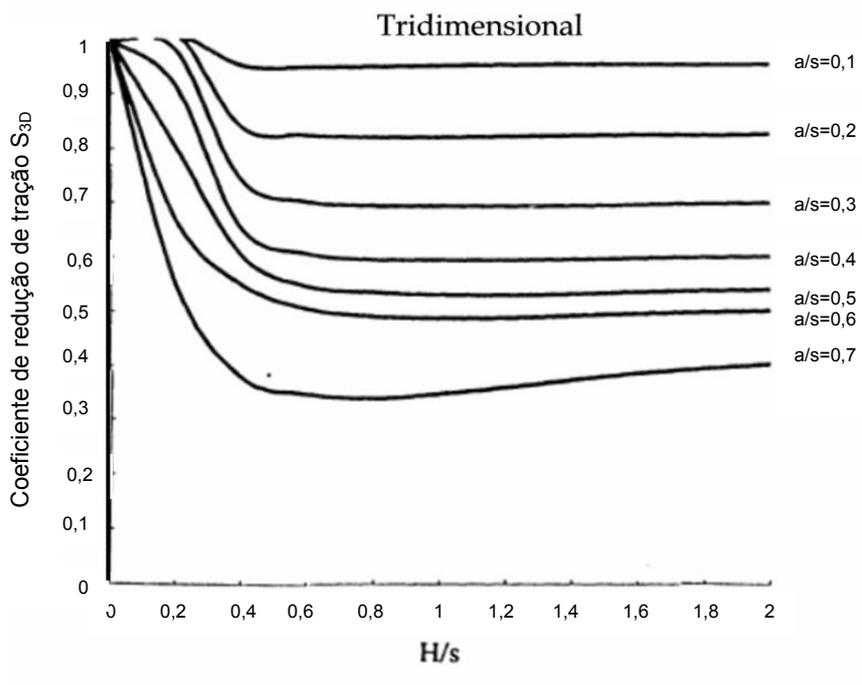
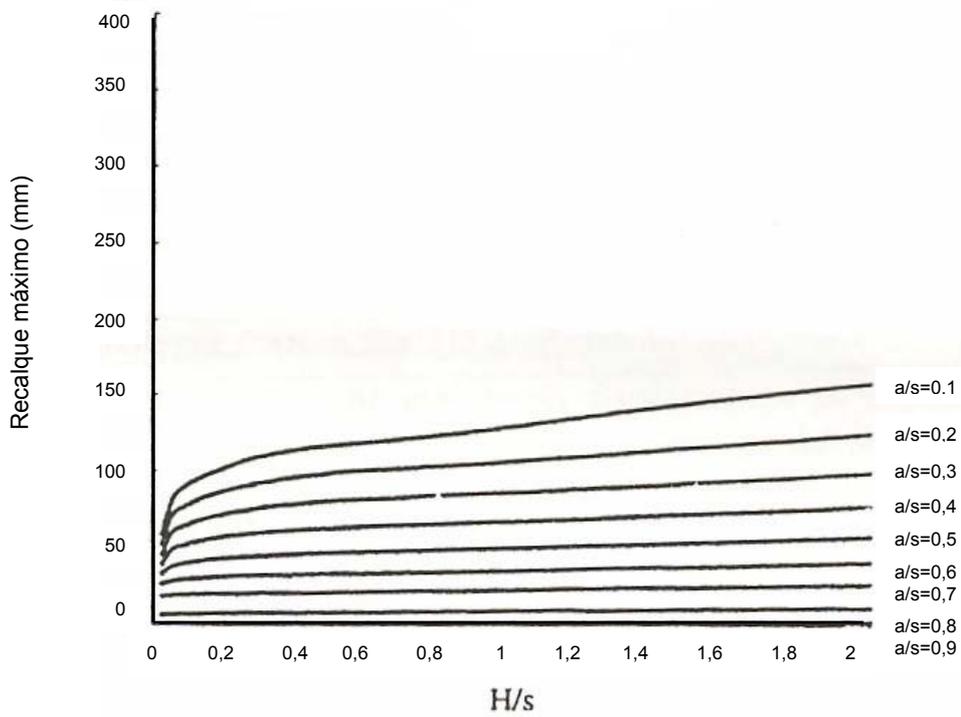
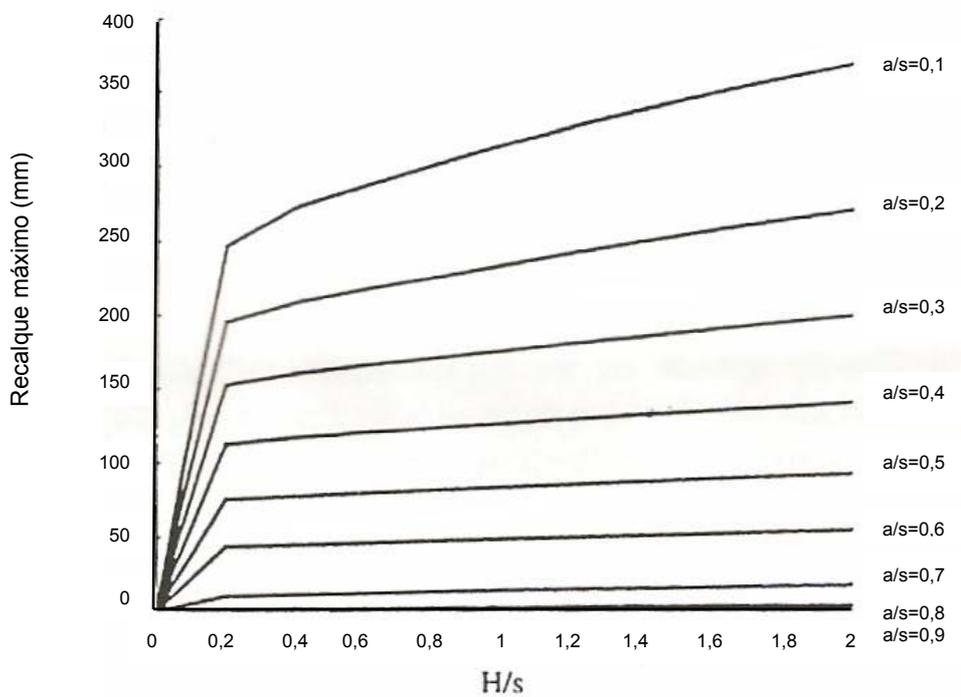


Figura 2.45- Variação do coeficiente de redução de tração S_{3D} com as diferentes razões s/H e s/a obtidas por análise numérica (KEMPTON *et al.*, 1998).

Os resultados obtidos a partir da modelagem numérica para os deslocamentos máximos na base do aterro e a tensão média mobilizada no reforço para as análises bi e tridimensionais são apresentados na Figura 2.46 e Figura 2.47.

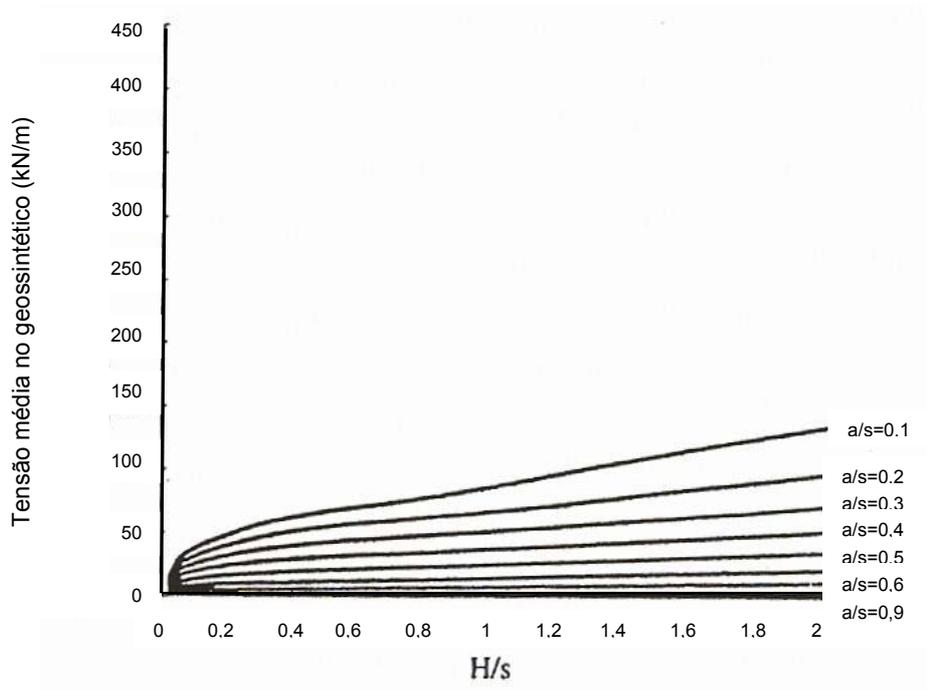


(a) Análises 2D

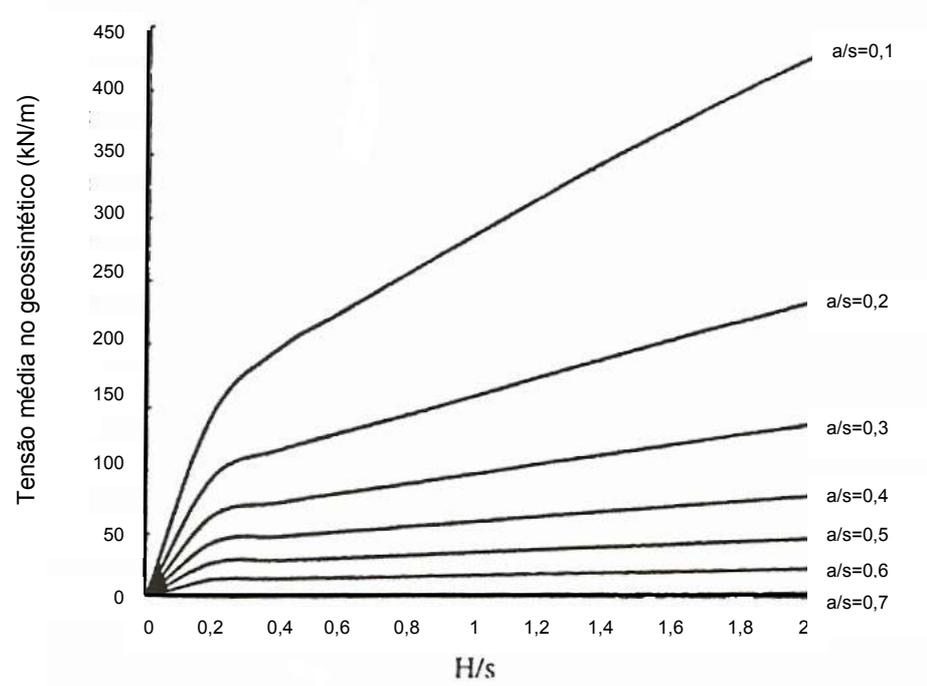


(b) Análises 3D

Figura 2.46- Deslocamentos máximos na base do aterro para análises bi e tridimensionais (KEMPTON *et al.*, 1998).



(a) Análises 2D

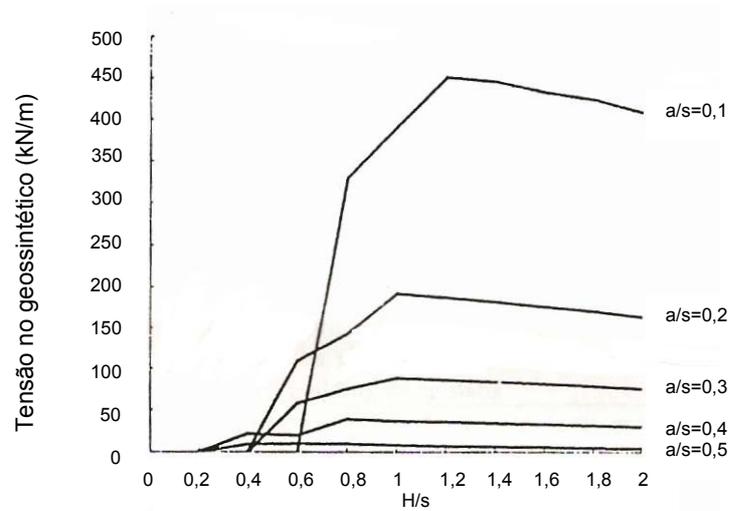


(b) Análises 3D

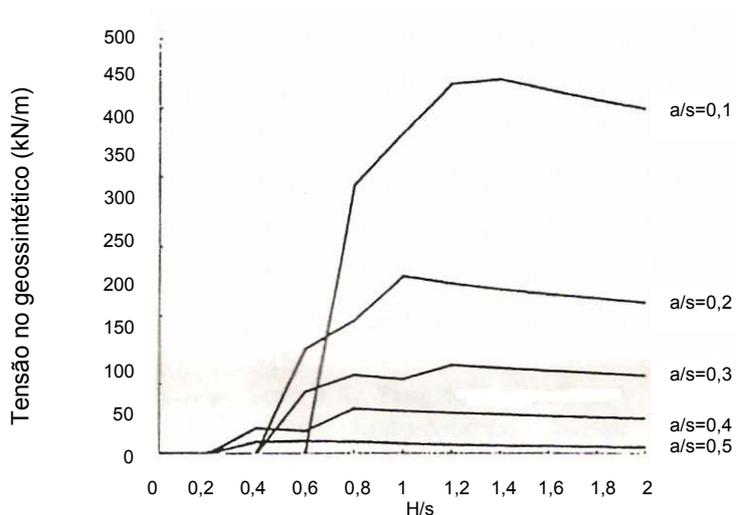
Figura 2.47- Tensão média mobilizada no reforço para as análises bi e tridimensionais (KEMPTON *et al.*, 1998).

Comparando-se os resultados, verifica-se que a configuração tridimensional apresenta valores do coeficiente de redução de tração superiores aos verificados para a análise bidimensional para um determinado a/s . Conseqüentemente, as deformações na base do aterro e a tensão mobilizada no reforço são inferiores na modelagem bidimensional.

KEMPTON *et al.* (1998) também compararam os resultados obtidos pela modelagem numérica com os resultados do método BS 8006 (1995). A Figura 2.48 apresenta os valores calculados numericamente baseados no método inglês.



(a) Análises 2D



(b) Análises 3D

Figura 2.48- Variação das tensões no geossintético baseadas no método BS 8006 (KEMPTON *et al.*, 1998).

Comparando-se a Figura 2.47 e Figura 2.48, verifica-se que a BS 8006 superestimou os valores de tração no reforço nas análises bidimensionais e subestimou estes valores nas análises tridimensionais. Para $0,2 \leq a/s \leq 0,6$ e $0,6 \leq H/s \leq 1,4$, as tensões mobilizadas no reforço calculadas pelo BS 8006 (1995) apresentaram valores 30% menores que a simulação numérica.

2.6.3 HORGAN & SARSBY (2002)

HORGAN & SARSBY (2002) estudaram o efeito do arqueamento no solo a partir de um modelo construído em laboratório, o qual continha um alçapão e um elemento de reforço na base. A Figura 2.49 apresenta o modelo construído.

O modelo de laboratório consistiu em uma caixa de dimensões 1,1 x 0,5 x 0,7m com alçapão na base constituído por uma placa de aço. Foram realizadas medições de tensão total atuante no alçapão, tração no reforço e deslocamentos verticais na metade do vão da caixa. Foram realizados ensaios para dois tipos de material de aterro, areia grossa e brita.

Os resultados obtidos foram comparados com os calculados pelos métodos de dimensionamento de TERZAGHI (1943), HEWLETT & RANDOLPH (1988), GUIDO *et al.* (1987), BS 8006 (1995) e ROGBECK *et al.* (1998). A comparação entre os métodos foi realizada a partir do coeficiente de redução de tração S_{3D} . Os valores de S_{3D} calculados teoricamente são apresentados na Tabela 2.2.



Figura 2.49- Modelo de laboratório construído para estudo do arqueamento (HORGAN & SARSBY, 2002).

Tabela 2.2- Valores do coeficiente de redução de tração calculados teoricamente (HORGAN & SARSBY, 2002).

Método	H / s - a = H / D*						
	0,3	0,6	1,0	1,4	2,0	3,0	5,0
	Coeficiente de Redução de Tração S_{3D}						
TERZAGHI (1943)	0,93	0,86	0,79	0,71	0,64	0,52	0,37
HEWLETT & RANDOLPH (1988)	4,67	2,33	1,42	1,02	0,73	0,50	0,31
GUIDO <i>et al.</i> (1987)	1,20	0,41	0,25	0,18	0,13	0,08	0,05
BS 8006 (1995)	3,42	1,44	0,74	0,55	0,40	0,25	0,14
ROGBECK <i>et al.</i> (1998)	3,30	2,60	0,93	0,66	0,46	0,31	0,16

H = altura de aterro (m); s = espaçamento entre eixos de estacas (m); a = largura do capitel (m) e D*= vão livre entre capitéis (m), D* = s - a.

A partir do arqueamento observado no modelo de laboratório, os autores apresentaram os valores de S_{3D} para cada um dos métodos (Tabela 2.3).

Tabela 2.3- Valores de coeficiente de redução de tração obtidos com o modelo de laboratório (HORGAN & SARSBY, 2002).

Método	Material do Aterro				
	Brita	Areia	Areia	Brita	Areia
	H / s - a = H / D*				
	1,43	1,55	1,55	1,97	1,92
	Coeficiente de redução de tração S_{3D}				
TERZAGHI (1943)	0,71	0,69	0,66	0,63	0,64
HEWLETT & RANDOLPH (1988)	0,99	0,98	0,98	0,72	0,81
GUIDO <i>et al.</i> (1987)	0,18	0,16	0,16	0,13	0,13
BS 8006 (1995)	0,79	0,69	0,66	0,63	0,64
ROGBECK <i>et al.</i> (1998)	0,25	0,23	0,23	0,18	0,18
Modelo de Laboratório	1,10	0,72	0,92	0,27	0,29

H = altura de aterro (m); s = espaçamento entre eixos de estacas (m); a = largura do capitel (m) e D*= vão livre entre capitéis (m), D* = s - a.

Para a razão $H/D^*=1,4$, os valores obtidos com os dados do modelo de laboratório foram similares aos teóricos calculados pelo método de HEWLETT & RANDOLPH (1988). Os demais métodos apresentaram valores inferiores aos obtidos experimentalmente, o que indica uma subestimativa por parte destes métodos. Para a relação $H/D^*=2,0$ os valores de S_{3D} calculados teoricamente nos métodos de HEWLETT & RANDOLPH (1988), TERZAGHI (1943), BS 8006 (1995) e ROGBECK *et al.* (1998) foram superiores aos obtidos pelo modelo de laboratório ($H/D^*=1,97$). O método de GUIDO *et al.* (1987) apresentou o menor valor obtido numericamente, cerca de 50% do valor experimental.

A partir destes estudos, HORGAN & SARSBY (2002) reportam que, para $H/D^* \leq 1,55$ nas amostras de areia e brita, os valores experimentais são próximos aos obtidos pelas análises de HEWLETT & RANDOLPH (1988). Os métodos de TERZAGHI (1943) e BS 8006 (1995) apresentaram valores inferiores aos experimentais. Para valores de $H/D^* \geq 1,92$, os valores calculados pelos métodos de ROGBECK *et al.* (1998) e GUIDO *et al.* (1987) se aproximaram bastante aos valores obtidos no modelo de laboratório.

HORGAN & SARSBY (2002) também concluíram que, para valores entre $1,55 \leq H/D^* \leq 1,92$, verifica-se uma redistribuição das tensões na base do aterro.

2.6.4 FABRIN & VIDAL (2002)

FABRIN & VIDAL (2002) estudaram numericamente o comportamento do geossintético de reforço em áreas propensas ao surgimento de cavidades. A simulação em elementos finitos considerou a seção apresentada na Figura 2.50, com semi-largura da cavidade igual a 1,0m e distância entre a cavidade e a superfície do terreno de 1,5m.

A modelagem considerou as combinações de cinco solos diferentes, com rigidezes diferentes e crescentes, com três tipos de reforço com rigidezes iguais a 1.000 (J1), 2.000 (J2) e 3.000kN/m (J3). O critério de ruptura adotado foi o de Mohr-Coulomb e a cavidade foi simulada considerando a construção em etapas.

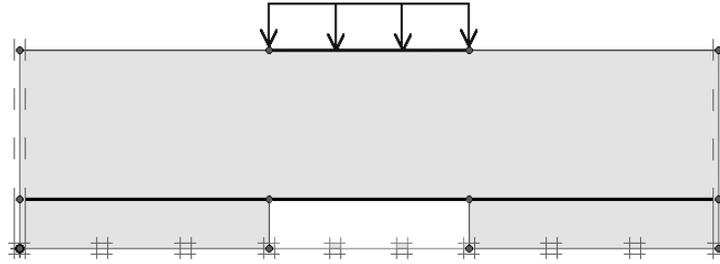


Figura 2.50- Seção analisada (FABRIN & VIDAL, 2002).

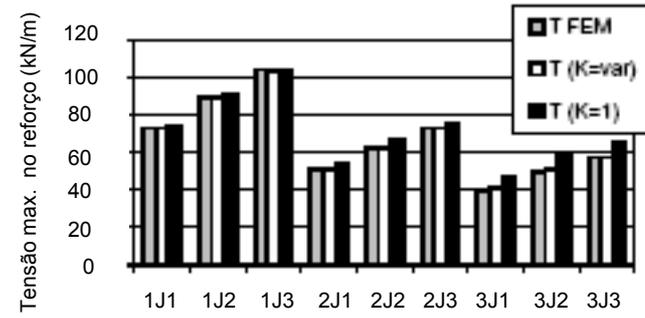
Foram estudados analiticamente casos com o reforço deformado em forma de arco e parábola; com sobrecarga de 50kPa sobre a cavidade, sem sobrecarga e com sobrecarga infinita. O coeficiente de empuxo foi considerado igual a 1 e ao valor obtido analiticamente para que o valor de tração no reforço fosse equivalente ao das análises numéricas.

Os cálculos analíticos foram realizados a partir das expressões propostas por GOURC (1982), as quais consideram o reforço como uma membrana tracionada com deformada circular ou em forma de uma parábola. A tensão vertical atuante no reforço foi calculada pela equação proposta por TERZAGHI (1943) na formulação do efeito do arqueamento.

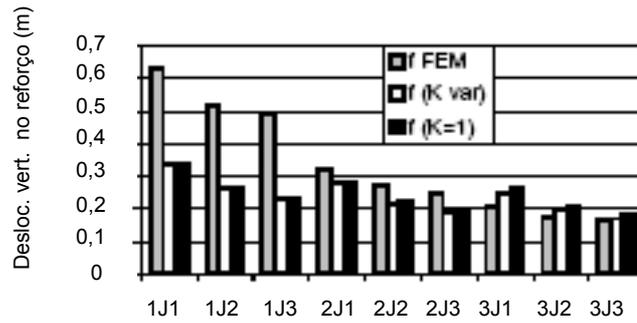
O método analítico apresentou resultados de tração no geossintético em concordância com os obtidos pela simulação numérica para os casos com e sem sobrecarga sobre a cavidade.

Para o caso do reforço com menor rigidez (1.000kN/m), o método analítico subestimou o deslocamento vertical do geossintético. Os resultados são apresentados na Figura 2.51. GOURC (1982) observou que os métodos analíticos tendem a diminuir o deslocamento vertical e aumentar a tração mobilizada no geossintético em comparação com os valores obtidos experimentalmente.

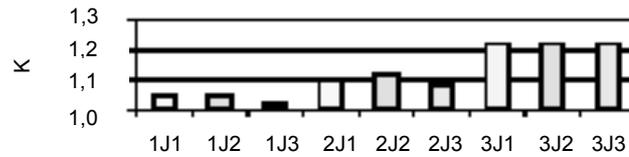
As análises correspondentes ao geossintético, considerado como uma membrana tracionada com deformada em arco de círculo ou parábola, apresentaram resultados similares aos da simulação numérica (Figura 2.51 e Figura 2.52). A forma de parábola possui algumas limitações e, geralmente, os resultados considerando um arco de círculo são melhores (GOURC, 1982 *apud* FABRIN & VIDAL, 2002).



(a) Tensão máxima no reforço



(b) Deslocamento vertical máximo do reforço



(c) Valores de K para obter tensão analítica igual à da modelagem numérica

Figura 2.51- Comparação entre resultados numéricos e analíticos (FABRIN & VIDAL, 2002).

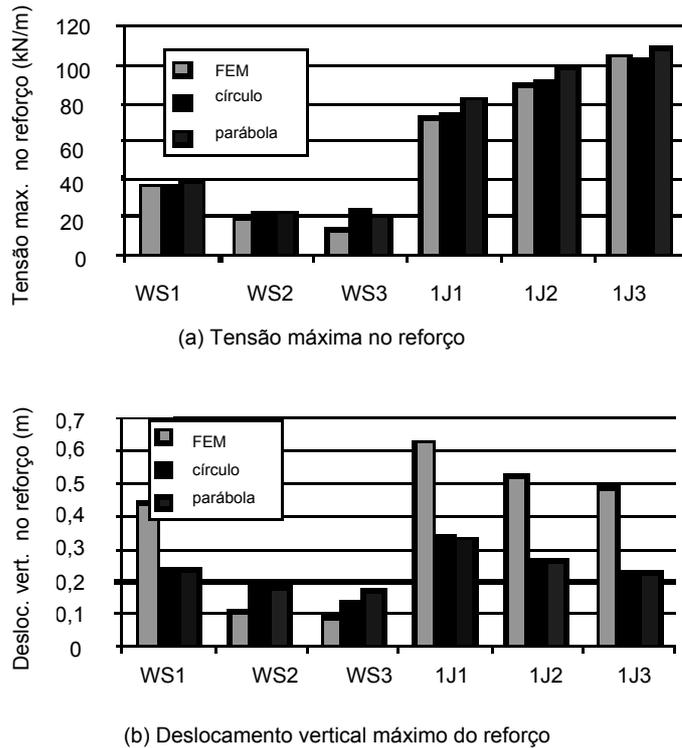


Figura 2.52- Comparação entre resultados numéricos e analíticos para geossintético deformado como arco e parábola e $K=1$ (FABRIN & VIDAL, 2002).

2.6.5 NAUGHTON & KEMPTON (2005)

NAUGHTON & KEMPTON (2005) expandiram o trabalho de RUSSEL & PIERPOINT (1997) com o intuito de incluir os novos estudos e métodos de análise apresentados por de RUSSEL *et al.* (2003) e KEMPFERT *et al.* (2004). A comparação entre os métodos foi realizada a partir do coeficiente de redução de tração S_{3D} definido por LOW *et al.* (1994) para os dois casos históricos já estudados por RUSSEL & PIERPOINT (1997): aterro estaqueado reforçado A13 e área experimental do *Toll Plaza*.

A abordagem de RUSSEL *et al.* (2003) considera uma nova técnica construtiva, onde são utilizados geossintéticos com resistência elevada entre capitéis adjacentes, área em que ocorre uma concentração de tensões, e geossintéticos com resistência menor instalados em toda a área estaqueada, conforme Figura 2.53.

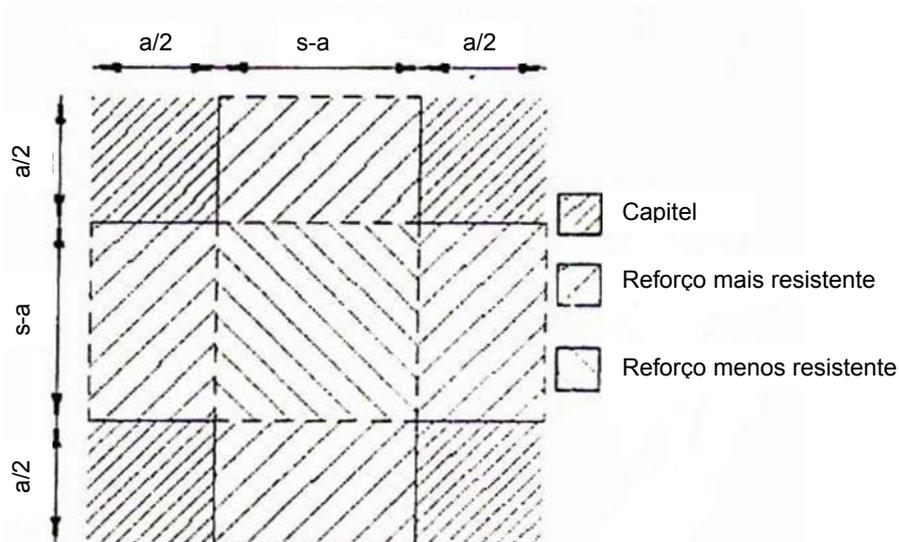


Figura 2.53- Configuração dos geossintéticos adotados (NAUGHTON & KEMPTON, 2005).

Os valores do coeficiente de tração obtidos em cada método (Figura 2.54) e na modelagem numérica (Figura 2.55) foram bastante diferentes. O método de JENNER *et al.* (1998) subestima os valores do coeficiente de redução de tração nos dois aterros estudados quando comparado com os demais métodos, inclusive com a simulação numérica. Os valores obtidos pelos métodos de HEWLETT & RANDOLPH (1988) e o de TERZAGHI (1943) foram bastante semelhantes para os dois casos, apesar de diferirem dos outros métodos.

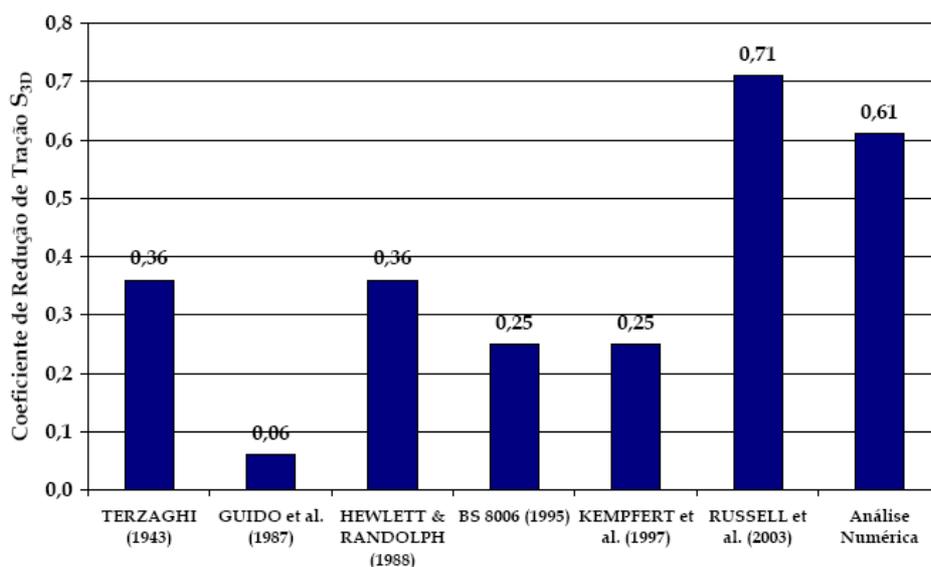


Figura 2.54- Valores do coeficiente de redução de tração S_{3D} para o aterro A13 (NAUGHTON & KEMPTON, 2005).

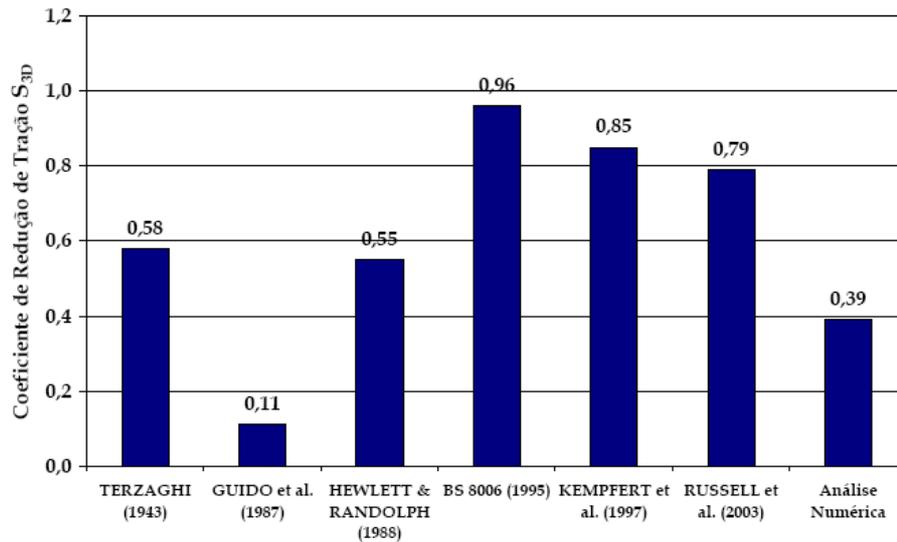


Figura 2.55- Valores do coeficiente de redução de tração S_{3D} para o aterro do *Toll Plaza* (NAUGHTON & KEMPTON, 2005).

A abordagem de RUSSEL *et al.* (2003) apresentou valores de S_{3D} em concordância com a análise numérica para o aterro estaqueado reforçado A13. Já a norma inglesa BS 8006 e os métodos de RUSSEL *et al.* (2003) e KEMPFERT *et al.* (2004) apresentaram valores similares aos da análise numérica para a área experimental do *Toll Plaza*.

Em todos os métodos, a tração mobilizada no reforço foi calculada considerando uma deformação de 5%. As trações estimadas pelo método de KEMPFERT *et al.* (2004) foram aproximadamente 1,45 a 1,50 vezes maiores para ambos os aterros do que as calculadas pelo método de KEMPFERT *et al.* (1997), onde este último considera uma forma parabólica para o geossintético deformado. No caso da área experimental do aterro estaqueado do *Toll Plaza*, a tensão calculada foi muito superior ao valor médio obtido pelos demais métodos, enquanto que para o aterro A13 a tração obtida foi inferior à média.

Os valores de trações estimados pela abordagem de RUSSEL *et al.* (2003) para o reforço primário (mais resistente) foram consideravelmente superiores aos valores de tração para o reforço secundário (resistência menor), sendo obtidos para os reforços secundários valores de tração iguais a 76kN/m para o aterro A13 e 87kN/m para a área experimental.

A modelagem numérica da área experimental do *Toll Plaza* subestimou os valores de tensão de tração no geossintético quando comparado com os métodos

analíticos. Os autores verificaram uma grande variação nas tensões mobilizadas no reforço (51,0kN/m a 616,5kN/m) nesta mesma área. Tal comportamento pode ser devido à baixa rigidez do reforço utilizado na área.

A deformação média do reforço foi estimada a partir das deformações na base do aterro fornecidas pela simulação numérica. O valor de deformação para o reforço transversal do aterro A13 foi igual a 6,8%. Se este valor de deformação fosse utilizado para estimar as tensões mobilizadas no geossintético pelos métodos analíticos, os valores obtidos sofreriam uma redução da ordem de 14%. Para a área experimental do *Toll Plaza*, a deformação do reforço transversal foi estimada em 14,6%, valor muito acima do limite aceitável e do valor adotado no projeto e igual a 5%.

A Figura 2.56 e Figura 2.57 apresentam os valores de tração mobilizada no reforço.

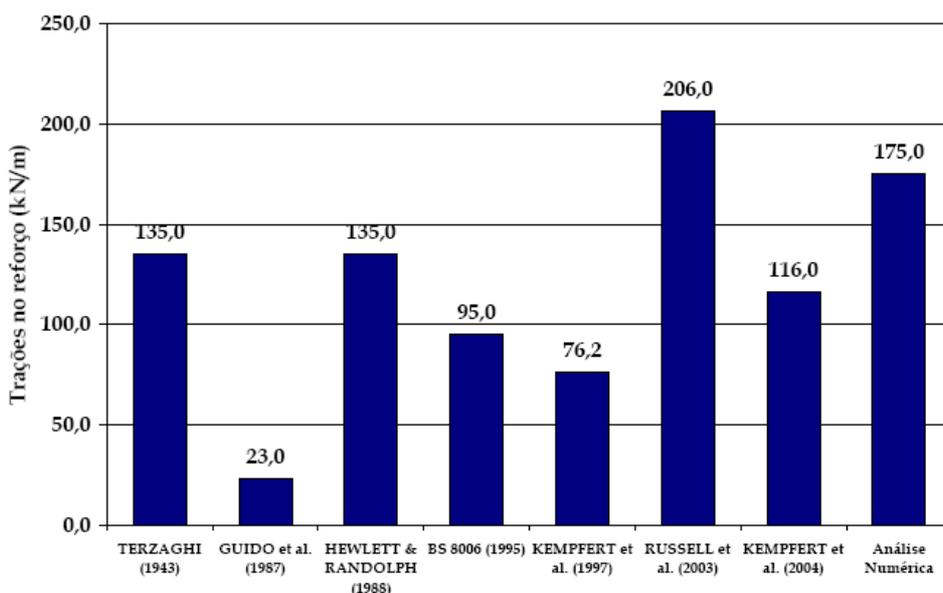


Figura 2.56- Valores de tração no reforço para o aterro A13 (NAUGHTON & KEMPTON, 2005).

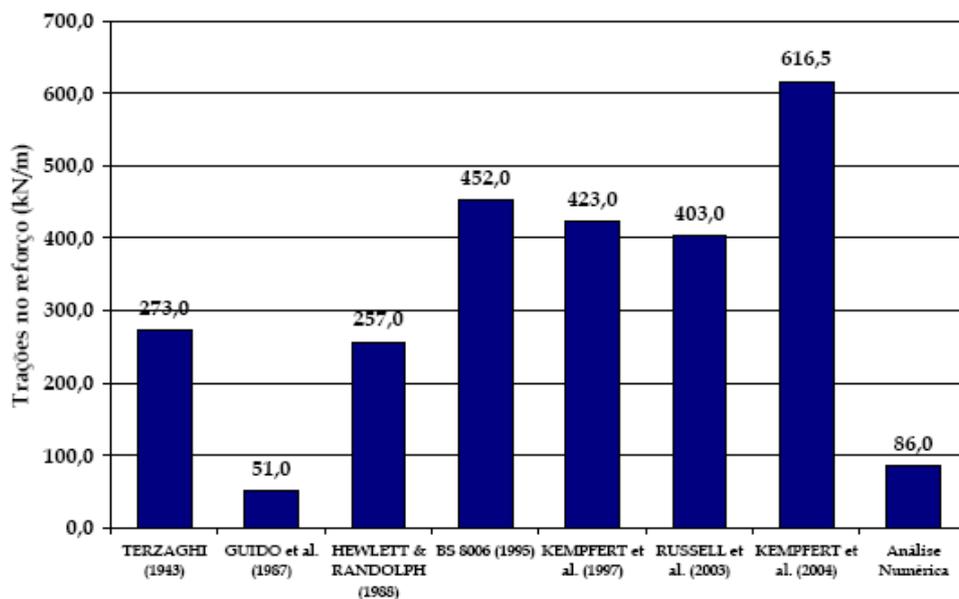


Figura 2.57- Valores de tração no reforço para o aterro do *Toll Plaza* (NAUGHTON & KEMPTON, 2005).

2.6.6 HUANG *et al.* (2005)

HUANG *et al.* (2005) modelaram numericamente o projeto de reforço de fundações de uma antiga ferrovia, ligando a cidade de Berlim a Magdeburgna (Alemanha), para que a mesma pudesse comportar trens de alta velocidade. O projeto de reforço do aterro foi realizado com o objetivo de minimizar os recalques totais e diferenciais da fundação, transferindo as cargas para a camada mais competente.

O reforço das fundações consistiu na construção de um aterro estaqueado reforçado com geogrelhas e foi amplamente monitorado por ALEXIEW *et al.* (1995) e ZANZIGER & GARTUNG (2002). O aterro foi reconstruído nos anos de 1994 e 1995 sobre uma camada de turfa e argila orgânica com até 15m de espessura, sobrejacente a uma camada de areia medianamente compacta.

Foram utilizadas estacas pré-moldadas de concreto com diâmetro de 0,12m espaçadas de 1,9m na direção perpendicular ao tráfego e 2,15m na direção paralela e carga admissível de 1.000kN/m. Os capitéis também eram pré-moldados com dimensões 1,0 x 1,25 x 0,5m. As geogrelhas adotadas possuíam rigidez igual a 1.100kN/m e foram dispostas 5, 25 e 50cm acima dos capitéis. A Figura 2.58 apresenta a seção típica adotada.

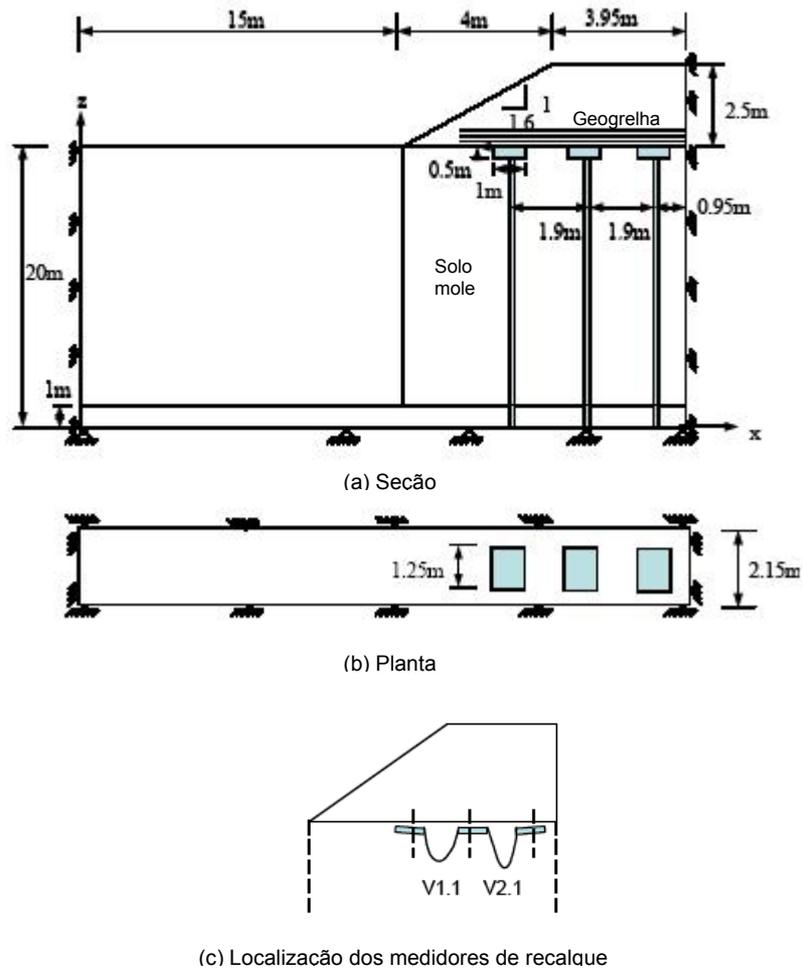


Figura 2.58- Seção típica e localização dos medidores de recalque (HUANG *et al.*, 2005).

As simulações numéricas tridimensionais em diferenças finitas consideraram as estacas e capitéis como materiais elásticos e o solo como linear-elástico segundo critério de Mohr-Coulomb. Para simular a carga relativa aos trens, foi adotada uma sobrecarga de 120kPa. Também foi considerada a construção em etapas do aterro. Com o intuito de avaliar a influência da rigidez da fundação no comportamento da geogrelha, foram adotadas rigidezes de 2, 4 e 8MPa para o solo mole. Para isolar a influência do solo mole, a rigidez do material constituinte do aterro foi mantida constante e igual a 0,5MPa.

As tensões verticais atuantes nos capitéis são apresentadas na Figura 2.59, onde se verifica a ocorrência da concentração de tensões nos mesmos. A variação da rigidez do solo mole praticamente não influenciou na distribuição de tensões nos capitéis. Como esperado, a tensão vertical atuante nos capitéis não foi uniforme,

sendo maior na extremidade que no centro do capitel. Além disto, variou com a localização no capitel: as tensões verticais atuantes nos capitéis localizados nas extremidades do aterro foram menores que no meio do aterro. Os autores atribuem essa diferença à distribuição de tensões do carregamento imposto pelo aterro.

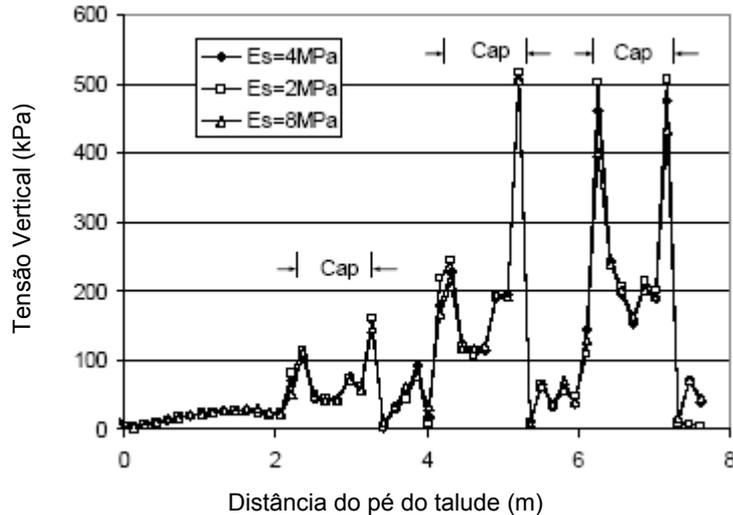


Figura 2.59- Tensões verticais nos capitéis (HUANG *et al.*, 2005).

A distribuição das tensões mobilizadas nas três camadas de geogrelha é apresentada na Figura 2.60. Para o reforço inferior, observou-se que a máxima tensão se desenvolve no vão entre os capitéis centrais e os do meio, enquanto que, para as camadas intermediárias e superiores, a tensão máxima ocorre na extremidade dos capitéis.

Verificou-se também que a tensão máxima mobilizada em cada camada de reforço ocorre entre as estacas do meio e as centrais e não entre as estacas centrais e o eixo do aterro. Isto indica que a tensão no reforço não é devida somente à deflexão do reforço, mas também ao empuxo lateral.

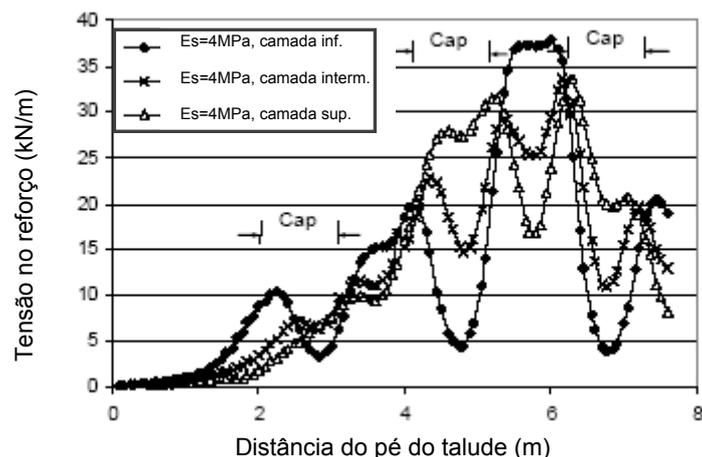


Figura 2.60- Distribuição das tensões no reforço (HUANG *et al.*, 2005).

A influência da rigidez do solo mole de fundação na tensão máxima mobilizada no geossintético é apresentada na Figura 2.61. A partir dos resultados obtidos, observa-se que a tensão máxima mobilizada no reforço diminui com o aumento da rigidez do solo mole. A máxima tensão na geogrelha inferior foi maior que a verificada nas demais camadas, sendo que as tensões nas camadas intermediárias e superior se apresentaram bastante semelhantes.

A magnitude da tensão mobilizada modelada numericamente foi superior ao valor obtido na instrumentação, o que pode ser devido ao fato de que as medições de campo foram realizadas apenas em Março de 1996 e a simulação numérica considerou a condição de longo prazo, ou seja, drenada.

A Tabela 2.4 apresenta os recalques obtidos numericamente e os medidos no campo nos pontos V1.1 e V2.1, localizados na base do aterro no meio do vão entre capitéis adjacentes (Figura 2.58) e acima do capitel central. Os valores de recalques estimados para rigidez do solo mole variando de 2 e 4MPa apresentaram concordância com os valores da instrumentação.

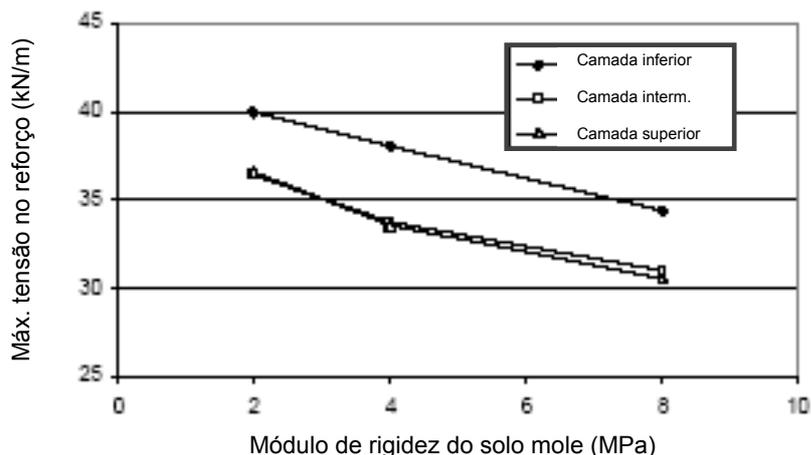


Figura 2.61- Influência do módulo de rigidez do solo na tensão máxima mobilizada nas geogrelhas (HUANG *et al.*, 2005).

Tabela 2.4- Comparação entre os recalques medidos e calculados (HUANG *et al.*, 2005).

