



## MODELAGEM CENTRÍFUGA DE ATERROS ESTRUTURADOS COM REFORÇO DE GEOSSINTÉTICOS

Diego Arthur Hartmann

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.

Orientadores: Márcio de Souza Soares de Almeida.

Maria Cascão Ferreira de Almeida.

Rio de Janeiro

Março de 2012

MODELAGEM CENTRÍFUGA DE ATERROS ESTRUTURADOS COM REFORÇO DE  
GEOSSINTÉTICOS

Diego Arthur Hartmann

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.

Examinada por:

---

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

---

Prof. Maria Cascão Ferreira de Almeida, D.Sc.

---

Prof. Ennio Marques Palmeira, Ph.D.

---

Dr. Luc Thorel, Ph.D.

---

Prof. Maurício Ehrlich, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO DE 2012

Hartmann, Diego Arthur

Modelagem centrífuga de aterros estruturados com reforço de geossintéticos / Diego Arthur Hartmann. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2012.

XX, 133 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Márcio de Souza Soares de Almeida

Maria Cascão Ferreira de Almeida

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2012.

Referências Bibliográficas: p. 115-122.

1. Modelagem Centrífuga. 2. Geossintéticos. 3 Aterros estaqueados. I. Almeida, Márcio de Souza Soares de, *et al.*, II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

*A meus pais Euclides e Rosane,  
meu irmão Lucas,  
e a minha namorada Tamile.*

## Agradecimentos

Aos meus pais, Euclides e Rosane, por tudo que fizeram por mim durante toda minha jornada. Vocês cumpriram todos objetivos que pais devem cumprir pelos filhos, e foram além. A vocês, dedico e dedicarei todas as conquistas de minha vida, mesmo estas nunca sendo suficientes para provar o quão agradecido sou por vocês.

Ao meu irmão Lucas, que com seu extremo intelecto auxiliou-me nas mais variadas dúvidas durante todos os momentos de minha vida, mas principalmente, por estar ao meu lado nos momentos de descontração seja na frente de um videogame ou computador.

A minha namorada Tamile, que suportou a distância e compreendeu as minhas dificuldades durante este caminho, sempre me auxiliando de alguma forma com muito companheirismo e amor.

Aos meus orientadores Márcio e Maria por terem me acolhido como orientando, me indicando com extrema competência o caminho a ser seguido, abrindo caminhos para a realização de minha pesquisa no IFSTTAR.

Ao Luc Thorel, por me aceitar nos laboratórios do IFSTTAR, assim tornando este trabalho realidade.

A toda equipe da centrífuga do IFSTTAR, em especial Gerard Rault e Matthieu Blanc, pelos ensinamentos e momentos de descontração durante os ensaios centrífugos.

Aos companheiros da Rua Cambucá, Araujo, Budny, Farezin, J. Almeida, Rambo e Rocha, pelos momentos de descontração e partidas de sinuca, cruciais na relaxação da mente após muitos estudos.

Ao pessoal da Geotecnia da COPPE, Andrade, Fagundes, Lorenzi, Pequeno, Rammah, Riccio, e Tavares, ao me auxiliar e/ou me estorvar de algum modo ou de outro.

A todas as demais pessoas envolvidas de alguma maneira na realização deste trabalho.

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

## MODELAGEM CENTRÍFUGA DE ATERROS ESTRUTURADOS COM REFORÇO DE GEOSSINTÉTICOS

Diego Arthur Hartmann

Março/2012

Orientadores: Márcio de Souza Soares de Almeida

Maria Cascão Ferreira de Almeida

Programa: Engenharia Civil

Com a crescente necessidade de se construir sobre solos moles, a técnica de aterro sobre estacas com reforço de geogrelha vem sendo cada vez mais utilizada. Nestes tipos de aterros as cargas são transmitidas às estacas por meio do efeito de arqueamento e do efeito membrana na geogrelha. Entretanto, os mecanismos que governam esta transferência de carga ainda são pouco conhecidos. Um estudo paramétrico do mecanismo de transferência de tensões foi executado na centrífuga geotécnica do IFSTTAR. Modelos em escala reduzida foram submetidos a uma aceleração igual a 20g. Esta pesquisa além de estudar a influência do reforço do geossintético no mecanismo de arqueamento do aterro granular, avalia a influência de outros parâmetros, tais como: a espessura do aterro, a distância entre as estacas, o número de geossintéticos e o nível de pré-tensão destes. A investigação comparativa dos resultados indicou que a inclusão de um geossintético sempre melhora a distribuição das cargas, mas a inclusão de um segundo reforço não apresentou muita influência. O pré-tensionamento do geossintético apresentou pouca influência de modo geral.

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

## CENTRIFUGE MODELING OF PILED EMBANKMENTS WITH GEOSYNTHETIC REINFORCEMENTS

Diego Arthur Hartmann

March/2012

Advisors: Márcio de Souza Soares de Almeida

Maria Cascão Ferreira de Almeida

Department: Civil Engineering

The soft soil reinforcement with rigid piles reduces the settlements to acceptable levels. A granular embankment transfers the charges above it to the piles, thanks to the arching effects. An experimental system with a mobile tray was developed in IFSTTAR's laboratory in France, in order to investigate the charge transfer mechanism in the granular embankment. Reduced scaled models were subjected to an acceleration equal to 20 times earth's gravity, in order to simulate the stress states existing in actual embankments. This research aims to determine the influence of the geosynthetic reinforcement in the arching mechanism. Various configurations of reinforcements are simulated in the centrifuge. The experimental program also includes the analysis of various charge transfer parameters, such as the geosynthetic pre-tension level, the embankment height, the number of geosynthetics and the rigid pile spacing. The comparative analysis indicated that the inclusion of a reinforcement layer always improves the charge transfer, and that an extra layer does not have a significant influence. The pre-tension of the geosynthetic did not present significant influence.

## Sumário

1. Introdução .....	1
1.1. Relevância e justificativa do trabalho .....	1
1.2. Objetivos .....	3
1.2.1. Objetivo geral .....	3
1.2.2. Objetivos específicos .....	3
1.3. Estrutura e descrição dos capítulos.....	3
2. Revisão da literatura.....	5
2.1. Aterros estaqueados .....	5
2.1.1. Definições e considerações gerais .....	5
2.1.2. Geometria dos aterros estaqueados .....	12
2.1.3. Efeito de arqueamento.....	14
2.1.4. Breve revisão sobre métodos de dimensionamento.....	17
2.1.5. Comentários finais .....	29
2.2. Modelagem centrífuga.....	29
2.2.1. Breve histórico.....	31
2.2.2. Leis de semelhança .....	32
2.2.3. Modelagem física de aterros estaqueados.....	34
3. Materiais e métodos .....	38
3.1. Idealização do ensaio.....	38
3.2. A centrífuga do IFSTTAR: Uma visão geral.....	39
3.3. Equipamentos instalados no cesto da centrífuga .....	41
3.3.1. Introdução aos equipamentos.....	41
3.3.2. Sistema do platô móvel.....	43
3.3.3. Inclusões rígidas (estacas) .....	45
3.3.4. Transdutor de tensão total .....	48

3.3.5. Reservatório de sobrecarga.....	48
3.3.6. Medição dos deslocamentos no topo do aterro.....	50
3.3.7. Sistema de controle e aquisição de dados.....	52
3.4. Geossintético de reforço .....	53
3.4.1. Procedimento de instalação do geossintético .....	53
3.4.2. Propriedades do geossintético.....	57
3.5. Aterro de areia .....	60
3.5.1. Procedimento de preparação do aterro.....	60
3.5.2. Propriedades do aterro .....	62
3.6. Interface platô-geossintético.....	63
3.7. Etapas do ensaio .....	63
3.8. Comentários finais .....	66
4. Resultados: apresentação e análise preliminar.....	67
4.1. Planilhas de resultados .....	67
4.2. Apresentação e análise dos resultados.....	69
4.3. Influência do número de geossintéticos .....	71
4.3.1. Eficiência.....	71
4.3.2. Recalque diferencial .....	73
4.4. Influência da pré-tensão dos geossintéticos.....	75
4.4.1. Eficiência.....	75
4.4.2. Recalque diferencial .....	77
4.5. Influência da taxa de cobertura .....	79
4.5.1. Eficiência.....	79
4.5.2. Recalque diferencial .....	81
4.6. Influência da altura do aterro.....	83
4.6.1. Eficiência.....	83

4.6.2. Recalque diferencial .....	85
4.7. Influência da forma do geossintético .....	86
4.7.1. Eficiência.....	86
4.7.2. Recalque diferencial .....	89
4.8. Análise da tensão vertical medida sobre o platô .....	90
5. Avaliação dos resultados .....	94
5.1. Introdução.....	94
5.2. Alturas de aterro normalizadas.....	94
5.2.1. Alturas normalizadas versus eficiência do sistema .....	96
5.2.2. Recalque diferencial .....	99
5.3. Resultados experimentais versus teóricos .....	101
5.3.1. Eficiência.....	101
5.3.2. Recalque na base do aterro.....	103
5.3.3. Tensões atuantes no geossintético .....	106
5.4. Método de Abusharar et al: Estudo paramétrico .....	107
5.4.1. Eficiência.....	107
5.4.2. Recalque na base do aterro.....	109
5.4.3. Tensões atuantes no geossintético .....	110
6. Conclusões .....	111
6.1. Eficiência e recalques diferenciais .....	111
6.2. Parâmetros $H_{at}/s'$ e $H_{at}'/s'$ .....	112
6.3. Resultados experimentais versus teóricos .....	113
6.4. Sugestões para pesquisas futuras .....	113
Referências bibliográficas .....	115
ANEXO I – Calibração dos sensores .....	123
APÊNDICE I – Cálculo das densidades.....	126

APÊNDICE II – Dedução dos coeficientes a, b, c e d de ABUSHARAR et al., (2009) .....	130
APÊNDICE III – Comparação entre recalques diferenciais .....	132