Método	E (MPa)	Entre Capitéis (mm)		No Meio dos Capitéis (mm)	
		V1.1	V1.2	Mínimo	Máximo
Numérico	2	38,1	62,1	9,5	18,1
	4	34,5	58,5	9,5	17,5
	8	25,7	47,8	8,8	16,0
Experimental (campo)		40,0	60,0	7,5	15,0

2.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este capítulo apresentou uma revisão bibliográfica para a técnica de aterros estaqueados reforçados, a qual compreendeu uma apresentação dos principais mecanismos envolvidos neste tipo de solução, alguns métodos de dimensionamento semi-empíricos desenvolvidos por diversos autores e modelagens numéricas realizadas com o intuito de validar os métodos teóricos e aumentar o entendimento sobre o comportamento de aterros estaqueados reforçados. Também foram apresentados alguns casos históricos de obras que utilizaram esta metodologia.

A solução de aterros estaqueados reforçados é uma solução geotécnica relativamente nova, desenvolvida a partir da década de 90, sendo cada vez mais adotada devido às dificuldades em se encontrar sítios nobres e à supervalorização destes sítios.

Como consequência direta do aumento de obras estacadas reforçadas, cada vez mais autores estudam o comportamento desta técnica através de modelagem numérica. Foram reportados neste capítulo 10 casos de simulação numérica, incluindo os casos de obra em que a ferramenta numérica foi utilizada e casos de comparação de respostas, dos quais 6 casos por diferenças finitas e 4 casos por elementos finitos.

Os estudos numéricos contemplaram simulações bi e tridimensionais, onde o foi avaliada a influência do espaçamento e rigidez das estacas, dimensões dos capitéis, altura do aterro, rigidez e número de camadas do geossintético de reforço no comportamento da estrutura. A Tabela 2.5 apresenta as principais características das modelagens numéricas apresentadas neste trabalho.

Tabela 2.5- Características das modelagens numéricas apresentadas.

Autores	Método	Modelo Constitutivo do Solo Compressível	Dimensão
KEMPFERT <i>et al.</i> (1997)	Elementos Finitos	Elasto-plástico	2D
RUSSEL & PIERPOINT (1997)	Diferenças Finitas	Elasto-plástico Mohr-Coulomb	3D
KEMPTON <i>et al.</i> (1998)	Diferenças Finitas	Elasto-plástico Mohr-Coulomb	2D / 3D
SÁ & PALMEIRA (2000)	Diferenças Finitas	Não informado	2D
ALEXIEW <i>et al.</i> (2002)	Elementos finitos	Elasto-plástico Mohr-Coulomb	2D
HAN & GABR (2002)	Diferenças Finitas	Hiperbólico (DUNCAN & CHANG, 1970)	2D
FABRIN & VIDAL (2002)	Elementos finitos	Aterro sobre cavidade	2D
NAUGHTON & KEMPTON (2005)	Diferenças Finitas	Elasto-plástico Mohr-Coulomb	3D
HUANG <i>et al.</i> (2005)	Diferenças Finitas	Elasto-plástico Mohr-Coulomb	3D
MELLO <i>et al.</i> (2006)	Elementos finitos	Elasto-plástico <i>Hardening-Soil</i>	2D

Diferentes autores realizaram estudos numéricos objetivando comparar os resultados obtidos numericamente com os valores determinados a partir dos métodos de dimensionamento teóricos e obtidos de instrumentação de campo. A partir dos estudos comparativos realizados, verifica-se que a influência da rigidez do geossintético e das estacas, que não é considerada nas soluções teóricas (HEWLETT

& RANDOLPH, 1988 e BS 8006, 1995), apresenta um papel importante no efeito do arqueamento do solo do aterro.

O método de KEMPFERT *et al.* (1997) considera a reação do solo abaixo do elemento de reforço. Entretanto, parece prudente não considerar esta reação, visto que os recalques na superfície do aterro são devidos principalmente às deformações do elemento de reforço. Como o solo abaixo da membrana se deforma após a construção do aterro e pode formar uma pequena cavidade abaixo do geossintético, a consideração da reação do solo de fundação para o dimensionamento seria contra a segurança.

A técnica de aterros estacados reforçados não se restringe somente a sítios cuja fundação consiste em argilas moles. Ela também pode ser adotada em áreas propensas ao surgimento de cavidades e aterros sanitários. Neste último caso devem ser feitas verificações quanto à degradação química do geossintético devido à presença de materiais agressivos. Desta forma, foram incluídas na presente revisão casos de aterros construídos sobre cavidade e um caso de aterro sobre um aterro sanitário existente.

Um resumo dos casos de obras de aterros estacados reforçados, instrumentados ou não, é apresentado na Tabela 2.6. Ressalta-se que os casos citados nesta revisão bibliográfica resumem e complementam os casos já apresentados por BORBA (2007).

Tabela 2.6- Obras estaqueadas reforçadas (adaptado de BORBA, 2007).

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 <i>et al.</i> (1995)	15	Quadrada	Aço preenchida c/ concreto	Circular $\phi^* = 12\text{cm}$	2,0	10 a 20	Quadrado (1,0m x 1,25m)	3 camadas de geogrelha	2,0	Recalque e deformação da geogrelha
JENNER <i>et al.</i> (1998)	7 a 8	Triangular	Concreto moldada <i>in loco</i>	Circular $\phi^* = 45\text{cm}$	2,35	3 a 6	Circular $\phi = 0,75\text{m}$	2 camadas de geogrelha	4,0 a 7,0	Deformação da geogrelha
ROGBECK <i>et al.</i> (1998)	0,5 a 2,0	Quadrada	Pré-moldada de concreto	Não informada	2,4	3 a 6	Quadrado (1,2m x 1,2m)	1 camada de geogrelha	1,7	Recalque e deformação da geogrelha
HSI (2001)	5,5	Quadrada	Madeira	Circular $\phi^* = 30\text{cm}$	2,0	15 a 16	Quadrado (1,0m x 1,0m)	2 camadas de geogrelha	3,0 a 5,0	Recalques
HABIB <i>et al.</i> (2002)	7	Triangular	Não informado	Quadrada $b^* = 0,29\text{m}$	2,5	Não informado	Quadrado (0,7m x 0,7m)	3 camadas de geogrelha	1,55	Força nas estacas e tensão no solo
RAITHEL <i>et al.</i> (2002)	8 a 14	Triangular	Brita revestida c/ geossintético	Circular $\phi^* = 80\text{cm}$	1,7 a 2,4	4 a 14	-	1 camada de geogrelha	5,5 a 9,0	Recalques
ZANZIGER & GARTUNG (2002)	15	Retangular	Aço preenchida c/ concreto	Circular $\phi^* = 12\text{cm}$	1,9 e 2,15	20	Quadrado (1,0m x 1,25m)	3 camadas de geogrelha	2,5	Recalques
ALEXIEW <i>et al.</i> (2002)	4 (diâmetro da cavidade)	-	-	-	-	-	-	Bloco de solo-cimento e 2 camadas de geogrelha	2,0	Testes em amostras exumadas de geogrelha e solo
BLÜMEL <i>et al.</i> (2002)	6 a 8,5 (resíduo)	Triangular	Concreto vibrado	Circular $\phi^* = 60\text{cm}$	2,1	Até 8,5	Circular $\phi = 80\text{cm}$	2 camadas de geogrelha	2,0	Recalque nas estacas e no aterro

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
HEITZ <i>et al.</i> (2005)	0,5 a 6,5	Triangular	Concreto moldada <i>in loco</i>	Circular $\phi^* = 60\text{cm}$	2,0	até 7	-	2 ou 3 camadas de geogrelha	2,0 a 3,0	Recalques
VEGA-MEYER e SHAO (2005)	6	Triangular	Pré-moldada de concreto	Circular $\phi^* = 25$ e 30cm	2,5 a 4,5	10	Retangular (0,7m x 0,55m) e (1,2m x 0,9m)	4 camadas de geogrelha	3,2	Recalques, def. na geogrelha e tensão total
VERTEMATTI & MONTEZ (2006)	7,8	Quadrada	Micro-estaca Alluvial Anker	Circular $\phi^* = 15\text{cm}$	1,35 e 1,8	até 14	Quadrado (0,5m x 0,5m)	1 camada de geogrelha	7 a 8	Não houve instrumentação
SPOTTI (2006)	10	Quadrada	Pré-moldada de concreto	Quadrada $b^* = 0,18\text{m}$	2,5 a 3,5	16 a 20	Quadrado (0,8m x 0,8m) e viga (10m x 0,8m)	1 camada de geotêxtil + 1 de geogrelha	1,1 a 1,3	Recalques, ten. e def. no reforço e tensão total
FREITAS ARAÚJO <i>et al.</i> (2007)	9	Quadrada	Pré-moldada de concreto	Quadrada $b^* = 0,20\text{m}$	2,8	16	Quadrado (1,0m x 1,0m) e (0,5m x 0,5m)	1 camada de geotêxtil + 1 de geogrelha	1,4	Recalques e tensão na geogrelha
BORBA (2007)	6,8	Quadrada	Pré-moldada de concreto	Hexagonal diagonal = 0,2m	3,0	16	Quadrado (1,0 x 1,0 x 0,4)	2 camadas de geogrelha	2,9	Recalques, deslocamentos hor. e rotacionais
MELLO <i>et al.</i> (2008)	8 a 10	Triangular	Brita revestida c/ geossintético	Circular $\phi^* = 70\text{cm}$	1,8 a 2,2	Não informado	Não informado	1 camada de geogrelha	5 a 8,5	Recalque e deslocamento hor. nas estacas e no aterro
YOUNG <i>et al.</i> (2008)	7,6	Triangular	Concreto vibrado	Circular $\phi^* = 50\text{cm}$	2,1 a 2,7	Não informado	-	3 camadas de geogrelha	6	Recalques na estrutura de contenção

CAPÍTULO 3

CASO DE ESTUDO

3.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta a descrição do caso selecionado para a modelagem numérica, SPOTTI (2006). Este autor relata a instrumentação de um aterro estaqueado reforçado experimental. A área experimental situa-se no interior da obra da Sede Nacional do SESC/SENAC na cidade do Rio de Janeiro e possui três arranjos diferentes, dois deles bidimensional e um tridimensional.

SPOTTI (2006) apresenta resultados de monitoramento de deslocamentos verticais, tensões totais atuantes no sistema capitel/estaca, tração e deformação atuante na geogrelha de reforço devido à construção do aterro.

3.2 ÁREA EXPERIMENTAL DE SPOTTI (2006)

A área experimental do aterro estaqueado reforçado localiza-se na Sede Nacional do SESC/SENAC no Rio de Janeiro – RJ, conforme Figura 3.1. A área experimental com 400m² foi implantada no interior da área total da obra de aterro estaqueado reforçado com 12.000m².

Este aterro estaqueado reforçado é a quarta obra do tipo executada no Brasil, sendo que SPOTTI (2006) foi o primeiro a publicar dados de monitoramento de campo de um aterro estaqueado reforçado no país (BORBA, 2007). Anteriores a esta obra são conhecidas três obras de construção de aterro estaqueado reforçado: no Mato Grosso do Sul para a implantação de uma ferrovia (HUESKER, 1999); em Maceió como fundação de um trecho de sistema viário urbano (SANDRONI, 2006) e entre os estados do Rio de Janeiro e São Paulo como fundação de um trecho de rodovia (ALZAMORA *et al.*, 2000).

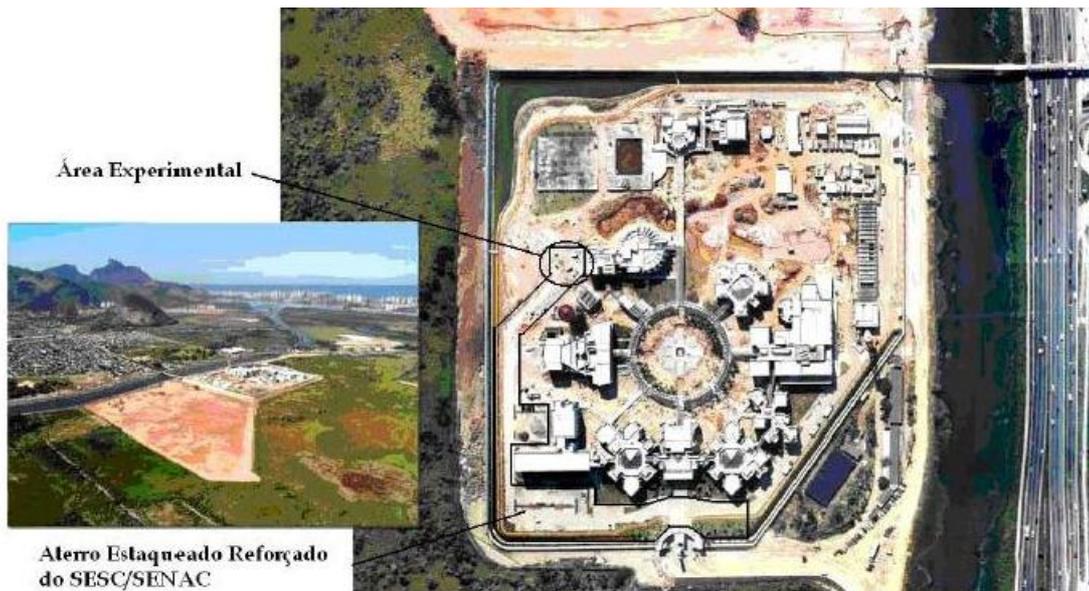


Figura 3.1- Localização do aterro estaqueado reforçado do SESC/SENAC (SPOTTI, 2006).

O perfil típico da região da obra é constituído por uma camada superficial de turfa com 1 a 2m de espessura sobrejacente a uma camada de argila orgânica muito mole com espessura variando de 2 a 13m. Sob a camada argilosa encontra-se uma camada de solo arenoso e de solo residual. O perfil típico é apresentado na Figura 3.2.

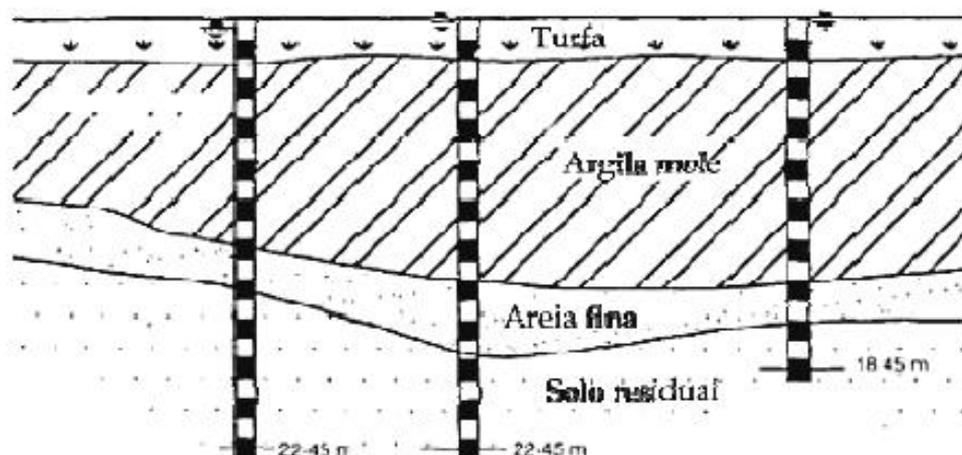


Figura 3.2- Perfil típico do subsolo do terreno do SESC/SENAC (ALMEIDA *et al.*, 2000).

Para determinar as características e parâmetros de compressibilidade e a resistência ao cisalhamento do solo mole de fundação foram realizadas duas campanhas de investigações de campo e de laboratório, as quais foram de grande relevância para a elaboração do projeto geotécnico do aterro em duas etapas. A

primeira campanha ocorreu antes da primeira etapa construtiva, no ano de 1995 e a segunda campanha ocorreu dois anos mais tarde, em 1997. Os ensaios de campo executados foram sondagem à percussão, ensaios de palheta e SPT-*Su* e de piezocone. Já os ensaios de laboratório englobaram caracterização, adensamento, determinação das propriedades químicas e ensaios triaxiais UU e CIU.

Os ensaios de caracterização indicaram um depósito de baixa resistência e alta compressibilidade com umidade elevada, variando de 100 a 500%, o limite de liquidez LL variando de 100 a 400% e limite de plasticidade LP próximo a 100%. O índice de plasticidade IP se situou em uma faixa de 100 a 250%.

Devido às características da fundação na área da construção do SESC/SENAC esta região foi amplamente pesquisada em diversas dissertações de mestrado e teses de doutorado da COPPE/UFRJ, sendo realizados diversos ensaios de laboratório e de campo (ALMEIDA *et al.*, 2007b).

SPOTTI (2006) realizou ensaios para determinação dos limites de Atterberg e granulometria do material do aterro, onde se observou um solo silto arenoso com pedregulhos. Para determinação da envoltória de resistência foram realizados ensaios de cisalhamento direto.

A obra foi projetada para ser implantada em duas etapas. O aterro da segunda etapa possuía o objetivo de complementar o aterro praticamente estabilizado da primeira etapa até as cotas definidas em projeto. A primeira etapa foi executada em 1995 e consistiu em um aterro convencional sobre colchão drenante e com drenos verticais em toda a área para acelerar e estabilizar os recalques. O aterro possuía altura variando entre 3,0 e 3,5m (SPOTTI, 2006) e teve instrumentos de campo instalados medindo deslocamentos verticais e poropressões. Após a construção do aterro foi realizada uma segunda campanha de sondagens, obtendo-se o perfil típico apresentado na Figura 3.3.

Na área do aterro estaqueado reforçado experimental, o aterro da primeira etapa sofreu recalques da ordem de 2,5m, medidos pelas placas de recalques instaladas originalmente nesta área. Desta forma, no momento do desenvolvimento da pesquisa de SPOTTI (2006), o aterro de conquista possuía somente cerca de 0,70m altura acima do nível natural do terreno.

No ano de 2003 iniciou-se a construção da segunda etapa da obra, consistindo em um trecho de aterro convencional na área de jardins e passeio de pedestres e

outro de aterro estaqueado reforçado nas regiões de estacionamento e tráfego de veículos.

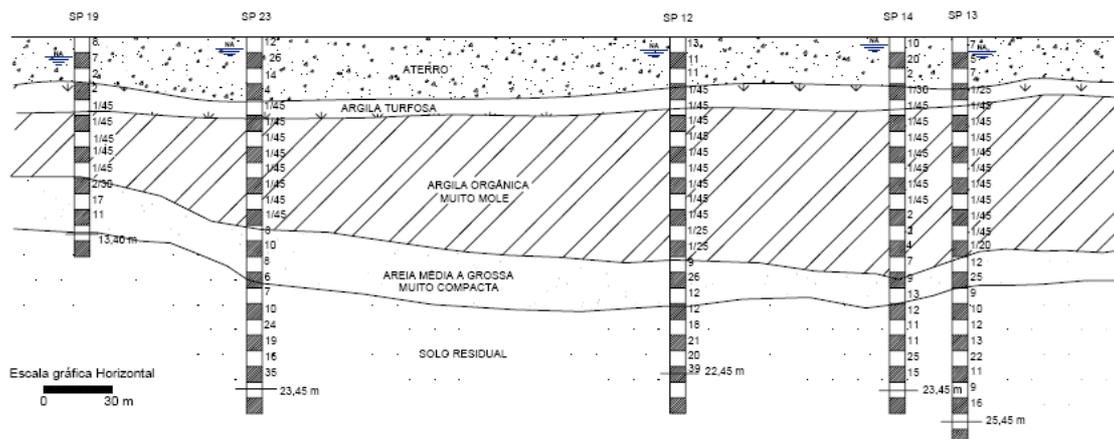


Figura 3.3- Perfil típico do subsolo do terreno do SESC/SENAC após a conclusão da 1ª etapa da obra (SPOTTI, 2006).

A configuração ao final da fase inicial da obra é apresentada na Figura 3.4, obtida a partir de análises da situação ao final da primeira etapa e das cotas de projeto estabelecidas. Observa-se que as seções típicas possuem altura de aterro variando entre 1,0 e 1,9m.

A área experimental monitorada por SPOTTI (2006) foi construída no período de Janeiro a Março de 2004 e estava localizada no fundo do terreno, região que possuía uma camada de argila orgânica muito mole com 10m de espessura. O aterro estaqueado reforçado na área experimental atingiu alturas entre 1,1 e 1,3m e foi construído em um período de aproximadamente 35 dias.

A construção do aterro sobre a área experimental foi realizada em algumas etapas de carregamento. A primeira etapa consistiu em uma camada de areia com 0,20m de espessura para proteção dos equipamentos de instrumentação e as camadas seguintes eram compostas por aterro de primeira categoria (silte arenoso, pouco argiloso) com 0,30m de espessura, compactado com rolo pé-de-carneiro CA25 e selagem com rolo liso a 95% do Proctor Normal.

Com o objetivo de comparar o arranjo usual tridimensional (capitéis) com o arranjo bidimensional (vigas corridas), a área de teste foi dividida em 3 seções com geometrias distintas, as quais também diferiam em relação ao espaçamento entre as estacas. As estacas utilizadas em todos os arranjos eram pré-moldadas de concreto

de seção quadrada com 0,18 x 0,18m e capacidade estrutural de 35kN, atingindo profundidades entre 16 e 20m.

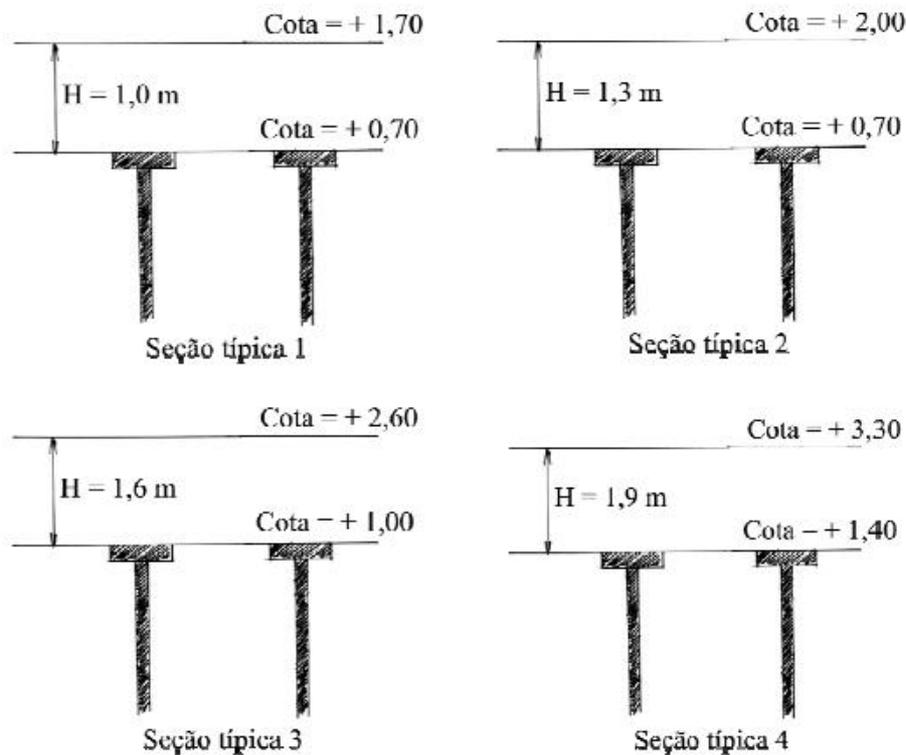


Figura 3.4- Seções típicas do aterro estaqueado reforçado do SESC/SENAC ao final da 1ª etapa construtiva (SPOTTI, 2006).

Nas três seções consideradas foram realizadas escavações com 1m de profundidade abaixo do trecho instrumentado para acelerar a mobilização de cargas do sistema e, conseqüentemente, a obtenção rápida dos resultados do monitoramento. Um trecho da seção experimental 1 não foi escavado para efeito de comparação com os valores medidos na área escavada.

A seção experimental 1 apresentava uma configuração tridimensional com espaçamento de 2,5m entre os eixos das estacas e capitéis moldados *in loco* de 0,8 x 0,8 x 0,35m. A seção experimental 2 consistia em um trecho com configuração bidimensional constituído por vigas de 10 x 0,8 x 0,4m sobre estacas espaçadas de 2,5m. A seção experimental 3 também consistia em um arranjo bidimensional, porém as estacas estavam espaçadas de 3,5m. A Figura 3.5 e Figura 3.6 apresentam a vista geral e o esquema das seções da área experimental, respectivamente.



Figura 3.5- Vista geral da área experimental do aterro estaqueado reforçado do SESC/SENAC (SPOTTI, 2006).

Toda a área experimental foi reforçada por uma geogrelha bidimensional de resistências nominais longitudinal e transversal iguais a 200kN/m e rigidez variando entre 1.200 e 1.400kN/m (SPOTTI, 2006). Sobre a geogrelha foram instalados os equipamentos para monitoramento da área. Para proteção dos equipamentos e evitar a fuga do material fino pela malha da geogrelha, foi assentada uma manta de geotêxtil sobre a área de teste.

A instrumentação de campo instalada mediu valores de deslocamentos verticais, tensões totais atuantes nos capitéis/estacas, trações e deformações no geossintético devido à construção do aterro. Os instrumentos de campo foram monitorados de acordo com as etapas de carregamento, sendo realizadas leituras após o lançamento do material (material nivelado sem compactar); após a primeira fase de compactação e após a segunda fase de compactação e passagem do rolo liso para selagem do material.

A instrumentação adotada nas seções cujas configurações são bidimensionais, seções 2 e 3, consistiu em quatro placas de recalque para medidas de deslocamentos verticais e um medidor de deformação instalado na face da viga corrida. As medidas de tração do reforço foram realizadas por quatro medidores de tração fixados no

reforço. Para medidas de valores de carga na viga corrida/estacas foram instaladas duas células de tensão total sobre as vigas corridas. A disposição dos instrumentos no campo é apresentada na Figura 3.6.

No trecho escavado da seção experimental 1, configuração tridimensional, foi instalada uma placa de recalque no vão entre quatro capitéis e duas placas de recalque no vão entre dois capitéis adjacentes. Oito medidores de deformações foram assim distribuídos: dois medidores de deformações entre dois capitéis adjacentes em duas direções, dois no meio do vão entre quatro capitéis paralelos à face do capitel e dois na diagonal em relação à face do capitel. Também foram instalados três medidores de deformação na face dos capitéis e uma célula de tensão total sobre um capitel. No trecho não escavado foram instaladas uma placa de recalque e uma célula de tensão total entre capitéis.

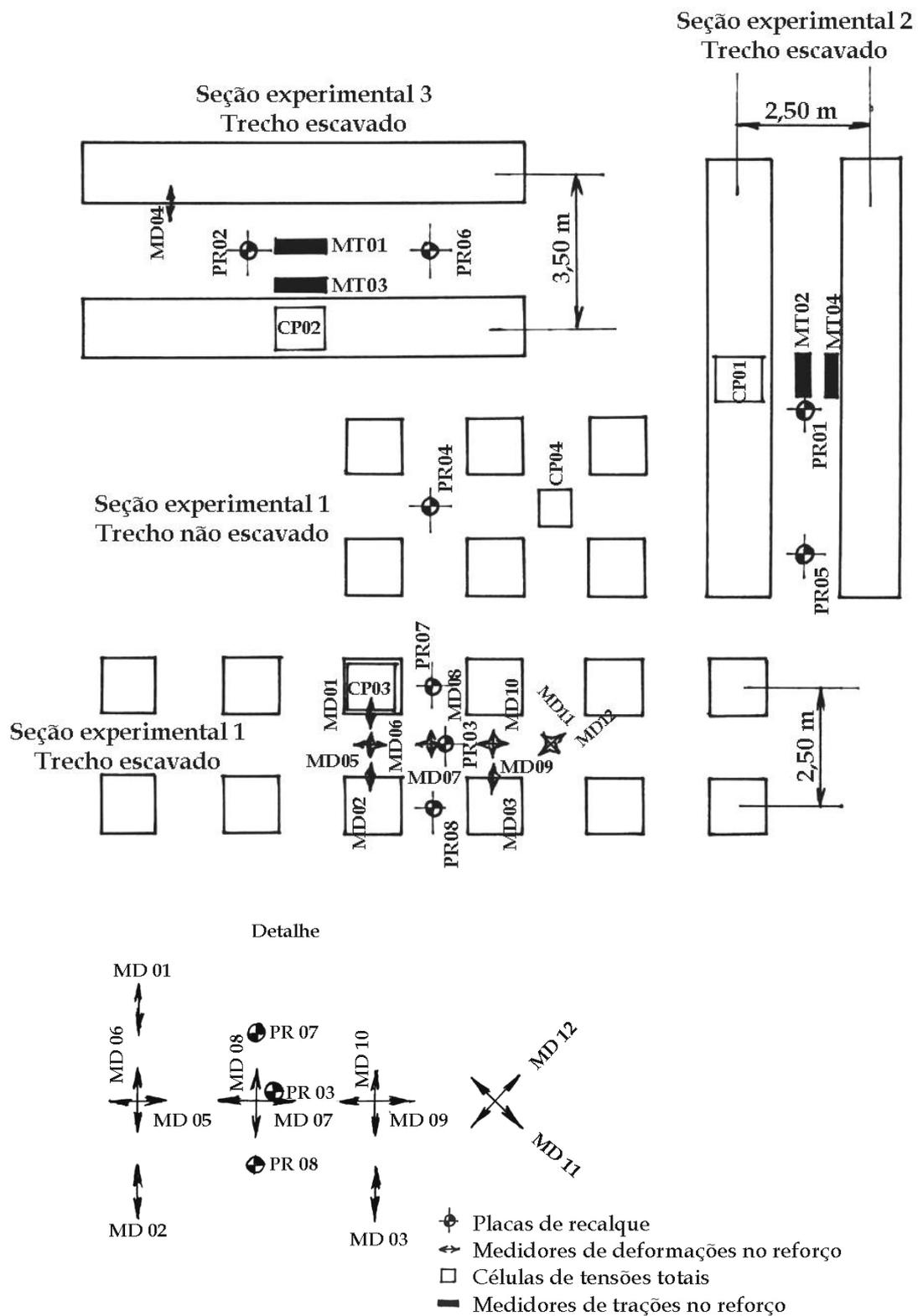


Figura 3.6- Esquema da área experimental do aterro estaqueado reforçado do SESC/SENAC (SPOTTI, 2006).

3.3 RESULTADOS DO MONITORAMENTO

Os valores de recalques medidos pelas oito placas de recalque instaladas após os 188 dias de monitoramento variaram de 0,1 a 0,4m para alturas finais de aterro entre 1,08 e 1,28m. A Tabela 3.1 apresenta os valores medidos por cada instrumento.

A Figura 3.7 apresenta os valores medidos pelas placas de recalque PR 03 e PR 04, localizadas na área experimental com configuração tridimensional em uma região escavada e não escavada, respectivamente. Como esperado, as medidas de deslocamentos verticais são maiores na área escavada do que na região não escavada, sendo os recalques na área não escavada correspondentes a aproximadamente 28% dos recalques da área escavada.

Tabela 3.1- Resultados obtidos com as placas de recalque (adaptado de SPOTTI, 2006).

Placa de Recalque	Configuração	Posição	Altura de Aterro (m)	Recalque (m)
PR 01	2D	Meio do vão entre duas vigas corridas – trecho escavado	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 - trecho escavado	1,28	0,36
PR 04	3D	Meio do vão entre quatro capitéis - trecho não escavado	1,08	0,10
PR 07	3D	Meio do vão entre dois capitéis – trecho escavado	1,23	0,17
PR 08	3D		1,24	0,17

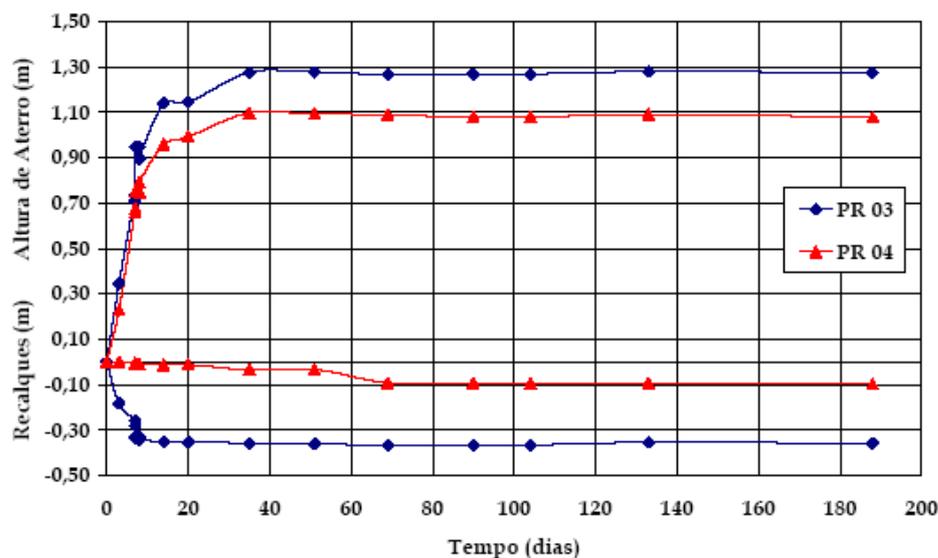


Figura 3.7- Curvas de recalques versus tempo para áreas escavadas, PR 03, e não escavadas, PR 04 (SPOTTI, 2006).

As medidas realizadas pelos medidores de deformação na geogrelha são apresentadas na Tabela 3.2, na qual se observa que os medidores localizados na face do capitel (MD 01 a MD 03) apresentaram um aumento considerável durante a construção do aterro. Tal comportamento não foi verificado nos demais instrumentos.

As medidas obtidas pelas quatro células de tensões totais instaladas na área experimental do aterro estaqueado reforçado são apresentadas na Tabela 3.3.

Observa-se que as tensões totais variaram entre 14 a 40kPa. As tensões máximas atuantes sobre as vigas corridas, medidas pelas células de tensões totais CP 01 e CP 02, apresentaram-se bastante semelhantes. A tensão máxima atuante sobre o capitel, obtida pela célula de tensão total CP 03, apresentou um resultado inferior aos obtidos pelos instrumentos instalados sobre a viga. Tal fato pode ser decorrente das vigas possuírem uma área de suporte maior para o desenvolvimento do efeito do arqueamento do que os capitéis isolados.

A tensão total medida pela célula CP 04, instalada na seção experimental 1 na região não escavada, foi aproximadamente 44% do valor medido pela célula CP 03, instalada na mesma seção, porém na região escavada. Tal comportamento é devido ao solo de fundação na região não escavada, ou seja, ao aterro pré-existente, suportar uma parcela maior das cargas transmitidas, assim, menos carga é transmitida diretamente aos capitéis/estacas.

Tabela 3.2- Valores fornecidos pelos medidores de deformações (adaptado de SPOTTI, 2006).

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

(*) MD 04 apresentou comportamento anômalo.

Tabela 3.3- Valores obtidos com as células de tensões totais (adaptado de SPOTTI, 2006).

Célula de Tensão	Posição	Tensão Vertical (kN/m²)
CP 01	Sobre a viga corrida da seção experimental 2	37
CP 02	Sobre a viga corrida da seção experimental 3	40
CP 03	Sobre o capitel da seção experimental 1	32
CP 04	No meio do vão entre quatro capitéis na seção experimental 1 - trecho não escavado	14

Os resultados obtidos durante os 188 dias de monitoramento pelos quatro medidores de tração instalados na geogrelha são apresentados na Tabela 3.4.

Os valores de tração máximos medidos variaram entre 27,9 e 68,9kN/m para os medidores instalados no meio do vão entre duas vigas corridas e entre 22,1 e 50,8kN/m para os instrumentos instalados na face das vigas corridas. Verifica-se que os maiores valores foram medidos nas seções cujos espaçamentos entre estacas são maiores e iguais a 3,5m.

Tabela 3.4- Resultados obtidos pelos medidores de trações no reforço (adaptado de SPOTTI, 2006).

Medidor de Tração	Posição	Força de Tração (kN/m)
MT 01	Meio do vão entre duas vigas corridas na seção 3 - trecho escavado	68,9
MT 02	Meio do vão entre duas vigas corridas na seção 2 - trecho escavado	27,9
MT 03	Face da viga corrida na seção 3 - trecho escavado	50,8
MT 04	Face da viga corrida na seção 2 - trecho escavado	22,1

Para a modelagem numérica desta pesquisa foi selecionada a área com configuração tridimensional e trecho escavado (seção experimental 1) devido à geometria desta área ser a mais próxima do caso real e da possibilidade de emprego em outros casos históricos semelhantes. A seleção desta área também possibilita a verificação da capacidade do PLAXIS 2D em simular um caso 3D.

3.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este capítulo apresentou uma descrição detalhada do aterro estaqueado reforçado modelado nesta pesquisa. A área modelada numericamente foi selecionada, seção experimental 1 e trecho escavado, considerando a sua geometria ser a mais próxima do caso real e a possibilidade de emprego em outros casos históricos similares.

Foram relatados os aspectos geológico-geotécnicos da área da obra e as suas implicações na concepção do projeto, tais como a construção do aterro em duas etapas. Na primeira realizou-se a construção de um aterro com drenos verticais com o intuito de acelerar o processo de adensamento e ganhar resistência na fundação. Na segunda etapa executou-se um aterro suportado por estacas e geogrelha.

Em seguida foi exposta a configuração da área experimental, com suas três seções de estudo (duas seções bidimensionais e uma tridimensional), assim como a instrumentação instalada (placas de recalque, medidores de deformação, células de tensão total e medidores de tração).

Finalizando este capítulo foram descritas as etapas de carregamento do aterro e as leituras realizadas no monitoramento.

A primeira camada lançada consistiu em uma camada drenante não compactada e em seguida foram construídas as camadas de aterro de primeira categoria, compactadas com rolo pé-de-carneiro CA25 e selagem com rolo liso a 95,0% do Proctor Normal.

SPOTTI (2006) relatou que foram realizadas leituras de acordo com as etapas de carregamento: após o lançamento do material (material nivelado sem compactar); após a primeira fase de compactação e após a segunda fase de compactação e passagem do rolo liso para selagem do material.

Os deslocamentos verticais foram medidos pelas placas de recalque da seção 1 nos trechos não escavado e escavado, PR 04 e PR 03, respectivamente. Os recalques correspondentes à área não escavada são aproximadamente 28% dos recalques da área escavada. Os medidores de deformação na geogrelha localizados também na seção 1 trecho escavado (MD 01 a MD 03) apresentaram um acréscimo significativo na deformação durante a construção do aterro.

A célula de tensão total instalada sobre um capitel da seção 1 (CP 03) trecho escavado apresentou uma tensão máxima atuante inferior às tensões obtidas pelos instrumentos instalados sobre as vigas. Como esperado, esta célula de tensão total apresentou uma tensão correspondente a 228,57% da tensão lida na célula instalada na seção 1 trecho não escavado. Este resultado indica uma reação do aterro pré-existente, o qual suporta uma parcela da carga transmitida.

Os medidores de tração no reforço foram instalados somente sobre as vigas e os maiores valores lidos correspondem à viga com espaçamento entre estacas igual a 3,5m.

CAPÍTULO 4

MODELAGEM NUMÉRICA

4.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo descreve as modelagens numéricas realizadas para o caso histórico de SPOTTI (2006) com o objetivo de avaliar o comportamento do aterro estaqueado reforçado monitorado em relação a deslocamento vertical, distribuição de tensões no aterro e tração-deformação da geogrelha. São descritos a geometria e os parâmetros utilizados e a simulação aplicada ao processo construtivo do problema estudado.

Finalizando o capítulo são apresentados os tipos de análises paramétricas realizadas com o intuito de verificar a influência de alguns dos principais elementos de aterros estaqueados reforçados (espaçamento entre estacas/capitéis, dimensões dos capitéis e rigidez da geogrelha de reforço), envolvidos no comportamento de recalque na base do aterro e tensões no aterro nesse tipo de obra.

4.2 MODELAGEM DO CASO ESTUDADO

4.2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A modelagem numérica escopo desta pesquisa foi realizada para o caso da literatura de aterro estaqueado reforçado com geogrelha instrumentado apresentado no Capítulo 3, o qual consiste na área experimental da Sede Nacional do SESC/SENAC.

A simulação foi realizada somente para a seção experimental 1, que possui configuração tridimensional, aterro com 1,3m suportado por capitéis e estacas com espaçamento de 2,5m e escavação de 1,0m de profundidade entre os capitéis.

Os estudos numéricos, realizados sob um estado plano de deformações, tiveram como objetivo verificar os valores de deslocamento vertical na base do aterro na região escavada e tração-deformação da geogrelha. Além disto, procurou-se averiguar a distribuição das tensões no corpo do aterro durante a sua construção, a partir de três modelos de construção numéricos do processo executivo e comparar tais valores com os medidos no campo. Para tal, os cálculos respeitaram a seqüência construtiva do aterro, simulando a compactação das camadas, o tempo de construção

e a espessura de cada camada. Foram adotados os seguintes modelos de construção numéricos:

- (i) Tempo de compactação nulo (TC0): modelagem das etapas de compactação com tempo igual a zero;
- (ii) Tempo de compactação mínimo (TCM): modelagem das etapas de compactação com tempo igual ao mínimo permitido pelo PLAXIS;
- (iii) Compactação incluída na construção da camada (CIC): etapas de compactação modeladas na mesma etapa de cálculo do lançamento da camada.

Foram analisadas duas seções distintas simuladas por uma forma de modelagem do processo executivo, as quais se distinguiam em relação ao tempo de compactação admitido. As duas seções analisadas corresponderam a: (i) seção limitada à região escavada entre dois capitéis adjacentes, com o intuito de avaliar o comportamento do aterro estaqueado reforçado em um modelo reduzido (MR), sem a possibilidade de redistribuição das tensões; (ii) seção de modelagem da geometria real da obra, para avaliar a redistribuição das tensões induzidas durante a construção do aterro, aqui denominada de Caso Histórico (CH).

Foram também realizados dois estudos complementares, a saber: (i) estudo para avaliar o modelo constitutivo mais adequado para a camada de argila mole, sendo utilizados os modelos *Hardening Soil* e *Soft Soil*; (ii) estudo para verificar a influência do tamanho das malhas fina e média nos valores de recalques nas duas seções modeladas. A Figura 4.1 apresenta um resumo das simulações numéricas realizadas para a área experimental.

Adicionalmente foram realizados estudos paramétricos com o objetivo de verificar a influência do espaçamento entre as estacas/capitéis, da altura dos capitéis, das dimensões dos capitéis e da rigidez da geogrelha no comportamento e distribuição das tensões do aterro. O item 4.2.7 descreve com detalhes as análises paramétricas realizadas.

O aterro pré-existente, a areia da camada drenante e o aterro novo foram modelados utilizando o *Hardening Soil*. As estacas e capitéis foram modelados como elementos de viga (*beam*) e a geogrelha de reforço pelo elemento *geogrid* fornecido pelo programa.

As análises iniciais apresentaram um problema na modelagem da área escavada entre os capitéis, com ruptura ocorrendo na construção das camadas iniciais do aterro na região sobre a cavidade. Desta forma foi adotado um artifício para modelar a cavidade, artifício este já utilizado por BECKER (2006), que consistiu em preencher a mesma por um material de comportamento linear elástico e rigidez muito baixa. Este material foi denominado de “gelatina”.

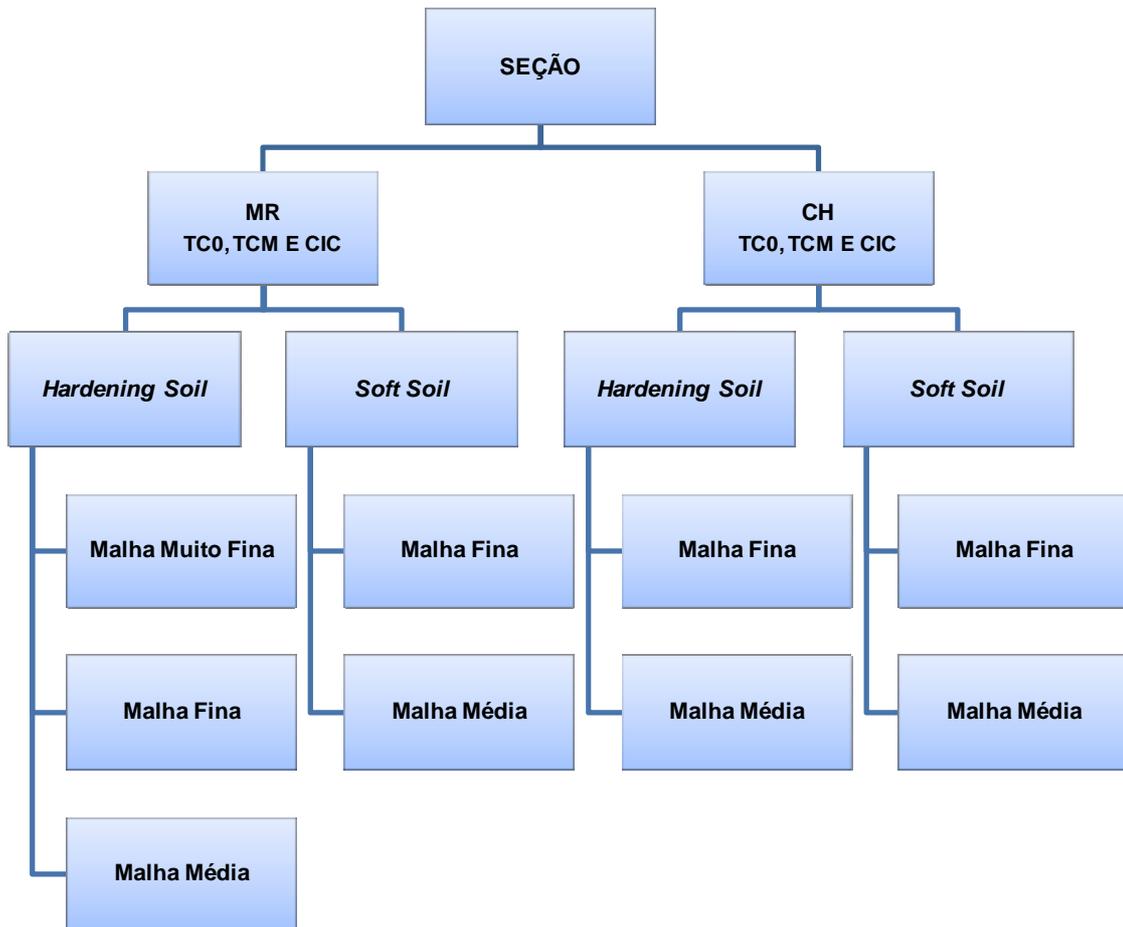


Figura 4.1- Resumo das simulações numéricas realizadas.

O PLAXIS v.8.2 disponibiliza dois procedimentos distintos para o cálculo das tensões *in situ*, sendo eles: K_0 e por gravidade (*gravity loading*). O procedimento pelo coeficiente de empuxo no repouso K_0 é recomendável para terraplenos com superfície plana. Além disso, as camadas do subsolo e nível d'água devem ser paralelas à superfície. Para terrenos cuja superfície apresenta inclinações acentuadas, a determinação das tensões iniciais deve ser feita por gravidade. Desta forma, neste trabalho foi utilizado o procedimento baseado em K_0 .

O parâmetro fator de redução de resistência da interface, R_{inter} , foi calculado a partir dos parâmetros de resistência da interface solo-geogrelha determinados por AGUIAR (2003) e dos parâmetros de resistência dos materiais geológicos em contato com o elemento de reforço da área do SESC/SENAC (aterro pré-existente e areia do colchão drenante). Os valores de R_{inter} obtidos apresentaram-se superiores a 1,0. Desta forma, adotou-se o valor *default* do programa, $R_{inter}=1,0$ para simular a interface em estudo (geogrelha/aterro).

Em análises não lineares um número finito de passos de cálculo é realizado. Os procedimentos de iterações do programa adotado são influenciados por alguns parâmetros, tais como, erro tolerado e número máximo de iterações de cada fase de cálculo. O PLAXIS possibilita que o usuário opte por utilizar os valores *default* ou alterar esses valores. Nesta pesquisa não foram adotados os valores default do programa, e sim um erro tolerado de 0,01 e o número de iterações igual a 60, sendo os valores padrão do programa iguais a 0,03 e 50, respectivamente. Tal alteração diminuiu o erro aceitável e aumentou o número de iterações acarretando em uma maior precisão nos resultados.

4.2.2 MODELAGEM DO PROCESSO CONSTRUTIVO

A modelagem do processo construtivo da seção 1 do aterro experimental da Sede Nacional do SESC/SENAC respeitou a construção em etapas e a compactação das camadas, assim como o tempo de construção de cada uma das camadas. A seqüência de carregamento adotada é apresentada na Tabela 4.1.

Tabela 4.1- Seqüência de carregamento da seção 1 do aterro experimental do SESC/SENAC.

Etapas	Tipo	Altura do Aterro (m)	Tempo de Duração (dias)
1	Construção do colchão drenante de areia	0 - 0,36	3
2	Construção do aterro	0,36 - 0,72	4
3	Construção do aterro	0,72 - 0,92	2
4	Construção do aterro	0,92 - 1,17	9
5	Construção do aterro	1,17 - 1,30	17

Na simulação numérica, as etapas construtivas foram calculadas pelo subprograma *Calculation* do PLAXIS através da opção *Consolidation*, baseada na Teoria de Biot (1941), com atualização de malha e de poropressões em cada etapa.

A atualização de malha é importante quando são esperadas grandes deformações. Este procedimento consiste em uma atualização da malha em cada etapa de cálculo de acordo com a deformação na geometria que ocorreu na etapa de cálculo anterior. A atualização de poropressões consiste em calcular as pressões da água continuamente em função da atualização da posição dos pontos de tensão.

A tensão vertical induzida pela compactação foi simulada como uma carga uniformemente distribuída. BRINKGREVE (2004) adverte que, apesar do programa permitir a aplicação de carga durante as análises de adensamento, ao se aproximar da ruptura, o processo de iterações pode não convergir.

Na modelagem da compactação surgiu uma questão importante, oriunda da decisão em se considerar o adensamento da camada de argila mole: como modelar o tempo de aplicação da carga imposta pelo rolo compactador no campo?