## Lista de Figuras

Figura 1.1: Esquema da distribuição das cargas do aterro (adaptado de Van EEKELEN, 2010). .....	2
Figura 2.1: Aterros estruturados com um total de 12 mil estacas na Barra da Tijuca. ....	7
Figura 2.2: Padrão esquemático de deformações em aterros estruturados em solos muito moles. ....	7
Figura 2.3: Comparação de tempos de construção (adaptado de Van EEKELEN <i>et al.</i> , 2010).....	8
Figura 2.4: Aplicações de aterros estaqueados (adaptado de MELLO <i>et al.</i> , 2006; ALMEIDA e MARQUES, 2010).....	9
Figura 2.5: Componentes de um aterro estaqueado.....	10
Figura 2.6: Etapas para execução de um aterro reforçado. ....	11
Figura 2.7: Configuração quadrada e triangular de malhas em aterros estaqueados.....	12
Figura 2.8: Identificação dos carregamentos atuantes sobre a área de influência de uma estaca.....	13
Figura 2.9: Plataforma com alçapão (TERZAGHI, 1943). ....	15
Figura 2.10: Esquema do efeito do arqueamento (TERZAGHI, 1943) .....	15
Figura 2.11: Elemento vertical em equilíbrio. ....	18
Figura 2.12: Domos formados sobre capitéis, conforme proposto por HEWLETT e RANDOLPH (1988). ....	19
Figura 2.13: Arranjo experimental preparado por GUIDO <i>et al.</i> , (1987) .....	21
Figura 2.14: Mecanismo de distribuição das cargas de acordo com GUIDO <i>et al.</i> , (1987).....	22
Figura 2.15: Análises bidimensionais e tridimensionais do método de Svane (adaptado de SATIBI <i>et al.</i> , 2007). ....	23
Figura 2.16: Modelo esquemático da tensão vertical sobre a camada de solo compressível (KEMPFERT <i>et al.</i> , 2004). ....	24

Figura 2.17: Cálculo de tensões verticais sobre o reforço (KEMPFERT <i>et al.</i> , 2004).....	25
Figura 2.18: Distribuição de tensões no geossintético (ABUSHARAR <i>et al.</i> , 2008).....	28
Figura 2.19: Correspondência entre as tensões inerciais no protótipo e no modelo centrífugo (adaptado de TAYLOR, 1995).....	33
Figura 2.20: Distribuição de tensões com a profundidade entre modelo e protótipo (adaptado de TAYLOR, 1995). ....	34
Figura 2.21: Modelo de ASLAM (2008).....	36
Figura 2.22: Eficiência <i>versus</i> altura de aterro (adaptado de BAUDOIN, THOREL e RAULT, 2010).....	37
Figura 3.1: Visão geral da centrífuga do IFSTTAR. ....	39
Figura 3.2: Comparação do protótipo e do modelo. ....	42
Figura 3.3: Esquema de movimentação do platô. ....	42
Figura 3.4: Conjunto de dispositivos montados antes da colocação no cesto da centrífuga (LEFEBVRE, 2011). ....	43
Figura 3.5: Platô móvel perfurado.....	44
Figura 3.6: Esquema do platô móvel. ....	44
Figura 3.7: Tampa vazada com inclusão. ....	45
Figura 3.8: Componentes de uma inclusão.....	46
Figura 3.9: Sistema de nomenclatura (em matriz) e diferentes taxas de cobertura.....	47
Figura 3.10: Corte esquemático do tubo metálico e da membrana para aplicação da sobrecarga. ....	49
Figura 3.11: Posição dos medidores de deslocamento do colchão.....	50
Figura 3.12: Medidores de deslocamento do topo do aterro. ....	51
Figura 3.13: Sala de controle da centrífuga do IFSTTAR.....	52
Figura 3.14: Posicionamento e nomenclatura dos sensores. ....	53

Figura 3.15: Esquema da montagem de uma ou duas camadas de geossintéticos. ....	54
Figura 3.16: Mesa para pré-tensão dos geossintéticos (LÉFEBVRE, 2011). ....	55
Figura 3.17: Cargas de pré-tensionamento (LEFEBVRE, 2011). ....	56
Figura 3.18: Quadro do geossintético instalado no platô. ....	57
Figura 3.19: Ensaios de resistência à tração no geossintético (LEFEBVRE, 2011).....	58
Figura 3.20: Colchão de transferência de cargas preparado.....	61
Figura 3.21: Anel para medida da densidade. ....	61
Figura 3.22: Curva granulométrica das frações e da mistura da areia de Hostun (adaptado de MORGON, 2010).....	62
Figura 3.23: Fita dupla face cercando inclusão no platô. ....	63
Figura 4.1: Exemplo de planilha Excel.....	67
Figura 4.2: Detalhe do recalque diferencial na diagonal das inclusões.....	69
Figura 4.3: Influência do número de geossintéticos na eficiência. ....	72
Figura 4.4: Eficiência <i>versus</i> número de geossintéticos para ensaios em condições similares.....	73
Figura 4.5: Influência do número de geossintéticos no recalque diferencial.....	74
Figura 4.6: Recalque diferencial normalizado <i>versus</i> número de geossintéticos para ensaios em condições similares.....	75
Figura 4.7: Influência da pré-tensão na eficiência.....	76
Figura 4.8: Eficiência <i>versus</i> intensidade da pré-tensão para ensaios em condições similares.....	77
Figura 4.9: Influência da pré-tensão no recalque diferencial.....	78
Figura 4.10: Recalque diferencial normalizado <i>versus</i> intensidade da pré-tensão para ensaios em condições similares. ....	79
Figura 4.11: Influência da taxa de cobertura na eficiência. ....	80

Figura 4.12: Eficiência <i>versus</i> taxa de cobertura para ensaios em condições similares.....	81
Figura 4.13: Influência da taxa de cobertura no recalque diferencial. ....	82
Figura 4.14: Recalque diferencial normalizado <i>versus</i> taxa de cobertura para ensaios em condições similares. ....	83
Figura 4.15: Influência da altura do aterro na eficiência.....	84
Figura 4.16: Eficiência <i>versus</i> espessura de aterro para ensaios em condições similares.....	85
Figura 4.17: Influência da altura do aterro no recalque diferencial.....	85
Figura 4.18: Recalque diferencial normalizado <i>versus</i> altura de aterro para ensaios em condições similares. ....	86
Figura 4.19: Comparação da eficiência dos modelos com quadro sem quadro e livre. ....	87
Figura 4.20: Eficiência <i>versus</i> forma do geossintético para ensaios em condições similares.....	88
Figura 4.21: Comparação entre os recalques diferenciais dos modelos com quadro e sem quadro. ....	89
Figura 4.22: Recalque diferencial normalizado <i>versus</i> forma do geossintético para ensaios em condições similares.....	90
Figura 4.23: Variação das pressões totais <i>versus</i> deslocamento normalizado do platô.....	91
Figura 5.1: Eficiência <i>versus</i> alturas de aterro normalizadas $H_{at}/s'$ e $H_{at}'/s'$ : influência do reforço e número de camadas.....	97
Figura 5.2: Eficiência <i>versus</i> alturas de aterro normalizadas $H_{at}/s'$ e $H_{at}'/s'$ : influência do espaçamento entre inclusões (taxa de cobertura) e da presença ou não do reforço.....	98
Figura 5.3: Eficiência <i>versus</i> alturas de aterro normalizadas $H_{at}/s'$ e $H_{at}'/s'$ : influência da altura de aterro e da presença ou não do reforço .....	99

Figura 5.4: Recalques normalizados versus $H_{at}/s'$ : influência da presença ou não do reforço. ....	99
Figura 5.5: Recalques normalizados versus $H_{at}/s'$ : influência do espaçamento entre inclusões (taxa de cobertura) e da presença ou não do reforço. ....	100
Figura 5.6: Curvas de eficiência de resultados teóricos de ABUSHARAR <i>et al.</i> , (2009) (A) e experimentais dos ensaios centrífugos (C). ....	102
Figura 5.7: Recalques teórico $t$ (base do aterro) e valor experimental $\rho$ (recalque diferencial no topo do aterro) normalizados <i>versus</i> $H_{at}$ (a) e $H_{at}/s'$ (b) para duas taxas de cobertura. ....	105
Figura 5.8: Tensões teóricas no geossintético. ....	106
Figura 5.9: Eficiências teóricas <i>versus</i> espessura de aterro. ....	108
Figura 5.10: Recalques teóricos <i>versus</i> altura de aterro. ....	109
Figura 5.11: Tensões de tração teórica no geossintético <i>versus</i> altura de aterro. ....	110

## Lista de Símbolos

### - Símbolos

- a diâmetro da estaca (inclusão rígida)
- a parâmetro de cálculo de ABUSHARAR *et al.*, (2009)
- $A_p$  área de estaca
- $A_s$  área da célula de solo compressível
- b parâmetro de cálculo de ABUSHARAR *et al.*, (2009)
- c parâmetro de cálculo de ABUSHARAR *et al.*, (2009)
- D diâmetro do platô
- D espessura da camada de argila mole
- d parâmetro de cálculo de ABUSHARAR *et al.*, (2009)
- $D_{min}$  diâmetro mínimo do platô
- E eficiência do aterro estruturado
- $E_c$  módulo de elasticidade do solo mole
- g aceleração gravitacional equivalente a aproximadamente  $9,81 \text{ m/s}^2$
- $H^*$  altura de aterro imaginária obtida através da sobrecarga
- $H'$  altura da plataforma de transferência de carga somada à altura de aterro
- $H_{at}$  altura de aterro
- $H_{at}'$  altura de aterro somada à altura de aterro imaginária ( $H_{at} + H^*$ )
- $H_C$  altura crítica de aterro
- $H_c$  altura da cunha proposta por CARLSSON (1987)
- $h_m$  altura do modelo
- $h_p$  altura do protótipo
- J módulo do geossintético
- $J_m$  módulo do geossintético no modelo
- $J_p$  módulo do geossintético no protótipo

K	coeficiente de empuxo do solo
$K_p$	coeficiente de empuxo passivo de Rankine
$K_w$	coeficiente de empuxo (HANDY, 1985)
Q	carga total ( $Q_s + Q_p$ )
q	sobrecarga atuante no aterro granular
$q_{at}$	carga(peso próprio) do aterro
$Q_p$	força atuante na estaca
$Q_s$	força atuante no solo mole entre estacas
$q_{sc}$	sobrecarga atuante no aterro
$R_e$	raio efetivo do modelo
$R_t$	raio ao topo do modelo
s	espaçamento entre estacas
$s^*$	espaçamento em diagonal entre inclusões
$s'$	espaçamento do vão entre as estacas (s-a)
t	recalque teórico do solo mole no centro entre inclusões
T	tensão no geossintético
$T_0$	tensão no geossintético referente a 0% da tensão máxima
$T_1$	tensão no geossintético referente a 0,2% da tensão máxima
$T_2$	tensão no geossintético referente a 1% da tensão máxima
$T_m$	resistência a tração do geossintético no modelo
$T_p$	resistência a tração do geossintético no protótipo
w	carga de uma cunha do método de Carlsson (1987)
$w_s$	carga de meia pirâmide do método de Svanø et al., (2000)
$\alpha$	taxa de cobertura
$\beta$	inclinação da cunha ou pirâmide invertida
$\beta$	razão de recalque

$\gamma_{at}$	peso específico do aterro
$\gamma_w$	peso específico da água
$\Delta h_{if}$	recalque na plataforma de trabalho
$\Delta h_t$	recalque no topo do aterro sobre estacas
$\lambda$	fator de atrito
$\nu$	coeficiente de Poisson
$\rho$	recalque diferencial
$\rho'_c$	tensão vertical nos capitéis (BS8006, 2010)
$\rho_{dn}$	Recalque no centro da malha, diagonal entre inclusões
$\rho_{in}$	Recalque no centro da inclusão central
$\rho_o$	tensão uniforme agindo no geossintético
$\sigma'_v$	tensão vertical média fatorada na base do aterro
$\sigma_c$	tensão desviadora
$\sigma_s$	tensão interna aos capitéis
$\sigma_{vm}$	tensão vertical no modelo
$\sigma_{vp}$	tensão vertical no protótipo
$\sigma_x$	tensão atuante no eixo x
$\sigma_z$	tensão atuante no eixo z
$\tau_{xz}$	tensão cisalhante no plano xz
$\varphi_c$	ângulo de atrito do solo mole
$\varphi_s$	ângulo de atrito do aterro
$\varphi$	ângulo de atrito
$\omega$	velocidade angular

- Siglas

EPS                    Sigla em inglês de poliestireno expandido

IFSTTAR *Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de  
L'Aménagement et des Réseaux*

ISSMFE *International Society for Soil Mechanics and Foundation  
Engineering*

## 1. INTRODUÇÃO

Este trabalho estuda a influência da inclusão de camadas de reforço de geossintéticos em aterros estaqueados, por meio de modelagem centrífuga. Para tal foi utilizada a centrífuga de braço do IFSTTAR (*Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de L'Aménagement et des Réseaux*) em Nantes. Um sistema de platô metálico móvel que permite a passagem das inclusões rígidas foi desenvolvido para simular, com a descida do platô, o recalque por adensamento do solo compressível. Este sistema permite diversas configurações de ensaios.

### 1.1. RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO

A compreensão da distribuição das cargas em aterros estaqueados é de grande importância para projetos geotécnicos nesta área. Diversos métodos (TERZAGHI, 1943; HEWLETT e RANDOLPH, 1988; EHRLICH, 1993; LOW *et al.*, 1994; ABUSHARAR *et al.*, 2009; entre outros) têm sido desenvolvidos, levando em conta os efeitos de arqueamento no solo, com o objetivo de calcular a distribuição de tensões sobre estacas-capitéis e sobre o solo entre estes. Entretanto, os resultados obtidos por estes métodos são bastante distintos.

A Figura 1.1 mostra a distribuição de esforços em aterros estruturados com a presença de reforço de geossintético, sendo o efeito de arqueamento indicado por (A), as tensões recebidas pelo geossintético por (B) e a parcela da carga do aterro transmitida ao solo por (C). O uso de reforço de geossintéticos permite que as colunas tenham uma maior distância entre elas e um melhor desempenho global do aterro estruturado com reforço comparativamente ao aterro sem reforço. Isto porque o reforço de geossintético introduz a ação de membrana que se soma ao efeito do arqueamento.

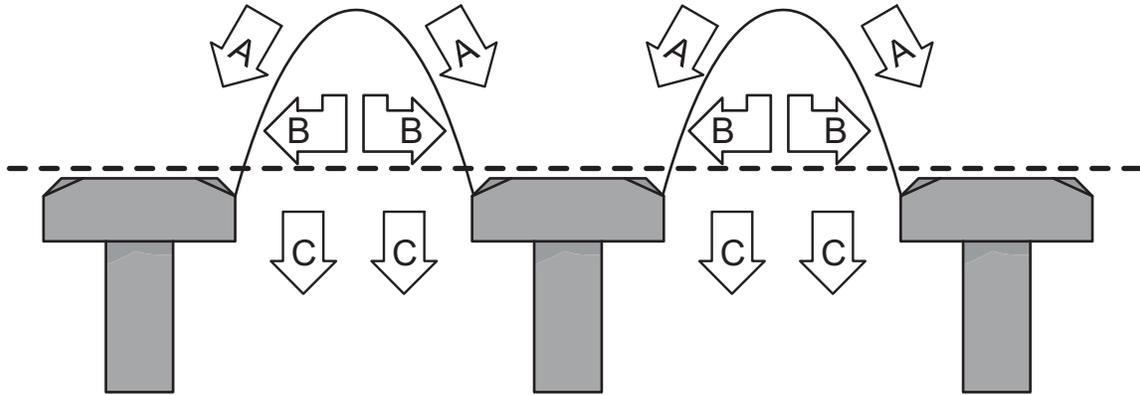


Figura 1.1: Esquema da distribuição das cargas do aterro (adaptado de Van EEKELEN, 2010).

A complexidade do comportamento do aterro estruturado no qual interagem materiais com diferentes propriedades e comportamentos, aterro, solo mole, estaca-capitel, e geossintético, torna clara a necessidade de mais estudos para o entendimento desta técnica construtiva em solos moles.

Dentro deste contexto foi então criado, em meados da década passada na França, o projeto nacional ASIRi (*Amélioration des Sols par Inclusions Rigides*), envolvendo vários institutos e centros de pesquisa interessados neste tema, e que teve como objetivo estudar aterros sobre inclusões rígidas ou aterros estruturados. Os estudos que vêm sendo desenvolvidos incluem: modelagem numérica, aterros experimentais, modelos físicos 1g e centrífugos (BRIANÇON, 2002; RAULT *et al.*, 2010; BAUDOUIN, THOREL e RAULT, 2010; THOREL *et al.*, 2010). Na divisão de atribuições entre os centros de pesquisas, o IFSTTAR (ex-LCPC) concentrou-se na realização de ensaios centrífugos, até 2010 ainda sem o uso de geossintéticos. A partir de sugestões do Prof. Márcio Almeida à equipe do IFSTTAR, diversos ensaios foram então realizados no início de 2011 (LEFEBVRE, 2011) buscando melhor entender a influência das seguintes variáveis: espessura de aterro, taxa de cobertura, número de geossintéticos e intensidade da pré-tensão do(s) geossintético(s).

Em setembro-outubro de 2011 este mestrando realizou uma série de ensaios visando complementar os estudos de LEFEBVRE (2011). Estes dois estudos são apresentados e analisados em conjunto nesta pesquisa. Apesar de a COPPE-UFRJ dispor de uma centrífuga de pequeno porte, mostrou-se bastante oportuna a realização

de ensaios utilizando equipamento já desenvolvido e de grande porte, necessitando apenas de pequenas adaptações para a inclusão do estudo do geossintético.

## **1.2. OBJETIVOS**

### **1.2.1. Objetivo geral**

O principal objetivo desta pesquisa é determinar a influência do reforço de geossintético no mecanismo do arqueamento em aterros estaqueados.

### **1.2.2. Objetivos específicos**

Diversas configurações de aterros foram simuladas em ensaios centrífugos e quatro diferentes variáveis foram analisadas, sendo elas:

- Número de geossintéticos: Avaliou-se a inclusão de um e dois geossintéticos no modelo. Ensaios referenciais sem geossintéticos também foram realizados;
- Intensidade da pré-tensão do geossintético: O geossintético foi preparado para o ensaio com dois níveis de pré-tensão. Ensaios sem pré-tensionamento foram realizados para medidas de referência;
- Altura de aterro: Uma totalidade de três diferentes alturas de aterro foram analisadas, sendo elas 35, 50 e 90 mm em escala de modelo;
- Taxa de cobertura: Duas diferentes taxas de cobertura foram analisadas, 2,47 e 4,91%.

## **1.3. ESTRUTURA E DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS**

Este trabalho encontra-se dividido em seis capítulos, sendo eles Introdução, Revisão da literatura, Materiais e métodos, Resultados: apresentação e análise preliminar, Avaliação dos resultados, e Conclusões.

O capítulo 2, de revisão da literatura, apresenta uma rápida abordagem sobre aterros estaqueados e modelagem centrífuga.

A seguir, o capítulo 3 descreve os materiais empregados e os métodos utilizados para a realização desta pesquisa, apresentando inicialmente tanto a idealização quanto as configurações dos ensaios realizados. Em seguida, uma visão geral da centrífuga do IFSTTAR é apresentada, identificando seus principais componentes. Os equipamentos instalados no cesto da centrífuga são também descritos. Segue-se então uma descrição passo a passo dos ensaios, visando facilitar a compreensão destes como um todo.

Os resultados são apresentados e discutidos no capítulo 4. Inicialmente, faz-se uma breve descrição dos resultados em forma de planilha, modo como são obtidos diretamente da centrífuga, e os passos necessários para a realização dos gráficos para a análise. Diversos gráficos são então apresentados, os quais permitem a identificação das variáveis que mais influenciam nos recalques diferenciais e na eficiência do sistema.

O capítulo 5 apresenta então uma avaliação dos resultados. São verificadas as influências das variáveis em relação ao parâmetro  $H_{at}/(s-a)$ . Também é realizada uma comparação dos resultados experimentais com resultados teóricos obtidos a partir de um método preditivo. Por fim, é apresentada uma análise paramétrica do método preditivo, fazendo uso das características de aterros brasileiros.

Finalizando o trabalho, o capítulo 6 apresenta as principais conclusões sobre as análises realizadas, sugerindo idéias para trabalhos futuros.