Em grande parte das análises numéricas a acurácia tende a aumentar quando o tempo da fase de cálculo diminui, porém em análises de adensamento existe um valor de tempo mínimo. Para valores de tempo abaixo deste tempo limite (*Critical time step*) a acurácia decresce rapidamente. BRINKGREVE (2004) salienta a necessidade de atenção aos resultados quando se adota um tempo inferior ao tempo crítico.

O programa PLAXIS calcula este tempo mínimo para adensamento unidimensional em elementos triangulares de quinze nós através da equação seguinte:

$$\Delta t_{\text{crítico}} = \frac{H^{*2} \cdot \gamma_w \cdot (1 - 2\nu) \cdot (1 + \nu)}{80 \cdot k_y \cdot E \cdot (1 - \nu)} \quad (4.1)$$

Onde:

γ_w = peso específico da água;

k_y = coeficiente de permeabilidade vertical;

H^* = altura do elemento utilizado na malha;

E = módulo de Young;

ν = coeficiente de Poisson.

Cabe ressaltar que o tamanho da malha influencia no valor do tempo crítico: quanto menor o tamanho da malha, menor este tempo.

Para estudar a influência do tempo de compactação de cada uma das seções analisadas, MR e CH, consideraram-se três processos executivos distintos, os quais

diferiam em relação ao tempo de aplicação da sobrecarga imposta pelo rolo compactador. A Tabela 4.2 apresenta as características das 3 modelagens do processo construtivo do aterro estudado.

Tabela 4.2- Modelagem do processo construtivo do aterro experimental do SESC/SENAC.

Modelo de Construção Numérico	Seqüência Numérica das Etapas Construtivas
<p style="text-align: center;">TC0 Tempo de compactação = 0</p>	<p>1- Ativação da primeira camada de solo (colchão drenante) com tempo igual ao de construção; 2- Ativação da segunda camada de solo com tempo igual ao de construção; 3- Ativação da primeira sobrecarga de compactação com tempo nulo; 4- Desativação da primeira sobrecarga de compactação e ativação da segunda camada de solo com tempo igual ao de construção; 5- Ativação e desativação de sobrecargas e camadas de solo até simular todo o processo construtivo; 6- Desativação da última sobrecarga de compactação com tempo igual a zero.</p>
<p style="text-align: center;">TCM Tempo de compactação = mínimo</p>	<p>1- Ativação da primeira camada de solo (colchão drenante) com tempo igual ao de construção; 2- Ativação da segunda camada de solo com tempo igual ao de construção; 3- Ativação da primeira sobrecarga de compactação com tempo igual ao tempo mínimo; 4- Desativação da primeira sobrecarga de compactação e ativação da segunda camada de solo com tempo igual ao de construção; 5- Ativação e desativação de sobrecargas e camadas de solo até simular todo o processo construtivo; 6- Desativação da última sobrecarga de compactação com tempo igual ao mínimo.</p>
<p style="text-align: center;">CIC Compactação incluída no lançamento da camada</p>	<p>1- Ativação da primeira camada de solo (colchão drenante) com tempo igual ao de construção; 2- Ativação da primeira sobrecarga de compactação e da segunda camada de solo com tempo igual ao de construção; 3- Desativação da primeira sobrecarga de compactação, ativação da terceira camada de solo e da segunda sobrecarga de compactação com tempo igual ao de construção; 5- Ativação e desativação de sobrecargas e camadas de solo até simular todo o processo construtivo; 6- Desativação da última sobrecarga de compactação com tempo igual ao mínimo.</p>

Nas análises com o modelo de construção numérico de tempo de compactação nulo (TC0), ou seja, menor que o tempo crítico, o tempo de construção do aterro é igual ao tempo gasto no campo (35 dias). Nas análises com tempo de compactação igual ao tempo mínimo (TCM), *default* do PLAXIS, a modelagem numérica da construção do aterro fornece um total de 35 dias acrescido de cinco vezes o tempo mínimo, sendo quatro etapas de compactação e uma de retirada do rolo compactador após a compactação da última camada.

Finalmente, para as análises onde a compactação está incluída no lançamento de cada camada (CIC), o tempo de construção do aterro é igual a 35 dias mais um tempo mínimo, correspondente à retirada do rolo após a compactação da última camada. Desta forma, o único modelo numérico de construção do aterro que fornece um intervalo de tempo igual ao da execução real no campo é a primeira modelagem com tempo de compactação igual a zero.

A modelagem da compactação foi realizada segundo o procedimento proposto por EHRlich E MITCHELL (1994). De acordo com DUNCAN & SEED (1986) a compactação pode ser modelada como uma tensão vertical, unidimensional e transitória, alterando o estado de tensões do solo.

EHRlich & MITCHELL (1994) adotaram um procedimento simplificado em que todos os ciclos de carregamento, descarregamento e recarregamento de cada camada são reduzidos a um único ciclo de carga-descarga, conforme apresentado na Figura 4.2.

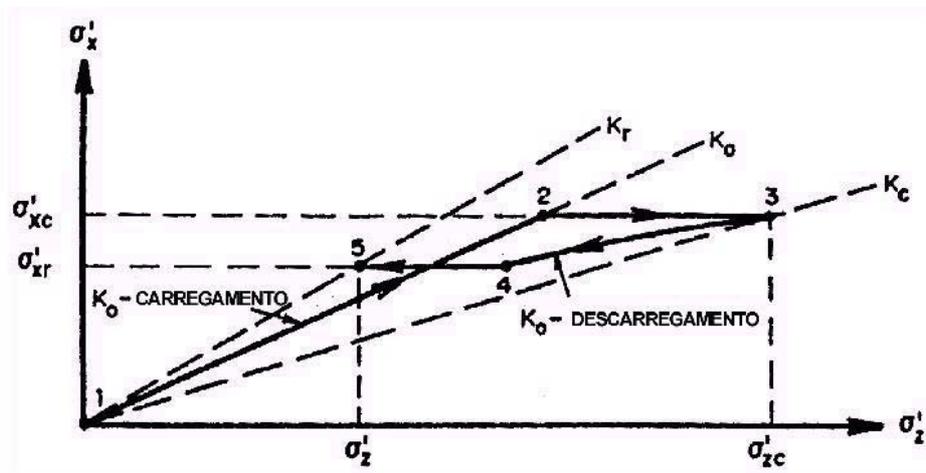


Figura 4.2- Caminho de tensões do modelo de compactação proposto por EHRlich & MITCHELL (1994).

O carregamento no caminho de tensões principais ocorre ao longo do trecho 1-2-3, sendo que no trecho 1-2 ocorre um carregamento sob condição K_0 e no trecho 2-3 há carregamento com deformação lateral. Já o descarregamento é representado pelo trecho 3-4-5 até o estado de tensões residuais do solo, sendo o trecho 3-4 corresponde ao descarregamento sem deformação lateral e o trecho 4-5 permite a deformação lateral do solo durante o descarregamento (Figura 4.2).

A tensão vertical máxima da história do solo (σ'_{zc}) na Figura 4.2 é definida comparando-se a tensão geostática (σ'_z) com a tensão induzida pela compactação ($\sigma'_{zc,i}$). Quando a tensão geostática é maior que a tensão induzida pela compactação, não ocorre o ciclo de descarregamento, portanto 3=4=5.

O cálculo das tensões induzidas pela compactação $\sigma'_{zc,i}$ foi realizado pelo procedimento proposto por ERLICH E MITCHELL (1994), onde se admite que esta tensão é função do tipo de equipamento de compactação utilizado. Desta forma, se todas as camadas forem compactadas com o mesmo equipamento e da mesma forma, $\sigma'_{zc,i}$ será a mesma em todas as camadas.

Considerando-se que a compactação se dá sob condições K_0 , a tensão induzida pela compactação pode ser determinada pela equação:

$$\sigma'_{zc,i} = \frac{\sigma'_{xp,i}}{K_0} \quad (4.2)$$

Onde:

$\sigma'_{xp,i}$ = máxima tensão horizontal na superfície média da camada.

Para rolos compactadores, $\sigma'_{xp,i}$ pode ser calculada pela expressão:

$$\sigma'_{xp,i} = v_0 \cdot (1 + K_a) \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot Q \cdot \frac{N_\gamma}{L^*} \right)^{1/2} \quad (4.3)$$

Onde:

v_0 = coeficiente de Poisson para condição K_0 ;

K_a = coeficiente de empuxo ativo de Rankine;

γ = peso específico do solo;

Q = carregamento máximo do rolo compactador sobre o solo;

N_γ = fator de capacidade de carga de Rankine;

L^* = largura do rolo compactador.

Na obra do aterro experimental do SESC/SENAC, a compactação foi realizada com rolo pé de carneiro CA25. Utilizando-se as características do rolo compactador e os parâmetros do solo, obteve-se um valor de $\sigma'_{xp,i} = 48,4\text{kPa}$ e uma tensão vertical induzida pela compactação de $112,6\text{kPa}$. Por simplicidade, considerou-se que todas as camadas possuíam a mesma espessura e, portanto, a tensão induzida pela compactação é a mesma em todas as camadas do aterro.

4.2.3 AVALIAÇÃO DOS MODELOS CONSTITUTIVOS

Com o objetivo de complementar a escolha do modelo constitutivo que melhor representasse o comportamento tensão-deformação da camada de argila mole sob as tensões atuantes foram realizadas análises considerando dois modelos constitutivos distintos, *Hardening Soil* e *Soft Soil*.

A avaliação dos modelos constitutivos foi realizada para as duas seções de estudo (modelo reduzido MR e caso histórico CH) sob as três séries de análises de processos executivos realizadas. Os parâmetros adotados no modelo elasto-plástico *Hardening Soil* foram os mesmos adotados na modelagem do problema e apresentados no item 4.2.4 deste trabalho.

Os parâmetros específicos do modelo *Soft Soil*, índice de compressão modificado λ^* e índice de expansão modificado κ^* , foram calculados pelas equações A.19 e A.21.

Apesar de terem sido realizados diversos ensaios de adensamento na área da Sede Nacional do SESC/SENAC, os valores do índice de vazios inicial e_0 publicados apresentavam uma faixa de variação muito grande e igual a 1,95 a 11,1 (ALMEIDA *et al.*, 2008). Por esta razão, optou-se por adotar nas simulações com *Soft Soil* os valores de índice de vazios inicial e_0 , do índice de compressão C_c e de recompressão C_r estimados em ensaios de adensamento realizados por SAYÃO (1980) na área experimental de Sarapuí. Os parâmetros do *Soft Soil* são apresentados na Tabela 4.3.

As propriedades adotadas para os demais materiais envolvidos, capitéis, estacas, geogrelha, camada drenante e aterro, foram semelhantes aos valores publicados nas referências do caso histórico do SESC/SENAC e estão descritas no item 4.2.4 desta pesquisa.

Tabela 4.3- Parâmetros geotécnicos do modelo *Soft Soil* para a argila mole de fundação.

Parâmetro	Valor
e_0	3,9
C_c	1,79
C_r	0,43
λ^*	0,159
κ^*	0,076

Os resultados destas simulações são apresentados na Tabela 4.4 e Figura 4.3 e Figura 4.4.

Tabela 4.4- Valores de recalques obtidos com os modelos *Soft Soil* e *Hardening Soil* para as seções do modelo reduzido (MR) e do caso histórico (CH).

Caso	Modelo	Recalque (m)		
		Tempo de compactação = 0 TC0	Tempo de compactação = mínimo TCM	Compactação incluída no lançamento da camada CIC
MR	<i>Soft Soil</i>	0,226	0,398	0,591
	<i>Hardening Soil</i>	0,286	0,434	0,690
CH	<i>Soft Soil</i>	0,086	0,216	0,268
	<i>Hardening Soil</i>	0,084	0,193	0,260

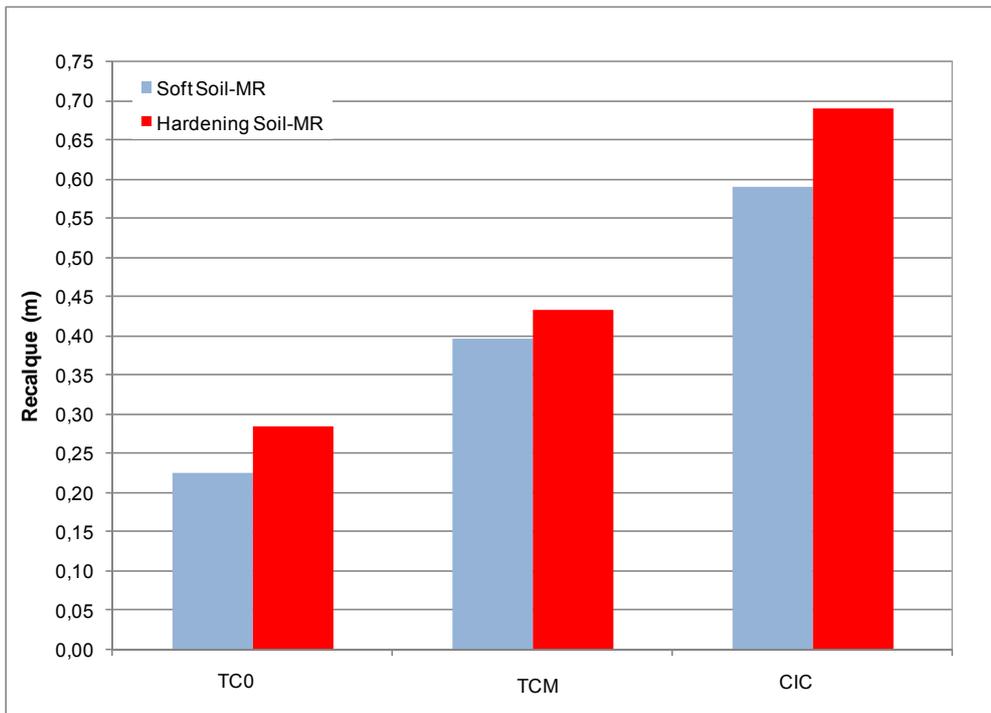


Figura 4.3- Comparação entre os valores de recalque obtidos para a seção MR com modelagem da argila mole pelo *Hardening Soil* e *Soft Soil*.

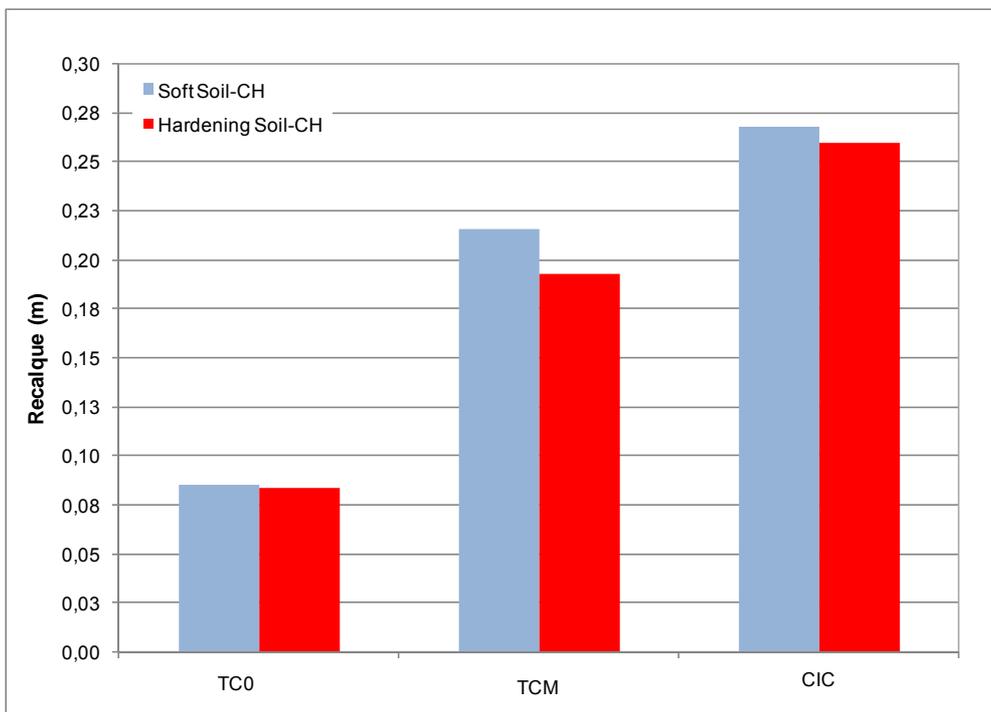


Figura 4.4- Comparação entre os valores de recalque obtidos para a seção CH com modelagem da argila mole pelo *Hardening Soil* e *Soft Soil*.

Observando-se os resultados da Tabela 4.4 e Figura 4.3 e Figura 4.4, verifica-se que não houve diferença significativa nos valores de recalque. Para o modelo reduzido, os valores de recalque calculados com o modelo constitutivo *Hardening Soil* foram superiores aos obtidos com o *Soft Soil*, sendo a maior diferença verificada para o tempo de compactação nulo, igual a 26,5%. Já para as análises com a seção CH, o comportamento verificado foi inverso, os recalques obtidos com o modelo *Soft Soil* apresentaram valores superiores aos do *Hardening Soil*, sendo a maior diferença obtida para a compactação incluída no lançamento da camada, igual a 20,0%.

A partir dos resultados obtidos, conclui-se que ambos os modelos constitutivos estudados apresentam-se adequados para simular o carregamento da argila mole devido à construção do aterro experimental do SESC/SENAC.

Apesar do material ser uma argila orgânica muito mole, levemente sobre-adsensada, e de serem esperadas grandes deformações, a camada de argila mole é submetida a uma faixa de tensões abaixo da tensão de pico determinada por ensaios triaxiais do tipo CIU realizados neste material. Desta forma, na faixa de tensões atuantes no aterro, espera-se uma redução volumétrica com conseqüente aumento da rigidez do solo compressível, ou seja, um endurecimento volumétrico.

No instante imediatamente após a aplicação do carregamento não há possibilidade de saída da água, porém, em um instante qualquer, uma parcela do excesso de poropressão gerada pode ser dissipada. Como os cálculos consideraram um tempo de adensamento para a construção de cada camada do aterro e há duas fronteiras drenantes, a percolação da água efetivamente ocorre e implica em uma melhora das características da argila mole. Em condições drenadas, essa melhora corresponde a um incremento nos parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito), enquanto que, em condições não drenadas, corresponde a um ganho de resistência não drenada. Assim, foi adotado o modelo constitutivo não linear *Hardening Soil* para a camada compressível.

4.2.4 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Os parâmetros geotécnicos utilizados na modelagem numérica foram estimados a partir dos resultados de ensaios de campo e de laboratório realizados na argila e no material silte arenoso proveniente da jazida. Foram utilizados os mesmos parâmetros em ambas as seções modeladas (MR e CH).

É importante ressaltar a dificuldade em se obter dados da argila mole, apesar das diversas publicações sobre a área do SESC/SENAC (ALMEIDA *et al.*, 2007b,

ALMEIDA *et al.*, 2004 e ALMEIDA *et al.*, 2008). Os parâmetros reportados nestas referências não correspondem entre si, tampouco com os apresentados por SPOTTI (2006). Desta forma, foram considerados os parâmetros geotécnicos deste material publicados em SPOTTI (2006) e SAYÃO (1980).

ARGILA MOLE

O módulo de deformabilidade oedométrico E_{oed} foi estimado a partir dos ensaios de adensamento realizados na argila mole da área do SESC/SENAC. Visto que não foram realizados ensaios triaxiais do tipo adensado e drenado, considerou-se o módulo de deformabilidade secante E_{50} igual ao E_{oed} . Para o módulo de deformabilidade no descarregamento-recarregamento adotou-se o valor *default* do PLAXIS, ou seja, $E_{ur} = 3E_{50}$.

Ensaio realizados em amostras coletadas da camada compressível apresentaram um valor bastante elevado para o ângulo de atrito efetivo da argila mole, $\phi' = 40^\circ$, possivelmente devido ao teor de matéria orgânica presente (SPOTTI, 2006). Desta forma, foram adotados parâmetros de resistência obtidos em ensaios de material coletado de sítio do Sarapuí, localizado no município de Duque de Caxias, RJ.

Esta área foi bastante estudada na década de 70 devido à implantação de um programa de pesquisas pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias do antigo DNER em conjunto com instituições de pesquisa (SAYÃO, 1980 e SAYÃO & SANDRONI, 1986).

Os depósitos que formam as planícies do Grande Rio, entre elas a Baixada Fluminense e a Baixada de Jacarepaguá, onde a área da Barra da Tijuca está localizada, possuem formação geomorfológica semelhantes, com sedimentos recentes de origem flúvio-marinha. Desta forma, suas características de resistência e compressibilidade podem ser consideradas similares.

Nesta pesquisa foram utilizados os parâmetros de resistência obtidos dos ensaios em material na área da escavação experimental do Sarapuí, realizados por SAYÃO (1980).

A variação da razão de pré- adensamento OCR com a profundidade na área do aterro foi estimada por ALMEIDA (1995) e ALMEIDA *et al.* (2000b) e é apresentada na Figura 4.5. Observa-se que o valor médio do OCR é crescente até 4,0m de profundidade, a partir daí apresenta um valor constante de 1,5, sendo este valor utilizado nas simulações numéricas.

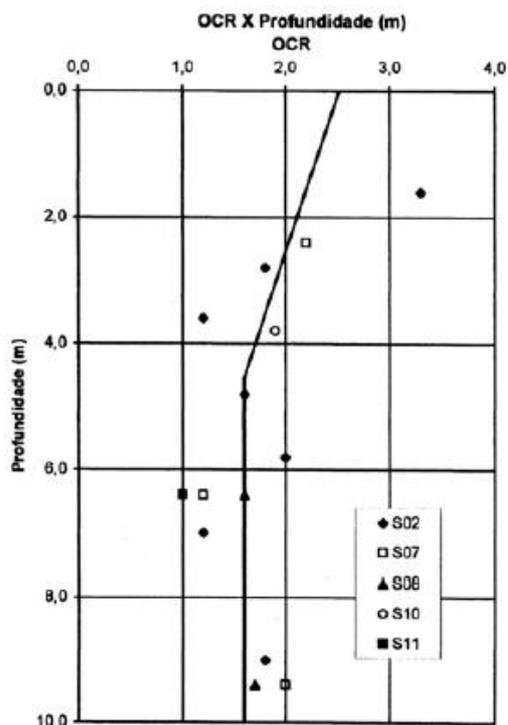


Figura 4.5- Variação do OCR com a profundidade (SPOTTI, 2006).

Para o cálculo das tensões iniciais atuantes no meio, o programa PLAXIS v.8.2 possibilita a introdução de valores de K_0 pelo usuário. Na prática considera-se que o valor de K_0 em um solo normalmente adensado está relacionado com o ângulo de atrito ϕ do material segundo a expressão proposta por JAKY (1944). Cabe ressaltar que o *default* do PLAXIS também utiliza esta expressão:

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi \quad (4.4)$$

Para o caso de solos pré-adensados, o valor de K_0 depende não somente do ângulo de atrito ϕ , mas também da razão de sobre-adensamento OCR. Assim seu valor pode ser determinado pela expressão proposta por MAYNE & KULHAWY (1982):

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi) \cdot \text{OCR}^{\text{sen}\phi} \quad (4.5)$$

Nesta pesquisa o valor de K_0 para cada solo foi calculado pelas Equações 4.4 e 4.5.

A Tabela 4.5 apresenta um resumo dos parâmetros geotécnicos utilizados na modelagem do solo compressível de fundação.

Tabela 4.5- Parâmetros geotécnicos da argila mole de fundação.

Parâmetro	Valor
γ (kN/m ³)	12,5
c' (kPa)	3,3
ϕ' (°)	24
$k_x = k_y$ (m/dia)	$8,64 \cdot 10^{-5}$
E_{50} (kPa)	500
E_{oed} (kPa)	500
E_{ur} (kPa)	1.500
OCR	1,5
K_0	0,700
m	1

CAMADA DRENANTE

Na base do aterro foi lançada uma camada drenante composta por areia, cujas propriedades adotadas foram obtidas da literatura (LIMA, 2007), já que não foram realizados ensaios neste material. Os parâmetros geotécnicos utilizados são apresentados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6- Parâmetros geotécnicos da areia utilizada na camada drenante.

Parâmetro	Valor
γ (kN/m ³)	17,5
c' (kPa)	0
ϕ' (°)	35
$k_x = k_y$ (m/dia)	1,0
E_{50} (kPa)	6.500
E_{oed} (kPa)	6.500
E_{ur} (kPa)	19.500
OCR	-
K_0	0,426
m	0,5

ATERRO NOVO E ATERRO PRÉ-EXISTENTE

Os parâmetros geotécnicos adotados para o aterro estaqueado reforçado foram estimados a partir de ensaios de caracterização e de cisalhamento direto

realizados em amostras de solo de jazida por SPOTTI (2006). Os valores dos módulos de deformabilidade secante foram estimados a partir de ensaios triaxiais em amostras de solo da jazida utilizada no aterro do SESC/SENAC realizados por RIOS (2006). Neste caso também foi considerado $E_{ur} = 3.E_{50}$.

O valor do ângulo de atrito efetivo, estimado a partir dos resultados de ensaios de cisalhamento direto, foi bastante elevado mesmo para um aterro compactado, $\phi' = 49^\circ$. Análises numéricas iniciais considerando uma redução de 30% do valor do ângulo de atrito de laboratório não indicaram variação significativa no valor do recalque e na seção de ocorrência do mesmo. Assim, optou-se por utilizar o valor do ângulo de atrito obtido em laboratório, sem nenhuma redução.

Para o aterro existente foram utilizados os parâmetros estimados em ensaios realizados por SPOTTI (2000), sendo adotado também $E_{ur} = 3.E_{50}$.

A compactação do aterro produz um leve pré-adensamento no material, assim considerou-se um OCR de 1,2 para o aterro pré-existente.

A Tabela 4.7 apresenta os parâmetros considerados para os aterros compactados antigo e novo.

Tabela 4.7- Parâmetros geotécnicos do aterro compactado e do aterro pré-existente.

Parâmetro	Aterro Novo	Aterro Pré-Existente
	Valor	Valor
γ (kN/m ³)	18,0	18,0
c' (kPa)	1,0	1,0
ϕ' (°)	49	35
$k_x = k_y$ (m/dia)	$2,592 \cdot 10^{-3}$	$2,592 \cdot 10^{-3}$
E_{50} (kPa)	8.000	8.000
E_{oed} (kPa)	5.000	5.000
E_{ur} (kPa)	24.000	24.000
OCR	-	1,2
K_0	0,245	0,473
m	0,5	0,5

“GELATINA”

A escavação com 1,0m de profundidade entre os capitéis foi preenchida por um material linear elástico denominado “gelatina”, cujos parâmetros são apresentados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8- Parâmetros geotécnicos da “gelatina”.

Parâmetro	Valor
γ (kN/m ³)	17,9
k (m/dia)	1
E (kPa)	100
ν	0,2

ESTACAS

As estacas foram modeladas como elemento de viga, conforme apresentado no item A.5.1 do Anexo. Nas análises foram utilizadas estacas de seção quadrada de 0,18 x 0,18m com comprimento de 10m.

Em uma modelagem em elementos finitos 2D sob um estado de deformações planas, as estacas são consideradas como sendo uma parede equivalente com espessura d_{eq} , calculada automaticamente pelo programa através da expressão (A.25), e que possui rigidez semelhante à da estrutura inicial.

No caso da modelagem da seção real do caso histórico SESC/SENAC (CH), a estaca que se encontra em um dos eixos de simetria foi modelada considerando-se metade da sua seção. Desta forma, os resultados obtidos neste ponto deverão ter seus valores duplicados. Este tipo de estaca será aqui denominado de estaca de simetria.

As estacas utilizadas para suportar o aterro eram pré-moldadas de concreto e assim foram adotados valores de módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson usuais de concreto. O peso unitário da estaca adotado foi o fornecido pelo fabricante.

A modelagem não considerou nenhum fator de redução de resistência na interface estaca-solo mole. Os parâmetros utilizados para a modelagem numérica das estacas são apresentados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9- Parâmetros das estacas.

Parâmetro		Estaca	Estaca de Simetria
		Valor	Valor
Módulo de Elasticidade	E (kPa)	$3,00 \cdot 10^7$	$3,00 \cdot 10^7$
Dimensão da estaca	L (m)	0,18	0,09
Área	A (m ²)	0,0324	0,0081
Momento de Inércia	I (m ⁴)	$8,75 \cdot 10^{-5}$	$5,47 \cdot 10^{-6}$
Rigidez Normal	EA (kN)	$9,72 \cdot 10^5$	$2,43 \cdot 10^5$
Rigidez à Flexão	EI (kPa)	$2,62 \cdot 10^3$	$1,64 \cdot 10^2$
d _{eq}	d _{eq} (m)	0,18	0,09
Peso unitário	w (kN/m)	0,810	0,405
Coef. de Poisson	ν	0,15	0,15

CAPITÉIS

De forma semelhante às estacas, os capitéis também foram modelados como elementos de viga. No aterro estaqueado reforçado experimental do SESC/SENAC na seção 1 foram utilizados capitéis moldados *in loco* com dimensões 0,8 x 0,8 x 0,35m. Os capitéis foram solidarizados à cabeça das estacas com o objetivo de aumentar a sua área de influência.

Os capitéis foram moldados no interior do aterro de conquista, sendo o peso específico do aterro de conquista utilizado no cálculo do peso unitário dos capitéis.

Foram adotados valores de módulo de deformabilidade E e coeficiente de Poisson ν usuais de concreto e a simulação não considerou qualquer fator de resistência nas interfaces do capitel.

A simulação dos capitéis da seção MR e do capitel localizado no eixo de simetria da seção CH considerou estes elementos de transmissão de carga com dimensões de 0,4 x 0,4 x 0,35m, sendo denominados de capitéis semi-infinitos e capitéis de simetria, respectivamente para as seções MR e CH.

Os parâmetros utilizados para a modelagem numérica dos capitéis são apresentados na Tabela 4.10.

Tabela 4.10- Parâmetros dos capitéis.

Parâmetro		Capitéis	Capitéis de Simetria e Semi-Infinitos
		Valor	Valor
Módulo de Elasticidade	E (kPa)	$3,00 \cdot 10^7$	$3,00 \cdot 10^7$
Altura do capitel	h (m)	0,35	0,35
Largura do capitel	L (m)	0,8	0,4
Área	A (m ²)	0,28	0,14
Momento de Inércia	I (m ⁴)	$2,86 \cdot 10^{-3}$	$1,43 \cdot 10^{-3}$
Rigidez Normal	EA (kN)	$8,40 \cdot 10^6$	$4,20 \cdot 10^6$
Rigidez à Flexão	EI (kPa)	$8,58 \cdot 10^4$	$4,29 \cdot 10^4$
d _{eq}	d _{eq} (m)	0,35	0,35
Peso unitário	w (kN/m)	2,45	2,45
Coef. de Poisson	ν	0,15	0,15

GEOGRELHA

A geogrelha de reforço do aterro estaqueado foi modelada pelo elemento de geogrelha (*geogrid*) disponível no programa PLAXIS. O parâmetro utilizado é a rigidez elástica axial da geogrelha.

A despeito da variação de rigidez da geogrelha publicada em diversos trabalhos do SESC/SENAC, esta pesquisa adotou a rigidez da geogrelha variando de 1.200 e 1.400kN/m segundo SPOTTI (2006). Na modelagem numérica adotou-se o valor de rigidez igual a 1.200kN/m.

4.2.5 GEOMETRIA E CONDIÇÕES DE CONTORNO

Os perfis geológico-geotécnicos da área do SESC/SENAC indicaram a presença de uma camada de 0,70m de aterro pré-existente, acima do nível natural do terreno, construído na primeira etapa do projeto. Subjacente a esta camada, existe uma argila orgânica muito mole com espessura média de 10m e, abaixo desta, uma camada de areia com espessura variando de 1 a 5m. A camada inferior corresponde a um solo residual.

Cabe ressaltar, que a geometria das seções de análise considerou o aterro da primeira etapa da obra com somente 0,70m de altura. O restante do mesmo (“submerso” devido aos recalques) foi modelado como argila mole.

Devido à construção de um colchão drenante na base do aterro e da existência da camada de areia sob a argila mole foi adotada uma análise drenada, com dupla drenagem e percolação da água para o topo e base da camada de argila. A modelagem desta dupla drenagem foi realizada impedindo-se a saída de água pelas fronteiras laterais do modelo, através do dispositivo “*Closed flow boundary*” disponível no PLAXIS.

As sondagens realizadas indicaram a presença do nível d’água a cerca de 1m de profundidade e o aterro na seção 1 da área experimental possui altura igual a 1,3m, sendo estes valores considerados nos modelos.

Nas modelagens foram consideradas as seguintes restrições de deslocamentos:

- Base da argila mole: restrição aos deslocamentos verticais e horizontais;
- Fronteiras laterais: restrição aos deslocamentos horizontais, sendo possível somente a ocorrência de deslocamentos verticais.

Foram realizadas diversas tentativas para a escolha da geometria que melhor representasse o problema em questão. Em função dos resultados obtidos decidiu-se analisar duas seções distintas, modelo reduzido (MR) e caso histórico (CH).

4.2.5.1 Modelo Reduzido (MR)

Para uma verificação dos recalques devidos à construção do aterro em uma seção bastante localizada, foram realizadas simulações numéricas considerando somente a região escavada entre dois capitéis adjacentes.

Devido à largura reduzida deste modelo, as condições de contorno do mesmo podem influenciar nos resultados, porém esta interferência deverá ocorrer em todas as análises realizadas com este modelo.

Neste caso, o modelo englobou apenas os capitéis, como se estes fossem lajes de concreto semi-infinitas, não apreciando a transferência de carga para as estacas. Na modelagem destes capitéis semi-infinitos considerou-se metade da dimensão do capitel construído no campo, isto é, 0,4 x 0,4 x 0,35m. Desta forma esta seção possui 2,5m de largura, correspondente ao espaçamento entre capitéis/estacas adotados na obra real.

Este tipo de geometria, denominado de Modelo Reduzido (MR), é apresentado na Figura 4.6.

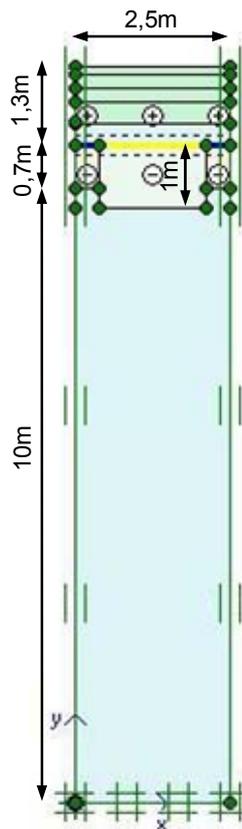


Figura 4.6- Geometria da seção reduzida denominada seção Modelo Reduzido (MR).

4.2.5.2 Caso Histórico (CH)

Para abordar o comportamento dos elementos envolvidos no problema devido ao efeito do arqueamento, foi considerada uma geometria correspondente ao campo nomeada de Caso Histórico (CH).

Esta geometria possui dupla simetria, onde um eixo de simetria passa no centro de uma cavidade e o outro pelo centro de um sistema capitel/estaca. Os valores calculados pelo PLAXIS que serão utilizados, encontram-se sob a cavidade do eixo de simetria e no capitel adjacente a esta cavidade.

Cabe ressaltar que as estacas e os capitéis localizados no eixo de simetria foram modelados considerando-se metade das suas respectivas seções. Neste caso os capitéis de simetria possuem dimensões semelhantes às dos capitéis semi-infinitos, e os valores obtidos nesta seção devem ser multiplicados por dois. A Figura 4.7 apresenta a geometria da seção descrita.

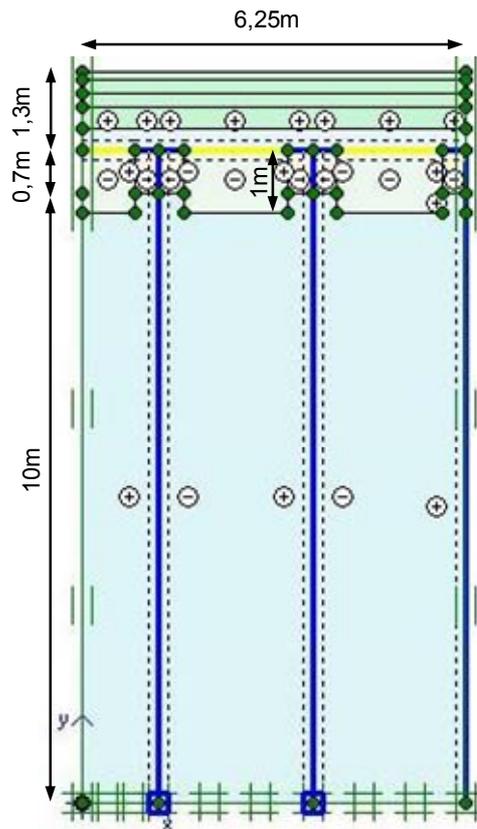


Figura 4.7- Geometria da seção real denominada seção Caso Histórico (CH).

4.2.6 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

O procedimento de geração da malha é realizado automaticamente pelo programa através do comando *Generate Mesh*. O programa possui cinco tipos de malha que se distinguem pelo tamanho do elemento, o qual pode variar de muito grosseiro a muito fino. Também é possível refinar a malha em uma região ou linha de maior interesse.

Quanto mais refinada a malha, maior o tempo de processamento, pois a quantidade de elementos é maior e, conseqüentemente, maior o número de nós e de pontos de tensão.

Com o intuito de otimizar o tempo de cada simulação foi realizado um estudo para verificar a influência do tamanho das malhas fina e média nos valores de recalques das duas seções modeladas considerando dois modelos constitutivos distintos para a argila mole de fundação, *Hardening Soil* e *Soft Soil*.

As características da malha de cada uma das seções de estudo (número de elementos, nós e pontos de tensão) modeladas com diferentes tamanhos são

apresentadas na Tabela 4.11. A Figura 4.8 e a Figura 4.9 apresentam as malhas para cada uma das seções analisadas.

Tabela 4.11- Características das seções MR e CH para cada tamanho de malha.

Seção	Tamanho da Malha	Quantidade		Pontos de Tensão	Tamanho Médio de Cada Elemento ($\times 10^{-3}m$)
		Elementos	Nós		
Modelo Reduzido	Muito Fina	905	7.609	10.860	182,1
	Fina	563	4.777	6.756	230,8
	Média	295	2.553	3.540	318,9
Caso Histórico	Fina	867	7.987	10.404	294,1
	Média	487	4.659	5.844	392,4

As simulações numéricas em um computador com processador AMD 2.21GHz empregando a malha fina levaram 30 minutos para serem processadas na seção MR e 4 horas para a seção CH. Para a malha média, o tempo foi de 5 minutos, para a seção MR, e de 2 horas, para a CH.

Também foram realizadas algumas análises com malha global média e refinamento de malha na área de interesse, geogrelha e cavidade. Os resultados indicaram que o tempo de processamento é praticamente o mesmo da malha fina. Por este motivo estas análises foram desprezadas.

Os resultados obtidos destas análises são apresentados na Figura 4.10 a Figura 4.13.

Observando-se os resultados obtidos, conclui-se que não houve uma variação significativa nos valores de recalques, com exceção da simulação da seção MR com modelo *Hardening Soil* utilizando o processo construtivo correspondente ao tempo de compactação nulo (TC0).

Neste caso, a malha fina apresentou um valor de recalque de 0,56m, o qual é 95,5% superior ao recalque com a malha média (0,29m). Devido a esta diferença considerável, optou-se por analisar a seção MR adotando o modelo constitutivo *Hardening Soil* e a malha muito fina.

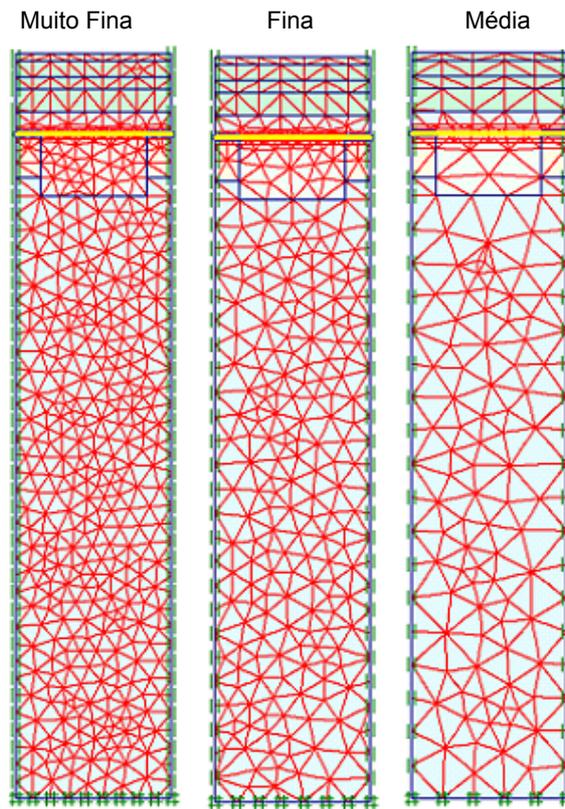


Figura 4.8- Seção MR com malhas de tamanho muito fina, fina e média.

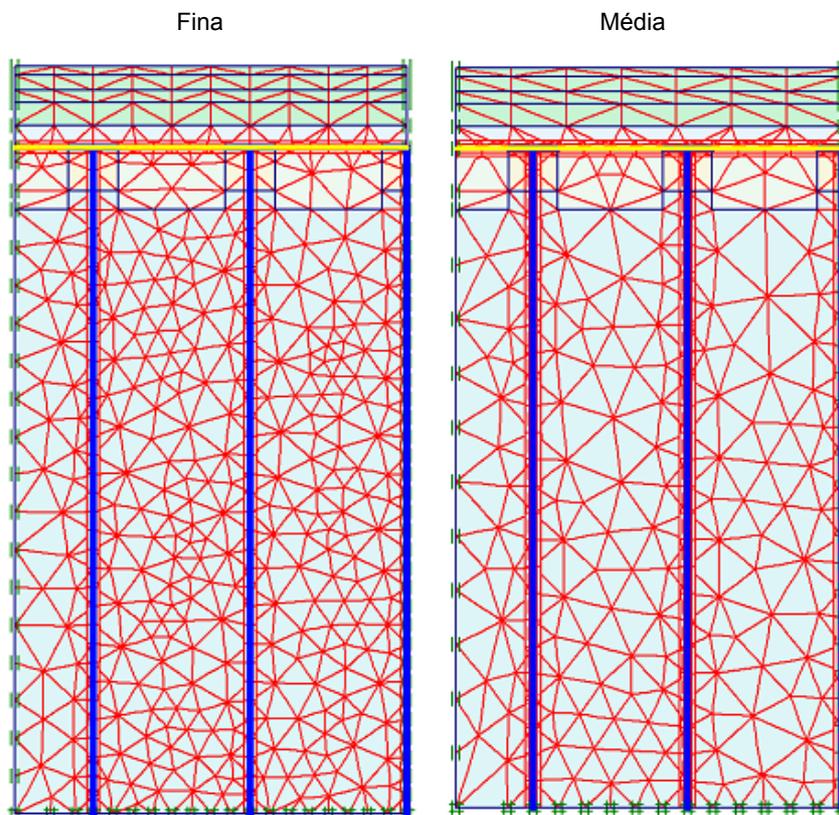


Figura 4.9- Seção CH com malhas de tamanho fina e média.

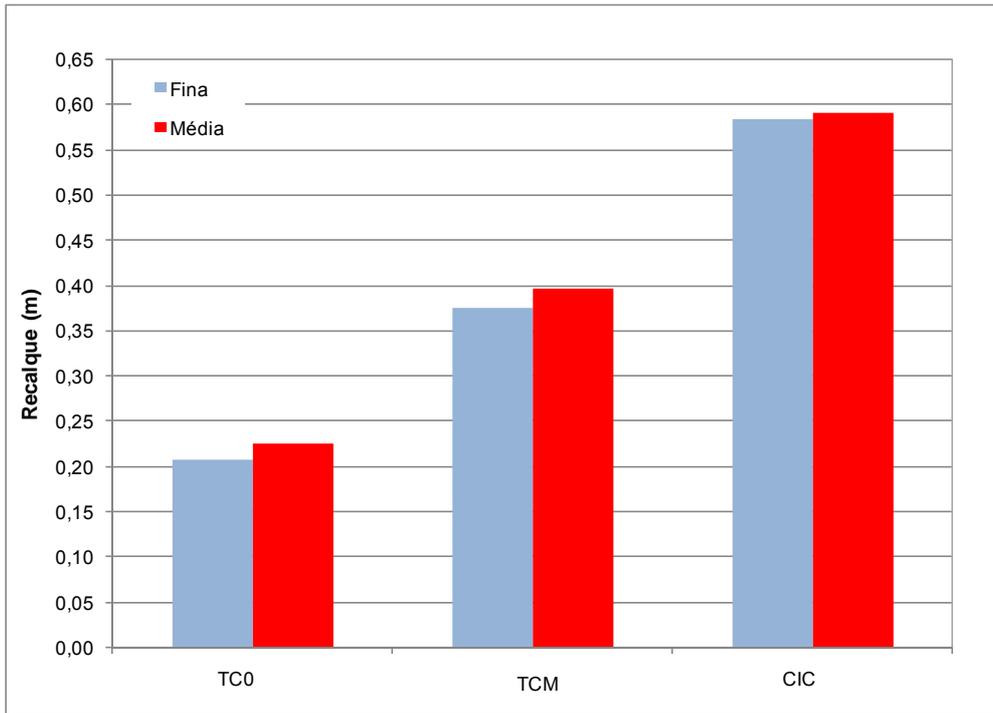


Figura 4.10- Recalques em função do tamanho da malha da seção MR- Modelo *Soft Soil*.

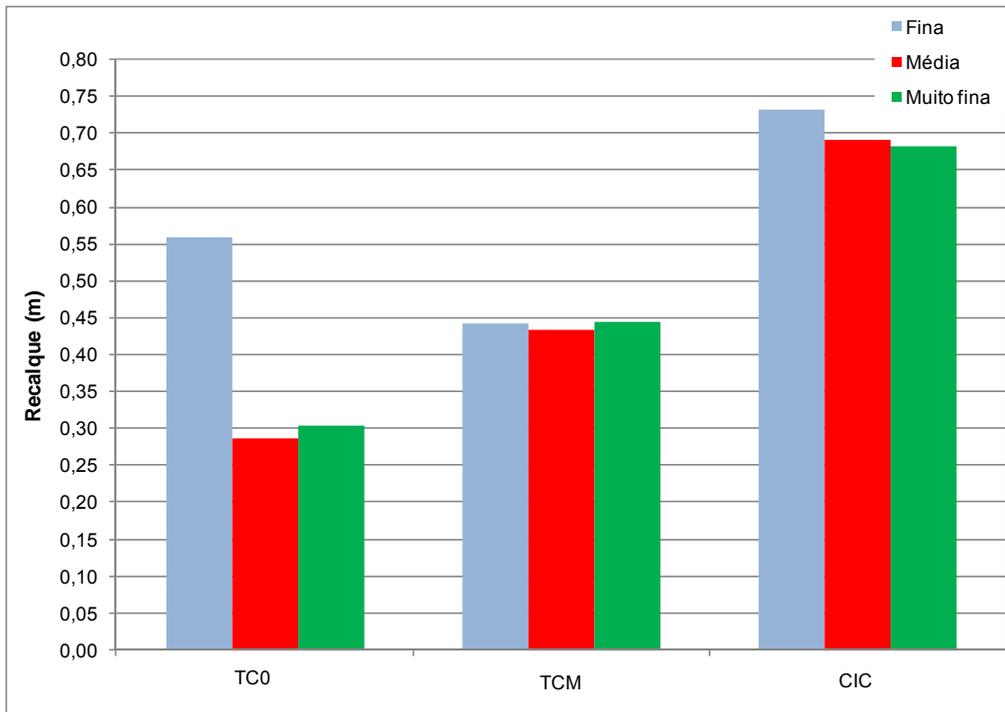


Figura 4.11- Recalques em função do tamanho da malha da seção MR- Modelo *Hardening Soil*.

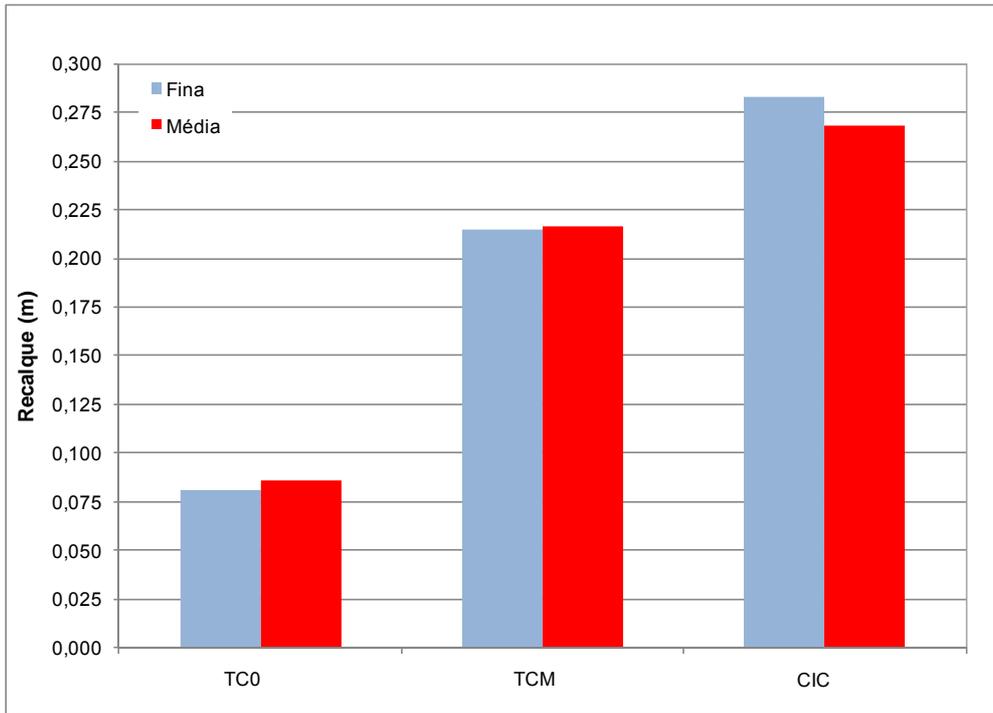


Figura 4.12- Recalques em função do tamanho da malha da seção CH- Modelo *Soft Soil*.