São apresentadas ao final as referências bibliográficas utilizadas no desenvolvimento deste estudo.

## **2. REVISÃO DA LITERATURA**

Este capítulo apresenta uma breve revisão bibliográfica que dará suporte aos estudos a serem aqui realizados. Assim sendo, serão então abordados aterros estaqueados e modelagem física em centrífuga geotécnica, incluindo-se a modelagem de aterros estaqueados.

### **2.1. ATERROS ESTAQUEADOS**

A presente revisão bibliográfica será bastante objetiva e sucinta tendo em vista que outras dissertações e teses realizadas recentemente na COPPE-UFRJ (SALES 2002; SPOTTI, 2006; BORBA, 2007; CARDOSO, 2009) têm abordado aterros estruturados com plataforma de reforço de geossintético.

#### **2.1.1. Definições e considerações gerais**

O emprego de métodos construtivos mais tradicionais em obras de estabilização de solos moles (como aterros reforçados, em etapas, substituição parcial ou total, etc.) nem sempre podem ser executados, devido a dificuldades de prazos e geração de bota-foras (ALMEIDA *et al.*, 2008). Assim, a utilização de aterros estaqueados é uma solução interessante, principalmente por seu alteamento poder ser realizado, repercutindo então em prazos relativamente curtos (ALMEIDA e MARQUES, 2011).

Aterros estruturados têm sido usados com frequência no Brasil conforme apresentado na Tabela 2.1. Observar as baixas relações  $H_{at}/(s-a)$  adotadas nos aterros da região da Barra da Tijuca, Rio de Janeiro (ALMEIDA *et al.*, 2007a; ALMEIDA *et al.*, 2007b; ALMEIDA *et al.*, 2008; SANDRONI e DEOTTI, 2008).

Tabela 2.1: Principais características de alguns aterros estruturados brasileiros (HUESKER, 2010).

Estado	Altura do Aterro Hat (m)	Espaçamento entre centro de estacas s (m)	Largura do capitel a (m)	Fortrac Geogrelha	Hat/(s-a)
Paraná	3,0	2,7	1,0	150/150	1,8
Minas Gerais	11,0	1,7	0,8	110/110 e 200/200	12,2
São Paulo	5,5	2,4	1,1	100/100	4,2
Brasília	6,0	2,0	0,5	100/100	4,0
São Paulo	1,9 a 4,2	2	1,1 e 0,8	400/100 e 300/100 Fortrac 200/100	3,2
Rio Grande do Sul	2,4 a 3,6	2,3	0,9	200/200	2,1
Rio de Janeiro	1,4	2,5	0,8	200/200	0,8
	1,6	2,8	1,0	200/200	0,9

A experiência da equipe da COPPE-UFRJ em meados da década passada com a técnica de aterros estruturados foi muito rica, sendo resumida a seguir, pois tem direta relação com as pesquisas aqui realizadas. Inicialmente foi executado um aterro estruturado com cerca de 2000 estacas nas Sedes Nacionais do SESC e SENAC. Neste terreno SPOTTI (2006) também realizou uma área teste com capitéis quadrados e em forma de viga, com diferentes espaçamentos e com diferentes condições abaixo do geossintético, com e sem suporte ou reação do solo abaixo, sendo estes resultados, resumidos em ALMEIDA *et al.*, 2007b. Em seguida no terreno ao lado foi executado outro aterro estruturado com cerca de 10.000 estacas. Estas duas obras foram monitoradas pela COPPE-UFRJ e uma vista aérea é mostrada na Figura 2.1

Os resultados destes dois aterros, resumidos em ALMEIDA *et al.*, 2007a e ALMEIDA *et al.*, 2008, mostraram que os elevados recalques do aterro de conquista nos solos extremamente moles das regiões da Barra da Tijuca e Recreio dos Bandeirantes influenciam o comportamento global do aterro estruturado, conforme exemplificado na Figura 2.2. Estas observações e a experiência adquirida pela COPPE/UFRJ evidenciaram a necessidade de se pesquisar o comportamento dos aterros com pequenas alturas, com e sem reforço de geossintético e sem a contribuição da reação do solo mole abaixo do reforço, pesquisa esta efetuada em conjunto com o IFSTTAR (ex-LCPC) e apresentada neste estudo.



Figura 2.1: Aterros estruturados com um total de 12 mil estacas na Barra da Tijuca.

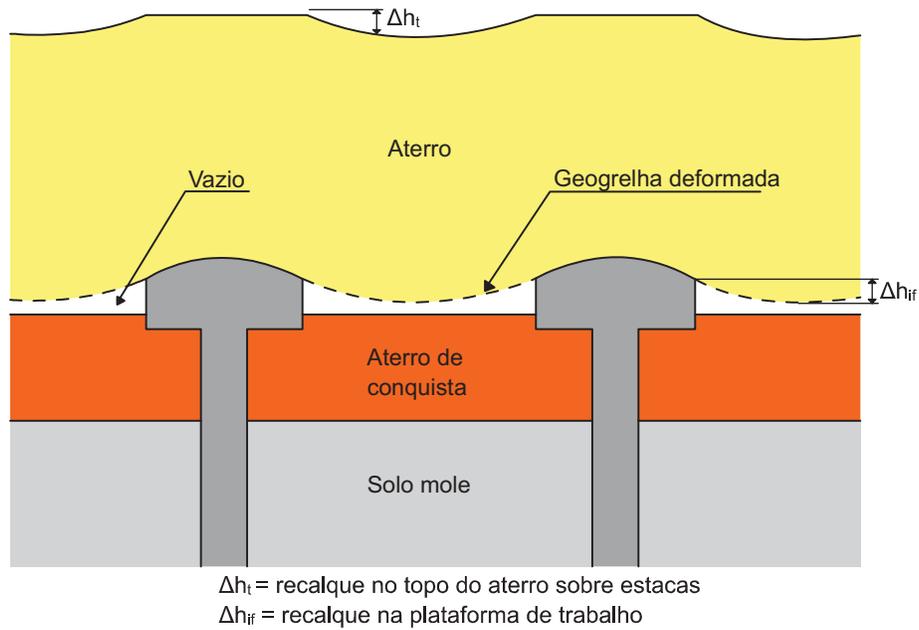


Figura 2.2: Padrão esquemático de deformações em aterros estruturados em solos muito moles.

ALMEIDA e MARQUES (2010) citam alguns aspectos importantes a se destacar na adoção de aterros estacados:

- Rápida execução do aterro sem a necessidade de esperar o adensamento da camada compressível;
- Tornar desnecessária a importação de material de aterro para acelerar o processo de adensamento ou compensar os efeitos dos recalques excessivos;
- Minimizar a interferência com o meio ambiente, devido aos menores volumes de material de jazida utilizados em sua construção.

Van EEKELEN e VENMANS (2010) apresentaram estudos sobre a construção de vias sobre solos muito compressíveis realizados na Holanda, evidenciando os tempos de construção necessários de diferentes métodos construtivos, indicando para o caso do aterro sobre estacas uma economia de tempo até quatro vezes superior em relação ao uso de drenos verticais (Figura 2.3).

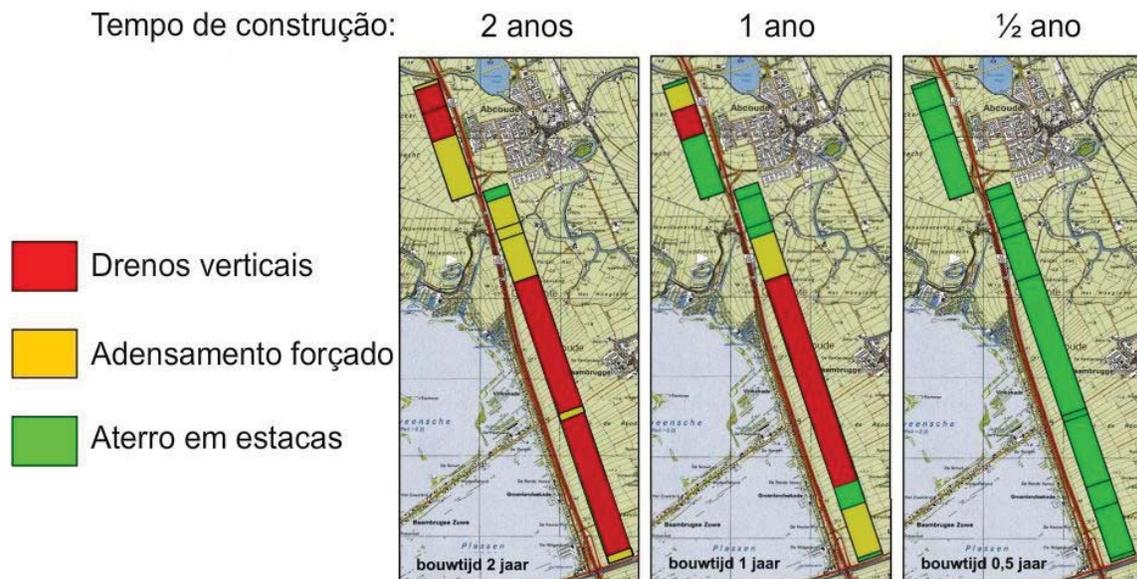


Figura 2.3: Comparação de tempos de construção (adaptado de Van EEKELEN *et al.*, 2010)

A Figura 2.4 exemplifica diferentes áreas de aplicação de inclusões rígidas. Em aterros de obras lineares, tais como rodovias ou ferrovias, o objetivo é construir rapidamente reduzindo os recalques, especialmente quando o perfil longitudinal apresenta-se heterogêneo. As obras de arte são frequentemente construídas sobre fundações profundas. Os esforços horizontais e verticais decorrentes dos aterros de

acesso devem ser reduzidos e os recalques controlados. Lajes de plataformas industriais também podem estar dispostas sobre inclusões rígidas, sendo a principal exigência a redução dos recalques diferenciais causados principalmente pela localização das cargas (estoques, guindastes). As estruturas de armazenagem de líquidos devem levar em consideração tanto a importância de cargas localizadas, como o caráter cíclico destas. Também, a utilização de estacas em grandes portos, transpondo a camada de argila mole, possibilita soluções mais baratas evitando estruturas de contenção de grande porte.

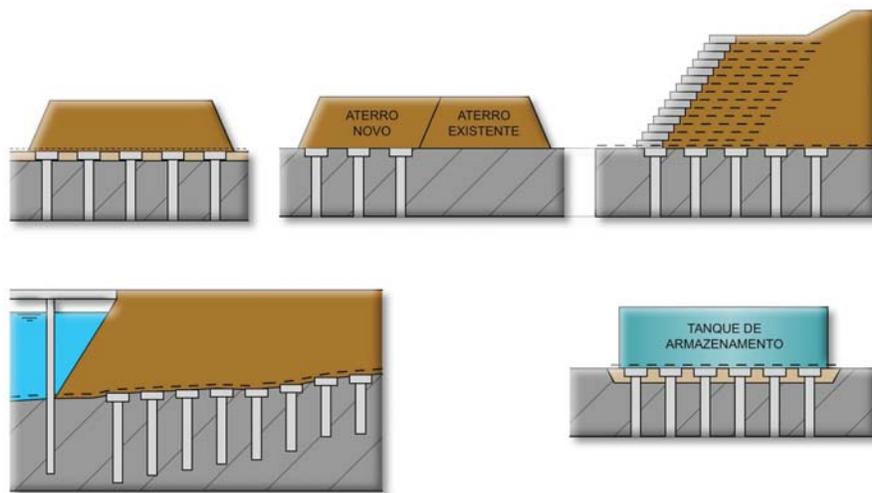


Figura 2.4: Aplicações de aterros estaqueados (adaptado de MELLO *et al.*, 2006; ALMEIDA e MARQUES, 2010).

Por definição, os aterros estruturados são aterros onde parte ou até mesmo a totalidade das cargas é transmitida por inclusões rígidas, para o solo de fundação mais competente. A seguir apresentam-se os principais componentes de um aterro estaqueado genérico, conforme se pode visualizar na Figura 2.5.

- A laje superficial ou entre a superfície e o topo das estacas tem a função de promover um recalque homogêneo da superfície, assim como auxiliar na distribuição das cargas para as inclusões rígidas. Tem uma espessura muito menor que a da plataforma de transferência de cargas, e é geralmente de concreto simples ou de concreto armado. O aterro estruturado com laje tem custo superior ao aterro estruturado com reforço de geossintético. Esta

modalidade de aterro estruturado é frequentemente utilizada na França (BRIANÇON, 2002). No Brasil a laje é mais utilizada imediatamente acima das estacas em substituição ao geossintético.

- O aterro permite a transmissão das tensões para as inclusões rígidas, tornando o maciço menos deformável que em seu estado inicial. Para conseguir isso é necessário que o aterro seja constituído de materiais de boa qualidade e bem compactado.
- A adição de uma ou mais camadas de reforços de geossintéticos na plataforma de transferência de cargas tem a função de melhorar a transferência de cargas para as inclusões rígidas.
- As estacas transmitem o solo de baixa resistência, sendo elas responsáveis pela transferência das cargas ao substrato de resistência suficiente para suportar as cargas de projeto. Se necessário, os capitéis podem ser majorados por meio de lajes armadas pré-fabricadas ou não, alterando assim a taxa de cobertura.

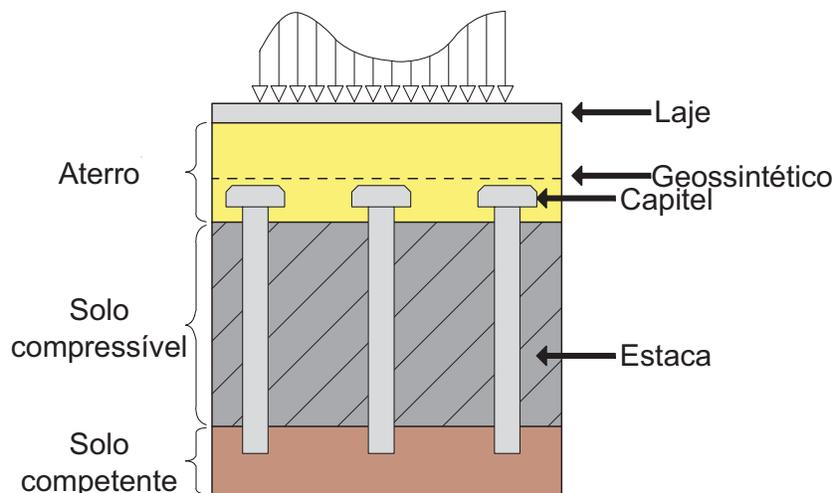


Figura 2.5: Componentes de um aterro estaqueado.

A Figura 2.6 apresenta um modelo básico de um aterro estruturado, identificando a sequência mais comum para sua execução. Inicialmente um aterro de conquista é normalmente executado, o qual possibilita o acesso dos caminhões e dos equipamentos possibilitando a cravação das estacas. Se um reforço de geossintético é

utilizado, o reforço é posicionado sobre uma fina camada de aterro, não devendo ser posicionado diretamente sobre as estacas. Após, o aterro é elevado até a cota de projeto.

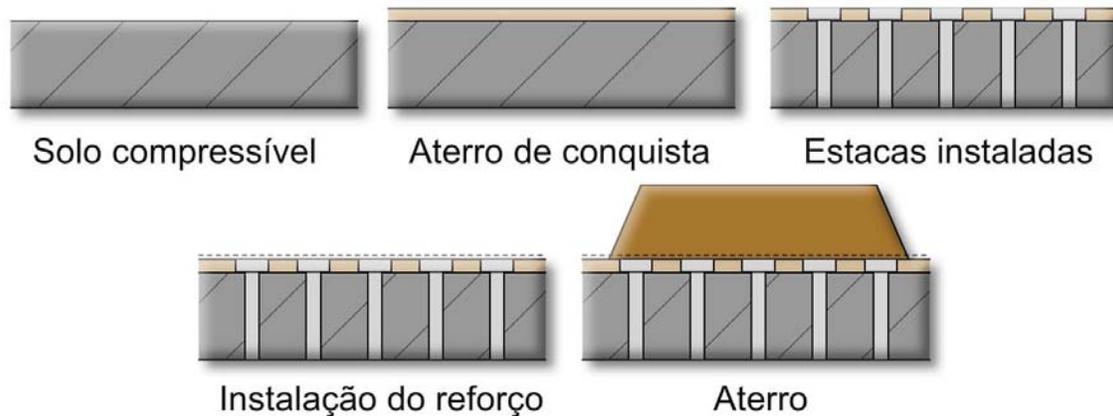


Figura 2.6: Etapas para execução de um aterro reforçado.

As técnicas construtivas podem variar podendo se abster da utilização de reforços na base do aterro, de capitéis sobre as estacas ou de lajes. No Brasil, por exemplo, a utilização de geossintéticos e geogrelhas em obras de aterros estaqueados tem sido prática comum, assim como a utilização de capitéis elevando a área de substituição entre 10 e 15%. Na França, e em outros países com solos relativamente pouco compressíveis, a técnica construtiva dos aterros estruturados é muito simples e direta, quando comparada com as técnicas adotadas na maioria de outros países. Por razões de prazos e custos apenas cravam-se estacas com área de substituição baixíssima (da ordem de 2%) e então se executa o aterro sobre as estacas sem o uso de geossintético. A transferência de tensões aterro-estaca ocorre em parte por arqueamento e também por atrito lateral aterro-estaca. Este esquema é muito adotado na França em casos de supermercados e galpões, sendo de construção extremamente rápida adotando-se inclusive, em geral, a técnica de *deepmix* para a execução das estacas.

Os materiais mais utilizados como elementos de reforço em aterros estaqueados são os geotêxteis e as geogrelhas. Suas deformações decorrentes de carregamentos devem ser controladas, e não podem ultrapassar 6% no momento da construção e 2% durante a vida útil da obra (BS8006, 2010). Também de acordo com

BS8006 (2010), a utilização de geossintéticos auxilia na diminuição dos recalques diferenciais de aterros de pequena altura.

O reforço em aterros estaqueados além de transferir o carregamento vertical do aterro não suportado pelo arqueamento tem também o efeito de absorver as forças horizontais atuantes para fora do aterro (PRELOVSKY *et al.*, 2008).

### 2.1.2. Geometria dos aterros estaqueados

Os aterros estaqueados geralmente têm suas estacas posicionadas no solo mole formando uma malha quadrada ou triangular. Cada malha apresenta uma configuração diferente de elementos geométricos para cálculo da taxa de cobertura, eficiência, efeitos de arqueamento, etc. A Figura 2.7 apresenta configurações de malhas quadradas e triangulares, identificando a área da estaca ( $A_p$ ) e a área de solo compressível ( $A_s$ ) na área de influência da estaca. Dois outros parâmetros fundamentais são também identificados: o espaçamento entre as estacas ( $s$ ) e o diâmetro das estacas ( $a$ ).

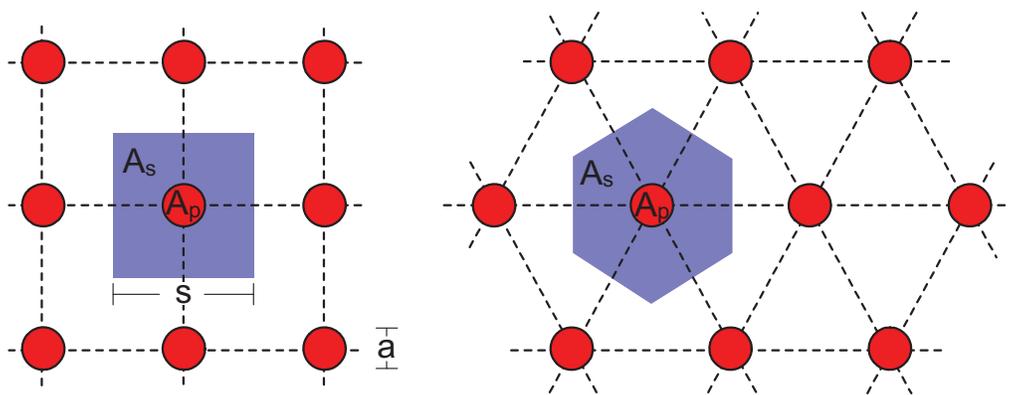


Figura 2.7: Configuração quadrada e triangular de malhas em aterros estaqueados.