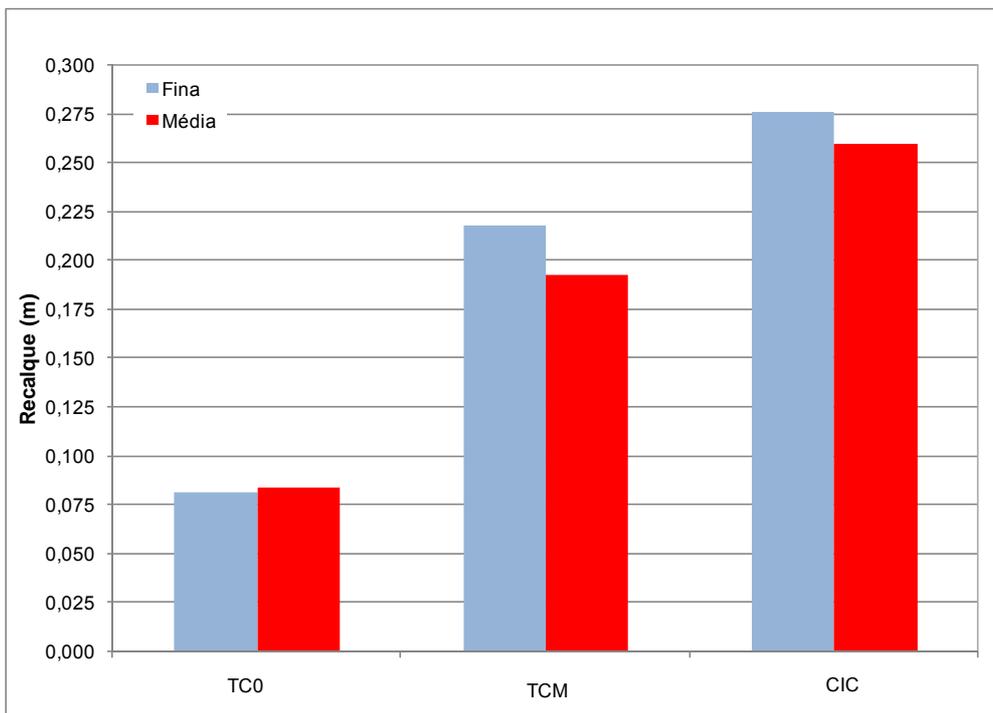


Figura 4.13- Recalques em função do tamanho da malha da seção CH- Modelo *Hardening Soil*.

Os valores de recalques obtidos para a malha muito fina, iguais a 0,30m, apresentaram-se muito próximos aos obtidos com a malha média, 5,9% superiores a estes. Portanto, optou-se por ignorar as análises com a malha fina e reduzindo assim o tempo de cálculo de cada simulação.

Tal comportamento anômalo não foi verificado para as simulações desta mesma seção (MR), em função do processo construtivo modelado com tempo de compactação igual ao valor mínimo (TCM) e com a compactação incluída na construção de cada camada do aterro (CIC).

Em conclusão, para otimizar o tempo das simulações numéricas, optou-se por utilizar a malha média em todas as análises.

4.2.7 ESTUDOS PARAMÉTRICOS

Os elementos envolvidos no projeto de um aterro estaqueado reforçado são a altura do aterro, o geossintético de reforço e as estacas/capitéis. Para avaliar a influência destes elementos no aterro construído na área de estudo foram realizadas análises paramétricas variando-se o espaçamento entre estacas/capitéis, a altura dos capitéis, as dimensões dos capitéis e a rigidez da geogrelha para altura do aterro constante e igual a 1,30m. A Figura 4.14 apresenta um resumo das análises paramétricas realizadas.

A escolha dos elementos a serem parametrizados e as suas variações foram determinadas com o objetivo de otimizar o projeto, na maioria dos casos com redução da quantidade de material utilizado, resultando, por exemplo, em um maior espaçamento entre as estacas/capitéis e menores dimensões dos capitéis.

As análises paramétricas foram realizadas para as duas seções de estudo, MR e CH e os parâmetros geotécnicos utilizados foram descritos no item 4.2.4. A seguir são apresentadas em detalhes as principais características destas análises.

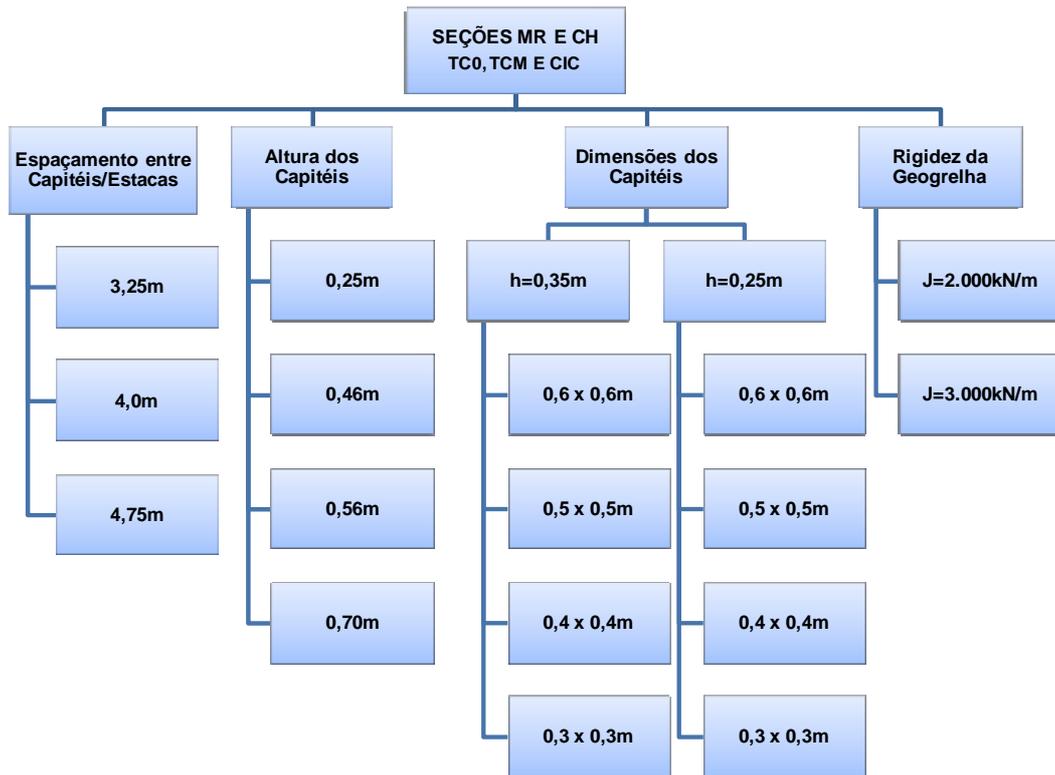


Figura 4.14- Resumo das análises paramétricas realizadas para as seções Modelo Reduzido (MR) e Caso Histórico (CH).

4.2.7.1 Espaçamento entre Estacas/Capitéis

Para avaliar a influência da variação do espaçamento entre os elementos de transmissão da carga do aterro para a camada competente foram realizadas análises numéricas em que se manteve constante a rigidez da geogrelha e as características das estacas e capitéis, alterando-se somente o espaçamento entre as estacas/capitéis.

A variação do espaçamento correspondeu a um aumento de 1,3, 1,6 e 1,9 o espaçamento de projeto, 2,50m, resultando em estacas/capitéis espaçados de 3,25m, 4,0m e 4,75m, respectivamente. Com esse aumento do espaçamento a região escavada passou de uma largura de 1,70m para larguras iguais a 2,45m, 3,2m e 3,95m.

4.2.7.2 Altura dos Capitéis

Os capitéis de projeto possuíam dimensões iguais a 0,8 x 0,8 x 0,35m, nas análises paramétricas foram consideradas cinco alturas distintas sendo: 0,7, 1,3, 1,6,

1,9 e 2,0 em relação à altura original, obtendo-se capitéis com altura de 0,25m, 0,46m, 0,56m, 0,67m e 0,7m, respectivamente.

Uma alteração na altura do capitel promove uma variação na rigidez normal, na rigidez à flexão e no peso do elemento. A Tabela 4.12 apresenta estes valores para cada um dos capitéis para as seções MR e CH. As demais propriedades permanecem inalteradas e foram apresentadas na Tabela 4.10.

4.2.7.3 Dimensões dos Capitéis

A influência das dimensões dos capitéis na transmissão das cargas do aterro estaqueado reforçado estudado nesta pesquisa foi verificada diminuindo a seção destes elementos e conservando-a quadrada para a altura projetada de 0,35m e para a altura opcional de 0,25m, a saber: 0,6 x 0,6m, 0,5 x 0,5m, 0,4 x 0,4m e 0,3 x 0,3m.

Como o espaçamento entre as estacas/capitéis foi mantido constante e igual a 2,5m, a diminuição das seções dos capitéis teve como consequência direta um acréscimo na largura da área escavada, sendo as novas larguras iguais a: 1,9m, 2,0m, 2,1m e 2,2m para as dimensões de capitéis iguais a 0,6 x 0,6m, 0,5 x 0,5m, 0,4 x 0,4m, 0,3 x 0,3m, respectivamente.

As propriedades que foram alteradas com a mudança de dimensão e altura dos capitéis são apresentadas na Tabela 4.12 e Tabela 4.13.

Tabela 4.12- Parâmetros adotados nas análises paramétricas de variação de altura dos capitéis.

Altura do Capitel (m)	Parâmetro		Capitéis	Capitéis de Simetria e Semi-Infinitos
			Valor	Valor
0,25	Área	A (m ²)	0,20	0,10
	Momento de Inércia	I (m ⁴)	9,80. 10 ⁻⁴	4,90. 10 ⁻⁴
	Rigidez Normal	EA (kN)	5,88. 10 ⁶	2,94. 10 ⁶
	Rigidez à Flexão	EI (kPa)	2,94. 10 ⁴	1,47. 10 ⁴
	d _{eq}	d _{eq} (m)	0,25	0,25
	Peso unitário	w (kN/m)	1,72	1,72
0,46	Área	A (m ²)	0,36	0,18
	Momento de Inércia	I (m ⁴)	6,28. 10 ⁻³	3,14. 10 ⁻³
	Rigidez Normal	EA (kN)	1,09. 10 ⁷	5,46. 10 ⁶
	Rigidez à Flexão	EI (kPa)	1,88. 10 ⁵	9,42. 10 ⁴
	d _{eq}	d _{eq} (m)	0,46	0,46
	Peso unitário	w (kN/m)	3,19	3,19
0,56	Área	A (m ²)	0,45	0,22
	Momento de Inércia	I (m ⁴)	1,17. 10 ⁻²	5,85. 10 ⁻³
	Rigidez Normal	EA (kN)	1,34. 10 ⁷	6,72. 10 ⁶
	Rigidez à Flexão	EI (kPa)	3,51. 10 ⁵	1,76. 10 ⁵
	d _{eq}	d _{eq} (m)	0,56	0,56
	Peso unitário	w (kN/m)	3,95	3,92
0,67	Área	A (m ²)	0,53	0,27
	Momento de Inércia	I (m ⁴)	1,96. 10 ⁻²	9,80. 10 ⁻³
	Rigidez Normal	EA (kN)	1,60. 10 ⁷	7,98. 10 ⁶
	Rigidez à Flexão	EI (kPa)	5,88. 10 ⁵	2,94. 10 ⁵
	d _{eq}	d _{eq} (m)	0,67	0,67
	Peso unitário	w (kN/m)	4,66	4,66
0,70	Área	A (m ²)	0,56	0,28
	Momento de Inércia	I (m ⁴)	2,29. 10 ⁻²	1,14. 10 ⁻²
	Rigidez Normal	EA (kN)	1,68. 10 ⁷	8,40. 10 ⁶
	Rigidez à Flexão	EI (kPa)	6,86. 10 ⁵	3,43. 10 ⁵
	d _{eq}	d _{eq} (m)	0,7	0,70
	Peso unitário	w (kN/m)	4,9	4,90

Tabela 4.13- Parâmetros adotados nas análises paramétricas de variação de dimensão dos capitéis.

Dimensão dos capitéis (m)	Parâmetro	Altura = 0,35m		Altura = 0,25m	
		Capitéis	Capitéis de Simetria e Semi-Infinitos	Capitéis	Capitéis de Simetria e Semi-Infinitos
		Valor	Valor	Valor	Valor
0,6 x 0,6	Área A (m ²)	0,21	0,11	0,15	0,07
	Momento de Inércia I (m ⁴)	2,14. 10 ⁻³	1,07.10 ⁻³	7,35. 10 ⁻⁴	3,68. 10 ⁻⁴
	Rigidez Normal EA (kN)	6,30. 10 ⁶	3,15. 10 ⁶	4,41. 10 ⁶	2,21. 10 ⁶
	Rigidez à Flexão EI (kPa)	6,43. 10 ⁴	3,22. 10 ⁴	2,21. 10 ⁴	1,10. 10 ⁴
	d _{eq} d _{eq} (m)	0,35	0,35	0,25	0,25
	Peso unitário ^w (kN/m)	2,45	2,45	1,72	1,72
0,5 x 0,5	Área A (m ²)	0,18	0,09	0,12	0,06
	Momento de Inércia I (m ⁴)	1,79. 10 ⁻³	8,93.10 ⁻⁴	6,13. 10 ⁻⁴	3,06. 10 ⁻⁴
	Rigidez Normal EA (kN)	5,25. 10 ⁶	2,63. 10 ⁶	3,68. 10 ⁶	1,84. 10 ⁶
	Rigidez à Flexão EI (kPa)	5,36. 10 ⁴	2,68. 10 ⁴	1,84. 10 ⁴	9,19. 10 ³
	d _{eq} d _{eq} (m)	0,35	0,35	0,25	0,25
	Peso unitário ^w (kN/m)	2,45	2,45	1,72	1,72
0,4 x 0,4	Área A (m ²)	0,14	0,07	0,10	0,05
	Momento de Inércia I (m ⁴)	1,43. 10 ⁻³	7,15. 10 ⁻⁴	4,90. 10 ⁻⁴	2,45. 10 ⁻⁴
	Rigidez Normal EA (kN)	4,20. 10 ⁶	2,10. 10 ⁶	2,94. 10 ⁶	1,47. 10 ⁶
	Rigidez à Flexão EI (kPa)	4,29. 10 ⁴	2,14. 10 ⁴	1,47. 10 ⁴	7,35. 10 ³
	d _{eq} d _{eq} (m)	0,35	0,35	0,25	0,25
	Peso unitário ^w (kN/m)	2,45	2,45	1,72	1,72
0,3 x 0,3	Área A (m ²)	0,11	0,05	0,07	0,035
	Momento de Inércia I (m ⁴)	1,07. 10 ⁻³	5,36. 10 ⁻⁴	3,68. 10 ⁻⁴	1,84. 10 ⁻⁴
	Rigidez Normal EA (kN)	3,15. 10 ⁶	1,58. 10 ⁶	2,21. 10 ⁶	1,10. 10 ⁶
	Rigidez à Flexão EI (kPa)	3,22. 10 ⁴	1,61. 10 ⁴	1,10. 10 ⁴	5,51. 10 ³
	d _{eq} d _{eq} (m)	0,35	0,35	0,25	0,25
	Peso unitário ^w (kN/m)	2,45	2,45	1,72	1,72

4.2.7.4 Rigidez da Geogrelha

A geogrelha utilizada no aterro experimental do SESC/SENAC foi a FORTRAC R 200/200-30, que possui resistências nominais longitudinal e transversal iguais a 200kN/m e rigidez variando entre 1.200 e 1.400kN/m (SPOTTI, 2006).

A partir dos resultados de ensaios de faixa larga da geogrelha executados pelo fabricante, verificou-se que, para 1% de deformação, é mobilizada uma resistência de aproximadamente 30kN/m, a qual corresponde a uma rigidez de 3.000kN/m. Para

deformação igual a 2%, a geogrelha mobiliza cerca de 40kN/m e rigidez de 2.000kN/m. Cabe ressaltar que as deformações medidas no campo por SPOTTI (2006) foram inferiores a 2%.

A Figura 4.15 apresenta as curvas carga distribuída vs. deformação axial obtidas pelo fabricante. A partir das curvas experimentais apresentadas, observa-se que o comportamento tensão-deformação das geogrelhas ensaiadas não é linear e apresenta uma leve curvatura para deformações inferiores a 2%.

Visto que o programa PLAXIS não permite trabalhar com valores de rigidez não lineares e considerando a não linearidade dos resultados dos ensaios, decidiu-se realizar duas séries de análises adicionais com a rigidez da geogrelha igual a 2.000kN/m e 3.000kN/m, além do valor adotado nas análises iniciais e igual a 1.200kN/m.

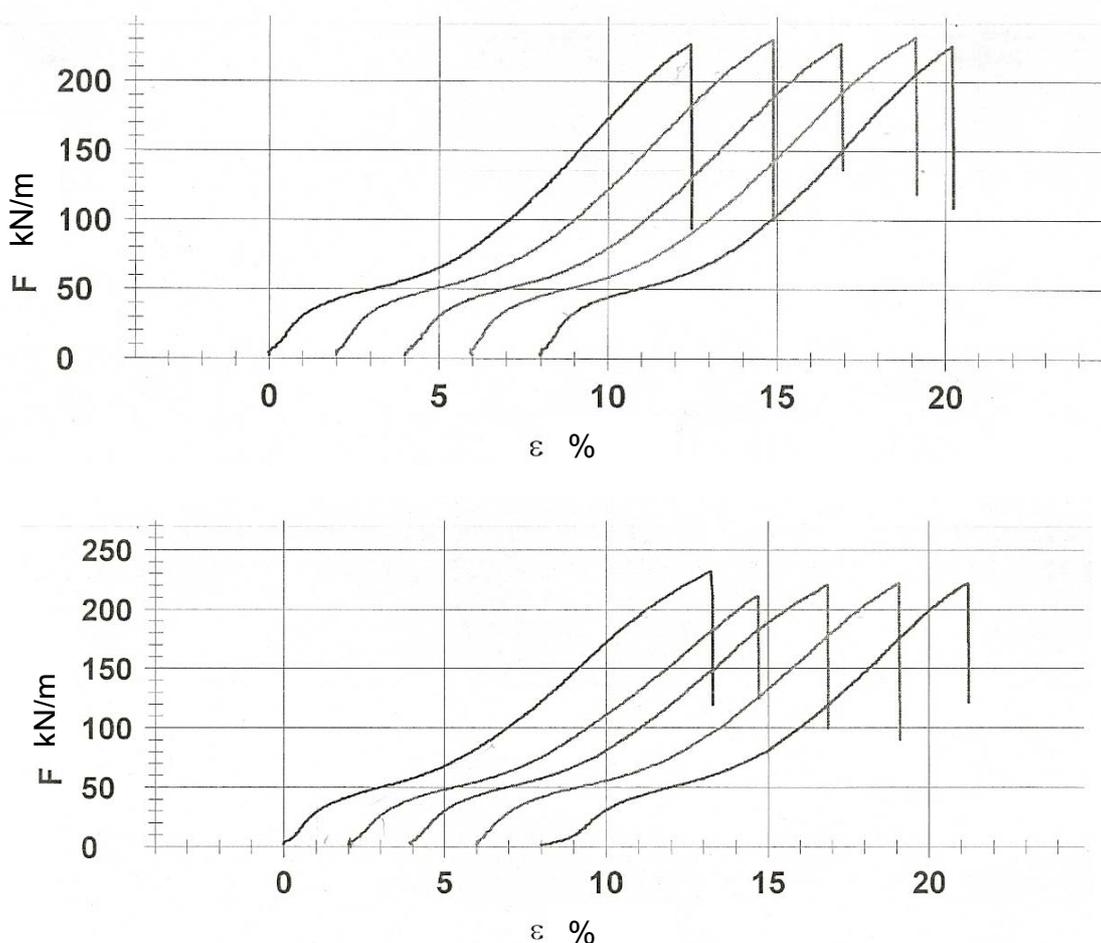


Figura 4.15- Resultados de ensaios de tração "faixa larga" em laboratório em 10 amostras da geogrelha utilizada (HUESKER, 2004).

4.3 ESTUDOS ANALÍTICOS

O programa PLAXIS calcula somente o deslocamento (horizontal, vertical e total) sofrido pela geogrelha e a tração mobilizada neste elemento. SPOTTI (2006) não realizou medidas de deslocamento e de tração na geogrelha. A seção 1 (trecho escavado) da área experimental foi instrumentada com medidores de deformação na geogrelha devida à construção do aterro. Para efeito de comparação da deformação na geogrelha na seção CH, esta foi calculada analiticamente a partir do valor da tração mobilizada na geogrelha através da relação:

$$T = \varepsilon \cdot J \quad (4.6)$$

Onde:

T = tração mobilizada no reforço;

ε = deformação média assumida como aceitável para o reforço;

J = rigidez do reforço.

4.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este capítulo descreveu as principais características e propriedades adotadas nas simulações numéricas do aterro estaqueado reforçado experimental do SESC/SENAC. Foram apresentados os parâmetros geotécnicos, a geometria das seções de estudo, os modelos constitutivos adotados e a descrição da modelagem do processo construtivo. Além dos resultados dos estudos realizados com o intuito de corroborar a escolha da malha utilizada e do modelo constitutivo e uma descrição das análises paramétricas a serem desenvolvidas.

A descrição da modelagem do processo construtivo contemplou o principal problema verificado durante a análise do caso de estudo: como modelar o tempo de compactação? Devido a esta questão, as análises numéricas foram realizadas considerando três conjuntos distintos de análises para cada uma das seções geométricas utilizadas, sendo que os conjuntos distinguiam-se entre si principalmente em relação ao tempo considerado na aplicação da carga do rolo compactador.

Durante a modelagem do aterro experimental, foram realizados estudos visando um melhor entendimento de alguns procedimentos e elementos disponibilizados pelo programa e a sua influência nos valores calculados. Estas análises foram realizadas tanto no subprograma *Input*, quanto na rotina de cálculos (*Calculation*).

A modelagem do caso histórico contemplou uma avaliação de dois modelos constitutivos disponíveis para a argila mole de fundação, *Hardening Soil* e *Soft Soil*. Esta avaliação visou auxiliar na escolha do modelo que melhor representasse o comportamento tensão-deformação do material de fundação sob as tensões impostas pela construção do aterro. A partir dos resultados obtidos e das características da obra em questão foi adotado o modelo *Hardening Soil*.

Os parâmetros geotécnicos utilizados nas simulações foram determinados a partir de ensaios de campo e de laboratório realizados no material de aterro e de fundação. Na argila mole de fundação foram adotados parâmetros obtidos em ensaios de caracterização e adensamento apresentados por SPOTTI (2006). Os parâmetros de resistência adotados foram obtidos de resultados de ensaios realizados por SAYÃO (1980) em material coletado da área experimental de Sarapuí.

No material do aterro proveniente de jazida foram utilizados parâmetros de ensaios de caracterização e de cisalhamento direto realizados por SPOTTI (2000) e SPOTTI (2006) e de ensaios triaxiais realizados por RIOS (2006).

Em seguida, foram descritas as geometrias e condições de contorno das duas seções analisadas, uma envolvendo uma análise localizada (denominada modelo reduzido MR), com o objetivo de averiguar a flecha construtiva sem a possibilidade de manifestação do efeito do arqueamento. A segunda seção representando uma seção real da obra (denominada caso histórico CH), com o intuito de verificar os recalques, tensões e deslocamentos na geogrelha devido à construção do aterro considerando a ocorrência do arqueamento no interior do corpo do aterro.

Com o objetivo de otimizar o tempo de cada modelagem foi realizado um estudo comparativo sobre a influência do tamanho da malha (fina e média) nos valores de recalque calculados para cada uma das seções simuladas (MR e CH). Os valores obtidos com a malha fina não apresentaram variação significativa em relação aos valores da malha média. Desta forma, as modelagens consideraram uma malha média.

Após o estudo do tamanho da malha de elementos finitos são apresentadas as premissas das análises paramétricas realizadas, nas quais foram variadas as características de alguns dos principais elementos de aterros estaqueados reforçados, a saber: o espaçamento entre estacas/capitéis, a altura dos capitéis, a dimensão dos capitéis e a rigidez do geossintético de reforço utilizado.

Finalizando o capítulo, descreve-se o procedimento analítico de cálculo para determinação da deformação na geogrelha devido à construção do aterro experimental.

CAPÍTULO 5

ANÁLISES DOS RESULTADOS NUMÉRICOS E COMPARAÇÕES

5.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta os resultados das modelagens numéricas em termos de recalque na base do aterro, efeito do arqueamento e deslocamentos da geogrelha devido à construção do aterro estaqueado reforçado da Sede Nacional do SESC/SENAC no Rio de Janeiro, realizadas com o programa de elementos finitos PLAXIS v.8.2. Apresenta também uma comparação entre valores de deformação da geogrelha, calculados analiticamente pela expressão apresentada no item 4.3 e medidos por SPOTTI (2006).

É abordada a influência dos seguintes elementos no comportamento do aterro:

- Espaçamento entre estacas/capitéis;
- Altura dos capitéis;
- Dimensões dos capitéis;
- Rigidez da geogrelha.

Em seguida são apresentadas comparações qualitativas de desempenho de aterros estaqueados reforçados monitorados com os resultados da modelagem numérica e uma aplicação da modelagem numérica realizada neste trabalho para a obra do SESC/SENAC.

A simulação numérica foi realizada de acordo com os procedimentos apresentados no Capítulo 4. A modelagem do processo construtivo respeitou a seqüência executiva do aterro, com o lançamento de cada camada e compactação da mesma.

O processo construtivo foi modelado de três formas distintas, considerando três possibilidades de tempo de compactação, a saber:

- Tempo de compactação = 0 (TC0);
- Tempo de compactação = mínimo (TCM);
- Compactação incluída no lançamento da camada (CIC).

A simulação abrangeu duas seções, uma consistindo em um modelo reduzido do problema real (MR) e outra reproduzindo o caso histórico em questão (CH). Cada uma das seções foi modelada pelos três modelos de construção numéricos adotados. O resumo das simulações numéricas realizadas, assim como dos resultados analisados é apresentado na Figura 5.1 e Figura 5.2.

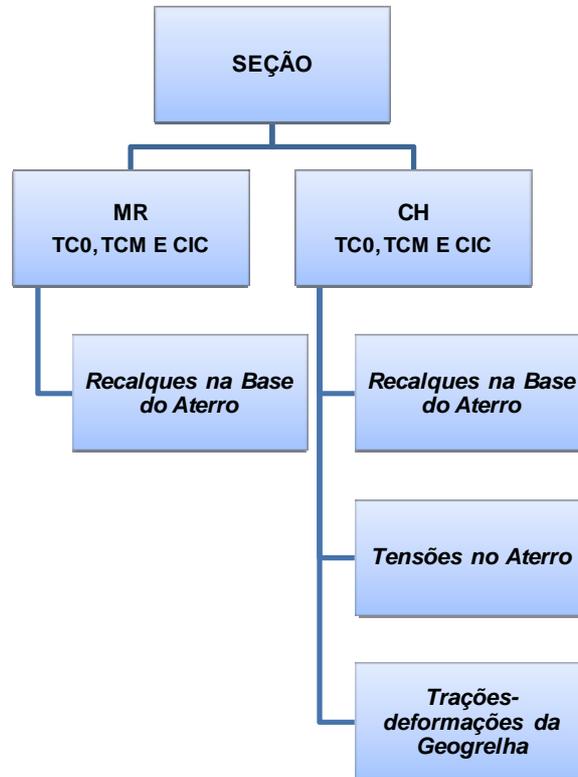


Figura 5.1- Resumo das simulações numéricas realizadas na área experimental.



Figura 5.2- Resumo das simulações paramétricas realizadas.

5.2 RESULTADOS DA MODELAGEM NUMÉRICA DA ÁREA EXPERIMENTAL

A área experimental do aterro estaqueado reforçado do SESC/SENAC foi dividida em três seções de estudo, sendo que duas delas possuíam configuração bidimensional e uma tridimensional chamada de seção 1 (Figura 5.3).

A seção 1 possuía um trecho no qual foi realizada uma escavação com 1,0m de profundidade entre os capitéis com o intuito de acelerar a mobilização dos esforços devido à construção do aterro, e um trecho não escavado, para a comparação de resultados. A seção que foi modelada numericamente foi a seção 1, trecho escavado.

O monitoramento da seção 1 trecho escavado consistiu em medidas de recalque, deformações no reforço e tensões atuantes nos capitéis decorrentes da construção do aterro. A comparação dos recalques obtidos numericamente foi realizada com os valores medidos na placa de recalque PR 03, localizada no meio do vão entre quatro capitéis e com as placas PR 07 e PR 08, localizadas no meio do vão entre dois capitéis (Figura 5.3).

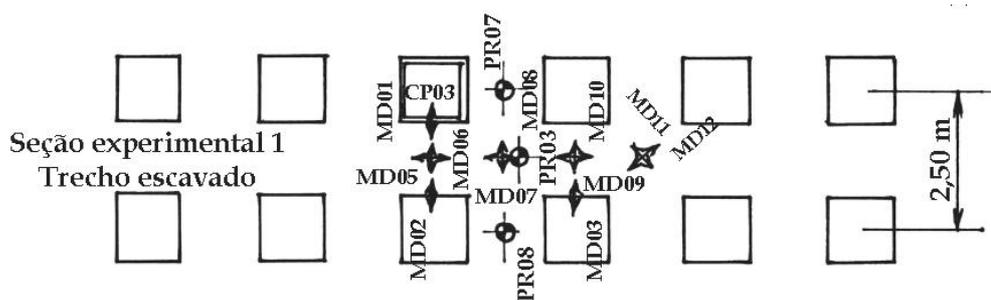


Figura 5.3- Localização dos instrumentos instalados na seção 1, trecho escavado (adaptado de SPOTTI, 2006).

5.2.1 RECALQUES NA BASE DO ATERRO

A Tabela 5.1 apresenta os recalques finais na base do aterro obtidos pela modelagem numérica, assim como o tempo de construção de cada um dos modelos de construção numéricos. Também são apresentados os valores medidos nas placas de recalque PR 03, PR 07 e PR 08 durante o monitoramento realizado na área experimental.

A evolução dos recalques com o tempo devido à construção do aterro obtida pela modelagem do processo construtivo, assim como as medidas de recalques realizadas durante a construção do aterro por SPOTTI (2006) para as duas seções analisadas (MR e CH) são apresentadas na Figura 5.4 e Figura 5.5.

Cabe ressaltar que os resultados apresentam os valores de recalque na etapa seguinte à compactação, de forma a analisar o efeito da compactação após a sua execução.

Tabela 5.1- Valores de recalque final e tempo de construção do aterro obtidos na modelagem numérica (MR e CH) e experimentais (PR 03, PR 07 e PR 08) de SPOTTI (2006).

Recalques e Tempo de Construção do Aterro									
Campo			Simulação Numérica						
			Seção	Modelo de Construção Numérico					
Placa de Recalque	$r^{(1)}$ (m)	$t^{(2)}$ (dias)		TC0	TCM	CIC	$r^{(1)}$ (m)	$t^{(2)}$ (dias)	$r^{(1)}$ (m)
PR 03	0,36	35,0	MR	0,29	35,0	0,43	36,3	0,69	35,3
PR 07	0,17	35,0	CH	0,08	35,0	0,19	38,3	0,26	35,7
PR 08	0,17	35,0							

(¹) Recalque final; (²) Tempo de construção do aterro.

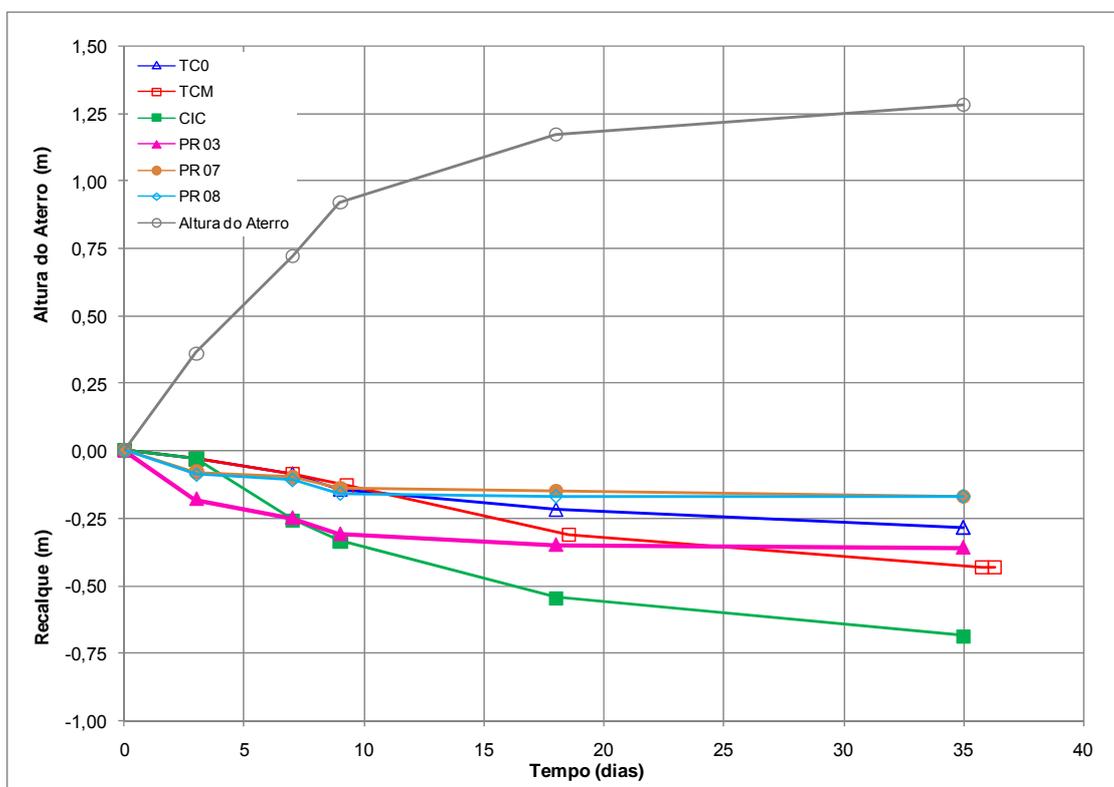


Figura 5.4- Curvas recalques experimentais e numéricos vs. tempo devido à construção do aterro- Seção MR.

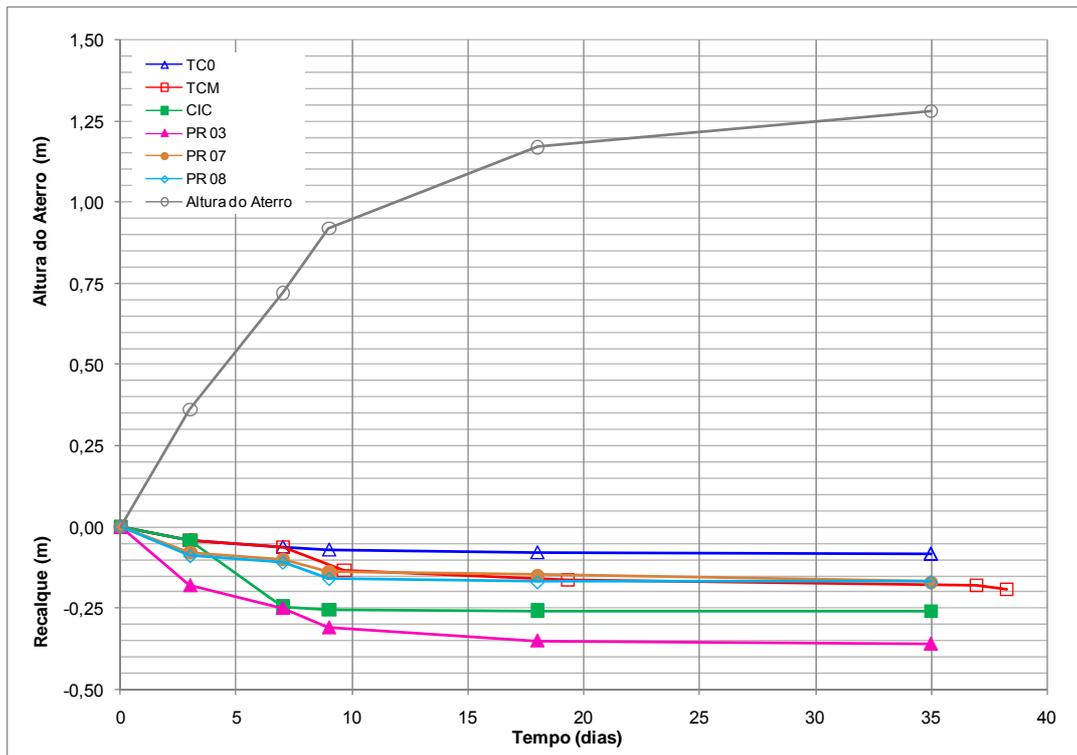


Figura 5.5- Curvas recalques experimentais e numéricos vs. tempo devido à construção do aterro- Seção CH.

Analisando os resultados obtidos nos três modelos de construção numéricos para a seção do modelo reduzido MR (Tabela 5.1), percebe-se que os deslocamentos verticais obtidos pelos três modelos de construção numéricos foram bastante distintos. O menor valor foi obtido para o modelo com tempo de compactação nulo (TC0), 0,29m. O maior recalque ocorreu para o modelo com a compactação incluída na construção da camada (CIC), 0,69m.

No modelo de construção CIC os recalques considerados nas duas seções são referentes à penúltima etapa de cálculo numérico (construção da última camada do aterro) e não à última etapa de cálculo. Optou-se por considerar o deslocamento vertical desta etapa como o recalque final, pois verificou-se que, após a modelagem da retirada do rolo, o recalque sofria uma redução significativa, não compatível com a realidade do experimento.

A compactação altera as propriedades do solo com o objetivo de torná-lo mais resistente. Assim, após a passagem do equipamento compactador, a camada compactada modifica-se. O aterro desta pesquisa foi modelado numericamente pelo

modelo constitutivo *Hardening Soil*, o qual simula o endurecimento do solo devido à redução volumétrica, neste caso causado pela compactação.

A diminuição dos deslocamentos verticais observada na modelagem da retirada do rolo no modelo de construção numérico CIC pode ser explicada pela melhoria do solo do aterro após a compactação. Contudo, diversas obras deverão ser instrumentadas e modeladas numericamente com o objetivo de comprovar esse comportamento.

As simulações realizadas com a seção CH apresentaram um comportamento distinto da seção MR. Os resultados de deslocamentos verticais da seção do caso histórico CH foram muito inferiores aos recalques do modelo reduzido MR. Esta diferença pode ser devida ao efeito do arqueamento, já que a seção CH possibilitou a redistribuição das tensões no interior do corpo do aterro.

É importante ressaltar que a seção MR, por ser limitada à região entre dois capitéis adjacentes, poderia modelar mais fielmente o comportamento durante a construção do aterro estaqueado reforçado, já que o deslocamento da geogrelha corresponderia a uma flecha construtiva. Contudo, a geometria reduzida desta seção fez com que o efeito de borda influenciasse de forma significativa os resultados obtidos. Como esta seção não apresentou resultados coerentes, optou-se por desconsiderá-los. Desta forma, os resultados numéricos da seção MR não foram comparados com os resultados experimentais do monitoramento e da literatura. Desconsiderou-se também a comparação dos resultados das análises paramétricas.

O modelo de construção numérico TC0 apresentou os menores valores de deslocamentos verticais em relação aos demais modelos, configurando um limite inferior. O modelo CIC apresentou os maiores valores de recalques, configurando um limite superior. Este comportamento ocorreu devido à modelagem da compactação.

Conforme descrito no Capítulo 4, quanto maior a geometria do modelo, maior o tamanho de cada elemento da malha e, com isso, maior o tempo mínimo calculado pela Equação 4.1. Assim, para um mesmo modelo de construção numérico, o tempo de construção numérico do aterro é maior para a seção do caso histórico (CH) e modelo TCM. O aterro experimental foi construído em 35 dias e no modelo de construção numérico TCM, o aterro modelado foi concluído em 38,3 dias.

5.2.2 TENSÕES NO ATERRO ESTAQUEADO REFORÇADO

O lançamento e compactação de cada uma das camadas durante a construção de um aterro estaqueado reforçado promovem a redistribuição das tensões no interior da massa de solo do aterro e da tensão mobilizada no geossintético de reforço. Este comportamento é influenciado pelo efeito do arqueamento no solo, tração na geogrelha e rigidez relativa entre estacas e solo de fundação. O mecanismo pelo qual as cargas atuantes são transferidas para o geossintético ainda não é completamente conhecido.

Para auxiliar a compreensão destes complexos mecanismos foram verificadas as tensões atuantes em cada uma das etapas de construção do aterro nos três modelos de construção numéricos (TC0, TCM e CIC) na seção CH, seguida por uma comparação entre os resultados destas simulações entre si e com o monitoramento da área experimental.

A Figura 5.6 apresenta a distribuição das tensões do alteamento do aterro para o modelo de construção numérico considerando a compactação com tempo igual a zero (TC0) para a seção que representa o caso histórico (CH). Cabe ressaltar que a convenção de sinais do PLAXIS considera tensões de compressão negativas, ao contrário do usual na Geotecnia.

A Figura 5.6a corresponde à condição inicial do aterro. As etapas 1 e 2 (Figura 5.6b e c) representam o lançamento da camada drenante e da primeira camada de aterro. Observa-se que as tensões atuantes são praticamente uniformes e devidas somente ao peso geostático destas camadas.

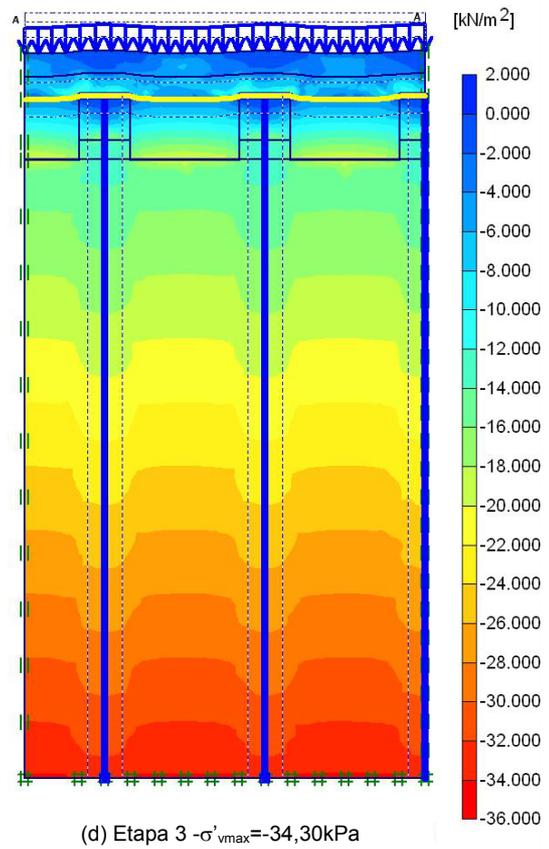
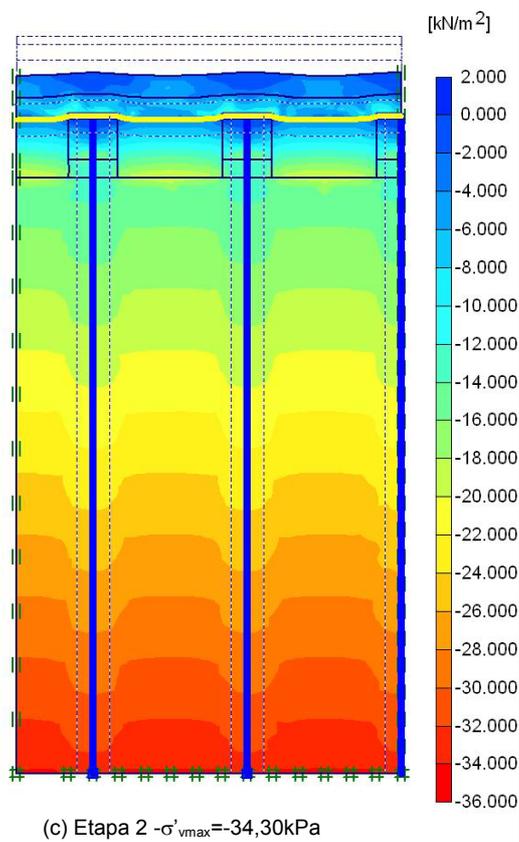
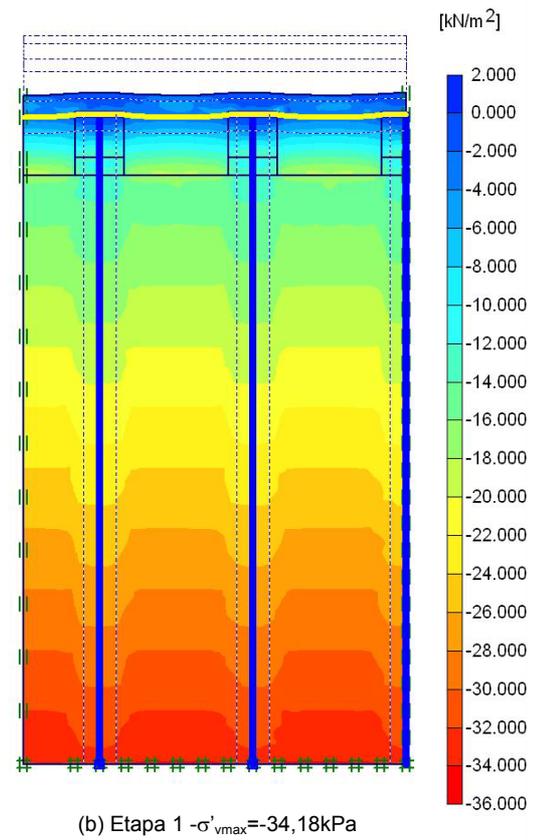
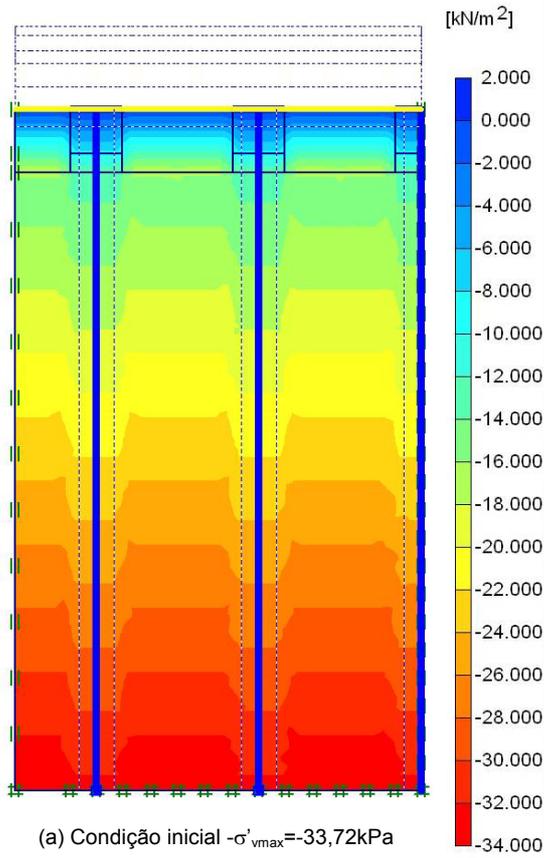
A etapa 3 (Figura 5.6d) corresponde à compactação da primeira camada de aterro, onde a aplicação da carga de compactação promoveu imediatamente uma redistribuição das tensões atuantes na massa de solo do aterro. Esta redistribuição consistiu em uma concentração de tensões sobre os capitéis e uma redução na tensão atuante sobre a geogrelha entre capitéis adjacentes, ou seja, pode-se observar o início da formação do arco no interior do aterro.

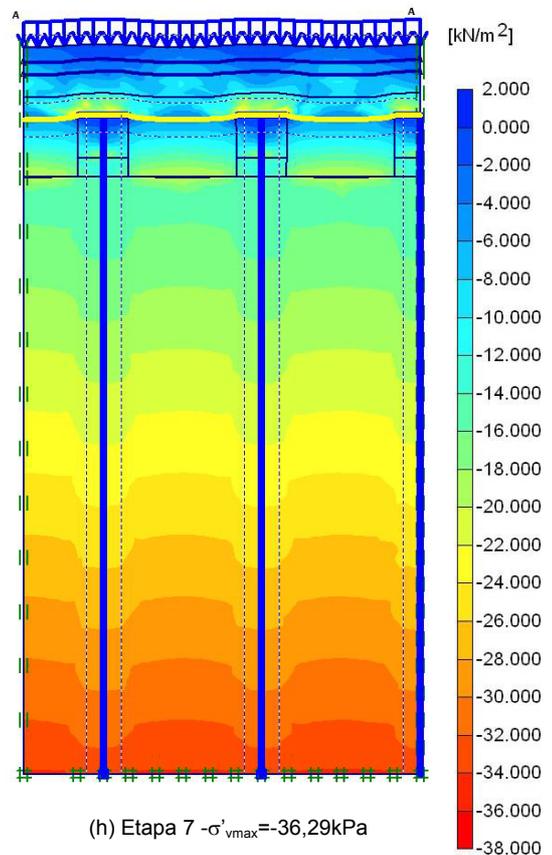
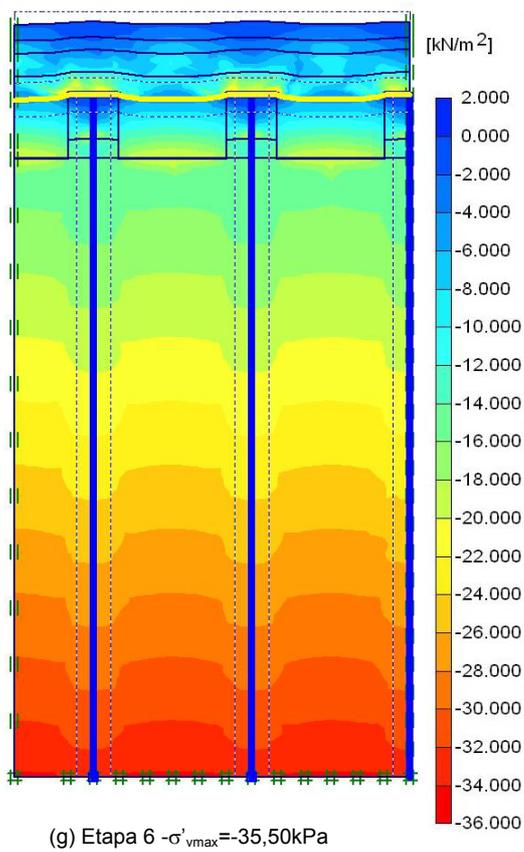
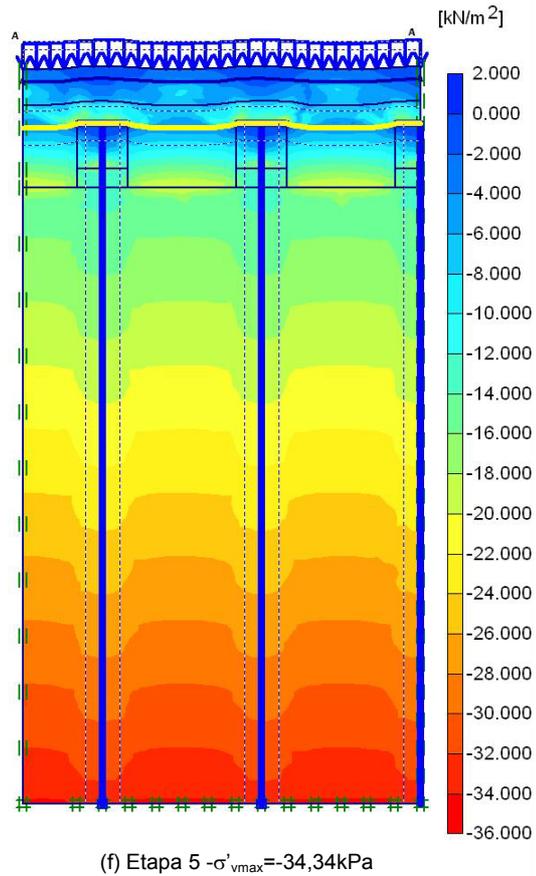
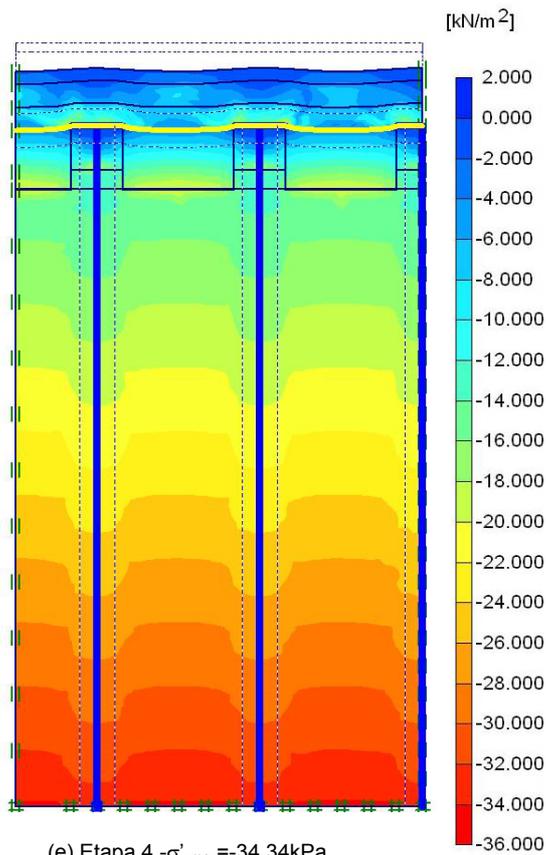
Comparando-se com as tensões efetivas verticais máximas das etapas anteriores, percebe-se que não há variação no valor desta tensão na etapa 3. Tal comportamento é devido à própria concepção deste modelo, com tempo de aplicação do carregamento de compactação em um intervalo de tempo nulo. Desta forma, a carga é aplicada de forma imediata.

Nas etapas seguintes, 4 a 10, foi verificado o mesmo comportamento: o efeito do arqueamento no interior do aterro, otimizando a transferência de carga e reduzindo a tensão atuante sobre o reforço entre capitéis adjacentes e aumentando a tensão sobre os capitéis.

A partir das etapas 6 e 7 (Figura 5.6g e h), lançamento e compactação da 3ª camada de aterro, respectivamente, pode-se observar um acréscimo na tensão efetiva vertical máxima entre o lançamento e a compactação. Este comportamento pode ser explicado possivelmente pela tensão induzida pelo rolo compactador ser aplicada em um aterro de altura maior (1,17m) e, conseqüentemente, com uma tensão geostática mais elevada.

Em todas as etapas de cálculo foi verificada uma reação do material de preenchimento da cavidade, “gelatina”. A tensão atuante neste material corresponde a uma porcentagem muito reduzida do carregamento. Este comportamento é inerente às propriedades da “gelatina”.





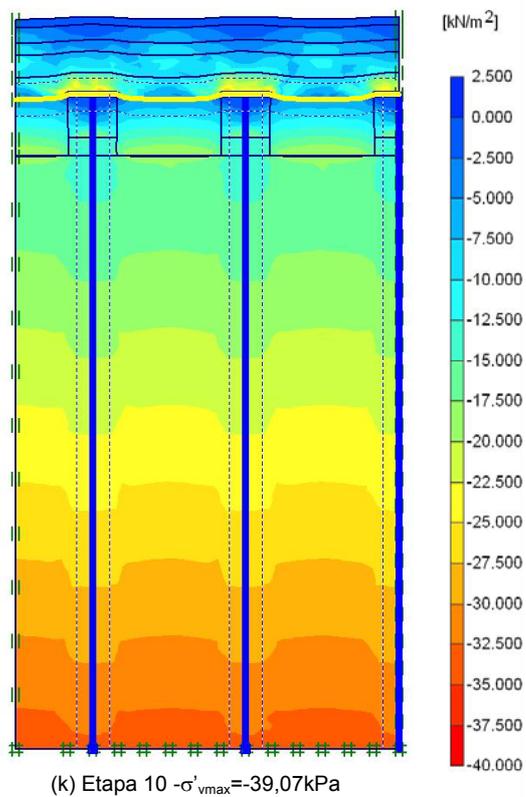
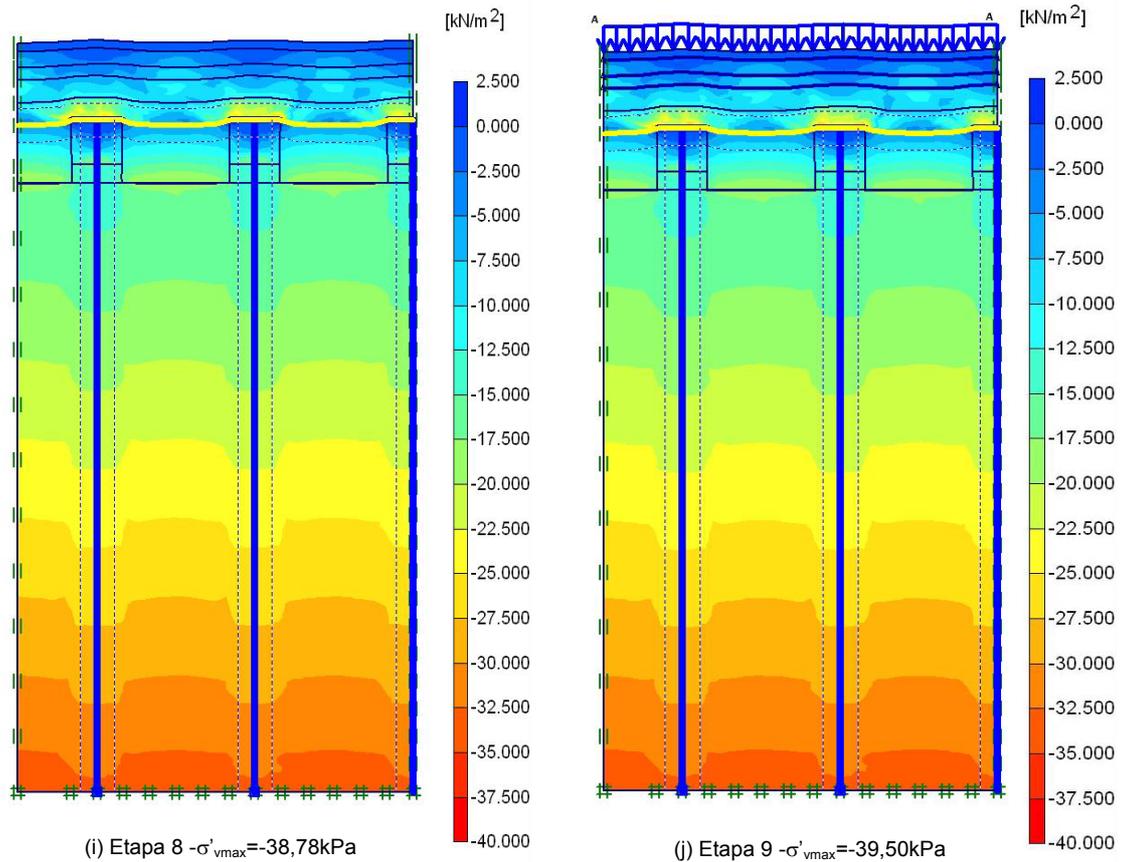


Figura 5.6- Distribuição das tensões para o modelo de construção numérico TC0

A Figura 5.7 apresenta a distribuição das tensões no aterro segundo o modelo de construção numérico que considera a compactação em um intervalo de tempo mínimo (TCM) para a seção CH.

Conforme esperado, as etapas 1 e 2 apresentam comportamento análogo às respectivas etapas da modelagem TC0. A partir da etapa 3 (compactação da 1ª camada de aterro), observa-se a influência do tempo de passagem do rolo compactador igual ao valor mínimo permitido pelo PLAXIS (Figura 5.7d).

Nesta etapa, a tensão induzida pela compactação está localizada na camada que está sendo compactada sobre o reforço acima da cavidade, que corresponde à região menos rígida do sistema. Este fenômeno é devido ao tempo de aplicação do carregamento da compactação, que apesar de ser um intervalo de tempo denominado mínimo, é muito elevado. Nesta análise este tempo é igual a 0,65 dias (15,6h), e não corresponde à realidade do campo.

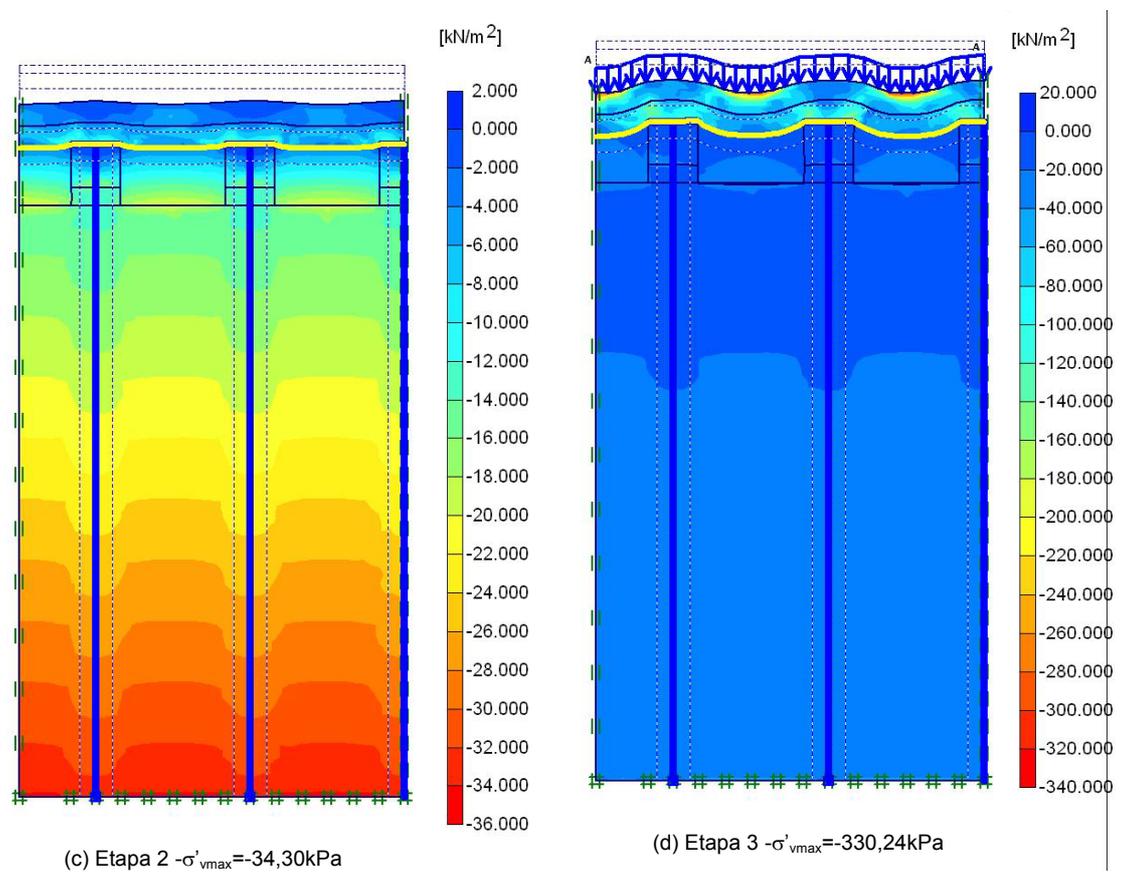
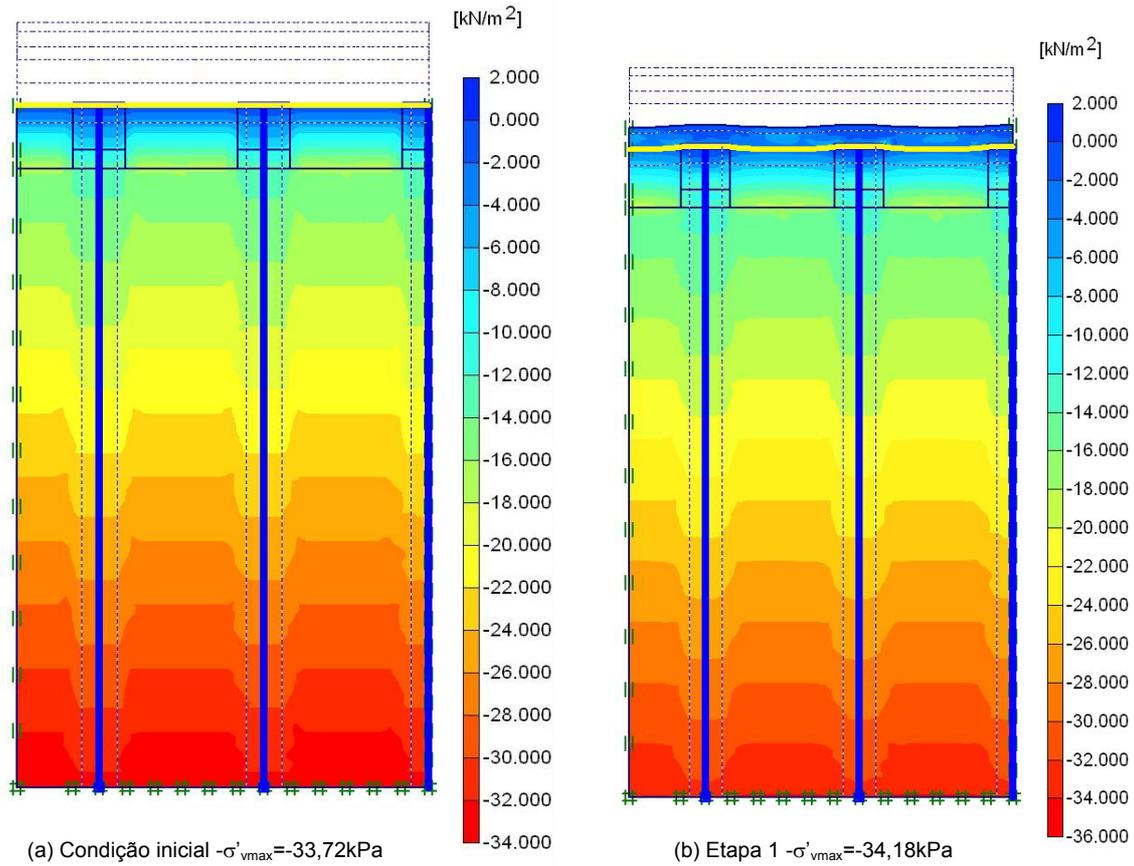
Cabe ressaltar que a tensão elevada verificada na camada que está sendo compactada não se propaga até a base do aterro. Na região compreendida entre dois capitéis adjacentes o valor médio da tensão no reforço é de 50kPa. Percebe-se também uma tensão elevada concentrada sobre os capitéis. Desta forma, a compactação induziu um arqueamento no interior do aterro.

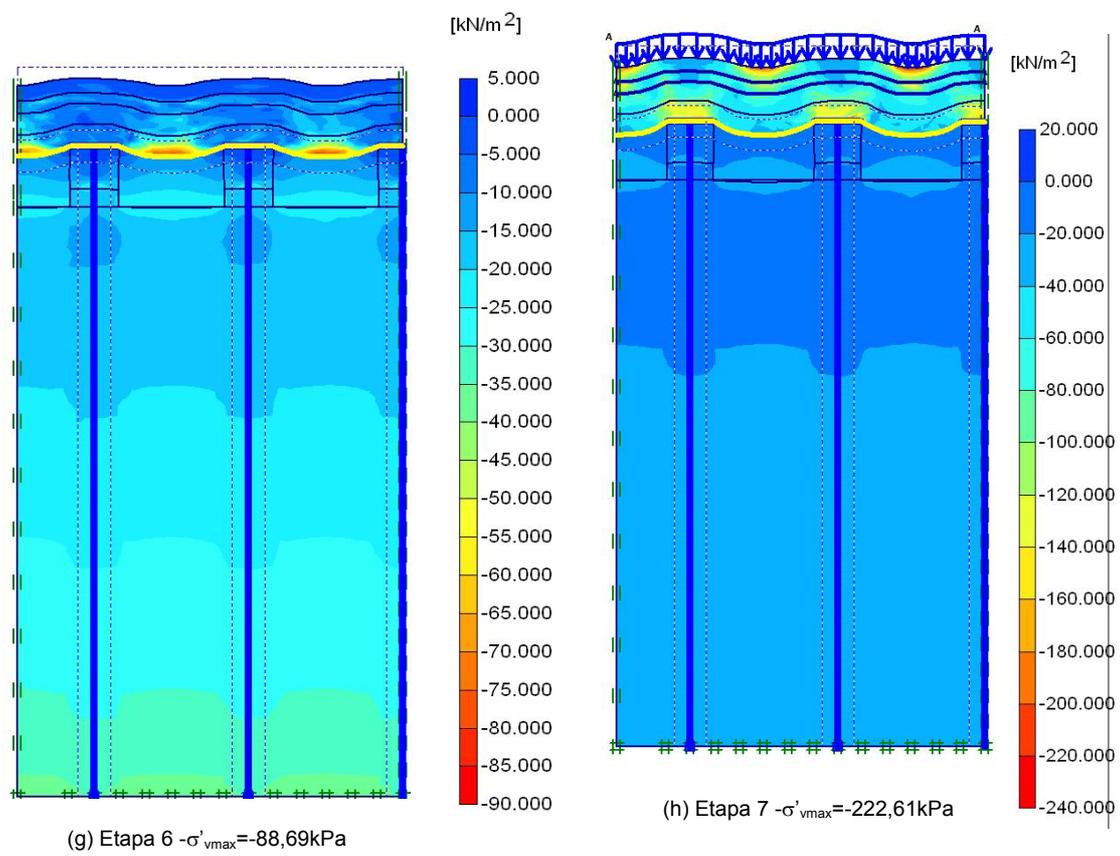
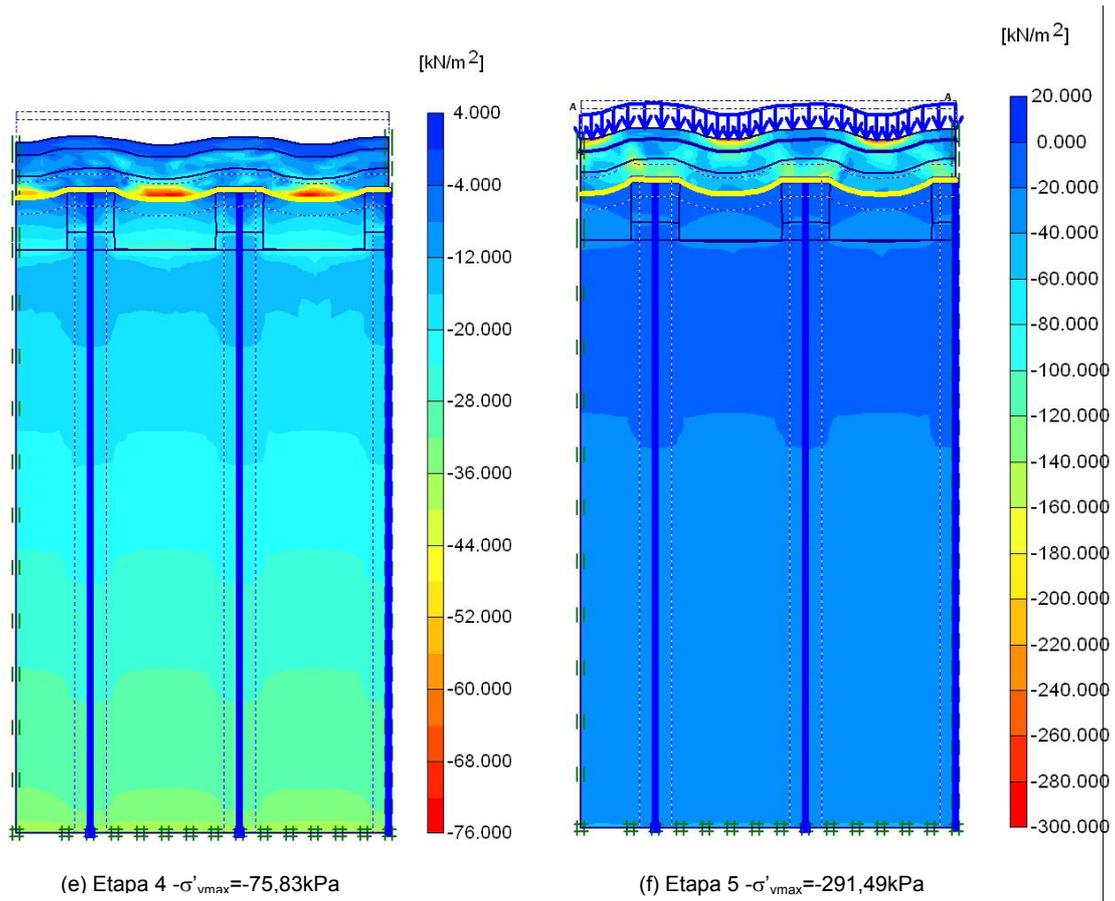
Na etapa 4 que corresponde ao lançamento da 2ª camada de aterro (Figura 5.7e) verifica-se que a tensão geostática decorrente do lançamento da camada é suportada imediatamente pelo reforço sobre a cavidade, novamente na região menos rígida do sistema. Neste caso, não é observado o desenvolvimento do arco, sendo a carga aplicada acrescida de uma tensão residual da compactação suportada pelo reforço.

A partir da etapa 4 verifica-se o mesmo comportamento: carregamento do aterro lançado sendo suportado principalmente pelo reforço entre capitéis adjacentes e pouco efeito do arqueamento; compactação da camada induzindo a redistribuição das tensões e formação do arco com concentração de tensões sobre os capitéis e indução de uma tensão elevada na camada compactada na região entre capitéis.

Cabe ressaltar, que este tipo de modelagem da compactação induziu cargas bastante elevadas no sistema. Com o alteamento do aterro, ocorre uma redução gradual da tensão efetiva máxima induzida pela compactação, que atinge cerca de 67% do valor inicial.

De forma similar ao modelo TC0, foi verificada em todas as etapas de cálculo uma reação da “gelatina”. A tensão atuante neste material segundo o modelo TCM, também corresponde a uma reduzida porcentagem do carregamento.





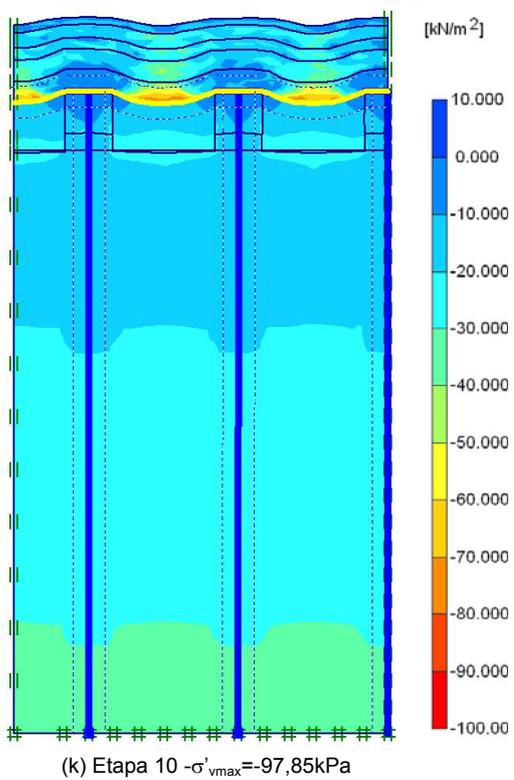
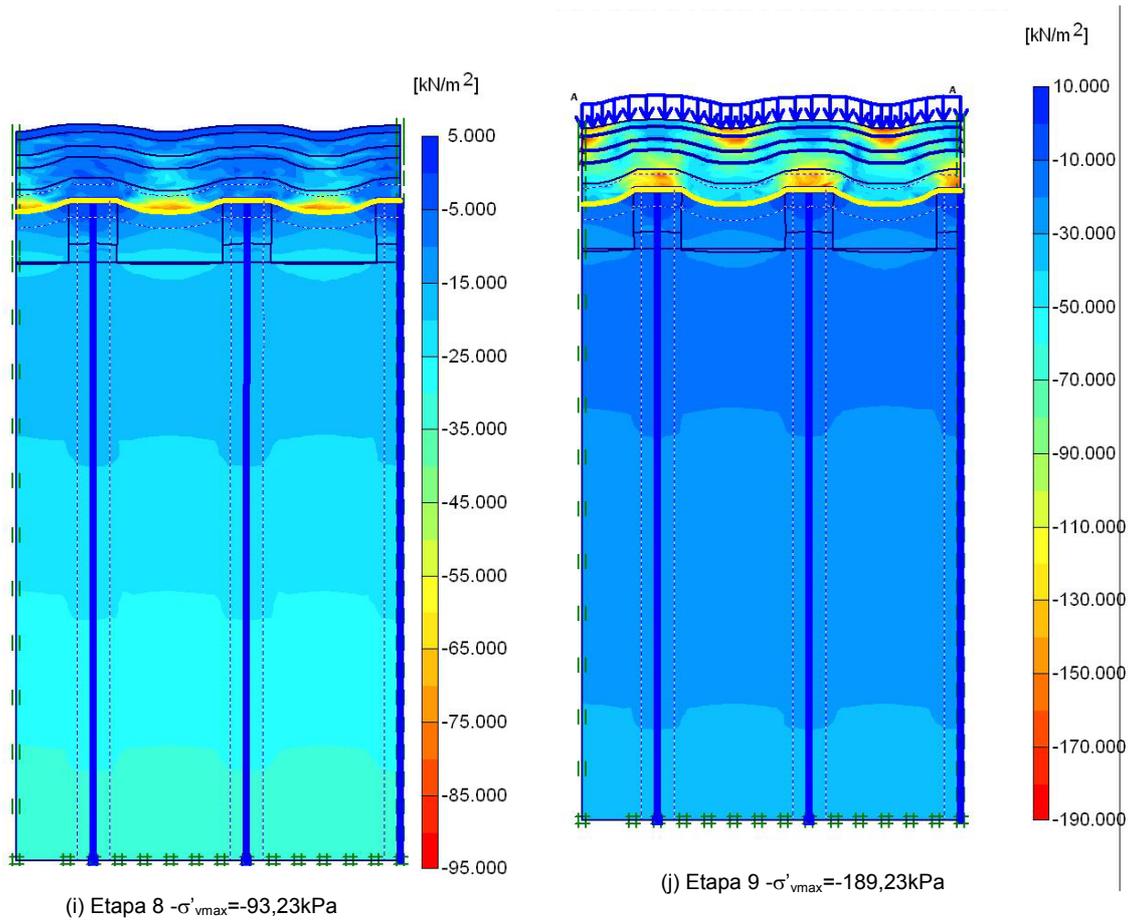


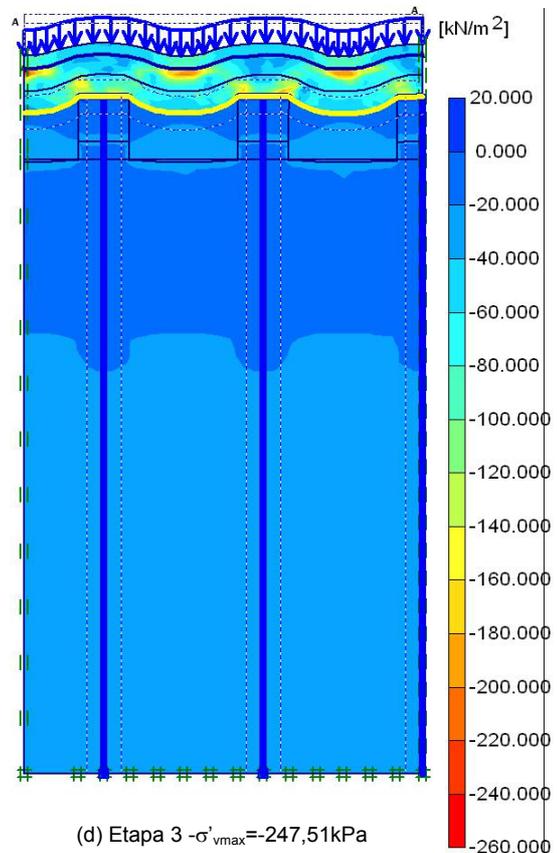
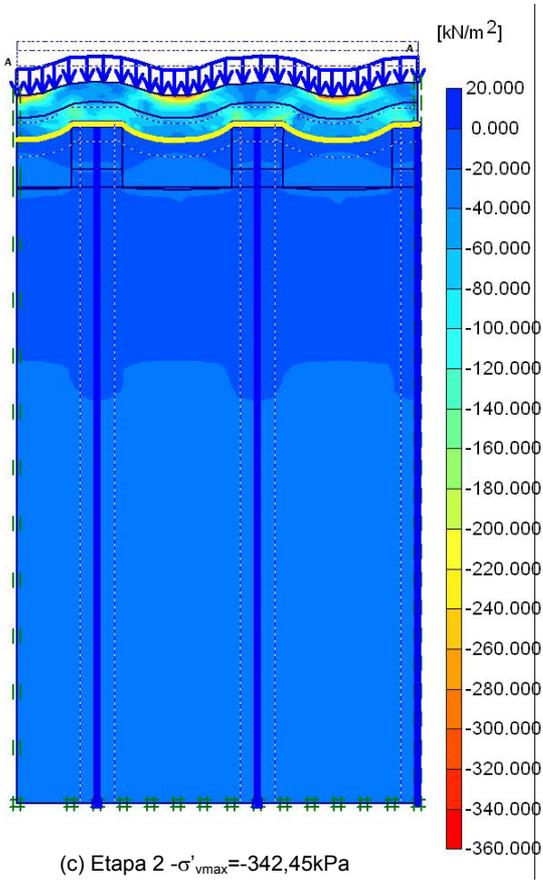
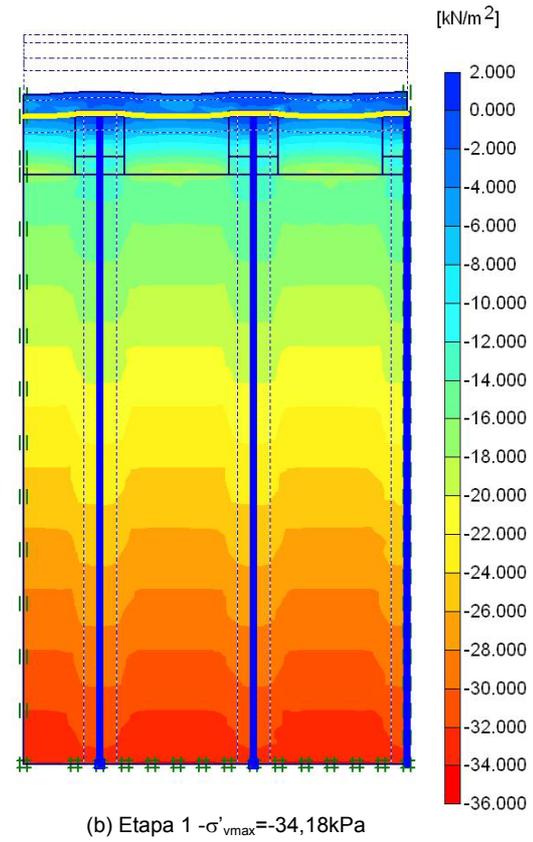
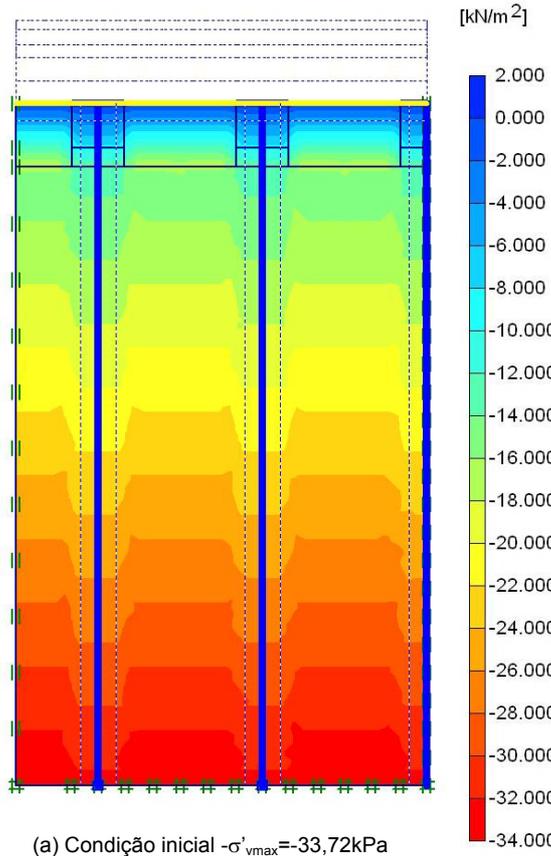
Figura 5.7- Distribuição das tensões para o modelo de construção numérico TCM.

A Figura 5.8 apresenta a distribuição das tensões no aterro da seção CH segundo o modelo de construção numérico em que a compactação estava incluída na construção da camada (CIC).

Conforme esperado, a etapa 1 apresentou comportamento análogo à respectiva etapa dos modelos TC0 e TCM. A partir da etapa 2 (lançamento e compactação da 1ª camada de aterro), observa-se um comportamento semelhante ao da respectiva etapa no modelo TCM. A tensão geostática e a tensão induzida pela compactação promovem a formação do arco, além de ser verificada uma tensão elevada (342,45kPa) na camada que está sendo compactada na região sobre a cavidade (Figura 5.8.c).

Nas etapas seguintes é verificado o mesmo comportamento de concentração de tensão sobre os capitéis. Contudo, a compactação das camadas nestas etapas promove uma tensão menos elevada (110kPa) do que a verificada na construção da 2ª camada. Também pode ser observado que a tensão induzida na 2ª camada apresentou valores elevados até o final do alteamento. Este comportamento pode ser devido à baixa altura do aterro quando da construção desta camada.

De forma semelhante aos demais modelos de construção numéricos (TC0 e TCM), em todas as etapas de cálculo, observou-se uma reação da “gelatina”. A tensão atuante neste material é um pouco mais elevada, devido à modelagem da compactação, mas também corresponde a uma reduzida porcentagem do carregamento imposto.



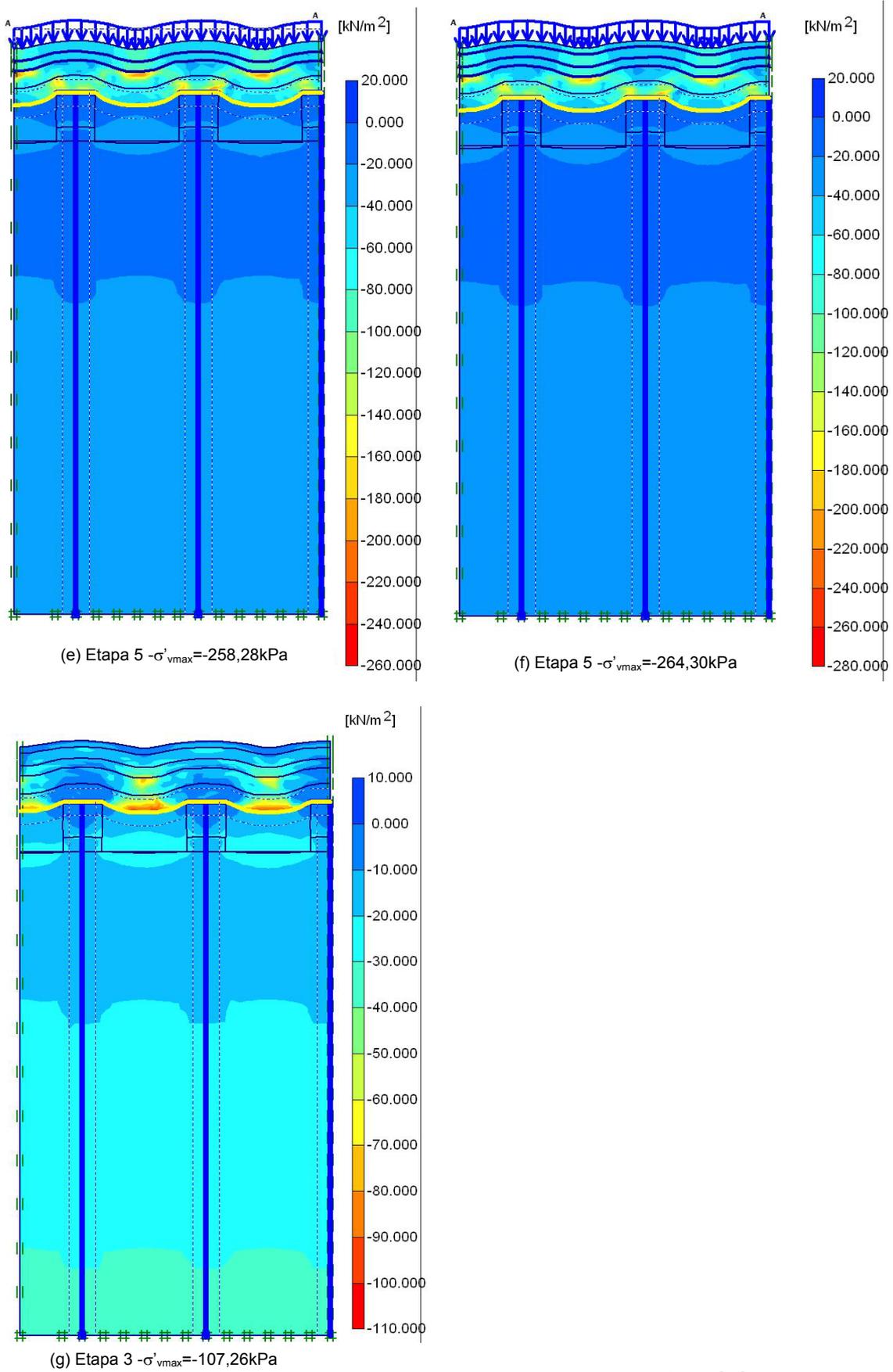


Figura 5.8- Distribuição das tensões para o modelo de construção numérico CIC.

O subprograma *Output* do programa PLAXIS disponibiliza as tensões totais e efetivas calculadas durante cada etapa de cálculo numérica. As tensões efetivas máximas sobre os capitéis calculadas nas análises numéricas decorrentes da construção do aterro e as tensões geostáticas ao longo da construção do aterro no campo são apresentadas na Tabela 5.2.

Tabela 5.2- Tensões obtidas na modelagem numérica e tensões geostáticas ao longo da construção do aterro.

Etapa de Construção Numérica	Altura do Aterro (m)	Tensões Numéricas			Tensões Geostáticas Durante a Construção do Aterro- $\sigma_v = \gamma \cdot h$ (kPa)
		Modelo de Construção Numérico (kPa)			
		TC0	TCM	CIC	
1	0,36	4	4	4	6
2	0,72	12	12	140	13
3	0,72	12	130	150	-
4	0,92	16	15	150	16
5	0,92	17	140	150	-
6	1,17	23	10	-	21
7	1,17	24	150	-	-
8	1,3	27	12	-	23
9	1,3	28	160	-	-
10	1,3	28	10	-	-

Cada uma das etapas de construção numéricas do modelo CIC consiste no lançamento de material e compactação, assim este modelo não possui dez etapas de construção numéricas e, sim, seis. Na Tabela 5.2 são apresentadas as tensões para cinco etapas de construção. A última etapa consiste na retirada do rolo compactador e, conforme descrito no item 5.2.1, optou-se por considerar os resultados da penúltima etapa construtiva nas análises dos resultados.

Considerando as tensões geostáticas durante a construção do aterro, foi apreciado somente o lançamento do material. Desta forma, as tensões geostáticas possuem somente seis etapas também.

Analisando os resultados apresentados na Tabela 5.2, observa-se que os valores de tensão obtidos no modelo TC0 são bastante próximos da tensão geostática calculada através do peso específico e altura de cada camada construída ($\sigma_v = \gamma \cdot h$). No modelo TCM, verifica-se uma tensão elevada nos capitéis durante a modelagem da compactação (etapas 3, 5, 7 e 9), conforme já descrito anteriormente. Porém, os valores de tensão são mesma ordem de grandeza para as etapas de simulação do lançamento do material.

No modelo CIC verifica-se um comportamento distinto, onde as tensões são muito próximas à tensão medida durante a construção do aterro até a execução da primeira camada compactada. A partir deste ponto, as tensões sobre o capitel aumentam significativamente. Este comportamento é devido à influência da compactação simulada numericamente.

Em relação ao efeito do arqueamento do solo, sua eficiência pode ser analisada a partir dos parâmetros de Coeficiente de Arqueamento e do Grau de Concentração de Tensões. O Coeficiente de Arqueamento é definido como a razão entre a tensão vertical atuante no solo mole ou no reforço, quando existente, e a tensão total aplicada, isto é, a parcela da tensão aplicada suportada pelo solo mole ou pelo reforço entre capitéis adjacentes. HAN & GABR (2002) definiram o conceito do Grau de Concentração de Tensões como a relação entre a tensão vertical atuante no capitel e a tensão vertical atuante no solo mole.

Quanto menor o valor do Coeficiente de Arqueamento, maior o efeito do arqueamento. Para o Grau de Concentração de Tensões ocorre o inverso, quanto maior este parâmetro, maior a carga concentrada nos capitéis.

Os valores de Coeficiente de Arqueamento e Grau de Concentração de Tensões calculados após a construção do aterro pelos três modelos de construção numéricos são apresentados na Tabela 5.3. A Figura 5.9 apresenta a variação do coeficiente de arqueamento durante a construção do aterro.

Através da Tabela 5.3 e Figura 5.9 observa-se que, no modelo TCM, o coeficiente de arqueamento ao final do alteamento foi igual a 3,5, o que é fisicamente impossível, pois a carga no solo mole seria maior que a carga aplicada. Ressalta-se que o máximo valor do coeficiente de arqueamento é igual a 1. Neste caso a tensão aplicada é igual a tensão no solo mole (reforço) e não há a formação do arco.

Tabela 5.3- Coeficiente de arqueamento e grau de concentração de tensões após a construção do aterro.

Modelo de Construção Numérico	Coeficiente de Arqueamento	Grau de Concentração de Tensões
TC0	0,52	2,33
TCM	3,50	0,13
CIC	0,74	1,60

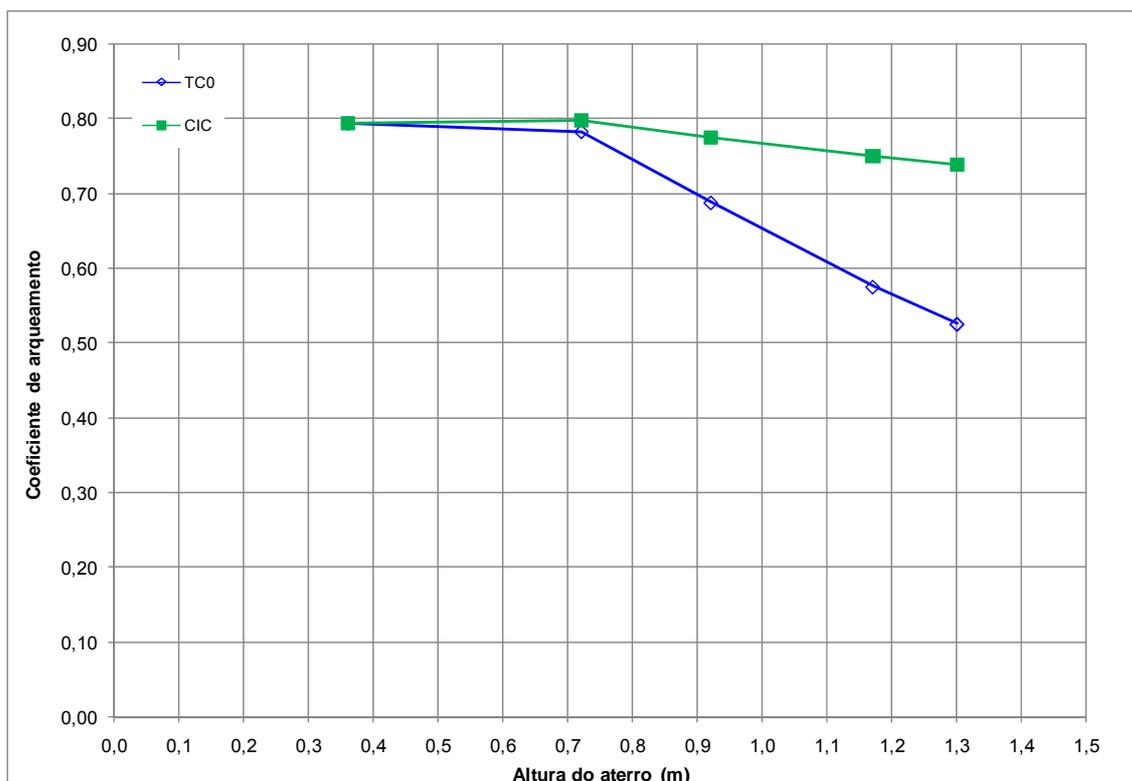


Figura 5.9- Variação do coeficiente de arqueamento durante a construção do aterro.

De acordo com a distribuição das tensões durante o alteamento no modelo TCM (Figura 5.7), percebe-se que o PLAXIS fornece uma resposta muito localizada nas etapas de simulação do lançamento de material e retirada do rolo, onde a carga aplicada é suportada diretamente pelo reforço. Devido a este comportamento, o efeito do conjunto é ignorado e o arqueamento praticamente não ocorre nesta etapa de cálculo. Cabe ressaltar que este comportamento se reflete tanto nos valores de coeficiente de arqueamento quanto nos valores de tração-deformação na geogrelha.

Por este motivo, a Figura 5.9 que ilustra a variação da relação h/b vs. coeficiente de arqueamento não apresenta a curva correspondente ao modelo de construção numérico TCM.

O modelo de construção numérico TC0 apresentou valores do coeficiente de arqueamento variando de 0,52 a 0,79, onde o valor mínimo foi verificado na etapa de cálculo numérica correspondente ao lançamento da última camada do aterro e o valor máximo na construção da camada drenante. Este resultado indica que, devido à reduzida altura do aterro, não houve arqueamento suficiente para concentrar cargas nos capitéis e aliviar as tensões no reforço ao final da construção da camada drenante. Entretanto, com o alteamento do aterro o efeito do arqueamento se manifestou de forma mais eficiente.

O grau de concentração de tensões apresentou valores variando de 0,80 a 2,33, onde o valor mínimo ocorreu na etapa de construção da camada drenante e o máximo na etapa de lançamento da última camada do aterro. Os valores de grau de concentração obtidos corroboram os resultados encontrados para o coeficiente de arqueamento, isto é, a formação completa do arco, com redução das tensões sobre o reforço e concentração de tensões sobre os capitéis, decorrente do alteamento do aterro.

O modelo CIC apresentou o coeficiente de arqueamento variando de 0,74 a 0,79 e grau de concentração de tensões compreendido em uma faixa de 0,8 a 1,6. De forma similar ao modelo TC0, o valor mínimo do coeficiente de arqueamento foi observado na construção da última camada de aterro e o valor máximo na etapa correspondente à construção da camada drenante. Os valores de grau de concentração de tensões corroboram os resultados do arqueamento.