Define-se como área de influência de uma estaca a obtida pela soma das áreas da estaca e da célula de solo compressível, ou seja:

$$A = A_s + A_p \quad \text{eq. 2.1}$$

A partir desta área obtém-se a taxa de cobertura ( $\alpha$ ), dividindo-se a área da estaca pela sua área de influência. Para aterros estaqueados com capitéis, a área  $A_p$  é a área do capitel, e por consequência adotando-se capitéis com maior área, consegue-se um maior espaçamento das estacas mantendo a mesma taxa de cobertura.

$$\alpha = \frac{A_p}{A} \quad \text{eq. 2.2}$$

Para a determinação das forças atuantes sobre as inclusões rígidas, alguns parâmetros devem ser definidos. A Figura 2.8 apresenta os parâmetros de carregamento com suas definições.

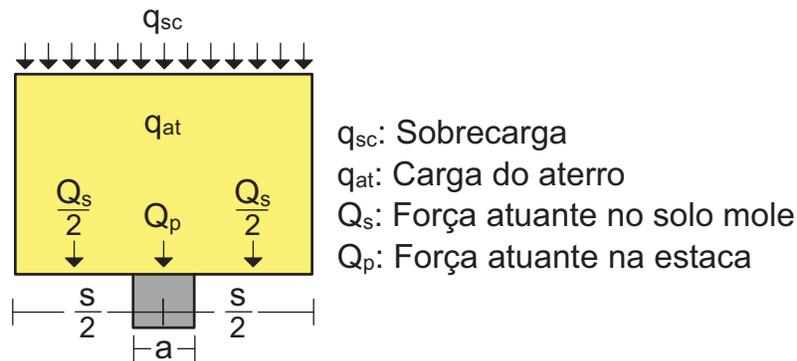


Figura 2.8: Identificação dos carregamentos atuantes sobre a área de influência de uma estaca.

A carga do aterro é definida como o produto do peso específico do solo de aterro pela espessura da camada de aterro, como na seguinte equação:

$$q_{at} = \gamma_{at} \times H_{at} \quad \text{eq. 2.3}$$

Sendo assim, a força total 'Q' atuando na área 'A' pode ser obtida por meio do produto da carga total pela área de influência de uma estaca, tal qual a equação:

$$Q = (q_{sc} + q_{at}) \times A \quad \text{eq. 2.4}$$

Esta força pode ser também subdividida em força atuante no solo mole e força atuante sobre a estaca. Desta maneira têm-se:

$$Q = Q_s + Q_p \quad \text{eq. 2.5}$$

Define-se como eficiência do sistema a percentagem da carga total proveniente do aterro e da sobrecarga que é suportada pelas inclusões rígidas. Ou seja:

$$E = \frac{Q_p}{Q} \quad \text{eq. 2.6}$$

### 2.1.3. Efeito de arqueamento

Em aterros estaqueados é comum a ocorrência de recalques diferenciais entre o material de aterro diretamente sobre o solo mole e o material diretamente sobre as estacas.

Os recalques de maior magnitude sobre o solo mole vem a causar tensões cisalhantes em planos de cisalhamento no aterro, de modo que as tensões verticais sejam redistribuídas do aterro para as estacas, reduzindo assim a ação sobre o solo mole. Os aterros são normalmente construídos com um material granular bem compactado, de forma a maximizar este efeito de arqueamento.

TERZAGHI (1936) estudou o efeito do arqueamento por meio de uma plataforma com um alçapão com laterais fixas. Ao alçapão foi adaptado uma balança que possibilitava medir a carga atuante sobre o mesmo (Figura 2.9).

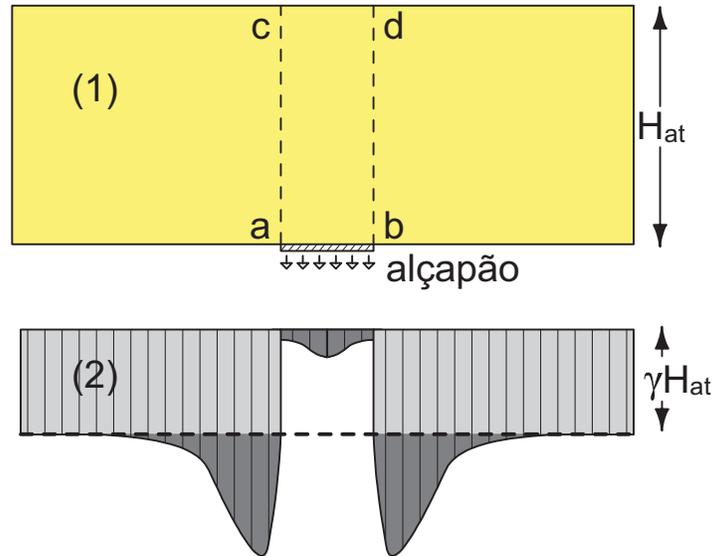


Figura 2.9: Plataforma com alçapão (TERZAGHI, 1943).

Ao preencher a plataforma com areia, TERZAGHI (1936) mostrou que ao baixar o alçapão a carga medida pela balança diminuía, pois o prisma de solo localizado sobre o mesmo tende a se movimentar, gerando assim tensões cisalhantes ao longo das linhas ac e bd, indicadas na Figura 2.10.

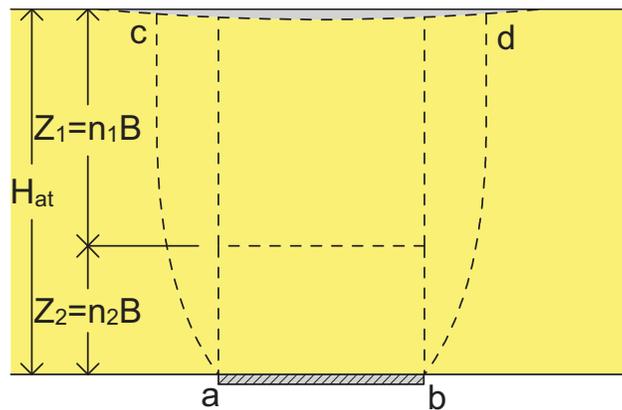


Figura 2.10: Esquema do efeito do arqueamento (TERZAGHI, 1943)

Desde então diversos modelos analíticos e conceituais para arqueamento foram propostos, tanto em um contexto mais abrangente ou especialmente para aterros estaqueados. HEWLETT e RANDOLPH (1988), por exemplo, propuseram um arco semi-circular para aterros estaqueados, enquanto a norma britânica BS8006 (2010) faz uma analogia com dutos enterrados. Entretanto, o mecanismo no qual as cargas são

transferidas para as inclusões rígidas e para os geossintéticos continua pouco compreendido (LOVE e MILLIGAN, 2003). Mais detalhes e outros métodos de dimensionamento de aterros estaqueados são apresentados no item 2.1.4.

O efeito do arqueamento possibilita a redução das tensões verticais nos vãos entre capitéis de um aterro estaqueado. Porém mesmo após o desenvolvimento do arqueamento completo, uma tensão referente à parcela do aterro não suportada pelo arqueamento continuará agindo entre os capitéis. É comum considerar que existe uma altura de aterro a qual possibilitará, após determinado recalque do solo compressível, que as tensões entre os capitéis se mantenham constantes (HORGAN e SARSBY, 2002 *apud* BORBA, 2007). Esta altura de aterro é denominada altura crítica, e é definida como  $H_C$ .

Estudos em modelagem numérica de elementos finitos procuraram melhor compreender o comportamento de arqueamento dos solos. ZHUANG *et al.*, (2010) averiguaram que o arqueamento no aterro ocorre já para pequenos recalques do solo mole, e que recalques muito maiores são necessários para que o geossintético exerça influência significativa para reduzir ainda mais as tensões no subsolo. ZHUANG *et al.*, (2010) propõem que a altura crítica para formação completa do arqueamento pode ser avaliada através da seguinte equação:

$$H_C \geq 1,5s \quad \text{eq. 2.7}$$

Já POTTS e ZDRAVKOVIC (2010) compararam seus resultados com teorias de arqueamento como a de Terzaghi e de Hewlett e Randolph (ambas descritas no item 2.1.4), identificando que o método de Terzaghi foi capaz de descrever todos os aspectos do comportamento observado na análise numérica. POTTS e ZDRAVKOVIC (2010) ainda identificaram que a acurácia com que o método de Terzaghi prevê as tensões verticais na base do aterro depende principalmente do valor do coeficiente de empuxo  $K$ , e que os valores sugeridos na literatura são muito baixos, resultando em uma tensão vertical superestimada. POTTS e ZDRAVKOVIC (2010) sugerem então um valor de  $K$  igual a 1 independente da forma e tamanho do vão, e das propriedades do aterro e do geossintético.

De modo a reduzir a probabilidade de recalques diferenciais no topo dos aterros estaqueados reforçados com apenas uma camada de geossintético, a norma inglesa BS8006 (2010) recomenda uma altura de aterro igual ou superior a:

$$H_{at} \geq 0,7 \times (s - a) \quad \text{eq. 2.8}$$

Van EEKELEN *et al.*, (2010) apontam que a *Dutch Design Guidelines* recomenda a seguinte altura de aterro:

$$H_{at} \geq 0,66 \times (s - a) \quad \text{eq. 2.9}$$

E, quanto à norma alemã EBGEO (2011), é recomendada uma altura de aterro igual ou superior a:

$$H_{at} \geq 0,8 \times (s^* - a) \quad \text{eq. 2.10}$$

Onde  $s^*$  é o espaçamento em diagonal entre estacas.

#### **2.1.4. Breve revisão sobre métodos de dimensionamento**

##### **2.1.4.1. Terzaghi (1943)**

Os estudos de Terzaghi indicaram que uma fatia de solo, como apresentada na Figura 2.11, tem seu equilíbrio mantido pela camada de solo abaixo da fatia e pelo solo nas laterais da mesma.

Desta maneira Terzaghi determina a tensão vertical atuando sobre o solo entre estacas (alçapão), fazendo uso do ângulo de atrito ( $\phi$ ), do coeficiente de empuxo no repouso (K), do vão livre entre as estacas (D), do peso específico do solo ( $\gamma_{at}$ ), da espessura da camada de aterro ( $H_{at}$ ), e do parâmetro de forma do vão (a) (que possui um valor de 2 ou 4 para o vão longitudinal ou circular respectivamente), conforme apresentado na equação 2.11.