Comparando-se os resultados do arqueamento, percebe-se o desenvolvimento mais eficiente do arco no modelo TC0 do que no modelo CIC. Este comportamento é decorrente do tipo de modelagem da compactação de cada um dos modelos.

Os resultados obtidos para o coeficiente de arqueamento e o grau de concentração de tensões para os modelos de construção numéricos TC0 e CIC indicaram que, para pequenas alturas do aterro, o efeito do arqueamento do solo pouco se manifesta. À medida que a altura do aterro aumenta, também aumenta o arqueamento, reduzindo a tensão atuante sobre o reforço e aumentando a tensão atuante nos capitéis.

Nos três modelos de construção numéricos, TC0, TCM e CIC, foram verificadas a ocorrência de uma concentração de tensões maior na extremidade (borda) dos capitéis. Este processo ocorreu em todas as etapas de cálculo, com exceção da etapa 1, no modelo TC0. Já no modelo TCM, esta concentração das tensões foi verificada somente no lançamento e compactação da 1ª camada de aterro e na compactação da 2ª camada de aterro, ou seja, este processo foi observado para pequenas alturas do aterro.

Nas etapas de compactação do modelo TCM, a tensão de compactação foi transmitida diretamente para a camada que estava sendo compactada. Nas etapas de lançamento de material, a tensão geostática mobilizou diretamente a resistência à tração da geogrelha. Por este motivo, não foi observada a concentração de tensões na borda dos capitéis em todas as etapas de cálculo.

Como o modelo CIC abrangia o lançamento e compactação da camada em uma mesma etapa construtiva numérica, observou-se uma tensão elevada na borda dos capitéis em todas as etapas construtivas numéricas.

Exumação realizada em uma geogrelha danificada em obra semelhante à estudada nesta pesquisa indicou que a tensão elevada na borda dos capitéis, com conseqüente atrito do material geossintético e o concreto do capitel, pode danificar a geogrelha.

A obra em questão apresentava um subsolo com características geológico-geotécnicas semelhantes à área da Sede Nacional do SESC/SENAC. Com o intuito de acelerar a mobilização dos esforços na geogrelha de reforço, também foi executada uma escavação entre os capitéis centrais. Os capitéis foram construídos sobre o aterro de conquista e as estacas não foram solidarizadas aos mesmos. O aterro foi construído em camadas de 0,5m cada e a ruptura da geogrelha ocorreu, provavelmente, quando o aterro se encontrava com 1,5m de altura. A Figura 5.10 apresenta a localização e um detalhe da geogrelha danificada pelo atrito com o capitel.

O capitel da obra correspondente à geogrelha danificada estava localizado na área escavada, o que tenderia a aumentar o atrito entre os materiais quando a geogrelha deformasse devido à carga de construção do aterro. Contudo, em uma obra que não possuísse originalmente a área escavada este problema poderia acontecer, já que a região de reforço entre capitéis sempre irá se deformar, pois o solo de fundação recalcará e se afastará do reforço.

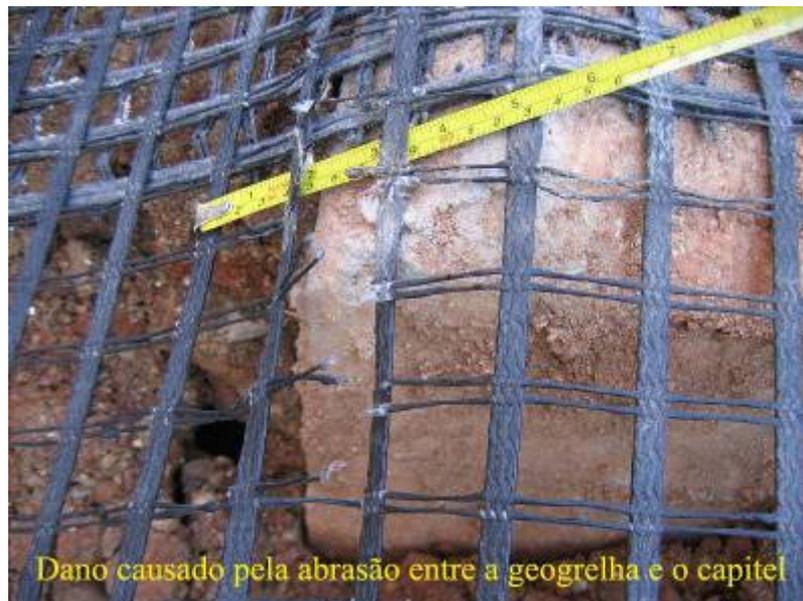


Figura 5.10- Localização e detalhe da geogrelha danificada devido à abrasão com o capitel (arquivo pessoal, NUNES, A.L.L.S.).

5.2.3 TRAÇÕES-DEFORMAÇÕES DA GEOGRELHA

A seção 1 (trecho escavado) do aterro experimental foi instrumentada com medidores de deformação instalados diretamente na geogrelha. O programa PLAXIS não calcula a deformação na geogrelha e, sim, o deslocamento e a tração da

geogrelha. Desta forma, calculou-se analiticamente a deformação a partir da tração, segundo a Equação 4.6 apresentada no Capítulo 4. A rigidez da geogrelha considerada foi igual a 1.200kN/m, conforme apresentado por SPOTTI (2006).

Os valores de tração mobilizada na geogrelha obtidos numericamente, durante a construção do aterro, para os três modelos de construção numéricos são apresentados na Tabela 5.4. A Tabela 5.5 apresenta os valores de deformação na geogrelha calculados analiticamente.

Os resultados observados são compatíveis com os valores de recalque e de tensões observados nos três modelos de construção numéricos. O modelo de construção numérico TC0 apresentou valores de deformação da geogrelha aumentando linearmente com o alteamento do aterro até o máximo de 0,9%. No modelo TCM foi verificado o mesmo comportamento com deformação máxima de 3,7% ao final da construção do aterro. No modelo CIC as deformações foram bastante elevadas atingindo até 6,3%, em decorrência do efeito da compactação na simulação numérica.

Tabela 5.4- Valores de tração mobilizada da geogrelha obtidas da modelagem numérica da construção do aterro.

Etapa de Construção Numérica	Altura do Aterro (m)	Força de Tração na Geogrelha (kN/m) ⁽¹⁾		
		Modelo de construção numérico		
		TC0	TCM	CIC
1	0,36	2,46	2,46	2,46
2	0,72	5,85	5,85	-
3	0,72	5,95	62,46	69,29
4	0,92	7,53	24,27	-
5	0,92	7,71	61,30	73,46
6	1,17	9,51	32,09	-
7	1,17	9,66	59,72	75,37
8	1,3	10,48	37,59	-
9	1,3	10,63	62,45	75,46
10	1,3	10,62	43,81	-

⁽¹⁾As deformações do modelo de construção numérico CIC são referentes à altura do aterro, pois as etapas de construção são diferentes dos modelos TC0 e TCM.

Tabela 5.5- Valores de deformação da geogrelha calculados analiticamente durante a construção do aterro.

Etapa de Construção Numérica	Altura do Aterro (m)	Deformação da Geogrelha (%) ⁽¹⁾		
		Modelo de Construção Numérico		
		TC0	TCM	CIC
1	0,36	0,21	0,21	0,21
2	0,72	0,49	0,49	-
3	0,72	0,50	5,21	5,77
4	0,92	0,63	2,02	-
5	0,92	0,64	5,11	6,12
6	1,17	0,79	2,67	-
7	1,17	0,81	4,98	6,28
8	1,3	0,87	3,13	-
9	1,3	0,89	5,20	6,29
10	1,3	0,89	3,65	-

⁽¹⁾As deformações do modelo de construção numérico CIC são referentes à altura do aterro, pois as etapas de construção são diferentes dos modelos TC0 e TCM.

5.2.4 COMPARAÇÃO COM VALORES EXPERIMENTAIS E DA LITERATURA

Este item apresenta uma comparação entre os valores de recalques, tensões e trações-deformação obtidos da modelagem numérica da área experimental com os valores experimentais do monitoramento e com as faixas de valores obtidas da literatura.

5.2.4.1 Comparação entre Recalques Numéricos e Experimentais

Analisando as curvas recalque vs. tempo da seção caso histórico, verificou-se que os recalques calculados pelo programa PLAXIS para a seção CH e placa PR 03 foram bastante inferiores aos resultados da instrumentação (Figura 5.5). A maior diferença foi observada no modelo TC0, 23,8% do valor lido no campo. Este comportamento foi devido à sua própria concepção, onde a carga de compactação é aplicada de forma imediata. Os modelos TCM e CIC apresentaram recalques iguais a 52,8% e 72,2%, respectivamente, do valor medido no campo.

Comparando-se os resultados das simulações numéricas com as placas PR 07 e PR 08, verifica-se novamente que o modelo TC0 apresentou um recalque muito inferior ao do monitoramento (47,1%). No modelo TCM obteve-se resultados mais consistentes, com recalque 11,8% superior ao destas placas. Já o modelo CIC apresentou um deslocamento vertical muito superior ao medido, 52,9%. A evolução dos recalques ao longo do tempo obtida do modelo TCM foi bastante similar ao comportamento observado no campo medido pelas placas de recalque (Figura 5.5).

Os recalques devidos ao lançamento da camada de areia, primeiros pontos das curvas recalque vs. tempo das simulações numéricas apresentaram valores inferiores aos medidos em todas as três placas de recalque (Figura 5.5).

A comparação entre diferentes casos de aterros estaqueados reforçados pode ser realizada a partir da normalização dos deslocamentos verticais através das curvas h/b (relação entre a altura do aterro e o semi-vão) *versus* r/b (relação entre o recalque e o semi-vão). Entende-se por semi-vão metade do vão livre entre capitéis, neste caso $b=0,85\text{m}$.

A Tabela 5.6 apresenta os valores de deslocamentos verticais obtidos pela modelagem numérica e os valores experimentais medidos durante os 188 dias de monitoramento do aterro experimental, assim como a relação r/b (recalque/semi-vão). Como a altura do aterro e as características geométricas da área de estudo não variaram, a relação h/b (altura do aterro/semi-vão) é constante e igual a 1,53. A Figura 5.11 apresenta estas curvas para a seção CH e os valores do monitoramento realizado na área experimental.

Os valores obtidos numericamente das razões h/b (altura do aterro e o semi-vão) e r/b (recalque e o semi-vão) refletem os resultados de deslocamentos verticais obtidos experimentalmente. SPOTTI (2006) apresenta valores $h/b=1,51$ e $r/b=0,42$ para a placa PR 03 e $h/b=1,45$ e $r/b=0,20$ para as placas PR 07 e PR 08.

Os recalques numéricos apresentaram razões $h/b=1,53$ e $r/b=0,10$ a $0,31$ (Figura 5.11). Em relação à placa de recalque PR 03, as razões obtidas das simulações numéricas foram bastante inferiores. Para as placas PR 07 e 08, o modelo TC0 um valor de r/b correspondente à metade do obtido em campo e o modelo CIC apresentou um valor de r/b 55% superior. O modelo de construção numérico TCM apresentou a razão r/b mais consistente.

Tabela 5.6- Resultados de valores de recalque e relação altura do aterro/semi-vão obtidos na modelagem numérica e no monitoramento de campo.

Recalques e Relação r/b								
Campo			Simulação Numérica					
			Modelo de Construção Numérico					
			TC0		TCM		CIC	
Placa de Recalque	r (m)	r/b	r (m)	r/b	r (m)	r/b	r (m)	r/b
PR 03	0,36	0,42	0,08	0,10	0,19	0,23	0,26	0,31
PR 07	0,17	0,20						
PR 08	0,17	0,20						

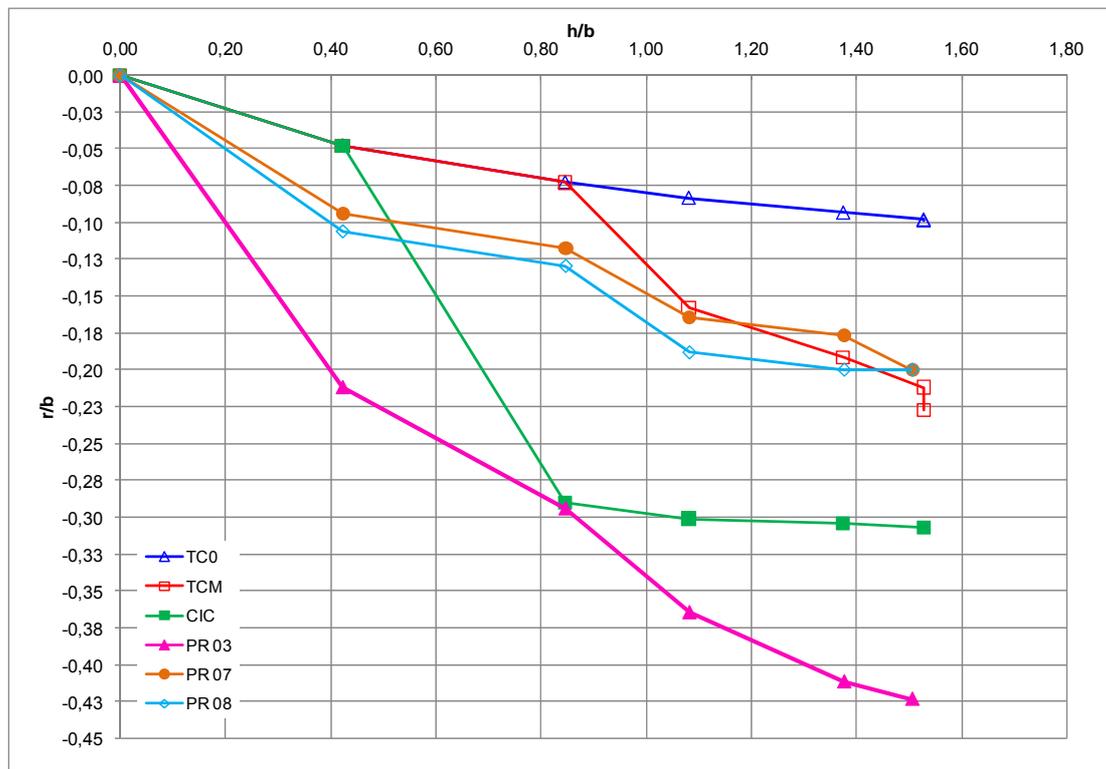


Figura 5.11- Curva normalizada de recalque vs. altura do aterro- Seção CH.

5.2.4.2 Comparação entre Recalques Numéricos e Resultados da Literatura

De forma semelhante ao item anterior, a comparação entre os deslocamentos verticais das modelagens numéricas é baseada nas razões h/b (altura do aterro e semi-vão) e r/b (recalque e semi-vão).

SPOTTI (2006) reporta uma faixa de variação das razões h/b e r/b apresentadas na literatura, obtidas de medidores de deslocamentos verticais no meio do vão entre dois capitéis, igual a $1,68 \leq h/b \leq 11,74$ (com valor médio igual a 5,35) e $0,03 \leq r/b \leq 0,35$ (com valor médio de 0,18). Para medidores de deslocamentos verticais localizados no meio do vão entre quatro capitéis, a faixa de valores está compreendida entre $2,67 \leq h/b \leq 11,74$ (com valor médio igual a 6,98) e $0,004 \leq r/b \leq 0,35$ (com valor médio de 0,19).

Para a seção CH analisada, os deslocamentos verticais obtidos a partir dos três modelos construtivos numéricos apresentaram valores de $h/b=1,53$ e $r/b=0,10$ a 0,31.

A razão $h/b=1,53$ encontra-se abaixo do valor mínimo reportado (1,68) e corresponde a 28,6% do valor médio em relação às placas de recalque no meio do vão entre dois capitéis. Comparando-se com a faixa de valores para medidas no meio do vão entre quatro capitéis, o valor da relação h/b também foi inferior.

A faixa de variação do parâmetro r/b ($r/b=0,10$ a 0,31) encontra-se dentro do intervalo de variação em relação a placas de recalque localizadas no meio do vão entre dois e quatro capitéis, com valor médio semelhante ao valor médio verificado nos casos construtivos da literatura e igual a $r/b=0,19$.

Apesar do valor da razão h/b inferior à faixa de variações indicar uma maior solicitação do reforço, a relação r/b das modelagens numéricas encontra-se dentro da faixa de valores da literatura para medidores de deslocamento no meio do vão entre dois e quatro capitéis. Este resultado evidencia a ocorrência do efeito do arqueamento no solo do aterro, com redução da tensão atuante sobre a geogrelha de reforço e concentração de tensões sobre os capitéis/estaca, promovendo uma redução dos deslocamentos verticais.

5.2.4.3 Comparação entre as Tensões no Aterro Numéricas e Experimentais

As comparações entre as tensões obtidas numericamente e as tensões medidas durante o monitoramento é realizada em termos de tensões efetivas. O programa PLAXIS calcula as tensões totais e efetivas em cada ponto de tensão do

modelo. O monitoramento das tensões da área experimental foi realizado por meio de célula de tensão total. Como este instrumento estava localizado sobre o capitel e próximo à camada drenante, optou-se por assumir que todo o excesso de poropressão gerado pela construção do aterro nesta região foi dissipado e, assim, as tensões totais são iguais as tensões efetivas.

SPOTTI (2006) mediu uma tensão máxima de 32kPa na célula de tensão CP 03. O autor também relata que para valores de $h/b > 0,9$ as células de tensão não apresentaram bons resultados devido a problemas de funcionamento destes equipamentos. As tensões nas duas últimas etapas de construção do aterro variaram de, aproximadamente, 10,0 a 27,5kPa. Como a faixa de variação é significativa, a tensão sobre o capitel ao final da construção do aterro não pode ser determinada.

Em relação à instrumentação de campo, a simulação numérica TC0 apresentou um valor bastante satisfatório. A tensão máxima neste modelo foi verificada ao final do alteamento do aterro e este valor corresponde à terceira fase de construção do aterro medida pela célula CP 03.

O modelo de construção numérico TCM apresentou uma tensão máxima ao final da construção do aterro correspondente à 33% da tensão medida pelo transdutor. O modelo CIC apresentou uma tensão máxima muito superior ao valor de campo devido às etapas de compactação.

5.2.4.4 Comparação entre as Tensões no Aterro Numéricas e Resultados da Literatura

Dentre os quinze casos apresentados na literatura (modelagens numéricas e obras monitoradas), somente dois apresentaram resultados de distribuição de tensões em aterros estaqueados reforçados, SÁ & PALMEIRA (2000) e HAN & GABR (2002). Estes resultados são utilizados para comparação da modelagem do caso estudado, considerando os parâmetros de Coeficiente de Arqueamento e Grau de Concentração de Tensões. A literatura indica, para altura do aterro compreendida entre 1 e 6m, uma faixa de variação do coeficiente de arqueamento de 0,47 a 0,88 e para o grau de concentração de tensões valores variando entre 5,0 e 22,5.

O modelo de construção numérico TC0 apresentou valores do coeficiente de arqueamento variando de 0,52 a 0,79, dentro da variação da literatura. Em relação ao grau de concentração de tensões, os valores calculados pela simulação numérica variaram de 0,8 a 2,33, sendo muito inferiores à faixa da literatura.

O modelo TCM apresentou um comportamento distinto dos demais modelos em relação à tensão, por este motivo não será comparado com a literatura.

No modelo de construção numérico CIC foi verificado um comportamento semelhante ao modelo TC0, com coeficiente de arqueamento variando de 0,74 a 0,79 e grau de concentração de tensões, de 0,8 a 1,60. Os valores do coeficiente de arqueamento desta modelagem também se encontram na faixa de valores da literatura. O grau de concentração de tensões apresentou o mesmo comportamento que o modelo TC0, onde os valores foram muito inferiores à faixa relatada pela literatura.

A diferença observada entre as faixas de valores obtidas pela modelagem numérica desta pesquisa e a da literatura pode ser explicada pela diferença entre as alturas do aterro analisadas.

Na modelagem da área experimental, foram analisados os parâmetros de eficiência do arqueamento durante a construção do aterro (altura variando de 0,36 a 1,30m). Na literatura, as análises foram realizadas ao final da construção do aterro para aterros com alturas de 1 a 6m. Portanto, a altura final do aterro estudado é apenas 30% superior ao valor mínimo da literatura.

5.2.4.5 Comparação entre as Trações-Deformações da Geogrelha Numéricas e Experimentais

A Tabela 5.7 apresenta os valores de deformação da geogrelha ao final da construção do aterro para as três modelagens do processo executivo, comparados aos resultados experimentais de deformações médias de SPOTTI (2006).

Analisando os resultados obtidos, tanto os valores calculados analiticamente quanto os valores decorrentes dos 188 dias de monitoramento, verifica-se que a deformação obtida analiticamente foi superior, na maioria dos casos, à deformação de campo.

A modelagem do processo executivo TC0 apresentou uma deformação calculada analiticamente de 0,9%. A deformação obtida pelos instrumentos MD 05 e MD 09, instalados no meio do vão entre dois capitéis e paralelos à face correspondem a 57,3 % e 36,0% desta deformação, respectivamente. A deformação dos medidores de deformação MD 11 e MD 12, localizados no meio do vão entre quatro capitéis na direção diagonal à face, correspondem a 28,0% e 70,8% do valor analítico, respectivamente. Considerando os medidores MD 07 e MD 08, os valores de

deformação calculados correspondem a 91,8% e 117,5%, respectivamente. Para os demais medidores de deformação instalados, o valor de campo apresentou-se muito inferior ao valor calculado analiticamente.

Tabela 5.7- Comparação entre as deformações experimentais e numéricas. (SPOTTI, 2006).

Deformação da Geogrelha (%)					
Campo			Simulação Numérica		
			Modelo de Construção Numérico		
Medidor de Deformação	Posição	ε (%)	TC0	TCM	CIC
MD 01	Face do capitel	2,05	0,89	3,65	6,29
MD 02		1,73			
MD 03		1,50			
MD 05	Meio do vão entre dois capitéis e paralelos à face	0,51			
MD 09		0,32			
MD 06	Meio do vão entre dois capitéis e perpendiculares à face	1,50			
MD 10		1,36			
MD 07	Meio do vão entre quatro capitéis na direção paralela à face	1,14			
MD 08		0,97			
MD 11	Meio do vão entre quatro capitéis na direção diagonal à face	0,25			
MD 12		0,63			

O modelo de construção numérico TCM apresentou deformação igual a 3,7%, muito superior aos valores medidos por SPOTTI (2006).

Na modelagem numérica CIC, a deformação calculada ao final da construção do aterro é igual a 6,3%. Esta deformação também é muito superior ao valor máximo de deformação da geogrelha medido no campo (2,1%).

Assim, a deformação na geogrelha que mais se aproximou do valor experimental de deformação obtido da instrumentação foi a da modelagem TC0. Cabe ressaltar, que esta modelagem apresentou os menores valores de recalque devido à construção do aterro, e, conseqüentemente, a deformação calculada também.

A causa dessa diferença entre a deformação de campo e a calculada analiticamente pode ser devida ao confinamento da geogrelha no campo, o que reduziria as deformações no elemento de reforço. Desta forma, pode-se concluir que a modelagem numérica tende a apresentar resultados mais conservadores e a favor da segurança.

5.2.4.6 Comparação entre as Trações-Deformações da Geogrelha Numéricas e Resultados da Literatura

Não foram encontradas na literatura casos de modelagens numéricas apresentando resultados de deslocamento ou deformação do elemento de reforço. Desta forma, as comparações entre as modelagens numéricas e os resultados da literatura são realizadas a partir de faixa de valores de deformação no geossintético de casos de obras monitoradas apresentadas por SPOTTI (2006).

Considerando as medidas de deformação na face do capitel, na área escavada preenchida por espuma, ROGBECK *et al.* (1998) obtiveram uma relação $h/b=2,67$ e $\varepsilon=0,8\%$. O aterro modelado nesta pesquisa apresenta $h/b=1,53$. O modelo TC0 apresentou a deformação, ao final da modelagem, que mais se aproximou do valor de ROGBECK *et al.* (1998), $\varepsilon=0,9\%$. Já os demais modelos de construção numéricos, apresentaram uma deformação muito superior a este valor. Este resultado indica uma maior transferência de carga para a geogrelha de reforço nos modelos TCM e CIC.

Para medidores de deformação localizados no meio do vão entre dois capitéis e com leituras perpendiculares à face, ROGBECK *et al.* (1998) obtiveram $\varepsilon=2,8\%$ (para $h/b=2,67$). A deformação calculada para o modelo TC0 apresentou-se bastante inferior a este valor. Já para o modelo CIC a deformação calculada (6,3%) foi superior à medida por ROGBECK *et al.* (1998).

A altura do aterro desta pesquisa é menor que a do aterro de ROGBECK *et al.* (1998) e, desta forma, a eficácia do arqueamento é menor e maior a transferência de carga para o reforço. Como esperado, no modelo CIC, a solicitação do reforço foi maior e, conseqüentemente, a deformação no reforço foi maior que a relatada na literatura. Porém, para o modelo TC0, a deformação final foi inferior à da literatura, devido ao arqueamento do aterro ter sido praticamente total.

Para medidores de deformação localizados no meio do vão entre dois e quatro capitéis com leituras paralelas à face, as relações verificadas foram: $1,68 \leq h/b \leq 7,5$ e $0,03 \leq \varepsilon \leq 1,0\%$ e $2,67 \leq h/b \leq 14,2$ e $0,4 \leq \varepsilon \leq 3,5\%$, respectivamente.

A altura do aterro experimental do SESC/SENAC é inferior às duas faixas de altura da literatura. A deformação calculada a partir da modelagem numérica com o modelo TC0 apresentou valores dentro das faixas apresentadas para capitéis localizados no meio do vão entre dois e quatro capitéis com leituras paralelas à face. Para o modelo CIC, a deformação obtida é superior aos valores da faixa da literatura para medidores no meio do vão entre dois e quatro capitéis com leituras paralelas à face. Este comportamento indica, novamente, uma maior transferência de carga para o reforço.

5.3 ANÁLISES PARAMÉTRICAS

A influência da geometria no comportamento do aterro estaqueado reforçado do SESC/SENAC foi estudada por meio de várias análises paramétricas. Este item apresenta uma descrição dos resultados das análises paramétricas, considerando a variação do espaçamento entre estacas/capitéis, da altura dos capitéis e da rigidez da geogrelha, conforme postulado no Capítulo 4.

Cabe ressaltar, que a altura do aterro foi mantida constante e igual a 1,30m e somente foram alteradas as propriedades diretamente relacionadas com o elemento parametrizado, não sendo modificada nenhuma outra característica de qualquer outro elemento envolvido na modelagem, conforme apresentado no item 4.2.7.

Apesar de terem sido realizadas simulações numéricas parametrizadas com a seção MR, os resultados não foram coerentes, conforme descrito no 5.2.1. Por este motivo, eles não serão apresentados aqui.

5.3.1 ESPAÇAMENTO ENTRE ESTACAS/CAPITÉIS

Com o objetivo de avaliar a influência da variação do espaçamento entre estacas/capitéis no comportamento do aterro estaqueado reforçado estudado neste trabalho, foram realizadas modelagens numéricas considerando três espaçamentos distintos: 3,25m, 4,00m e 4,75m, além do espaçamento adotado na obra (2,5m).

Devido à existência da área escavada, um aumento no espaçamento corresponde a um incremento na largura do trecho escavado, que passa de 1,7m ($s=2,5m$) para 2,45m ($s=3,25m$), 3,2m ($s=4,00m$) e 3,95m ($s=4,75m$).

A Tabela 5.8 e a Figura 5.12 apresentam os resultados dos deslocamentos verticais obtidos na simulação numérica em termos da relação h/s (altura do aterro e espaçamento entre capitéis) para a seção CH analisada pelos três modelos de construção numéricos (TC0, TCM e CIC).

Tabela 5.8- Recalques obtidos com os três modelos de construção numéricos para diferentes espaçamentos.

Espaçamento entre Capitéis (m)	Recalques na Seção CH (m)					
	TC0	Variação (%) ⁽¹⁾	TCM	Variação (%) ⁽¹⁾	CIC	Variação (%) ⁽¹⁾
2,5	0,08		0,19		0,26	
3,25	0,13	+62,5	0,33	+73,4	0,48	+84,6
4,00	0,16	+100,0	0,43	+126,3	⁽²⁾	-
4,75	0,19	+137,5	⁽²⁾	-	⁽²⁾	-

⁽¹⁾Variação em relação ao recalque obtido numericamente para o espaçamento de projeto (2,5m); ⁽²⁾Erro- determinante nulo ou próximo de zero.

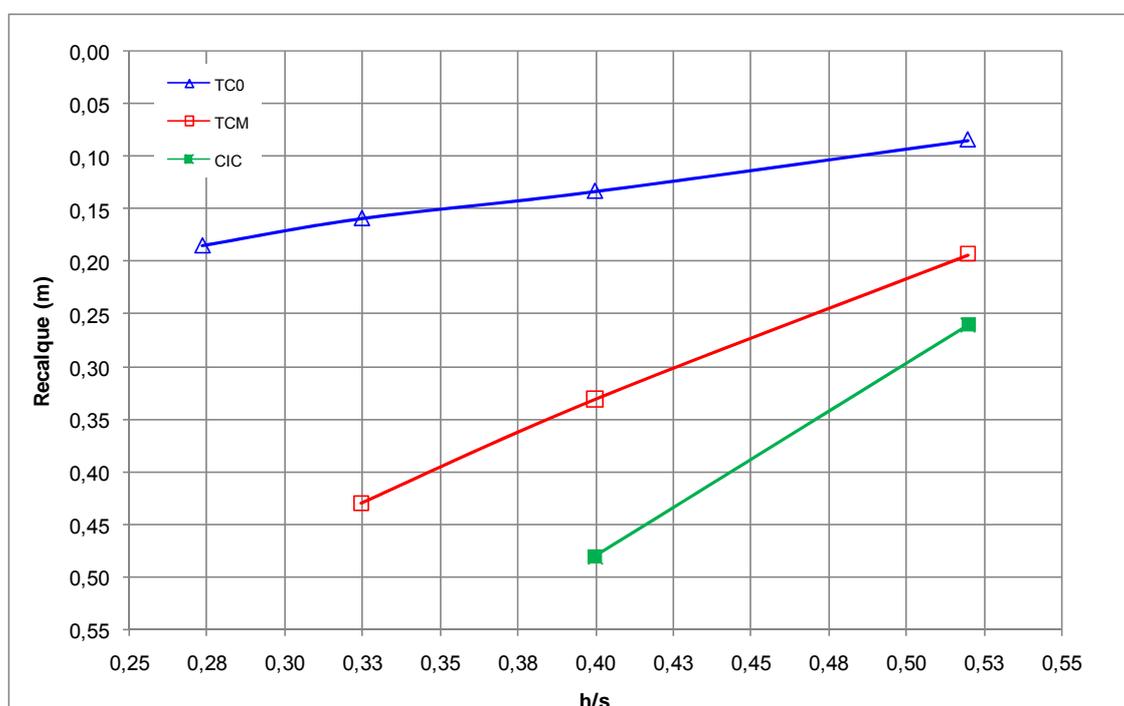


Figura 5.12- Influência do espaçamento nos recalques obtidos da modelagem numérica na seção CH.

Analisando os resultados da Tabela 5.8 e Figura 5.12, observa-se que o aumento no espaçamento promove um acréscimo no recalque na base do aterro nos três modelos de construção numéricos. Este comportamento pode ser devido a uma redução no desenvolvimento do arqueamento com o aumento do espaçamento para a altura de aterro considerada.

A modelagem do processo executivo do tipo TC0 apresentou recalques significativamente inferiores aos obtidos nas demais modelagens. Este resultado é

devido ao tempo de compactação nulo. Já o modelo CIC apresentou deslocamentos verticais superiores aos dos demais modelos durante toda a análise paramétrica.

Cabe ressaltar que no modelo de construção numérico TCM, o tempo mínimo calculado pelo PLAXIS aumentou de acordo com o incremento no espaçamento. Na seção CH, o tempo mínimo é igual a 0,65 dias para o espaçamento de projeto (2,5m) e 1,24 dias para o espaçamento de 4,75m.

O programa PLAXIS acusou um erro de determinante nulo ou próximo de zero para as modelagens TCM e CIC com espaçamentos de 4,75m (relação $h/s=0,27$) e 4,00m e 4,75m (relação $h/s=0,33$ e $0,27$), respectivamente.

É importante lembrar que o programa calcula as incógnitas do problema a partir da matriz de rigidez, a qual é composta pelos coeficientes das equações de equilíbrio derivados a partir da geometria, propriedades ou leis constitutivas adotadas em cada elemento. Assim, o erro ocorrido foi provocado pelo espaçamento excessivo entre as estacas/capitéis.

As tensões ao final da construção do aterro para os diversos espaçamentos entre estacas/capitéis são analisadas por meio do Coeficiente de Arqueamento em função da relação h/s (altura do aterro e o espaçamento entre estacas/capitéis), conforme Tabela 5.9 e Figura 5.13. A relação h/s para os espaçamentos adotados é igual a $0,27 \leq h/s \leq 0,52$.

Analisando os resultados da Tabela 5.9 e Figura 5.13, percebe-se que, para o modelo TC0, o coeficiente de arqueamento variou de 0,52 a 0,85 com o aumento do espaçamento entre estacas/capitéis. Quanto maior o espaçamento entre os elementos, menor o arqueamento e, conseqüentemente, mais carga é transmitida ao reforço entre capitéis.

Tabela 5.9- Coeficiente de arqueamento calculado para diversos espaçamentos entre estacas/capitéis.

Espaçamento entre Capitéis (m)	Coeficiente de Arqueamento	
	TC0	CIC
2,5	0,52	0,74
3,25	0,63	0,79
4,00	0,72	-
4,75	0,85	-

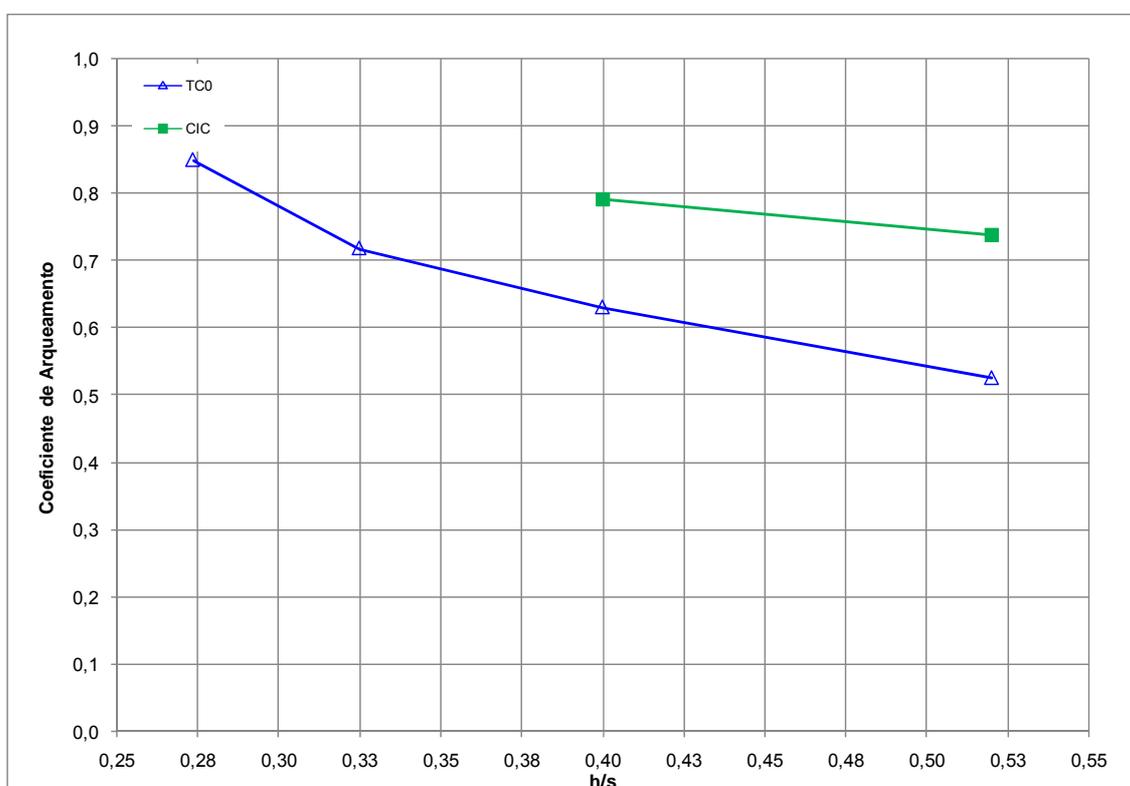


Figura 5.13- Influência do espaçamento entre estacas/capitéis no coeficiente de arqueamento.

No modelo TCM foi verificado o mesmo comportamento já observado na análise das tensões da área experimental (5.2.2). Nas etapas de simulação do lançamento do material e retirada do rolo compactador, a carga aplicada é suportada diretamente pelo reforço e o programa PLAXIS apresenta uma resposta bastante localizada, que despreza o efeito de conjunto do aterro estaqueado reforçado,

impossibilitando a ocorrência de arqueamento. Desta forma, este efeito não será discutido neste modelo de construção numérico.

O modelo CIC apresentou um comportamento similar ao do modelo TC0, o incremento no espaçamento provocou uma redução do arqueamento. Devido ao erro ocorrido durante a simulação, a curva coeficiente de arqueamento vs. h/s possui apenas dois pontos, não sendo possível conhecer o comportamento do aterro para relações h/s superiores a 0,40.

5.3.1.1 Comparação entre os Recalques na Base do Aterro e as Tensões no Aterro e Resultados da Literatura

De forma similar à área experimental, a comparação entre os recalques das simulações numéricas e os deslocamentos verticais da literatura é realizada através dos parâmetros h/b (altura do aterro e o semi-vão) e r/b (recalque e o semi-vão) para os diversos espaçamentos entre estacas/capitéis estudados (Tabela 5.10).

São consideradas as mesmas faixas de valores da literatura adotadas nas comparações (apresentadas no item 5.2.1), além dos resultados experimentais de SPOTTI (2006). Desta forma, foram selecionados os deslocamentos verticais no meio do vão entre dois capitéis de $1,68 \leq h/b \leq 11,74$ e $0,03 \leq r/b \leq 0,35$ e os deslocamentos verticais localizados no meio do vão entre quatro capitéis com faixa de valores compreendida entre $1,27 \leq h/b \leq 11,74$ e $0,004 \leq r/b \leq 0,43$. A Tabela 5.10 também apresenta um resumo das comparações entre os recalques das simulações numéricas e a literatura.

A relação h/b varia de acordo com o espaçamento entre estacas/capitéis (Tabela 5.10). Para os espaçamentos considerados, a relação h/b variou de 0,66 a 1,53, sendo o valor mínimo correspondente ao maior espaçamento (4,75m) e o máximo, ao espaçamento de projeto (2,5m). Observa-se ainda que, para todos os espaçamentos, a relação h/b foi inferior aos valores verificados na literatura para placas de recalque localizadas no meio do vão entre dois capitéis ($1,68 \leq h/b \leq 11,74$), sendo maior a diferença para espaçamentos maiores. A exceção foi o espaçamento da área experimental (s=2,5m) que apresentou a relação h/b dentro da faixa para medidores no meio do vão entre quatro capitéis.

Tabela 5.10- Valores dos parâmetros h/b e r/b para os espaçamentos entre estacas/capitéis da seção CH.

Espaçamento entre Capitéis (m)	Parâmetro h/b	Parâmetro r/b		
		Modelo de Construção Numérico		
		TC0	TCM	CIC
2,5	1,53	0,10	0,23	0,31
3,25	1,06	0,11	0,27	0,39 ⁽¹⁾
4,00	0,81	0,10	0,27	-
4,75	0,66	0,09	-	-

OBS: Recalques compatíveis com a literatura: meio do vão entre 2 capitéis: $0,03 \leq r/b \leq 0,35$; meio do vão entre 4 capitéis: $0,004 \leq r/b \leq 0,43$. Exceto para ⁽¹⁾ com recalque entre 2 capitéis 12% maior que o máximo da literatura

Analisando a Tabela 5.10, verifica-se que os modelos TC0 e TCM apresentaram todos os valores da relação r/b dentro da faixa da literatura. O modelo CIC apresentou a relação r/b dentro da faixa da literatura para o espaçamento de projeto. Contudo, para s=3,25m, a relação apresentou-se superior à literatura somente para placas de recalque no meio do vão entre dois capitéis.

De forma geral, os resultados obtidos para o estudo da influência do espaçamento entre estacas/capitéis nos deslocamentos verticais na base do aterro apresentaram-se dentro dos valores da literatura, apesar do parâmetro h/b ser inferior à literatura na maioria dos espaçamentos considerados. Estes resultados indicam que, para a altura de aterro igual a 1,30m, os espaçamentos de 4,00 e 4,75m entre estacas/capitéis são excessivos.

A faixa de variação do coeficiente de arqueamento obtida na literatura é de 0,47 a 0,88 para uma relação h/s entre 0,33 e 3,33. A relação h/s para os espaçamentos considerados nas simulações numéricas variou de 0,27 a 0,52, sendo estes valores muito próximos ao valor mínimo da literatura.

Analisando os resultados, observa-se que nos dois modelos de construção numéricos todos os espaçamentos estudados apresentam coeficiente de arqueamento com valores compreendidos na faixa obtida das análises de SÁ & PALMEIRA (2000) e HAN & GABR (2002).

Estes resultados indicam que, apesar do parâmetro h/s ser próximo do valor mínimo da literatura (altura do aterro pequena em relação ao espaçamento), o

arqueamento é mobilizado. O arco formado não é tão eficiente quanto nos casos da literatura, porém há transmissão de carga diretamente para os capitéis, principalmente para os menores espaçamentos estudados (2,5 e 3,25m).

5.3.2 ALTURA DOS CAPITÉIS

Com o objetivo de avaliar a influência da altura dos capitéis no comportamento do aterro estaqueado reforçado experimental do SESC/SENAC, foram realizadas modelagens numéricas considerando quatro alturas de capitéis distintas: 0,25m, 0,46m, 0,56m, 0,67m e 0,7m, além da altura adotada na obra (0,35m).

A Tabela 5.11 e a Figura 5.14 apresentam os resultados dos deslocamentos verticais em função da altura do capitel obtidos nas simulações numéricas para a seção CH, considerando os três modelos de construção numéricos (TC0, TCM e CIC).

Analisando os resultados obtidos segundo os modelos de construção numéricos TC0 e CIC, verifica-se que a variação da altura do capitel não influenciou nos valores de recalque calculados numericamente.

Para o modelo TCM também não foram observadas diferenças significativas nos recalques com a redução ou incremento na altura do capitel. Contudo, a redução da altura do capitel para 0,25m provocou um aumento no recalque de 10,5%. Este valor é bastante similar ao obtido para altura do capitel igual a 0,46m. Para as demais alturas, os recalques calculados numericamente foram constantes.

Na modelagem do aterro experimental do SESC/SENAC, a variação da altura do capitel, para uma altura igual a 70% da altura de projeto ou incrementos de até 100% em relação à altura original, não influenciou de forma significativa os deslocamentos verticais. Este comportamento se deve, possivelmente, à presença do aterro da primeira etapa da obra.

Tabela 5.11- Recalques obtidos com os três modelos de construção numéricos para diferentes alturas de capitéis.

Altura dos Capitéis (m)	Recalques na Seção CH (m)					
	TC0	Variação (%) ⁽¹⁾	TCM	Variação (%) ⁽¹⁾	CIC	Variação (%) ⁽¹⁾
0,35	0,08		0,19		0,26	
0,25	0,08	1,0	0,21	+10,5	0,26	1,0
0,46	0,09	+12,5	0,21	+10,5	0,26	1,0
0,56	0,08	1,0	0,20	+5,3	0,26	1,0
0,67	0,08	1,0	0,20	+5,3	0,26	1,0
0,70	0,08	1,0	0,20	+5,3	0,26	1,0

⁽¹⁾Variação em relação ao recalque obtido numericamente para a altura de projeto (0,35m).

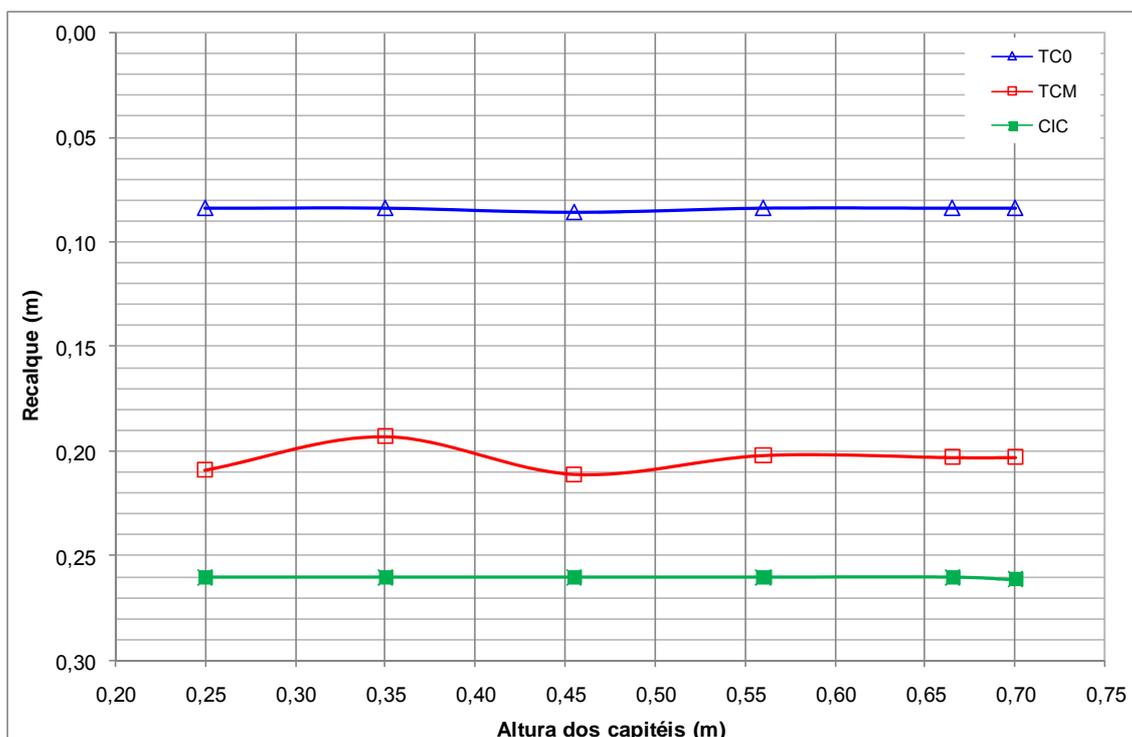


Figura 5.14- Influência da altura dos capitéis nos recalques obtidos da modelagem numérica na seção CH.

5.3.2.1 Comparação entre os Recalques na Base do Aterro e Resultados da Literatura

Não foram encontradas na literatura casos de modelagens numéricas apresentando resultados de variação na altura do capitel.

5.3.3 DIMENSÕES DOS CAPITÉIS

A influência das dimensões dos capitéis na transmissão das cargas do aterro estaqueado reforçado estudado foi avaliada diminuindo-se a seção quadrada destes elementos para 0,6 x 0,6m, 0,5 x 0,5m, 0,4 x 0,4m e 0,3 x 0,3m e considerando a altura de 0,35m (projeto) e 0,25m. O espaçamento entre as estacas/capitéis foi mantido constante, o que provocou um acréscimo na largura da área escavada igual a 1,9m, 2,0m, 2,1m e 2,2m, de acordo com a variação nas dimensões.

A Tabela 5.12 e a Figura 5.15 apresentam os resultados dos deslocamentos verticais em função da dimensão dos capitéis e altura do capitel igual a 0,35m obtidos nas simulações numéricas para a seção CH analisada pelos três modelos de construção numéricos (TC0, TCM e CIC).

Em todas as análises foi verificado um comportamento de acréscimo dos deslocamentos verticais com a redução das dimensões dos capitéis. No modelo TC0, a variação de recalques máxima foi de 32,1% para capitéis com 0,3 x 0,3m. Para o modelo TCM foi observado um aumento máximo de 47,4% no recalque para capitéis com 0,4 x 0,4m.

Tabela 5.12- Recalques obtidos com os três modelos de construção numéricos para diferentes dimensões de capitéis e altura do capitel igual a 0,35m.

Dimensão dos Capitéis (m)	Recalques na Seção CH (m)					
	TC0	Variação (%) ⁽¹⁾	TCM	Variação (%) ⁽¹⁾	CIC	Variação (%) ⁽¹⁾
0,8 x 0,8	0,084		0,19		0,26	
0,6 x 0,6	0,095	+13,1	0,25	+31,6	RUPTURA	
0,5 x 0,5	0,100	+19,0	0,26	+36,8	0,36	+38,5
0,4 x 0,4	0,107	+27,4	0,28	+47,4	RUPTURA	-
0,3 x 0,3	0,111	+32,1	0,27	+42,1	RUPTURA	-

⁽¹⁾Variação em relação ao recalque obtido numericamente para o capitel de projeto (0,8x0,8m).

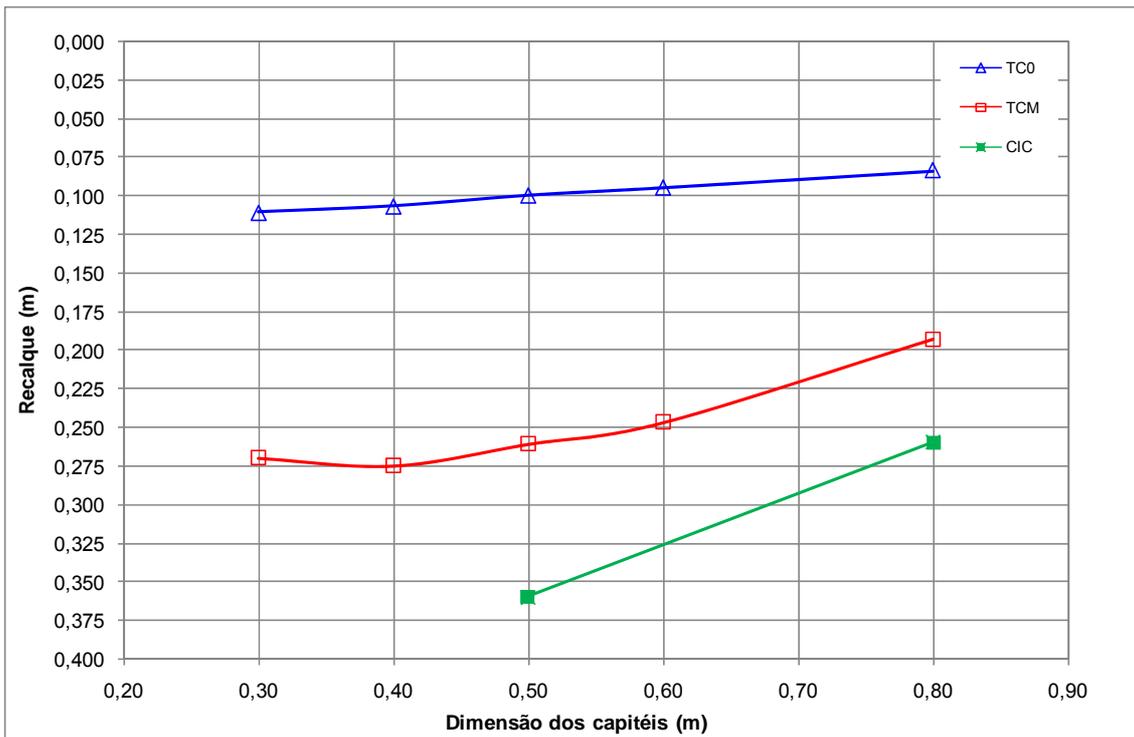


Figura 5.15- Influência da dimensão dos capitéis nos recalques obtidos da modelagem numérica na seção CH para capitel com 0,35m de altura.

Para o modelo de construção numérico CIC ocorreu a ruptura do aterro na área escavada para todas as variações de dimensão do capitel, com exceção da 0,5 x 0,5m. Este comportamento ocorreu possivelmente devido a este modelo considerar a compactação incluída no lançamento da camada.

A Tabela 5.13 e a Figura 5.16 apresentam os deslocamentos verticais em função da variação de dimensão dos capitéis, considerando a altura do capitel igual a 0,25m.

Analisando os resultados, verifica-se um comportamento semelhante ao observado para capitéis com a altura de projeto. A redução da dimensão dos capitéis promove um acréscimo nos valores de recalques nos modelos TC0 e TCM e a ruptura do aterro na cavidade para todas as dimensões estudadas com o modelo CIC.

Tabela 5.13- Recalques obtidos com os três modelos de construção numéricos para diferentes dimensões de capitéis e altura do capitel igual a 0,25m.

Dimensão dos Capitéis (m)	Recalques na Seção CH (m)				
	TC0	Variação (%) ⁽¹⁾	TCM	Variação (%) ⁽¹⁾	CIC
0,8 x 0,8	0,084		0,21		0,26
0,6 x 0,6	0,095	+13,1	0,25	+19,0	RUPTURA
0,5 x 0,5	0,102	+21,4	0,26	+23,8	RUPTURA
0,4 x 0,4	0,108	+28,6	0,27	+28,6	RUPTURA
0,3 x 0,3	0,111	+32,1	0,27	+28,6	RUPTURA

⁽¹⁾Varição em relação ao recalque obtido numericamente para o capitel de projeto (0,8x0,8m).

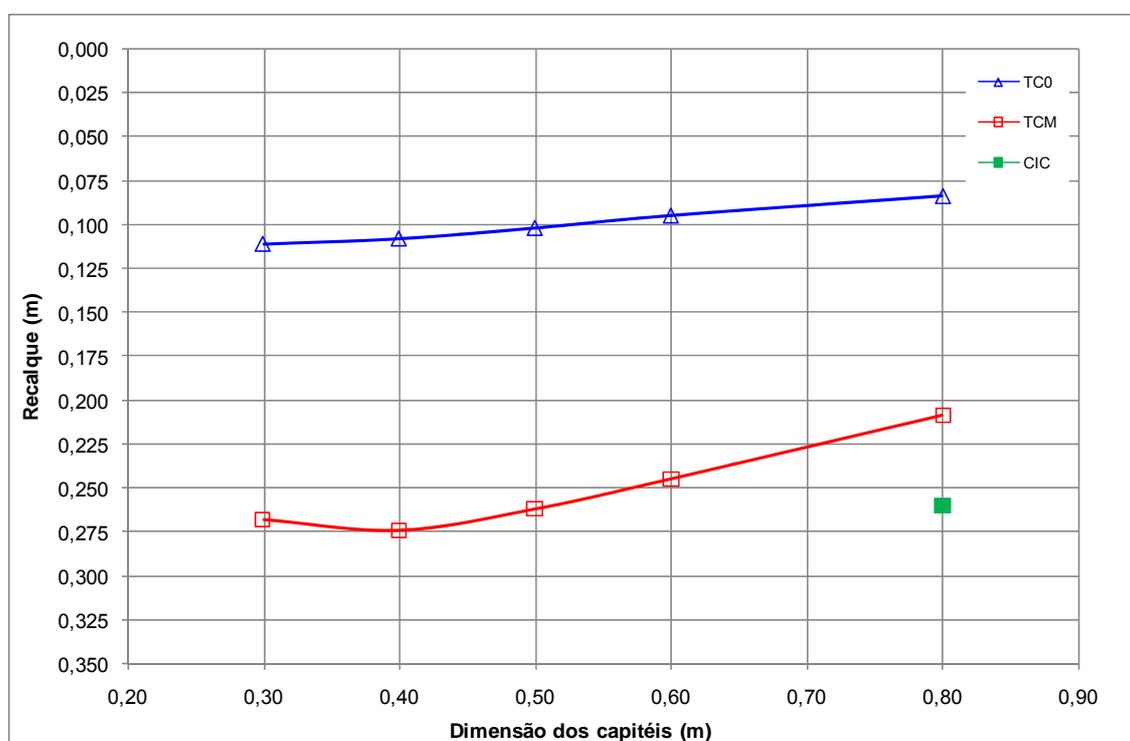


Figura 5.16- Influência da dimensão dos capitéis nos recalques obtidos da modelagem numérica na seção CH para capitel com 0,25m de altura.

Comparando os valores de deslocamentos verticais obtidos para capitéis com a altura de projeto (0,35m) e a altura de 0,25m, percebe-se que não houve uma variação significativa nos recalques com a redução das dimensões dos capitéis para as duas seções analisadas pelos três modelos de construção numéricos. Este resultado corrobora o estudo de variação da altura do capitel (item 5.3.2), mantendo-se a

dimensão constante e igual a 0,8 x 0,8m, onde a altura do capitel não influenciou os deslocamentos verticais.

As tensões ao final da construção do aterro para as diversas dimensões de capitéis com as duas alturas estudadas (0,35m e 0,25m) e seção CH são analisadas através do Coeficiente de Arqueamento, conforme a Tabela 5.14. Cabe ressaltar que para o modelo TCM foi verificado o mesmo comportamento, já indicado nesta pesquisa, onde não há o fenômeno do arqueamento dos solos para as etapas de lançamento de material e retirada do rolo compactador.

Tabela 5.14- Valores do Coeficiente de Arqueamento para diversas dimensões de capitéis com 0,35m e 0,25m de altura e final de construção do aterro.

Dimensões dos Capitéis (m)	Coeficiente de Arqueamento			
	Capitéis com 0,35m de Altura		Capitéis com 0,25m de Altura	
	TC0	CIC	TC0	CIC
0,8 x 0,8	0,52	0,74	0,60	0,66
0,6 x 0,6	0,56	-	0,56	-
0,5 x 0,5	0,57	0,68	0,58	-
0,4 x 0,4	0,57	-	0,57	-
0,3 x 0,3	0,59	-	0,59	-

Comparando-se o capitel de projeto com o capitel com mesma dimensão e altura de 0,25m, a redução na dimensão do capitel para as duas alturas estudadas, praticamente não influenciou no desenvolvimento de arqueamento e conseqüente redistribuição das tensões no interior do aterro.

5.3.3.1 Comparação entre os Recalques na Base do Aterro e as Tensões no Aterro e Resultados da Literatura

A comparação entre os recalques das simulações numéricas e os deslocamentos verticais da literatura é realizada através dos parâmetros h/b (altura do aterro e o semi-vão) e r/b (recalque e o semi-vão) para as diversas dimensões de capitel com as alturas de 0,35 e 0,25m, conforme a Tabela 5.15.

Tabela 5.15- Valores dos parâmetros h/b e r/b para diferentes dimensões de capitéis e altura do capitel igual a 0,35 e 0,25m.

Dimensão dos Capitéis (m)	Parâmetro h/b	Parâmetro r/b					
		Modelo de Construção Numérico					
		Capitéis com 0,35m de Altura			Capitéis com 0,25m de Altura		
		TC0	TCM	CIC	TC0	TCM	CIC
0,8 x 0,8	1,53	0,10	0,23	0,31	0,10	0,25	0,31
0,6 x 0,6	1,37	0,10	0,26	-	0,10	0,26	-
0,5 x 0,5	1,30	0,10	0,26	0,42 ⁽¹⁾	0,10	0,26	-
0,4 x 0,4	1,24	0,10	0,26	-	0,10	0,26	-
0,3 x 0,3	1,18	0,10	0,25	-	0,10	0,24	-

OBS: Recalques compatíveis com a literatura: meio do vão entre 2 capitéis: $0,03 \leq r/b \leq 0,35$; meio do vão entre 4 capitéis: $0,004 \leq r/b \leq 0,43$. Exceto para ⁽¹⁾ com recalque entre 2 capitéis 20% maior que o máximo da literatura

Observa-se na Tabela 5.15 que a relação h/b é a constante para cada altura de capitel. Para as dimensões de capitel estudadas, esta relação variou de 1,18 a 1,53, sendo o valor mínimo correspondente à menor dimensão (0,3 x 0,3m) e o máximo, ao capitel de projeto (0,8 x 0,8m).

Analisando os valores da relação h/b para as diversas dimensões de capitéis com as duas alturas constantes, observa-se que, para todas as dimensões de capitéis, a relação h/b é inferior ao mínimo da literatura para placas de recalque entre dois capitéis. Para placas de recalque no meio de quatro capitéis, o valor de h/b encontra-se dentro da faixa da literatura para capitéis com dimensão de 0,8 x 0,8, 0,6 x 0,6 e 0,5 x 0,5m, sendo esta relação inferior à literatura para os demais capitéis (0,4 x 0,4 e 0,3 x 0,3m).

Em relação aos resultados da relação r/b para diversas dimensões de capitéis com 0,35 e 0,25m de altura, verifica-se que as análises realizadas com os modelos de construção numéricos TC0, TCM e CIC apresentaram resultados dentro da faixa da literatura em praticamente todas as dimensões estudadas.

Para estudar a distribuição das tensões devida à construção do aterro foi considerada a mesma faixa de valores de coeficiente de arqueamento da literatura adotada no item 5.3.1, ou seja, valores compreendidos entre 0,47 e 0,88. A análise da Tabela 5.14 que apresenta os coeficientes de arqueamento das simulações numéricas indica que todos os valores estão dentro da faixa da literatura e são próximos do seu

valor mínimo. Estes resultados indicam que apesar do acréscimo nos recalques e da reduzida dimensão dos capitéis, ocorre o efeito do arqueamento, promovendo redução na solicitação do reforço.

5.3.4 RIGIDEZ DA GEOGRELHA

Para analisar a influência da rigidez da geogrelha de reforço no comportamento do aterro estaqueado reforçado desta pesquisa, realizaram-se duas séries de análises adicionais com rigidezes iguais a 2.000kN/m e 3.000kN/m, além do valor adotado nas análises iniciais, 1.200kN/m.

A Tabela 5.16 e a Figura 5.17 apresentam os resultados dos deslocamentos verticais em função da rigidez da geogrelha obtidos nas simulações numéricas, analisadas pelos três modelos de construção numéricos (TC0, TCM e CIC).

Em relação aos resultados de recalques na base do aterro, em todos os modelos de construção numéricos foi verificada uma redução dos deslocamentos verticais para geogrelhas mais rígidas (Tabela 5.16). No modelo TC0 os recalques permaneceram constantes a despeito da variação da rigidez. No modelo TCM observou-se uma diminuição nos recalques mais significativa, em torno de 26,3% para a geogrelha mais rígida ($J=3.000\text{kN/m}$). Já no modelo CIC, os recalques na base do aterro também apresentaram uma redução considerável, em torno de 23,1% para a geogrelha mais rígida.

Tabela 5.16- Recalques obtidos com os três modelos de construção numéricos para diferentes rigidez da geogrelha.

Rigidez da Geogrelha (kN/m)	Recalques na Seção CH (m)					
	TC0	Variação (%) ⁽¹⁾	TCM	Variação (%) ⁽¹⁾	CIC	Variação (%) ⁽¹⁾
1.200	0,08		0,19		0,26	
2.000	0,08	1,0	0,16	-15,8	0,23	-11,5
3.000	0,08	1,0	0,14	-26,3	0,20	-23,1

⁽¹⁾Variação em relação ao recalque obtido numericamente para o capitel de projeto.

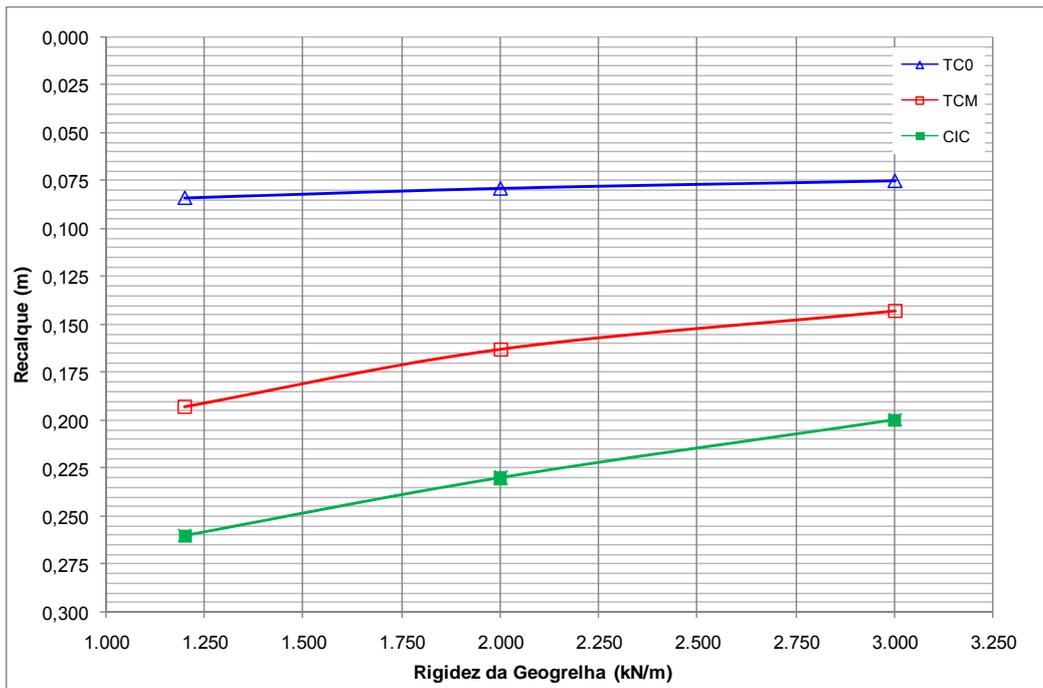


Figura 5.17- Influência rigidez da geogrelha nos recalques obtidos da modelagem numérica na seção CH.

As tensões ao final da construção do aterro para as três rigidezes estudadas são analisadas através do Coeficiente de Arqueamento. No modelo de construção numérico TCM foi verificado o mesmo comportamento já observado para o estudo das tensões da área experimental (item 5.2.2) e, desta forma, não será discutido o arqueamento neste modelo de construção numérico. A Tabela 5.17 e a Figura 5.18 apresentam os resultados obtidos.

Como pode ser observado, no modelo de construção numérico TCO, o aumento da rigidez do reforço promoveu um menor arqueamento e, conseqüentemente, uma maior solicitação do reforço. Para o modelo CIC, o incremento da rigidez da geogrelha resultou em um comportamento distinto do esperado, o incremento na rigidez da plataforma provocou um leve acréscimo no arqueamento. Este comportamento é devido à modelagem da compactação.

Tabela 5.17- Coeficiente de arqueamento calculado para as três rigidezes da geogrelha.

Rigidez da Geogrelha (kN/m)	Coeficiente de Arqueamento	
	TC0	CIC
1.200	0,52	0,74
2.000	0,65	0,70
3.000	0,66	0,70

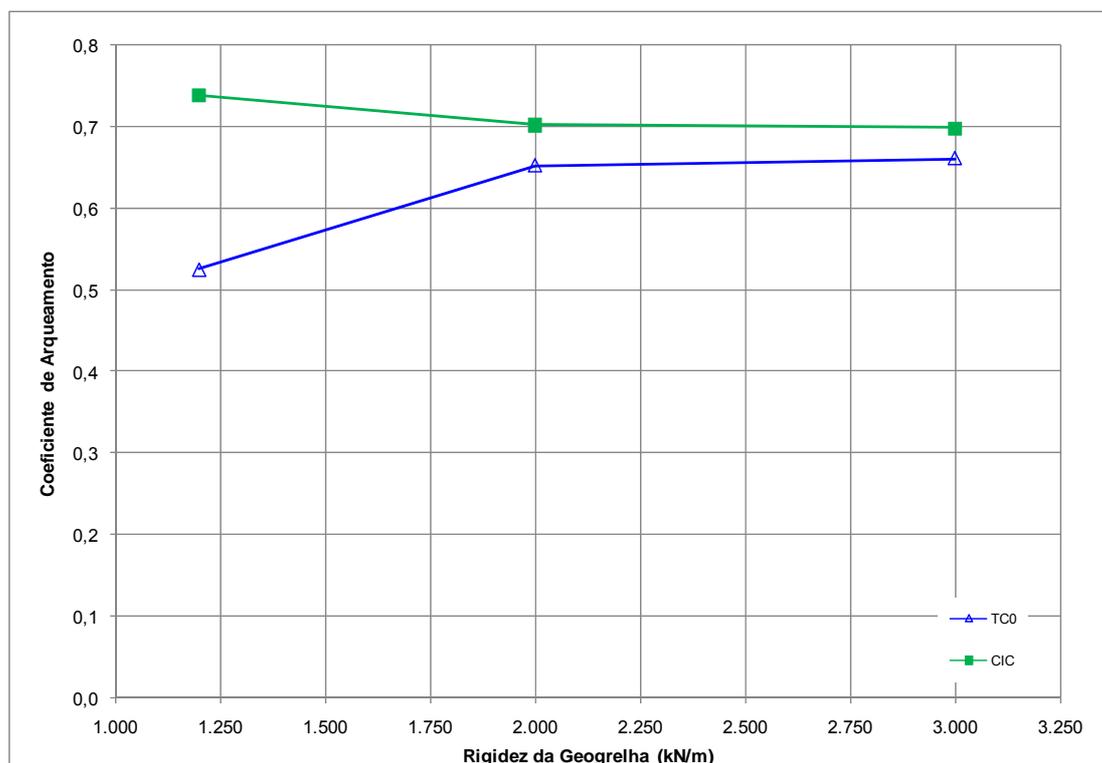


Figura 5.18- Influência da rigidez da geogrelha no coeficiente de arqueamento.

5.3.4.1 Comparação entre os Recalques na Base do Aterro e as Tensões no Aterro e Resultados da Literatura

A comparação entre os recalques das simulações numéricas e os deslocamentos verticais da literatura é realizada através dos parâmetros h/b (altura do aterro e o semi-vão) e r/b (recalque e o semi-vão) para as diversas rigidezes de geogrelha estudadas, conforme a Tabela 5.18.

Tabela 5.18- Valores dos parâmetros h/b e r/b para as rigidezes da geogrelha estudadas pelos três modelos de construção numéricos.

Rigidez da Geogrelha (kN/m)	Parâmetro h/b	Parâmetro r/b		
		TC0	TCM	CIC
1.200	1,53	0,10	0,23	0,31
2.000		0,10	0,19	0,27
3.000		0,10	0,17	0,24
OBS: Recalques compatíveis com a literatura: meio do vão entre 2 capitéis: $0,03 \leq r/b \leq 0,35$; meio do vão entre 4 capitéis: $0,004 \leq r/b \leq 0,43$.				

Como as características geométricas do aterro (espaçamento entre estacas e dimensão dos capitéis) não variaram, a relação h/b permaneceu igual à calculada para o projeto.

Analisando os resultados da Tabela 5.18, verifica-se que, em todos os modelos de construção numéricos, os valores da relação r/b encontram-se dentro da faixa da literatura.

Em relação às tensões da literatura, a comparação é realizada somente com a modelagem numérica de HAN & GABR (2002). O outro caso numérico analisado apresenta resultados de apenas uma camada de geossintético para uma rigidez de reforço (SÁ & PALMEIRA, 2000).

HAN & GABR (2002) relatam que para um aterro de 3m de altura e rigidez do reforço variando de 500 a 9.000kN/m, o coeficiente de arqueamento está compreendido entre 0,60 e 0,72. A Tabela 5.17 que apresenta os coeficientes de arqueamento das simulações numéricas indica uma variação de 0,52 a 0,74, para um aterro de 1,3m de altura e rigidez entre 1.200 e 3.000kN/m. No modelo TC0, as rigidezes analisadas apresentaram resultados de arqueamento dentro da faixa da literatura.

O coeficiente de arqueamento calculado segundo o modelo CIC e com a geogrelha de projeto apresenta o valor máximo ligeiramente superior ao máximo da literatura, o que indicaria uma maior solicitação do reforço na modelagem do aterro experimental do SESC/SENAC. Contudo, este aterro possui altura inferior à do caso analisado por HAN & GABR (2002). Desta forma, considera-se que os resultados foram satisfatórios.

5.4 COMPARAÇÃO ENTRE CASOS DE ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS

BORBA (2007) apresentou uma comparação entre projetos de aterros estaqueados reforçados realizada através da variação da relação entre a altura do aterro e o vão livre entre capitéis (h/S) e entre o recalque medido no monitoramento e o vão livre entre capitéis (r/S). Cabe salientar que S se refere ao vão livre entre capitéis, ou seja, o espaçamento (s) entre capitéis/estacas reduzido das duas metades de capitel.

A revisão bibliográfica deste trabalho apresentou casos variados de utilização da solução de reforço na base do aterro (aterro sobre solo mole ou em áreas propensas ao surgimento de cavidades). Desta forma, dois casos de obras de aterros estaqueados reforçados podem ser incluídos nas comparações realizadas por BORBA (2007).

Os recalques calculados através da simulação numérica da área experimental do SESC/SENAC pelos três modelos de construção numéricos (TC0, TCM e CIC) e seção CH também complementam os dez casos de obras semelhantes relatados por BORBA (2007). A Tabela 5.19 apresenta os valores das relações h/S e r/S , além do tempo de monitoramento de cada obra.

A Figura 5.19 também apresenta as relações h/S vs. r/S destes casos. A exceção será o valor muito elevado de r/S indicado por RAITHEL *et al.* (2002) que foi eliminado da comparação com os demais casos (BORBA, 2007).

MELLO *et al.* (2008) monitoraram durante 205 dias o aterro estaqueado reforçado de uma rodovia na cidade de São José dos Campos, São Paulo. Foram utilizadas estacas do tipo VCC e não foram adotados capitéis. Os autores relatam o crescimento da relação r/S com a construção do aterro e uma estabilização desta relação ao final do monitoramento. Já a relação h/S apresentou o terceiro maior valor (3,64) entre os casos de obra comparados na Figura 5.19.

YOUNG *et al.* (2008) relatam a construção de um aterro para implantação de uma ferrovia para trens de passageiro e de carga nos Estados Unidos. O aterro estaqueado reforçado foi construído na base de um muro de contenção, foram utilizadas 3 camadas de geogrelhas e estacas do tipo VCC, não sendo adotados capitéis. Os valores apresentados na Figura 5.19 referem-se a placas de recalque instaladas na base da estrutura de contenção e as leituras apresentadas pelos autores foram realizadas três meses após a construção do aterro. A relação h/S foi superior à

maioria dos casos de aterros estaqueados reforçados apresentados. Contudo, a relação r/S mostrou um valor bastante reduzido e igual a 0,002.

Tabela 5.19- Relações entre altura, recalque medido e o vão livre entre capitéis de aterros (adaptado de BORBA, 2007).

Referência	h/S	r/S	Tempo (dias)
ALEXIEW <i>et al.</i> (1995)	2,00	-0,019	300
		-0,031	
ROGBECK <i>et al.</i> (1998)	1,42	-0,017	175
	1,00	-0,146	
HSI (2001)	4,50	-0,008	75
RAITHEL <i>et al.</i> (2002)	5,23	-0,900	250
ZANZIGER & GARTUNG (2002)	2,78	-0,061	2555
		-0,083	
HEITZ <i>et al.</i> (2005)	1,79	-0,001	200
		-0,003	
VEGA-MEYER & 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 <i>et al.</i> (2007)	0,78	-0,016	80
	0,61	-0,013	
BORBA (2007)	0,75 ⁽²⁾	-0,070	98
		-0,165 ⁽¹⁾	
	0,53 ⁽²⁾	-0,150 ⁽¹⁾	
MELLO <i>et al.</i> (2008) ⁽³⁾	3,64	-0,016	205
YOUNG <i>et al.</i> (2008) ⁽³⁾	2,22	-0,002	90
MODELAGEM NUMÉRICA DA ÁREA EXPERIMENTAL DO SESC/SENAC	0,76	-0,049 ⁽¹⁾	-
		-0,112 ⁽¹⁾	
		-0,153 ⁽¹⁾	

⁽¹⁾Aterro construído acima da área escavada; ⁽²⁾Altura correspondente à 3ª camada;

⁽³⁾Não foram utilizados capitéis.

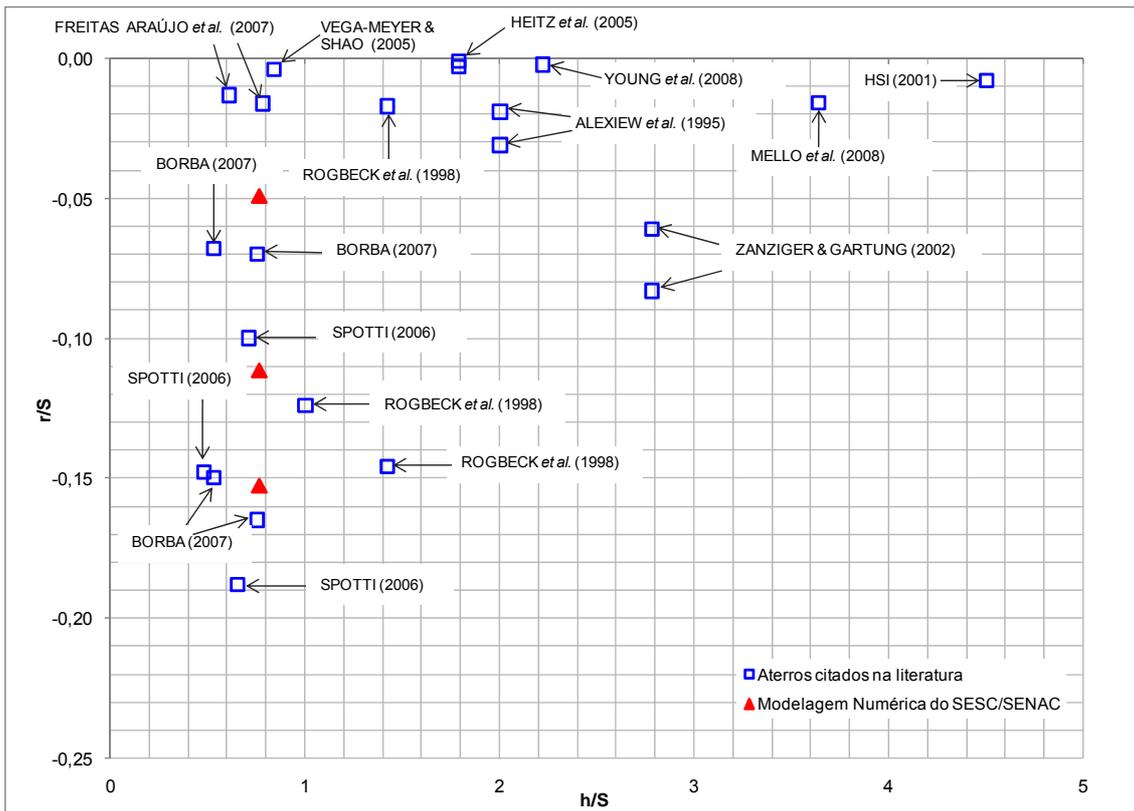


Figura 5.19- Relação entre a altura do aterro e o vão livre entre capitéis vs. recalques medidos e o vão livre entre capitéis de aterros diversos (adaptado de BORBA, 2007).

Maiores detalhes dos casos apresentados na Tabela 5.19 podem ser encontrados em BORBA (2006).

Analisando a Figura 5.19 percebe-se que os maiores valores da relação r/S ocorreram em aterros estaqueados reforçados construídos no Brasil, que variaram de 0,016 a 0,19, sendo o valor máximo verificado no aterro estaqueado reforçado do SESC/ SENAC.

Os aterros construídos no Brasil também apresentaram as menores relações h/S , variando de 0,48 a 3,64. Sendo o valor mínimo desta relação registrado para o aterro de SPOTTI (2006), na região acima da área escavada entre duas vigas de fundação com vão livre de 2,7m. A exceção aos aterros brasileiros corresponde ao aterro de FREITAS ARAÚJO *et al.* (2007), que apresentou valores reduzidos para ambas as relações, h/S e r/S .

O aterro de MELLO *et al.* (2008) apresenta relação r/S muito próxima da verificada no aterro de FREITAS ARAÚJO *et al.* (2007), porém, com altos valores de h/S . Nos aterros de BORBA (2007), SPOTTI (2006) e ROGBECK *et al.* (1998) foram

adotados valores reduzidos de h/S , sendo registradas as maiores relações r/S . Este resultado é devido à construção do aterro sobre a área escavada.

As relações h/S obtidas da modelagem numérica são bastante próximas aos valores de SPOTTI (2006) apresentados na Tabela 5.19 e Figura 5.19. Vale ressaltar que a simulação numérica foi realizada para a seção 1 da área experimental e os valores de SPOTTI (2006) referem-se às seções 1 (em uma região com aterro inferior à da área modelada), 2 e 3. O trecho da área experimental modelada numericamente possui vão livre de 1,7m e altura de aterro em torno de 1,3m.

A maior relação r/S foi verificada para o modelo de construção numérico CIC e o menor valor registrado foi para o modelo TC0. Os valores das relações r/S , registrados a partir da simulação numérica do aterro estaqueado reforçado do SESC/SENAC, estão compreendidos na faixa de valores da maioria dos aterros estaqueados reforçados construídos no Brasil.

5.5 APLICAÇÃO DA MODELAGEM NUMÉRICA NA OBRA DO SESC/SENAC

O caso histórico modelado por elementos finitos neste trabalho, área experimental do SESC/SENAC, possuía diversas configurações e, na maioria delas, foi realizada uma escavação entre os capitéis/vigas com o objetivo de acelerar a mobilização dos esforços na geogrelha de reforço. A escavação entre os capitéis consiste em um artifício e não representa uma obra real, a não ser em aterros reforçados em áreas sujeitas ao aparecimento de cavidades.

No caso do aterro experimental do SESC/SENAC, a única seção em que a escavação não foi executada consiste na seção experimental 1, trecho não escavado. Este trecho possui configuração semelhante à da obra do aterro estaqueado do SESC/SENAC.

Com o objetivo de comparar resultados da simulação numérica foram realizadas análises da seção 1 da área experimental não escavada, segundo os três modelos de construção numéricos, TC0, TCM e CIC. SPOTTI (2006) monitorou os recalques do trecho não escavado com a instalação da placa de recalque PR 04 e registrou 0,10m ao final da instrumentação. A Tabela 5.20 apresenta os valores de recalque experimental e os obtidos numericamente ao final da construção do aterro. Observa-se que os deslocamentos verticais foram bastante satisfatórios para os modelos TCM e CIC. Para o modelo com tempo de compactação nulo (TC0), o valor obtido corresponde a 20% do valor medido por SPOTTI (2006). Este resultado mostra

o mesmo comportamento verificado nas modelagens do trecho escavado da seção 1 da área experimental.

Tabela 5.20- Comparação entre recalques finais numéricos e experimentais.

Campo	Simulação Numérica		
Placa de Recalque	Modelo de Construção Numérico		
PR 04	TC0	TCM	CIC
0,10m	0,02m	0,08m	0,10m

Adicionalmente foram realizadas análises numéricas considerando 2 e 3 anos após o final da construção do aterro estaqueado reforçado. Os resultados obtidos indicam que o recalque observado (0,10m) praticamente se estabilizou dois anos após o término da construção do aterro estaqueado reforçado, não sendo registrado um acréscimo no deslocamento vertical.

A partir dos resultados obtidos, percebe-se que a solução técnica adotada para a construção do aterro do SESC/SENAC, aterro de conquista com drenos verticais na primeira etapa da obra e aterro estaqueado reforçado na segunda etapa, promoveu um ótimo desempenho da obra em questão. A execução da obra em duas etapas, com a execução do aterro de conquista antes da construção do aterro estaqueado contribui para minimizar os recalques pós-constitutivos.

5.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este capítulo descreveu os resultados das modelagens numéricas, realizadas com o PLAXIS v8.2, do aterro experimental do SESC/SENAC monitorado por SPOTTI (2006) e resultados das análises paramétricas. Estas abordaram a influência do espaçamento entre estacas/capitéis, altura dos capitéis, dimensões dos capitéis e rigidez da geogrelha, sendo analisados os recalques na base do aterro e a distribuição das tensões decorrentes do alteamento.

As simulações numéricas foram realizadas para os três modelos de construção numéricos adotados: TC0, TCM e CIC, e abrangeram as duas seções de estudo: MR e CH. Contudo, devido a inconsistências obtidas nas análises considerando a seção MR, os resultados não são apresentados neste trabalho.

As análises da área experimental consistiram em verificar os recalques na base do aterro, deformações na geogrelha e tensões atuantes decorrentes da construção do aterro. Os resultados dos recalques na base do aterro foram registrados para as duas seções de estudo (MR e CH), sendo que os resultados considerando a seção CH foram comparados com as placas de recalque PR 03, PR 07 e PR 08 do monitoramento. Também foram realizadas comparações entre os deslocamentos verticais obtidos e a faixa de variação das relações h/b e r/b para capitéis localizados no meio do vão entre dois e quatro capitéis apresentada por SPOTTI (2006).

Já os resultados das tensões no aterro e trações-deformações na geogrelha foram registrados para a seção CH e comparados, respectivamente, com a célula de tensão CP 03 e com todos os medidores de deformação do monitoramento de SPOTTI (2006).

A comparação entre as tensões no aterro da modelagem numérica e a literatura foi realizada através das faixas de valores de Coeficiente de Arqueamento e do Grau de Concentração de Tensões apresentadas por SÁ & PALMEIRA (2000) e HAN & GABR (2002).

No caso dos valores de trações-deformações obtidos da modelagem numérica a comparação foi realizada a partir de faixa de valores de deformação no geossintético de casos de obras monitoradas apresentadas por ROGBECK *et al.* (1998).

Considerando os deslocamentos verticais, o comportamento observado para as seções numéricas MR e CH foi distinto. A seção do modelo reduzido, não representou coerentemente o comportamento tensão-deformação do aterro estudado devido ao efeito de fronteira, consequência da seção bastante reduzida deste modelo. A seção CH permite a manifestação do arqueamento, e com isso há uma redistribuição das tensões, portanto essa seção representa mais fielmente o comportamento do aterro estaqueado reforçado.

Em seguida, foram realizadas análises paramétricas abrangendo o espaçamento entre estacas/capitéis. Este estudo considerou três espaçamentos distintos e adicionais ao espaçamento de projeto, 3,25m, 4,00m e 4,75m e foram analisados os recalques e a distribuição das tensões no aterro. Os resultados obtidos foram comparados com a faixa de valores da literatura.

Cabe ressaltar, que o programa PLAXIS acusou um erro de determinante nulo ou próximo de zero para simulações numéricas segundo a seção CH e os modelos

TCM com espaçamento de 4,75m e CIC com espaçamentos de 4,00m e 4,75m. Este erro foi provocado pelo espaçamento excessivo entre as estacas/capitéis.

As análises envolvendo a variação na altura dos capitéis consideraram quatro alturas distintas (0,25m, 0,46m, 0,56m e 0,70m) além da altura de projeto (0,35m). Neste caso foram analisados os recalques na base do aterro. Também não foram realizadas comparações com a literatura, pois não foram encontrados casos com resultados de variação na altura do capitel.

Os estudos paramétricos realizados para verificar a influência das dimensões dos capitéis consideraram duas alturas distintas (0,25m e 0,35m) com quatro dimensões (0,6 x 0,6m, 0,5 x 0,5m, 0,4 x 0,4m e 0,3 x 0,3m), além da dimensão de capitel projetada (0,8 x 0,8m). Foram analisados os recalques na base do aterro e a distribuição das tensões no interior do aterro. Também foram realizadas comparações com as respectivas faixas de valores da literatura.

Foi verificada a ruptura do sistema na simulação segundo o modelo CIC em praticamente todas as dimensões analisadas. Estes resultados são decorrentes da dimensão reduzida do capitel e da influência da modelagem numérica da compactação.

A última análise paramétrica foi a variação da rigidez da geogrelha, onde foram consideradas duas geogrelhas com rigidezes adicionais à de projeto (2.000kN/m e 3.000kN/m). Foram observados os resultados de recalques na base do aterro e arqueamento no interior do aterro. Também foram realizadas comparações com a literatura.

Em seguida, foram apresentadas comparações entre casos de aterros estaqueados reforçados. Alguns casos apresentados na revisão bibliográfica deste trabalho, MELLO *et al.* (2008) e YOUNG *et al.* (2008), e os resultados da modelagem numérica da área experimental complementaram este tipo de comparação realizada através da variação da relação entre a altura do aterro e o vão livre entre capitéis (h/S) e entre o recalque medido no monitoramento e o vão livre entre capitéis (r/S) apresentada por BORBA (2007).

Finalizando o capítulo, foi apresentada uma aplicação da modelagem numérica realizada neste trabalho para o caso da obra do SESC/SENAC. As análises foram realizadas segundo os três modelos de construção numéricos (TC0, TCM e CIC). Foram analisados os recalques na base do aterro e comparados com o valor medido

pela placa de recalque PR 04 instalada na seção 1, trecho não escavado, e monitorada por SPOTTI (2006).

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Esta dissertação apresentou uma revisão bibliográfica abordando as principais características de aterros estaqueados reforçados, além de obras e casos de modelagens numéricas que adotaram esta técnica construtiva. A solução de aterros estaqueados reforçados é uma solução geotécnica relativamente nova e que vem sendo cada vez mais adotada devido, principalmente, às dificuldades em se encontrar sítios nobres e à supervalorização destes sítios.

Esta pesquisa teve como objetivo modelar numericamente, utilizando o programa de elementos finitos PLAXIS v.8.2 bidimensional, o aterro estaqueado experimental construído na Sede Nacional do SESC/SENAC na seção cuja plataforma de transferência de carga era composta por capitéis espaçados de 2,5m e uma região escavada entre os capitéis. Complementando esta modelagem, foram realizadas simulações numéricas paramétricas, para avaliar a influência de alguns dos principais elementos de aterros estaqueados reforçados no desempenho desta técnica.

Para a modelagem do processo construtivo foram idealizados três modelos de construção numéricos que diferiam em relação à modelagem da compactação: TCO (tempo de compactação nulo), TCM (tempo de compactação igual ao mínimo permitido pelo programa) e CIC (compactação incluída na etapa de construção da camada).

6.2 CONCLUSÕES

6.2.1 MODELO NUMÉRICO NO PLAXIS

A partir das modelagens numéricas desta pesquisa utilizando o programa PLAXIS v8.2, algumas conclusões podem ser apresentadas:

- (i) O programa PLAXIS modela adequadamente o comportamento do aterro estaqueado reforçado experimental do SESC/ SENAC monitorado por SPOTTI (2006);

- (ii) A modelagem da argila mole segundo o modelo constitutivo *Hardening Soil* simulou de forma adequada o comportamento tensão-deformação do material na faixa de tensões atuantes no aterro;
- (iii) O refinamento da malha não apresentou diferenças de resultados de recalques significativas, com a desvantagem de aumentar significativamente o tempo de processamento de cada simulação. Adotou-se, portanto, uma malha com elementos de tamanho médio;
- (iv) O programa PLAXIS não simulou de forma consistente a cavidade entre os capitéis, sendo necessária a utilização do artifício de preencher a cavidade com um material linear elástico de baixa rigidez, a “gelatina”;
- (v) A modelagem da obra do SESC/SENAC, sem a cavidade, apresentou valor de recalque bastante compatível com o monitoramento do trecho não escavado da área experimental;
- (vi) O programa PLAXIS não disponibiliza a possibilidade de utilização de carga móvel, desta forma a modelagem da compactação é realizada através de uma carga estática;
- (vii) A modelagem do caso histórico (CH) representou adequadamente o comportamento do aterro estaqueado reforçado estudado;
- (viii) O efeito de borda nas modelagens com a seção do modelo reduzido (MR) promoveu resultados inconsistentes neste modelo, sendo estes resultados desconsiderados na pesquisa.

6.2.2 MODELAGEM NUMÉRICA DA ÁREA EXPERIMENTAL

A partir das modelagens numéricas do aterro experimental do SESC/SENAC reportam-se as seguintes conclusões em relação aos recalques na base do aterro obtidos segundo a seção do caso histórico (CH):

- (i) Os valores de recalques na modelagem numérica foram compatíveis com os valores medidos nas placas de recalque localizadas no meio do vão entre dois capitéis (arranjo bidimensional) por SPOTTI (2006);
- (ii) Os valores de recalques na modelagem numérica foram, em média, 51% inferiores aos valores medidos nas placas de recalque localizadas no meio do vão entre quatro capitéis (arranjo tridimensional) por SPOTTI (2006);

- (iii) O programa PLAXIS v8.2 tende a simular com mais consistência os recalques em uma geometria com configuração de campo 2D e tende a subestimar o deslocamento vertical quando comparado a um arranjo 3D;
- (iv) O modelo de construção numérico TC0 apresentou o menor valor de recalque na base do aterro e o modelo CIC, o maior deslocamento vertical.

Em relação às tensões no aterro modeladas numericamente, conclui-se que:

- (i) Para pequenas alturas do aterro uma carga maior é transferida ao reforço, com o alteamento evidencia-se a ocorrência do efeito do arqueamento, com redução na tensão atuante na geogrelha e concentração de tensões sobre os capitéis;
- (ii) As tensões efetivas verticais atuantes em cada uma das etapas de cálculo do modelo TC0 não foram muito elevadas, devido a modelagem da compactação com tempo de aplicação do carregamento igual a zero;
- (iii) O modelo de construção numérico TCM induziu uma carga bastante elevada nas etapas de lançamento e compactação da camada, localizadas na região compreendida entre dois capitéis adjacentes e na camada que está sendo compactada, respectivamente;
- (iv) O comportamento do modelo TCM encobriu o efeito de conjunto nas etapas de compactação, ignorando o efeito do arqueamento. Em consequência, os resultados de tensão no aterro e tração-deformação da geogrelha deste modelo não devem ser considerados;
- (v) O modelo CIC induziu cargas bastante elevadas no sistema em todas as etapas de cálculo, indicando pouca adequabilidade para representar o caso de obra.];
- (vi) O valor de tensão sobre o capitel ao final da construção do aterro segundo o modelo TC0 foi compatível com o medido no campo pela célula de tensão total CP 03. Porém, devido a problemas de funcionamento deste equipamento, não se conhece a tensão no campo ao final da construção do aterro. Os modelos TCM e CIC apresentaram valores de tensão 33% e 500% superiores ao valor de campo isento de erros;
- (vii) As diferenças entre as tensões modeladas numericamente são devidas fundamentalmente ao tipo de modelagem da compactação;

(viii) Verificou-se uma reação da “gelatina” próxima a geogrelha, sendo este comportamento inerente às propriedades do material. Esta reação do material de preenchimento da cavidade minorou os resultados de deslocamento vertical, tensões e deformação na geogrelha. Porém a tensão atuante na “gelatina” corresponde a uma porcentagem muito reduzida do carregamento imposto (inferior a 10%).

Em relação às deformações na geogrelha calculadas analiticamente a partir da tração obtida numericamente e da rigidez deste elemento de reforço, conclui-se que:

- (i) Os valores das deformações calculadas foram compatíveis com os recalques e tensões registradas nos três modelos de construção numéricos;
- (ii) O valor de deformação obtido na simulação numérica mais compatível com o monitoramento foi o modelo TC0. No modelo CIC, a deformação ao final do alteamento do aterro foi muito superior ao valor medido no campo;
- (iii) As diferenças entre as deformações medidas no campo e os valores da simulação numérica podem ser devidas ao confinamento da geogrelha no campo, que reduz as deformações do reforço.

6.2.3 ANÁLISES PARAMÉTRICAS

Em relação às análises paramétricas e considerando a variação do espaçamento entre estacas/capitéis, conclui-se que:

- (i) O aumento no espaçamento entre estacas/capitéis promoveu um incremento no valor do recalque na base do aterro;
- (ii) Nos modelos TCM e CIC, os espaçamentos iguais a 4,00 e 4,75m são excessivos, pois o programa PLAXIS acusou um erro de determinante nulo ou próximo de zero;
- (iii) O aumento do espaçamento entre estacas/capitéis promoveu uma redução do efeito do arqueamento, com aumento da carga transmitida ao reforço.

Em relação às análises paramétricas considerando a variação da altura do capitel, conclui-se que a variação da altura dos capitéis praticamente não influenciou nos valores de deslocamentos verticais na base do aterro, possivelmente, devido à presença do aterro da primeira etapa da obra.

Em relação às análises paramétricas considerando uma variação das dimensões dos capitéis e capitéis com duas alturas distintas, conclui-se que:

- (i) A redução na dimensão dos capitéis para as duas alturas consideradas promove um acréscimo nos deslocamentos verticais na base do aterro;
- (ii) A redução nas dimensões dos capitéis para as duas alturas promoveu a ruptura do aterro na região escavada no modelo de construção numérico CIC em praticamente todas as dimensões analisadas, indicando a influência da modelagem da compactação no resultado;
- (iii) A redução na dimensão do capitel para as duas alturas praticamente não influenciou no desenvolvimento de arqueamento e conseqüente redistribuição das tensões no interior do aterro.

Em relação às análises paramétricas considerando o aumento da rigidez da geogrelha, conclui-se que:

- (i) O aumento da rigidez do elemento de reforço promoveu uma redução nos deslocamentos verticais;
- (ii) O aumento da rigidez da geogrelha promoveu uma redução no arqueamento no modelo TC0, conforme esperado. Porém, no modelo CIC, ocorreu o inverso, houve um ligeiro aumento no arqueamento para plataformas mais rígidas. Este comportamento se deve à modelagem considerar o lançamento do material e a compactação em uma única etapa de cálculo.

A modelagem numérica da compactação influencia sobremaneira o comportamento do aterro. Esta influência foi verificada nos resultados de recalques na base do aterro, tensões no aterro e trações-deformações da geogrelha. Uma simulação numérica consiste em se utilizar de artifícios para tentar reproduzir e aumentar a compreensão do comportamento do campo. A partir dos resultados obtidos neste trabalho, observa-se que o programa PLAXIS é capaz de simular adequadamente o comportamento de um aterro estaqueado reforçado.

Analisando todos os resultados registrados da modelagem da área experimental do SESC/SENAC, bem como das análises paramétricas, esta pesquisa sugere como modelo de construção numérico mais adequado para simular o processo construtivo de um aterro estaqueado reforçado o modelo com tempo de compactação igual ao mínimo (TCM), apesar do inconveniente deste modelo mascarar o efeito de conjunto em relação à tensão.

O modelo TC0, que desconsidera o tempo mínimo da rotina do programa PLAXIS, subestimou os valores de recalques e, conseqüentemente, tensões no aterro

e tração-deformação na geogrelha. O modelo CIC, devido à compactação ser modelada na mesma etapa de cálculo que o lançamento da camada, superestimou os valores de recalques e tensões no aterro.

6.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A construção de aterros estaqueados reforçados sobre solos moles requer um maior entendimento do comportamento tensão-deformação deste complexo sistema. Os resultados obtidos nesta pesquisa constituem uma pequena contribuição ao assunto, pois diversas questões importantes foram discutidas. Como sugestões para pesquisas futuras ressaltam-se as principais:

- (i) Construção de áreas experimentais com variação dos parâmetros geométricos (espaçamento entre estacas/capitéis, dimensão dos capitéis e altura do aterro) com monitoramento contínuo de dados;
- (ii) Validação de novos modelos numéricos através da simulação numérica destas áreas experimentais;
- (iii) Modelagens numéricas utilizando programas tridimensionais com o objetivo de comparar os resultados obtidos com programas bidimensionais;
- (iv) Modelagem da compactação considerando o artifício de mover a carga de compactação na seção, simulando uma carga móvel.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGUIAR, V.R., 2003, *Ensaio de Rampa para Estudo de Resistência de Interfaces Solo-Geossintético*. Dissertação de M.Sc., UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil.
- ALEXIEW, D., ELSING, A., 2002, "FEM-Analysis and dimensioning of a sinkhole overbridging system for high-speed trains at Gröbers in Germany". In: *7th International Conference on Geosynthetics*, pp. 1167-1172, Nice.
- 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.
- ALMEIDA, M.S.S., 1995, "Engineering properties of regional soils: state of the art report soft clays". In: *Proceedings of 10th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, v.4, pp. 161-176, Guadalajara.
- 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., 2000a, "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., SANTA MARIA, P.E.L., MARTINS, I.S.M, *et al.*, 2000b, "Consolidation of a very soft clay with vertical drains". *Geotéchnique*, v.50, n.6, pp. 633-643.
- 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- Geotechnical 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, 10pp. Recife, junho.