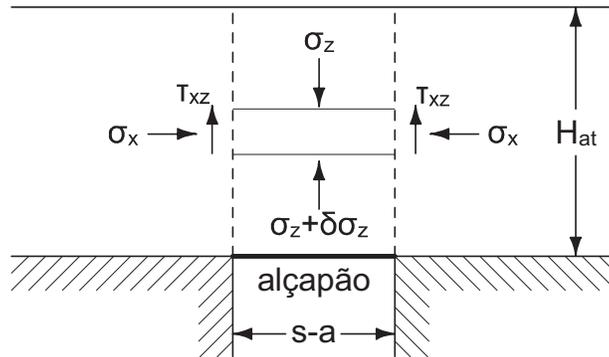


Figura 2.11: Elemento vertical em equilíbrio.

$$\sigma_i = \frac{\gamma_{at} D}{aK \tan \phi'} \left[ 1 - \exp\left(\frac{-aKH_{at}}{D} \tan \phi'\right) \right] + \omega_s \exp\left(\frac{-aKH_{at}}{D} \tan \phi'\right) \quad \text{eq. 2.11}$$

Um dos principais problemas deste método é que o coeficiente de empuxo no repouso não é conhecido e pode variar com a profundidade (ZHUANG, 2009). Diversos autores propõem métodos alternativos para determinação de K. RUSSEL *et al.*, (2003) propõem que K seja tomado de modo conservativo como 0,5. HANDY (1985) propõe que o formato do elemento de solo seja uma catenária e que logo, um coeficiente diferente deve ser utilizado,  $K_w$ .

#### 2.1.4.2. Hewlett e Randolph (1988)

O método de HEWLETT e RANDOLPH (1988) foi desenvolvido para o dimensionamento de aterros estaqueados com capitéis sem reforço, porém os autores apresentam a possibilidade de incluir reforço desde que o mesmo atue suportando a parcela do aterro não suportada pelo efeito de arqueamento.

O método considera a ocorrência de reais domos, diferente da superfície vertical proposta por Terzaghi. Os domos transmitem grande parte do carregamento do aterro para as estacas, e o subsolo é carregado somente pelo material de aterro abaixo dos domos. Os domos são considerados semicirculares e de espessura uniforme, conforme apresentado na Figura 2.12.

Como o método proposto por HEWLETT e RANDOLPH assume uma pressão uniforme atuante sobre o solo compressível, LOW *et al.*, (1994) propuseram um refinamento, adicionando um parâmetro que permite a consideração de uma tensão vertical não uniforme no solo mole.

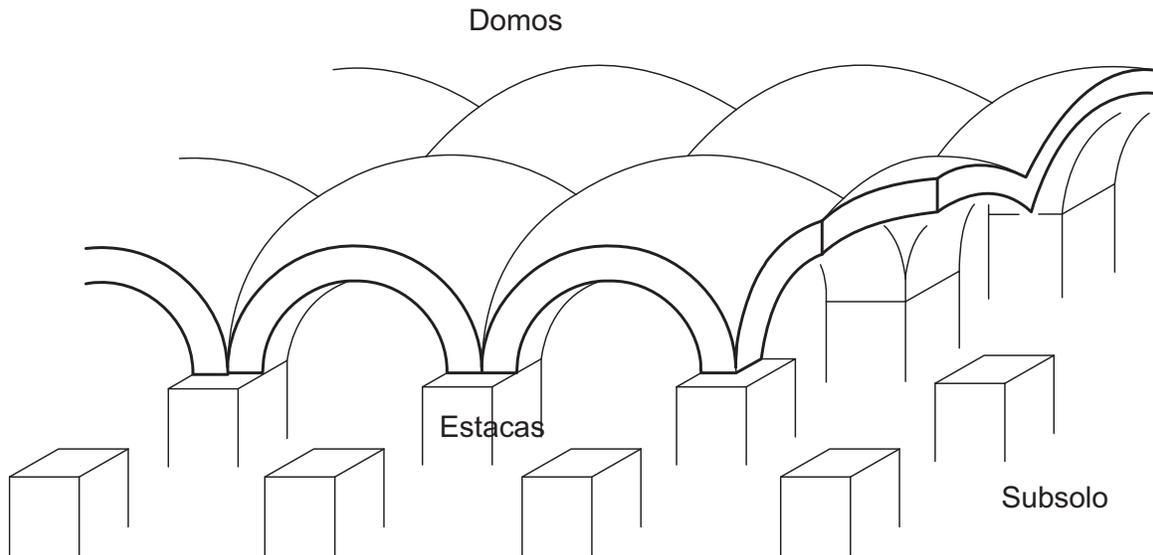


Figura 2.12: Domos formados sobre capitéis, conforme proposto por HEWLETT e RANDOLPH (1988).

Por meio deste método é possível estimar, em função da altura do aterro ( $H_{at}$ ), do peso específico do aterro ( $\gamma_{at}$ ) da largura dos capitéis ( $a$ ), do espaçamento entre as estacas ( $s$ ), e do ângulo de atrito do solo usado no aterro ( $\phi$ ), as parcelas do carregamento imposto pelo aterro que são direcionadas às estacas e ao vão entre os capitéis, conforme a equação abaixo:

$$\sigma_i = \gamma_{at} \left( H_{at} - \frac{s}{2} \right) \left[ \frac{s-a}{s} \right]^{(k_p-1)} \quad \text{eq. 2.12}$$

onde  $\sigma_s$  é a tensão interna aos capitéis (kPa).

#### 2.1.4.3. BS8006 (2010)

O método utilizado na norma britânica para projetar aterros sobre estacas com geossintéticos foi inicialmente desenvolvido por JONES *et al.*, (1990), o qual era bidimensional e implicava na existência de muros enterrados, ao invés de estacas. No método da BS8006 (2010) o efeito de arqueamento é representado por um domo e é independente do tipo e da resistência do aterro.

As normas britânicas diferem de outros métodos ao calcular inicialmente a tensão média no capitel ao invés de no solo mole. A BS8006 (2010) apresenta uma série de equações para a determinação de parâmetros de projeto de aterros estaqueados reforçados, como: comprimento de ancoragem do reforço, área a ser estaqueada e espaçamento máximo entre estacas, objetivando prevenir qualquer instabilidade nas extremidades do aterro. Apresenta também equações para a estimativa da carga vertical que irá atuar sobre os capitéis e da tensão atuante no reforço.

Para a obtenção da razão entre a tensão vertical exercida no topo dos capitéis e a média tensão vertical na base do aterro ( $\rho'_c / \sigma'_v$ ), é utilizada a equação de Marston, apresentada a seguir:

$$\frac{\rho'_c}{\sigma'_v} = \left[ \frac{C_c a}{H_{at}} \right]^2 \quad \text{eq. 2.13}$$

Onde  $\sigma'_v = (f_{fs} \gamma_{at} H_{at} + f_q w_s)$  e é a tensão vertical média fatorada na base do aterro,  $\rho'_c$  é a tensão vertical nos capitéis,  $\gamma_{at}$  é o peso específico do aterro,  $f_{fs}$  é o fator de carregamento parcial aplicado no reforço,  $f_q$  é o fator de carregamento parcial aplicado a cargas variáveis,  $H_{at}$  é a altura do aterro,  $w_s$  é a sobrecarga uniformemente distribuída,  $a$  é a largura dos capitéis, e  $C_c$  é o coeficiente de arqueamento.

#### 2.1.4.4. Guido et al., (1987)

O método de GUIDO *et al.*, (1987) é fundamentado na evidência empírica de modelos executados com solos granulares reforçados com geogrelhas, situadas abaixo de uma sapata confinada em uma caixa rígida, como pode ser visto na Figura 2.13. Os resultados sugerem que múltiplas camadas de reforço com geogrelha elevam a capacidade de suporte, que pode ser interpretada como um aumento no ângulo de atrito do solo reforçado. Foi então proposto um ângulo de distribuição do carregamento no solo reforçado de  $45^\circ$  (BELL *et al.*, 1994).

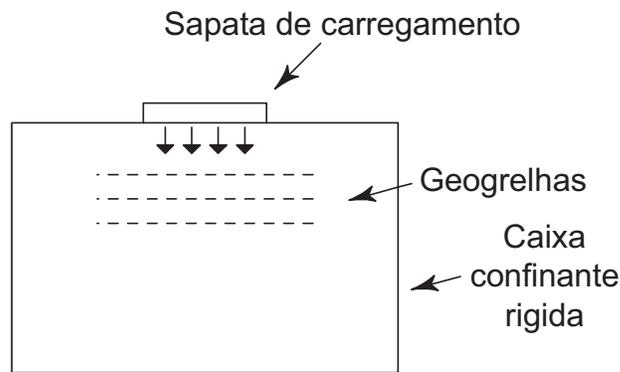


Figura 2.13: Arranjo experimental preparado por GUIDO *et al.*, (1987)

Um aterro estaqueado pode ser visualizado invertendo a situação descrita anteriormente, conforme indicado na Figura 2.14. O arco é então representado bidimensionalmente por um triângulo a  $45^\circ$ , ou por uma pirâmide para os casos tridimensionais.

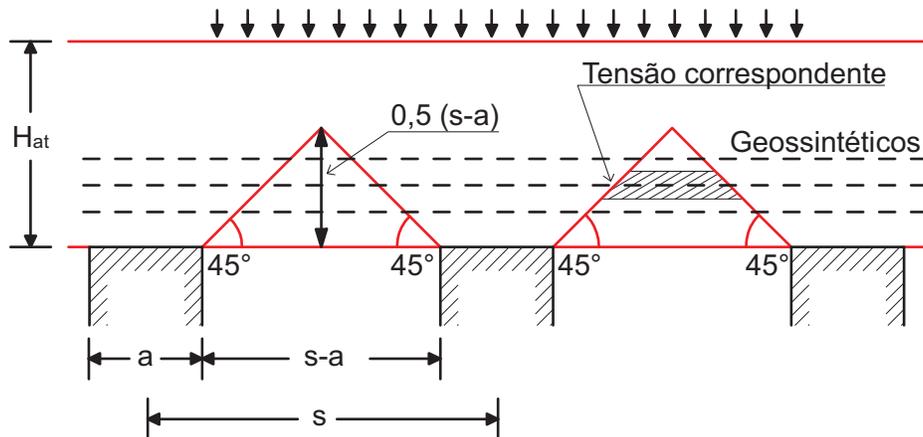


Figura 2.14: Mecanismo de distribuição das cargas de acordo com GUIDO *et al.*, (1987).