ALMEIDA, M.S.S., MARQUES, M.E.S., MIRANDA, T.C., *et al.*, 2008, "Lowland reclamation in urban areas". In: *XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), III Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos, III Simpósio Brasileiro de Investigações de Campo, TC41 Workshop Internacional de Infra-estrutura Urbana*, v.1, pp. 275-295, Búzios, agosto.

ALZAMORA, D., WAYNE, M.H., HAN, J., 2000, "Performance of SRW supported by geogrids and jet grout columns", In: *Proceedings of the ASCE Geo-Institute Specialty Conference on Performance Confirmation of Constructed Geotechnical Facilities (GSP)*, ASCE, n. 94.

BECKER, L.B., 2006, *Comportamento de geogrelhas em muro de solo reforçado e em ensaios de arrancamento*. Tese de D.Sc., PUC- Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

BLIVET, J.C., GOURC, J.P., VILLARD, P. *et al.*, 2002, "Design method for geosynthetic as reinforcement for embankment subjected to localized subsidence". In: *7th International Conference on Geosynthetics*, pp. 341-344, Nice.

BLÜMEL, W., HEINEMANN, M., WERTH, K. *et al.*, 2003, "Road construction on a landfill with vibro-concrete columns and geogrids". In: *3th European Geosynthetics Conference*, pp.273-278, Munique.

BONAPART, R., BERG, R.R., 1987, "The use of geosynthetics to support roadways over sinkhole prone areas". In: *Proceedings of the Second Multidisciplinary Conference on Sinkholes and the Environmental Impacts of Karst*, pp.437-445, Orlando, fevereiro.

BORBA, A.M., 2007, *Análise de Desempenho de Aterro Experimental na Vila Pan Americana*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

BRINKGREVE, R. B. J., 2002. *Finite Element Code for Soil and Rock Analyses- PLAXIS-2D user's manual*. Rotterdam, Netherlands, Balkema.

BRINKGREVE, R. B. J., 2004. *Finite Element Code for Soil and Rock Analyses- PLAXIS-2D Manual de Referencia*. Rotterdam, Netherlands, Balkema.

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

- DESAI, C. S., ABEL, J. F., 1972, *Introduction to Finite Element Method*. New York, Van Nostrand Reinhold Company.
- DIN 4093, 1987, *Foundation Soils. Injection of Foundation Soils*. Berlin, DIN.
- DUNCAN, J. M., CHANG, C. Y., 1970. "Nonlinear analysis of stress and strain in soil". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, v. 96, pp. 1629-1653.
- DUNCAN, J. M. e SEED, R. B., 1986, "Compaction-induced earth pressures under K_0 conditions". *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 112, n. 1, pp 1-22.
- EHRlich, M., MITCHELL, J. K., 1994, "Working stress design method for reinforced soil walls". *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 120, n.4, pp. 1-21.
- FABRIN, T.W., VIDAL, D.M., 2002, "A contribution to geosynthetics design in subsidence problems". In: *7th International Conference on Geosynthetics*, pp. 345-348, Nice.
- FREITAS ARAÚJO, N.C., ALMEIDA, M.S.S., NUNES, A.L.L.S., 2007, "Instrumentação e monitoramento de aterro estacado 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.
- GIRAUD, H., 1997, *Reinforcement des zones d'effondrement localise – Modélisations physique et numérique*. Tese de D.Sc de Université Joseph Fourier, Grenoble, França.
- GIROUD, J.P., 1981, "Designing with geotextiles". *Matériaux et Constructions*, v.14, pp. 257-72.
- GIROUD, J.P., BONAPART, R., BEECH, J.F., *et al.*, 1990. "Design of soil layer-geosynthetic systems overlying voids". *Geotextiles and Geomembranes*, n. 9, pp. 11-50.
- GOURC, J.P., VILLARD, P., GIRAUD, H., *et al.*, 1999, "Sinkholes beneath a reinforced earthfill-a large scale motorway and railway experiment". In: *Proceedings of the Geosynthetics '99 Conference*, pp. 833-846, Boston, abril.
- GOURC, J.P. 1982, *Quelques aspects du comportement des geotextiles en Mécanique des Sols*, Tese de D.Sc de Université Joseph Fourier, Grenoble, França.

- GUIDO, V.A., KNUEPPEL, J.D. & SWEENEY, M.A., 1987, "Plate loading tests on geogrid-reinforced earth slabs". In: *Geosynthetic's 87 Conference*, New Orleans.
- 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.
- HAN, J. & GABR, M. A., 2002, "Numerical Analysis of Geosynthetic-Reinforced and Pile-Supported Earth Platforms Over Soft Soil". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, pp.44-53.
- 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.
- HINTON, E., OWEN, D. R. J., 1979, *An Introduction to Finite Elements Computation*. Swansea, U.K., Pineridge Press Limited.
- 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.
- HUESKER, 2004, *Test Laboratory grid-tensile test, test n° P0421/135*. 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, Istanbul.

- JAKY, J., 1944. "The coefficient of earth pressure at rest". *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, pp. 355-358.
- 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, Glasgow.
- 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.
- 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, Munich.
- 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.
- KEMPFERT, H.G., STADEL, M., ZAESKE, D., 1997, "Design of geosynthetic reinforced bearing layers over piles". *Bautechnik*, v. 74, n. 12, pp. 818-825.
- 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.
- KONDNER, R. L., 1963, "Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils". *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ASCE, v. 89, SM1, pp. 115-143.
- LEONARD, J.W., 1988, *Tension Structures*. McGraw Hill, New York.
- LIMA, B.T., 2007, *Modelagem Numérica da Construção de Aterro Instrumentado na Baixada Fluminense, Rio de Janeiro*. Dissertação de M.Sc., UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- LOW, B.K., TANG, S.K., CHOA, V., 1994, "Arching in piled embankment". *Journal of Geotechnical Engineering*, v.120, n.11, pp.1917-1938.

- MAYNE, P.W., KULHAWY, F.H., 1982, "K₀-OCR relationship in soil". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, v. 108, GT6, pp. 851-872.
- MELLO, L.G., MONDOLFO, M., MONTEZ, F. *et al.*, "First use of geosynthetic encased sand columns in South America", 2008. In: *The First Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition*, pp.1332-1341, Cancun.
- MELLO, L. G. F. S., BILFINGER, W., 2004, "Aterros Sobre Estacas". In: Vertematti, J.C, (eds), *Manual Brasileiro de Geossintéticos*, 1ª ed., capítulo 4, São Paulo, Brasil, Editora Edgard Blücher.
- 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*, pp. 1025–1028, Nice.
- RAITHEL, M., 1999, *Zum trag und verformungsverhalten von geokunststoffummantelten sandsäulen*. Schriftenreihe. Geotechnik. Universität Gh Kassel, Heft 6. Kassel.
- RIOS FILHO, M. G., 2006, *Comportamento de um Aterro em Campo e em Laboratório*. Tese de M.Sc, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- 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.
- ROSCOE, K. H.; SCHOFIELD, A.; WORTH, C. P., 1958, "On the Yielding of Soils". *Geotechnique*, v. 8, pp. 22-53.
- RUSSELL, D. & PIERPOINT, N., 1997, "An Assessment of Design Methods for Piled Embankments". *Ground Engineering*, November, pp.39-44.

- RUSSELL, D., NAUGHTON, P. J. & KEMPTON, G. T., 2003, "A new design procedure for piled embankments". In: *Proceedings of the 56th Canadian Geotechnical Conference*, Winnipeg.
- SÁ, C., PALMEIRA, E.M., 2001, "Análise Numérica de Aterros Estaqueados Sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos". In: *Anais do 4º Simpósio de Aplicações de Informática em Geotecnia (INFOGEO)*, v. CD-ROM, Curitiba, setembro.
- 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., 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*, pp. 1265-1274, Cancun.
- SAYÃO, A. S. F. J., SANDRONI, S.S., 1986, "Aspectos do comportamento tensão-deformação- resistência da argila mole de Sarapuí, RJ". In: *VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, pp. 239-250, Porto Alegre.
- SAYÃO, A. S. F. J., 1980, *Ensaio de laboratório na argila mole da escavação experimental de Sarapuí*, Dissertação de mestrado, PUC- Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- SPOTTI, A.P., 2006, *Aterro estaqueado reforçado instrumentado sobre solo mole*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- SPOTTI, A. P., 2000, *Monitoramento de aterro sobre argila orgânica mole com drenos verticais*. Tese de M.Sc, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- TERZAGHI, K., 1943, *Theoretical Soil Mechanics*. 3ª edição, Nova York, John Wiley & Sons.
- VILLARD, P., GOURC, J.P., GIRAUD, H., 2000, "A geosynthetic reinforcement solution to prevent the formation of localized sinkholes". *Canadian Geotechnical Journal*, v.37, n.5, pp. 987-999.

- 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.
- VIANA, P.M.F., BUENO, B.S., 2002, "Membrane action in geotextile laying on a void". In: *7th International Conference on Geosynthetics*, pp. 359-362, Nice.
- VIANA, P.M.F., BUENO, B.S., COSTA, Y.D., 2002, "A simplified method to predict vertical displacements, deformations and tensile stresses in geosynthetics overlaying voids". In: *The First Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition*, pp.1218-1226, Cancun.
- VILLARD, P., KOTAKE, N., OTANI, J., 2002, "Modeling of reinforced soil in finite element analysis". In: *7th International Conference on Geosynthetics*, pp. 39–95, Nice.
- WANG, M. C., FENG Y. X., JAO M., 1996, "Stability of geosynthetic-reinforced soil above a cavity". *Geotextiles and Geomembranes*, n. 14, pp. 95-109.
- YOUNG, L.W., MILTON, M.N., COLLIN, J.G. *et al.*, "Vibro-concrete columns and geosynthetic reinforced load transfer platform solve difficult foundation problem", 2008. In: *The First Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition*, pp.1296-1302, Cancun.
- ZANZIGER, H., GARTUNG, E., 2002, "Performance of a geogrid reinforced railway embankment on piles". In: *7th International Conference on Geosynthetics*, pp. 381–386, Nice.
- ZIENKIEWICZ, O. C., 1982, *El Método de los Elementos Finitos*. Espanha, Editorial Revert, S. A.

ANEXO

PROGRAMA NUMÉRICO ADOTADO – PLAXIS

Neste anexo são descritas as principais características da ferramenta computacional utilizada nas simulações numéricas (PLAXIS v.8.2), os modelos constitutivos utilizados e os tipos de análises possíveis.

Para as análises tensão-deformação realizadas, foi adotado o programa de elementos finitos PLAXIS (“Finite Code for Soil and Rock Analyses”), versão 8.2 para simulações bidimensionais em estado de deformação plana ou axissimétrico, desenvolvido no ano de 1987 na Universidade Técnica de Delft, Holanda. Desde o seu lançamento, o programa vem sendo constantemente atualizado de forma a abranger as mais diversas obras geotécnicas.

A.1 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O método dos elementos finitos (MEF) é uma das ferramentas numéricas mais utilizadas na atualidade devido à sua capacidade de simular condições de contorno variadas, etapas construtivas, incorporar diferentes modelos constitutivos e outras complexidades que envolvem os problemas de engenharia. Apesar do MEF ter sido inicialmente desenvolvido para análise de problemas estruturais, sua teoria original foi modificada de forma a permitir a análise de situações envolvendo outros campos da engenharia. As aproximações baseadas no método dos deslocamentos, método de equilíbrio e método misto são usualmente utilizadas na resolução de um problema pelo MEF. No método dos deslocamentos, as incógnitas principais do problema são os deslocamentos, enquanto que no método de equilíbrio as incógnitas são as tensões. Já o método misto apresenta tanto os deslocamentos quanto as tensões como incógnitas.

Uma análise pelo MEF, onde os deslocamentos são as incógnitas fundamentais do problema, envolve as seguintes etapas:

- (i) Discretização do meio contínuo. O meio contínuo é o corpo físico, estrutura ou sólido analisado. A discretização é o processo no qual o meio físico é subdividido mediante linhas e superfícies imaginárias em um número finito de elementos. Em uma análise bidimensional, estes elementos podem ser triângulos, grupo de triângulos e quadriláteros. No caso tridimensional, estes elementos podem ser tetraedros, prismas retangulares e hexaedros. Supõe-se que os elementos estão conectados por um número discreto de pontos, situados nos seus contornos, chamados de nós;

- (ii) Seleção do modelo de deslocamentos. Adota-se um conjunto de funções que definem de maneira única o campo de deslocamentos em função dos deslocamentos nodais em cada elemento. Normalmente as funções utilizadas são do tipo polinomial;
- (iii) Cálculo da matriz de rigidez. A matriz de rigidez é composta pelos coeficientes das equações de equilíbrio derivados a partir da geometria, propriedades ou leis constitutivas adotadas em cada elemento e pode ser obtida a partir do princípio dos trabalhos virtuais. As forças distribuídas atuantes no meio são convertidas em forças nodais equivalentes, obtendo-se uma relação de equilíbrio entre a matriz de rigidez, o vetor de deslocamentos nodais e o vetor de forças nodais. A matriz de rigidez de cada elemento é associada, formando assim um sistema global. O mesmo acontece com o vetor de deslocamento de cada elemento, sendo a partir daí, fornecida uma relação de equilíbrio em função da matriz de rigidez e do vetor de forças nodais equivalentes global;
- (iv) Cálculo das incógnitas do problema. Os deslocamentos são calculados a partir da relação de equilíbrio. No caso de problemas lineares eles são calculados de forma direta usando técnicas algébricas, como o método de Gauss. Para o caso de problemas não lineares, as soluções são obtidas por uma seqüência de etapas, onde ocorre a modificação da matriz de rigidez e/ou do vetor de forças. A partir do campo de deslocamentos nodais, obtém-se de maneira única o estado de deformações em cada elemento. Estas deformações juntamente com as deformações iniciais e as leis constitutivas de cada material definem o estado de tensões no elemento e no seu contorno.

A formulação matemática e outras informações mais detalhadas relacionadas ao MEF podem ser encontradas em DESAI & ABEL (1972), HINTON & OWEN (1979) e ZIENKIEWICZ (1982).

A.2 ROTINAS DO PROGRAMA

O programa PLAXIS versão 8.2 funciona em ambiente Windows e sua estrutura está subdividida em quatro subprogramas, sendo o primeiro a sub-rotina de entrada de dados (*Input*), o segundo de cálculo (*Calculation*), um de saída de resultados (*Output*) e o último para edição de curvas (*Curves*) obtidas de pontos selecionados na malha de elementos finitos.

ENTRADA DE DADOS (*Input*)

No *Input* são introduzidos os dados do problema como geometria, disposição dos elementos, propriedades dos materiais, modelo de comportamento de solo e as condições de fronteira.

O modelo pode ser de dois tipos, a saber: deformação plana (*plane strain*), quando sua geometria é considerada bidimensional, e axissimétrico, quando apresenta uma seção radial uniforme. A Figura A.1 apresenta os dois modelos possíveis.

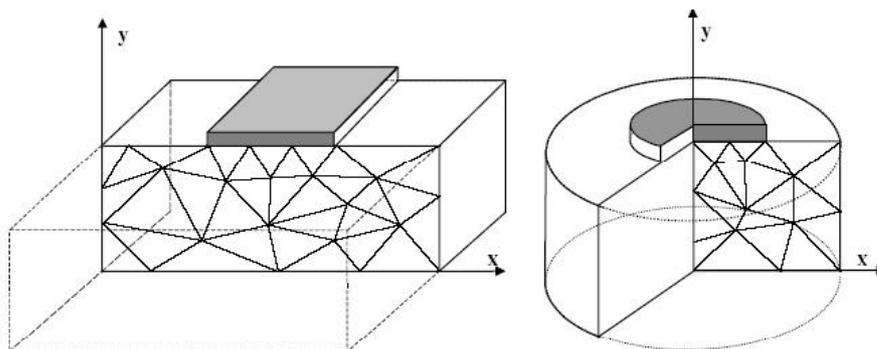


Figura A.1- Exemplos de problemas do tipo deformação plana e axissimétrico (BRINKGREVE, 2002, 2004).

O processo de geração da malha é automático, onde a geometria é dividida em elementos triangulares isoparamétricos de seis ou quinze nós. Os elementos de seis nós apresentam relações de interpolação de segunda ordem para os deslocamentos. Para estes, a matriz de rigidez é avaliada por integração numérica, usando um total de três pontos de Gauss (pontos de tensão). Para os triângulos de quinze nós, a ordem de interpolação é quatro e a integração envolve doze pontos de tensão. A Figura A.2 apresenta exemplos de elementos com seis e quinze nós. A precisão dos resultados depende da forma e dimensões da malha que representa o sistema físico. Malhas mais refinadas tendem a resultados mais acurados, por isso o programa permite refinamento da malha em locais de maior interesse.

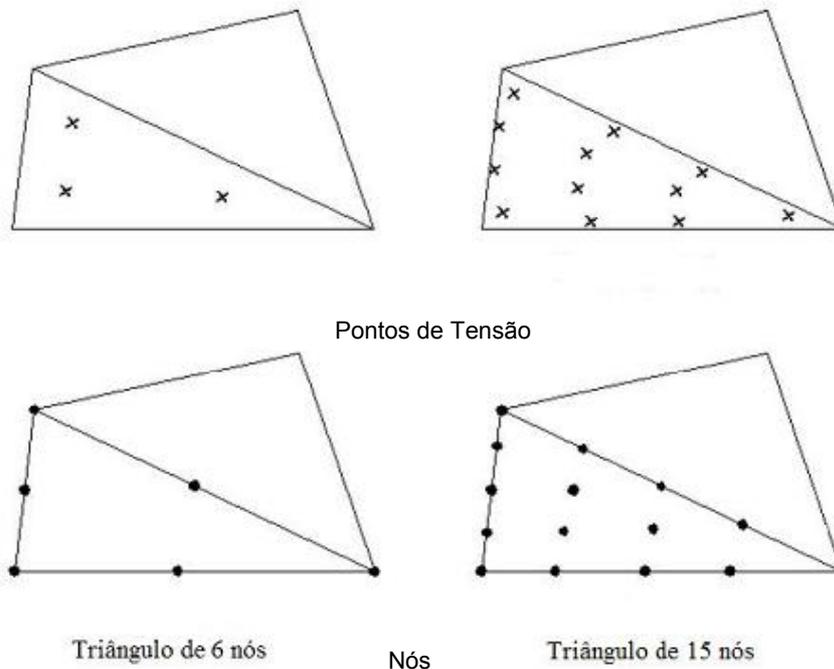


Figura A.2- Posição dos nós e pontos de tensões (BRINKGREVE, 2002, 2004).

A interação solo-estrutura é definida por um elemento chamado de interface. A magnitude e natureza da interação são modeladas escolhendo um valor adequado para o fator de redução de resistência da interface (R_{inter}). Este fator relaciona a resistência da interface (atrito da parede f_{inter} e adesão c_{inter}) à resistência do solo (ângulo de atrito f_{solo} e coesão c_{solo}), permitindo obter valores de resistência menores ou iguais aos do solo, conforme as equações seguintes:

$$c_{inter} = R_{inter} \times c_{solo} \tag{A.1}$$

$$tg \phi_{inter} = R_{inter} \times tg \phi_{solo} \leq tg \phi_{solo} \tag{A.2}$$

A matriz de rigidez para os elementos de interface é obtida usando pontos de integração de *Newton Cotes*. A posição desses pontos (chamados de pontos de tensão) coincide com a posição dos pares de nós. Portanto, para os elementos de interface de seis e dez nós, são usados, respectivamente, três e cinco pontos de integração de *Newton Cotes*.

Devem ser definidas linhas com restrições de deslocamentos na geometria, sendo comum adotar a base e as laterais como indeslocáveis tanto na vertical como na horizontal. Os principais tipos de carregamento disponíveis no programa são

cargas distribuídas e cargas pontuais. Os pontos de aplicação devem ser fornecidos com o valor da carga em kN/m^2 .

Ainda no *Input* do PLAXIS, depois da modelagem e geração da malha da geometria, escolhe-se um dos seis modelos constitutivos disponíveis, apresentados no item 3.3: um elástico linear e cinco elasto-plásticos, representados por Mohr-Coulomb, *Soft Soil*, *Soft-Soil-Creep*, *Hardening Soil* e *Jointed Rock*.

CÁLCULOS (*Calculation*)

O Programa PLAXIS opera com diversos tipos de cálculos de elementos finitos e considera apenas a análise de deformações que pode ser diferenciada em Plástica (*Plastic*), Adensamento seguindo a teoria de Biot (*Consolidation Analysis*) e Fator de Segurança (*Phi-c Reduction*). É possível atualizar a malha, quando são esperadas grandes deformações e poropressões.

O processo de cálculo é dividido em fases, permitindo ativar alguma carga em particular num determinado tempo, simular um estágio de carregamento, inserir um período de adensamento e calcular o fator de segurança em qualquer etapa do processo. Cada fase é normalmente dividida em um número de passos de cálculos, uma vez que o comportamento não linear dos materiais geotécnicos, como solo e rocha, requer um carregamento em etapas com intensidades reduzidas.

SAÍDA DE RESULTADOS (*Output*)

A saída de resultados fornece basicamente os deslocamentos e deformações nos nós e as tensões nos pontos de tensões para cada etapa de cálculo. Os resultados, tanto de deformações quanto de tensões, podem ser apresentados em forma gráfica ou em tabela, facilitando assim a compreensão do comportamento do material analisado.

As deformações nos nós podem ser visualizadas como malha deformada, deslocamentos verticais e horizontais, deformações totais e cartesianas (axiais, radiais e de cisalhamento) e acréscimo de deslocamentos e deformações em cada fase. Assim como as deformações, as tensões podem ser apresentadas em termos de tensões totais, efetivas e cartesianas (axiais, radiais e de cisalhamento). Vale salientar que a convenção de sinais utilizada no programa PLAXIS é diferente da usual na geotecnia (Figura A.3). Além disto, quando algum ponto de tensão atinge a envoltória de Mohr-Coulomb, ele é representado por um quadrado vermelho vazado, enquanto

que quando algum ponto excede a resistência à tração é representado por um quadrado preto sólido.

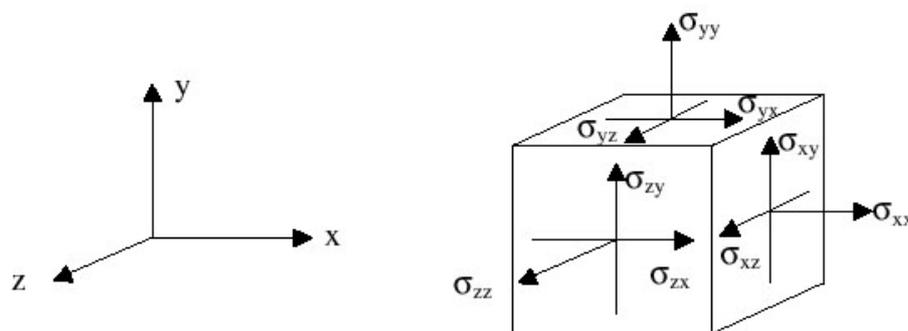


Figura A.3- Convenções de sinais para tensões normais (BRINKGREVE, 2002, 2004).

SAÍDA GRÁFICA (*Curves*)

O subprograma *Curves* permite criar curvas do tipo tensão vs. deformação, tempo ou carga vs. deslocamento e caminhos de tensão ou deformação para pontos pré-selecionados na malha. Diversos pontos podem ser inseridos num mesmo gráfico.

A.3 MODELOS CONSTITUTIVOS

Um modelo constitutivo descreve o comportamento tensão-deformação de um determinado material através de equações matemáticas. A escolha adequada do modelo constitutivo é de grande importância para a correta simulação do comportamento do material estudado. Solos e rochas apresentam um comportamento tensão-deformação não linear quando submetidos a carregamentos.

Durante parte do século XX, os modelos constitutivos dos solos foram adaptações de modelos para estudo de metais, como por exemplo, os modelos de Drucker-Prager, conhecido como Modelo de von Mises Estendido, e de Mohr-Coulomb, também referenciado na literatura como Modelo de Tresca Estendido.

Devido à grande quantidade de informações obtidas a partir de ensaios de laboratório, na década de 50 foram formulados os primeiros modelos do estado crítico baseado na teoria da plasticidade por ROSCOE *et al.*(1958).

O programa PLAXIS v. 8.2 disponibiliza seis modelos constitutivos, sendo um do tipo elástico linear e cinco do tipo elasto-plástico. A lei constitutiva do modelo elástico linear é a lei de Hooke e este modelo pode ser utilizado em uma análise preliminar do comportamento do solo.

A teoria da plasticidade foi a base para o desenvolvimento de modelos elasto-plásticos, inicialmente voltados para o comportamento de metais e posteriormente estendidos para materiais com atrito interno, como o caso de materiais geológicos. Na teoria da plasticidade as deformações do material são consideradas compostas por duas parcelas: deformações elásticas (reversíveis) e plásticas (irreversíveis).

As deformações plásticas são governadas por três princípios básicos, a saber: o limite de escoamento, a lei de fluxo e o endurecimento. O estado de tensões a partir do qual o material passa a ser comportar como elasto-plástico é definido por um critério de escoamento expresso por uma função, a função de escoamento F , dependente do tensor de tensões e é denominado limite de escoamento. O limite de escoamento varia de acordo com cada material. O comportamento para um estado de tensões situado no interior da superfície definida por F é considerado elástico. Enquanto o estado de tensões situado sobre esta superfície é considerado elasto-plástico.

A lei de fluxo é definida pela relação tensão vs. incremento de deformação plástica, durante a ocorrência de fluxo plástico, a qual é definida por uma função cujo gradiente determina a direção dos acréscimos de deformação plástica, ou seja, pelo potencial plástico.

A ocorrência de fluxo plástico promove: (i) o endurecimento, proporcionando um aumento na resistência do material à deformação plástica, denominado *hardening*, com conseqüente expansão da superfície de escoamento ou (ii) o amolecimento com uma diminuição da resistência do material, denominado *softening*.

O endurecimento pode ocorrer por trabalho plástico realizado, independente da trajetória de deformação, ou por deformação plástica, dependente da deformação ocorrida. Existem dois tipos de endurecimento que o material pode sofrer:

- (i) Perfeitamente plástico sem endurecimento com a superfície de escoamento fixa e o mesmo estado de tensões do início do escoamento, e
- (ii) Endurecimento plástico, onde a superfície de escoamento se expande à medida que o fluxo plástico ocorre, variando também o estado de tensões sobre a mesma.

Para análises mais sofisticadas, o programa PLAXIS v.8.2 possui cinco modelos elasto-plásticos, sendo eles *Mohr-Coulomb*, *Jointed Rock*, *Hardening-Soil*, *Soft Soil* e *Soft Soil Creep*.

No presente trabalho foram utilizados os modelos Elástico Linear, *Hardening-Soil* e *Soft Soil*.

A.3.1 Modelo Elástico Linear

O modelo elástico linear representa a Lei de Hooke de elasticidade linear isotrópica e é muito limitado para uma simulação mais abrangente do comportamento do material geotécnico. A matriz tensão-deformação para o caso de deformações planas é dada por:

$$D = \begin{bmatrix} K + \frac{4}{3}G & K - \frac{2}{3}G & 0 \\ K - \frac{2}{3}G & K + \frac{4}{3}G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad (A.3)$$

Os módulos volumétrico K e de cisalhamento G são relacionados ao módulo de Young E e coeficiente de Poisson ν , através das seguintes expressões:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (A.4)$$

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2\nu)} \quad (A.5)$$

A.3.2 Hardening Soil

No modelo *Hardening Soil*, diferentemente do modelo de Mohr-Coulomb, a superfície de plastificação não é fixa no espaço de tensões principais, podendo ser expandida devido às deformações plásticas. O modelo hiperbólico de DUNCAN & CHANG (1970) utiliza a teoria da elasticidade para ajustar o comportamento tensão-deformação do solo, enquanto que o modelo *Hardening Soil*, que também utiliza uma função hiperbólica, usa a teoria da plasticidade. O modelo *Hardening Soil* incorpora a dilatância do solo e introduz uma função de plastificação do tipo *cap*. As principais características do modelo são as seguintes:

- (i) Rigidez de acordo com o nível de tensões;
- (ii) Deformações plásticas devido a um carregamento primário desviatório;
- (iii) Deformações plásticas devido à compressão primária;

(iv) Comportamento elástico no descarregamento e recarregamento;

(v) Critério de ruptura de acordo com o modelo de Mohr-Coulomb.

O modelo apresenta dois tipos de endurecimento, por cisalhamento e por compressão. O endurecimento por cisalhamento é usado para modelar deformações plásticas causadas por um carregamento primário desviatório. O endurecimento por compressão é usado para modelar deformações plásticas causadas por uma compressão primária em um carregamento oedométrico e isotrópico. Quando submetido a um carregamento primário desviatório, o solo apresenta um decréscimo de rigidez e desenvolvimento de deformações plásticas irreversíveis. No caso especial de ensaio triaxial drenado, a relação entre deformação axial e tensão desviatória pode ser aproximada por uma hipérbole. Esta aproximação foi formulada por KONDNER (1963) e adotada no modelo hiperbólico de DUNCAN & CHANG (1970).

Em um ensaio triaxial drenado, a relação hiperbólica entre as deformações ε e tensões desviadoras q , ilustrada na Figura A.4, é descrita pela seguinte expressão:

$$\varepsilon = \frac{1}{2.E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad (\text{A.6})$$

Onde:

q_a = valor da assíntota da resistência ao cisalhamento;

E_{50} = o módulo de deformabilidade correspondente a 50% da tensão desviadora de ruptura \bar{q}_f .

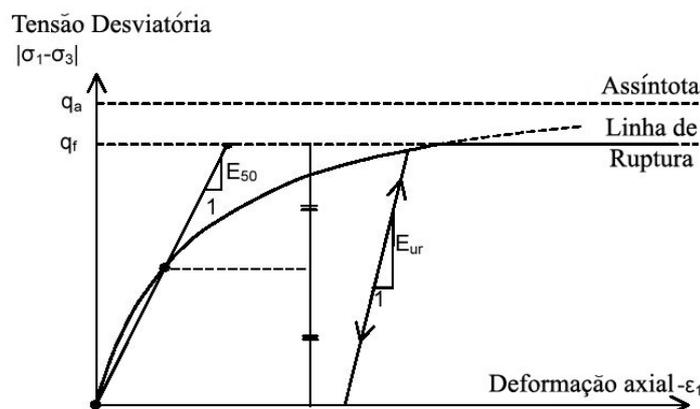


Figura A.4- Relação hiperbólica para um carregamento isotrópico em um ensaio triaxial drenado (BRINKGREVE, 2002).

O parâmetro E_{50} é dependente da tensão confinante e é obtido pela seguinte equação:

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \cdot \text{sen} \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{\text{ref}} \cdot \text{sen} \phi} \right)^m \quad (\text{A.7})$$

Onde:

E_{50}^{ref} = módulo de Young correspondente a uma tensão de referência p^{ref} ;

c = coesão do solo;

ϕ = ângulo de atrito do solo;

m = grau de dependência da rigidez com a tensão;

p^{ref} = tensão confinante de referência.

A potência m controla a variação da rigidez do solo com o estado de tensões e varia de 0,5 (siltes e areia) a 1,0 (argila mole). Ao contrário dos modelos baseados na teoria elástica, no modelo *Hardening Soil* não existe uma relação fixa entre o módulo oedométrico e o módulo de Young, sendo eles independentes. O módulo oedométrico é dado pela seguinte expressão:

$$E_{\text{oed}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}} \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \cdot \text{sen} \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{\text{ref}} \cdot \text{sen} \phi} \right)^m \quad (\text{A.8})$$

Onde:

$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ = módulo oedométrico correspondente a uma tensão de referência p^{ref} .

A tensão desviadora de ruptura é obtida a partir de uma expressão derivada do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, já o valor assintótico da resistência ao cisalhamento corresponde a uma fração da tensão desviadora de ruptura, conforme Equações 3.9 e 3.10. Quando estes valores se igualam, o critério de ruptura é satisfeito e ocorre a plasticidade perfeita, seguindo o critério de ruptura de Mohr-Coulomb:

$$\bar{q}_f = (p + c' \cdot \cot \text{an} \phi') \cdot \frac{6 \text{sen} \phi'}{3 - \text{sen} \phi'} \quad (\text{A.9})$$

$$\bar{q}_a = \frac{\bar{q}_f}{R_f} \quad (\text{A.10})$$

O valor *default* do PLAXIS para o parâmetro R_f é 0,9.

Para representar a rigidez do solo de forma mais realista e precisa que o modelo de Mohr-Coulomb, o modelo *Hardening Soil* considera a rigidez do solo nas trajetórias de descarregamento e recarregamento através do módulo elástico de descarregamento e recarregamento E_{ur} :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \cdot \text{sen} \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{ref} \cdot \text{sen} \phi} \right)^m \quad (\text{A.11})$$

Onde:

E_{ur}^{ref} = módulo elástico de descarregamento e recarregamento correspondente a uma tensão de referência p^{ref} .

Os módulos E_{ur} e E_{oed} podem ser determinados em função de E_{50} conforme as expressões:

$$E_{ur} \approx 3E_{50} \quad (\text{A.12})$$

$$E_{oed} \approx E_{50} \quad (\text{A.13})$$

A Figura A.5 ilustra a superfície de plastificação no plano p-q. Para fechar a região elástica na direção do eixo p, uma função de plastificação do tipo *cap* f_c é introduzida:

$$f_c = \frac{\tilde{q}}{\alpha^2} + p^2 - p_p^2 \quad (\text{A.14})$$

Onde:

α = parâmetro auxiliar relacionado com $k_0 = 1 - \text{sen} \phi$;

$$p = \frac{-(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3} \quad (\text{A.15})$$

\tilde{q} = medida especial da tensão desviadora,

$$\tilde{q} = \sigma_1 + (\delta - 1) \cdot \sigma_2 - \delta \cdot \sigma_3 \quad (\text{A.16})$$

$$\delta = \frac{(3 + \text{sen} \phi)}{(3 - \text{sen} \phi)} \quad (\text{A.17})$$

Sendo p_p a tensão de pré-adensamento.

Sem a função *cap* não seria possível formular o modelo com valores de E_{50} e E_{oed} independentes. O módulo de Young controla a superfície de plastificação devido ao cisalhamento e o módulo oedométrico controla a superfície de plastificação *cap*.

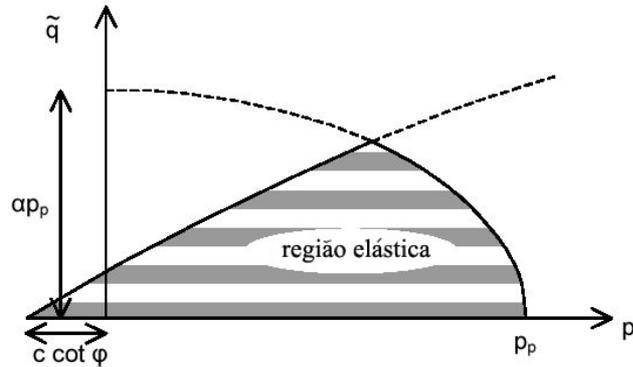


Figura A.5- Superfície de plastificação no plano p-q (BRINKGREVE, 2002).

A Figura A.6 representa a superfície de plastificação do espaço de tensões principais. É possível verificar a forma hexagonal do critério de ruptura clássico de Mohr-Coulomb.

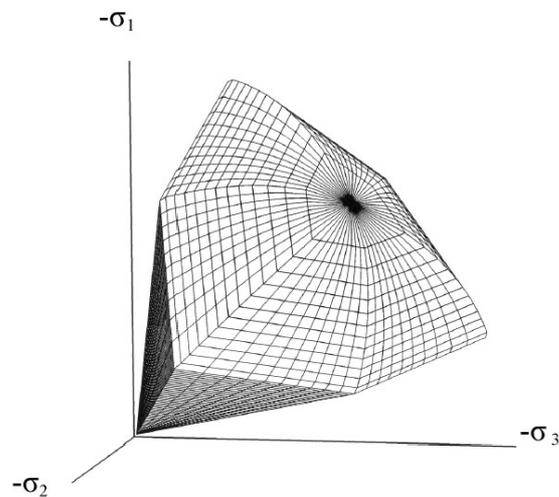


Figura A.6- Representação da superfície de plastificação no espaço de tensões principais (BRINKGREVE, 2002).

A.3.3 Soft Soil

O modelo *Soft Soil* é um modelo do tipo *Cam-Clay* utilizado para solos moles, como argilas normalmente adensadas e turfas e apresenta um melhor desempenho

em análises de compressão primária. Este modelo, diferentemente do modelo Cam-Clay, inclui a coesão e o ângulo de atrito e os índices de compressão e expansão são expressos em função da deformação volumétrica e não do índice de vazios. As principais características deste modelo são as seguintes:

- (i) Rigidez de acordo com o nível de tensões;
- (ii) Distinção entre carregamento primário e descarregamento-recarregamento;
- (iii) Registro de tensão de pré-adensamento;
- (iv) Critério de ruptura de acordo com o modelo de Mohr-Coulomb e não pela linha dos estados críticos (LEC).

A relação logarítmica assumida entre a deformação volumétrica ε_v e a tensão efetiva principal p' para a condição de compressão virgem é expressa pela seguinte equação:

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^{e0} = -\lambda^* \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right) \quad (\text{A.18})$$

Onde:

λ^* = índice de compressão modificado, dado por:

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1+e)} \quad (\text{A.19})$$

e = índice de vazios;

p' = tensão efetiva;

p^0 = tensão efetiva inicial;

ε_v^{e0} = deformação volumétrica inicial;

C_c = índice de compressão.

Durante o descarregamento e recarregamento, a relação entre ε_v e p' pode ser obtida pela expressão:

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{e0} = -\kappa^* \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right) \quad (\text{A.20})$$

Onde: κ^* é o índice de expansão modificado, dado por:

$$\kappa^* = \frac{2C_r}{2,3(1+e)} \quad (\text{A.21})$$

Com

C_r = índice de recompressão.

Essa relação logarítmica é apresentada na Figura A.7.

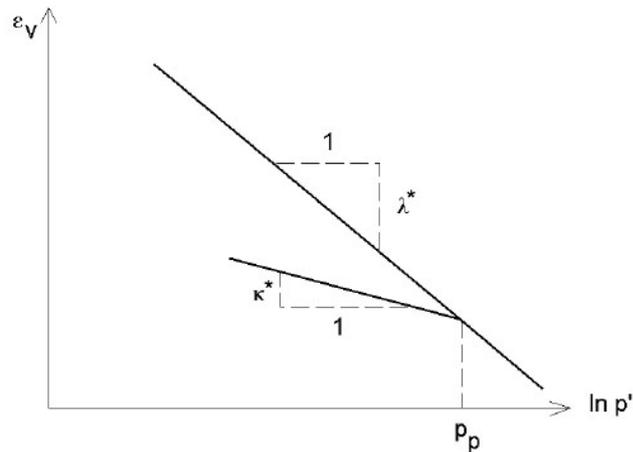


Figura A.7- Relação logarítmica entre deformação volumétrica e tensões principais (BRINKGREVE, 2002).

Para um estado de tensão triaxial ($\sigma_2 = \sigma_3$, a função de plastificação f é dada por:

$$f = \bar{f} - p_p \quad (\text{A.22})$$

Onde: \bar{f} é função do estado de tensão (p, q) e a tensão de pré-adensamento p_p é função da deformação plástica, expressas por:

$$\bar{f} = \frac{q^2}{M^2(p'+c \cdot \cot \phi)} + p' \quad (\text{A.23})$$

$$p_p = p_p^0 \exp\left(\frac{-\varepsilon_v^p}{\lambda^* - \kappa^*}\right) \quad (\text{A.24})$$

A função de plastificação f descreve uma elipse no plano p - q , como ilustrado na Figura A.8. O parâmetro M na Equação A.23 determina a altura da elipse e não tem nenhuma relação com o parâmetro M do modelo Cam-clay (inclinação da LEC). A tensão de pré-adensamento p_p determina a extensão da elipse ao longo do eixo p' . Os

parâmetros c e ϕ são a coesão e o ângulo de atrito do solo, respectivamente. Para modelar o estado de ruptura é utilizada a função de plastificação de Mohr-Coulomb, representada por uma linha reta no plano p' - q (Figura A.8).

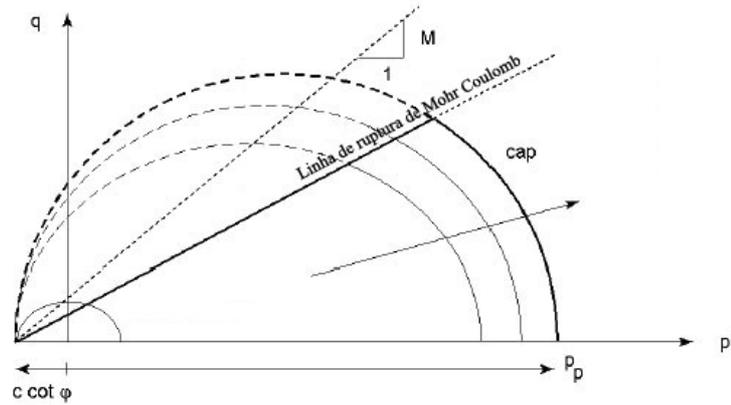


Figura A.8- Superfície de plastificação do plano p' - q (BRINKGREVE, 2002).

Para um estado de tensão geral, o comportamento plástico do modelo *Soft Soil* é definido por seis funções de plastificação: três funções de compressão e três funções de Mohr-Coulomb. A superfície de plastificação no espaço de tensões principais, definida por estas funções de plastificação, é indicada na Figura A.9.

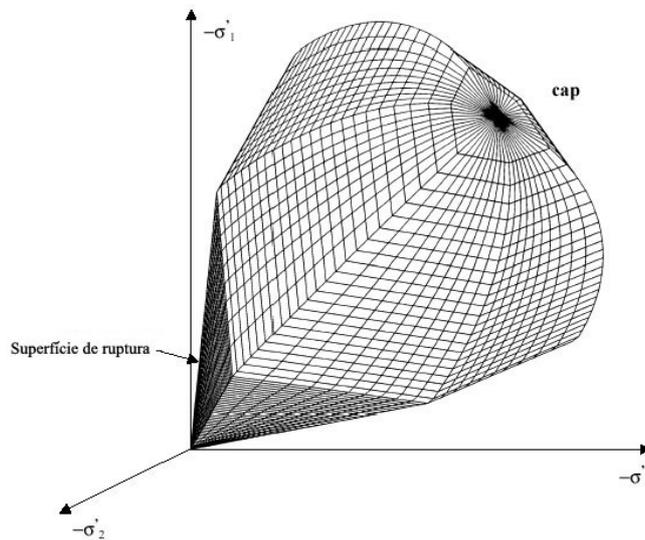


Figura A.9- Representação da superfície de plastificação no espaço de tensões principais (BRINKGREVE, 2002).

A.4 COMPORTAMENTO DA ÁGUA

As análises no programa PLAXIS são em termos de tensões efetivas, ou seja, considerando a tensão atuante no esqueleto sólido da massa de solo. A presença da água nos vazios do solo representa um fator importante no comportamento de solos, principalmente em materiais com baixa permeabilidade e submetidos a carregamentos rápidos, pois há a geração de excesso de poropressão. Para incorporar a presença do nível d'água no problema analisado, o PLAXIS disponibiliza três tipos de comportamento, drenado, não drenado e não poroso.

A análise drenada considera que não ocorre geração de excesso de poropressão, o que se verifica em condições secas, sem presença de nível d'água, em materiais que possuem permeabilidade elevada (areias) e em materiais com baixa permeabilidade submetidos a carregamentos lentos. Na análise não drenada é considerada a geração de excesso de poropressão. Esta análise é realizada em termos de tensões efetivas e é verificada em materiais com baixa permeabilidade submetidos a carregamentos rápidos (argilas). Neste caso o programa considera a rigidez da água, além de diferenciar a tensão efetiva e o excesso de poropressão. A análise não porosa considera que nenhum excesso de poropressão é gerado no material, sendo utilizada na modelagem de estruturas de concreto e rochas duras não fissuradas.

No programa PLAXIS a presença do nível d'água estacionário é modelada através do comando *phreatic level*. Em análises de adensamento, a percolação da água em alguma das fronteiras pode ser impedida através do comando *closed consolidation line*.

A.5 ELEMENTOS DO PLAXIS USADOS NAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

A.5.1 Estacas e Capitéis

As estacas de fundação e os capitéis foram modelados a partir do elemento de viga (*beam*) disponível no PLAXIS. Os elementos de viga são formados por elementos bidimensionais, com três graus de liberdade por nó, a saber: translação no eixo x e y (u_x e u_y), e rotação no plano x-y (ϕ_z). Para elementos de solo com seis nós, cada elemento de viga é definido por três nós e para os elementos de solo com quinze nós, são usados elementos de cinco nós.

Os elementos de viga são baseados na Teoria de Mindlin, a qual permite deflexões da viga devidas ao cisalhamento e à flexão. Adicionalmente, permite que o elemento sofra uma mudança no comprimento quando uma força axial é aplicada. Os

elementos de viga sofrem plastificação quando atingem os valores máximos prescritos de momento ou força axial.

Os parâmetros mais relevantes para estes elementos são a rigidez à flexão EI e a rigidez normal EA . A espessura da viga equivalente d_{eq} é calculada automaticamente pelo programa a partir destes parâmetros utilizando a expressão:

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (A.25)$$

Além destes dois parâmetros, devem ser definidos o coeficiente de Poisson ν e o peso w , sendo o valor do peso expresso por força por unidade de área.

Em uma modelagem em elementos finitos as vigas são colocadas em um meio contínuo, e, portanto, superpõem-se à massa de solo em que estão inseridas. Desta forma, o peso específico do solo deverá ser diminuído do peso específico do material constituinte do elemento de viga. O peso dos capitéis foi calculado por este procedimento e para as estacas foi adotado o peso fornecido pelo fabricante, devido a sua dimensão reduzida.

Os momentos fletores e as forças axiais são avaliados a partir das tensões nos pontos de tensão. Um elemento de viga de três nós possui dois pares de pontos de tensão, já um elemento de quinze nós possui quatro, conforme apresentado na Figura A.10. Os pontos de tensão estão localizados a uma distância $d_{eq} / 3$ acima e abaixo da linha central.

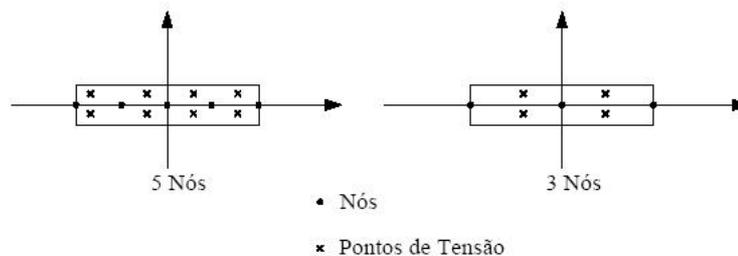


Figura A.10- Posição dos nós e pontos de tensão nos elementos de viga (BRINKGREVE, 2002).

A.5.2 Geogrelha de Reforço

A geogrelha de reforço do aterro estacado é modelada pelo elemento de geogrelha (*geogrid*) disponível no programa. Este elemento suporta somente forças de tração, não suportando forças de compressão. O parâmetro mais importante é a

rigidez normal EA, que corresponde à rigidez elástica axial obtida em ensaios de tração tipo “faixa larga” e definida pela seguinte expressão:

$$J = \frac{F}{\Delta L / L_0} \quad (\text{A.26})$$

Onde:

J = rigidez elástica axial;

F = força por unidade de largura, no momento da ruptura em ensaio de “faixa larga”;

ΔL = acréscimo de comprimento na ruptura em ensaio de “faixa larga”;

L_0 = comprimento inicial da amostra em ensaio de “faixa larga”.

As geogrelhas são compostas por elementos que possuem dois graus de liberdade em cada nó (u_x e u_y). Quando são empregados elementos de solo com seis nós, cada elemento de geogrelha é definido por três nós e, para os elementos de solo com quinze nós, são usados elementos de cinco nós. As forças axiais são avaliadas nos pontos de tensão. Cabe ressaltar que os pontos de tensão são coincidentes com os nós e a locação dos mesmos é apresentada na Figura A.11.

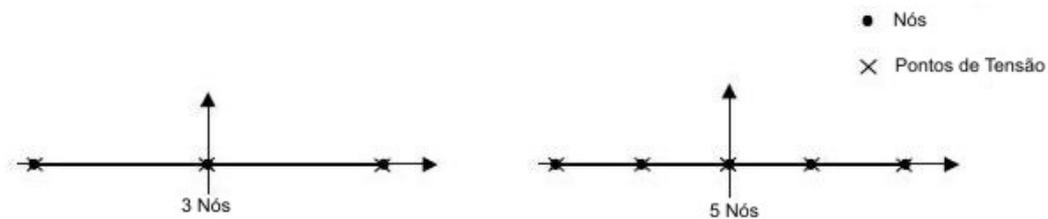


Figura A.11- Posição dos nós e pontos de tensão nos elementos de geogrelha (BRINKGREVE, 2002).

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)