Para a situação bidimensional a tensão atuante no subsolo pode ser obtida através da seguinte equação:

$$\sigma_s = \frac{\gamma_{at}(s-a)}{4} \quad \text{eq. 2.14}$$

E para a situação tridimensional, a equação é alterada para:

$$\sigma_s = \frac{\gamma_{at}(s-a)}{3\sqrt{2}} \quad \text{eq. 2.15}$$

O método de GUIDO *et al.*, (1987) não leva em consideração o ângulo de atrito ( $\phi$ ) do solo e assume que o ângulo de 45° sobre os capitéis é justificado para aterros granulares bem compactados com múltiplas camadas de reforço. Entretanto, como o experimento foi realizado dentro de uma caixa rígida, o material granular sofreu confinamento e isto provavelmente tenha acarretado um ganho artificial de resistência (ZHUANG, 2009).

LOVE e MILLIGAN (2003) ressaltam também o fato de que a gravidade do aterro está agindo em direção oposta à dos testes laboratoriais de GUIDO *et al.*, (1987), e assim o peso próprio do solo na área do arco atua de modo a reduzir o confinamento.

#### 2.1.4.5. Método de Svanø

Este método foi sugerido por CARLSSON (1987) sendo utilizado nos países escandinavos. Conforme apresentado na Figura 2.15, ele considera que o aterro sobre as colunas cria cunhas (bidimensionalmente), ou conforme proposto Svanø *et al.*, (2000) *apud* SATIBI *et al.*, (2007) troncos de pirâmides invertidos (tridimensionalmente).



estacas. O método permite também a avaliação da tensão atuante nos vãos entre os capitéis e a tensão resistida uniformemente pelo geossintético. Permite ainda a estimativa das tensões de tração atuantes nos geossintéticos.

KEMPFERT *et al.*, (2004) propuseram posteriormente um novo método teórico para o dimensionamento de aterros estaqueados reforçados. A partir de resultados obtidos em ensaios de modelos de larga escala, o novo método descreve a suposta distribuição das tensões no aterro e a ação membrana atuante no reforço, o que, segundo os autores, apesar de ser conservador tem boa aproximação com a distribuição de tensões atuantes em um aterro estaqueado sujeito a carregamentos estáticos. O método avalia as tensões verticais atuantes sobre os capitéis e o reforço, assim como a tensão de tração atuante no reforço. A Figura 2.16 apresenta o modelo esquemático utilizado para a determinação da tensão vertical na camada de solo compressível entre estacas/capitéis.

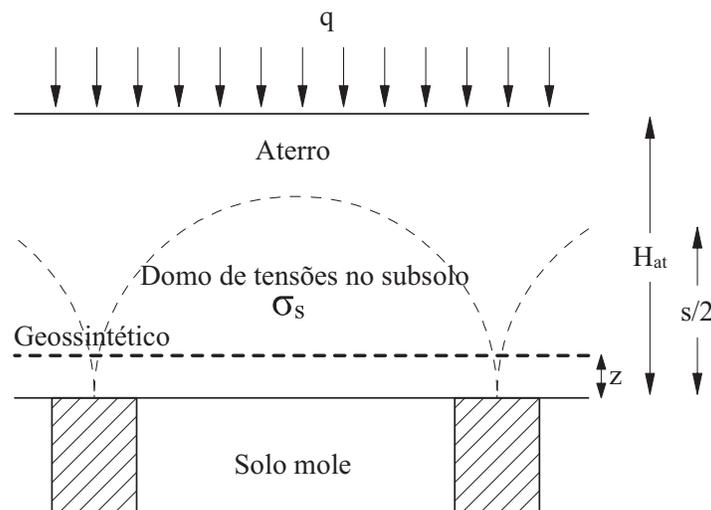


Figura 2.16: Modelo esquemático da tensão vertical sobre a camada de solo compressível (KEMPFERT *et al.*, 2004).

KEMPFERT *et al.*, (2004) compuseram um ábaco para o cálculo das tensões verticais atuantes no reforço (para  $\phi'_s = 30^\circ$ ), conforme Figura 2.17 abaixo.

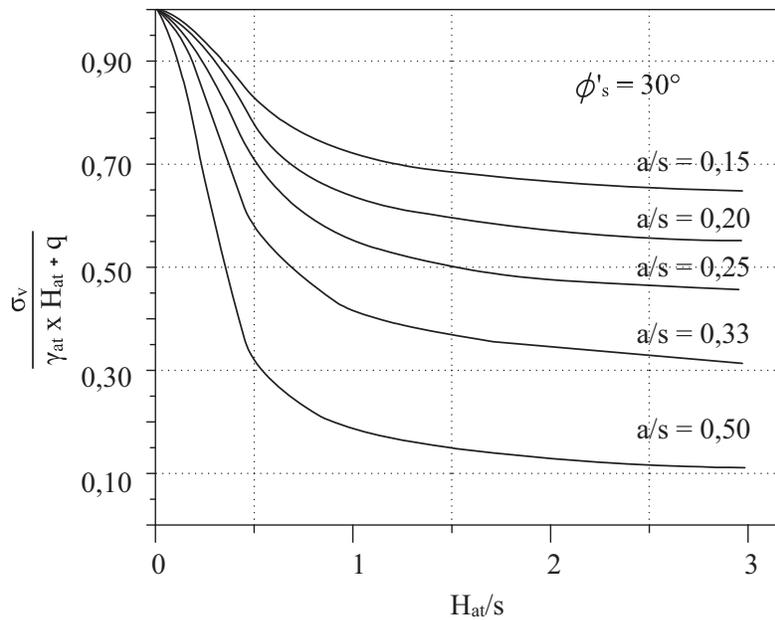


Figura 2.17: Cálculo de tensões verticais sobre o reforço (KEMPFERT *et al.*, 2004).

#### 2.1.4.7. Método alemão

O método alemão (EBGEO, 2004) adota a teoria do arqueamento tri-dimensional proposta por KEMPFERT *et al.*, (1997), que utiliza um sistema similar ao de HEWLETT e RANDOLPH (1988), com a modificação para aterros de pequena altura. O método considera a formação de domos entre as estacas.

#### 2.1.4.8. Novo método alemão

O novo método alemão (EBGEO, 2011) adota o modelo analítico proposto por Zaeske (2001) e é composto por dois passos. O primeiro passo se refere ao cálculo das distribuições de tensões no aterro (arqueamento) e o segundo passo é referente às distribuições das tensões no reforço de geossintético.

Van EEKELEN (2011) investiga a norma alemã EBGEO (2011) por meio de testes em modelos, concluindo que o uso do método da EBGEO tende para um maior fator de segurança, o que se deve essencialmente a duas razões:

- não se considera o aumento do efeito de arqueamento no aterro com a consolidação do solo muito compressível;
- as deformações do solo muito compressível são consideradas essencialmente entre as estacas, conduzindo a uma menor área de suporte.

#### 2.1.4.9. Abusharar et al., (2009)

ABUSHARAR *et al.*, (2009) propuseram um método de análise para aterros granulares sobre solos moles, suportados por uma malha retangular de estacas, considerando a inclusão de geossintéticos. O método é fundamentado no efeito de arqueamento dos solos, sendo similar ao proposto por LOW *et al.*, (1994), tendo a inclusão de uma sobrecarga uniforme no aterro ( $q$ ) e a consideração do atrito entre o geossintético e solo ( $\lambda$ ) como os principais refinamentos adicionados.

O método de ABUSHARAR *et al.*, (2009) permite estimar a eficiência do sistema (E), o recalque entre inclusões da camada de solo mole ( $t$ ), e a tensão no geossintético (T). Para tal, faz as seguintes simplificações:

- O aterro é homogêneo, isotrópico e sem coesão;
- O solo mole é homogêneo, isotrópico e elástico linear;
- O solo mole e o aterro deformam-se apenas verticalmente;
- As estacas são suficientemente rígidas e indeformáveis;
- Não há atrito entre a estaca e o solo mole; e,
- A razão  $H_{at}/s$  deve ser maior que 0,5.

Para a obtenção da tensão atuando entre os capitéis ( $\sigma_s$ ), têm-se a seguinte equação:

$$\sigma_s = \frac{\gamma_s (s-a)(K_p - 1)}{2(K_p - 2)} + \left(\frac{s-a}{s}\right)^{K_p - 1} \left[ q + \gamma_s H_{at} - \frac{\gamma_s s}{2} \left( 1 + \frac{1}{K_p - 2} \right) \right] \quad \text{eq. 2.18}$$

Determinada a tensão entre capitéis, a eficiência para o caso sem geossintético pode ser obtida através da seguinte equação:

$$E = 1 - \frac{(s - a)\sigma_s}{s(\gamma_s H_{at} + q)} \quad \text{eq. 2.19}$$

Já para o caso o com a inclusão de um geossintético, ABUSHARAR *et al.*, (2009) propõem a seguinte equação:

$$E = 1 - \frac{(s - a)p_o}{s(\gamma_s H_{at} + q)} \quad \text{eq. 2.20}$$

onde  $p_o$  é definido como a tensão uniforme agindo no geossintético, obtida por meio da seguinte equação:

$$p_o = \sigma_s - \frac{tE_c}{D} \quad \text{eq. 2.21}$$

sendo  $E_c$  o módulo de elasticidade do solo mole,  $D$  a espessura da camada de solo mole e  $t$  o máximo recalque do solo mole (base do aterro) na diagonal entre estacas. Ou seja, a camada de solo mole é admitida com comportamento elástico linear, o que naturalmente está longe da realidade.

A Figura 2.18 apresenta a distribuição de tensões no geossintético. Mesmo que as tensões agindo no topo do geossintético e a reação do solo abaixo do geossintético variem lateralmente (atingindo o pico no centro entre inclusões), sua diferença é considerada linearmente uniforme.

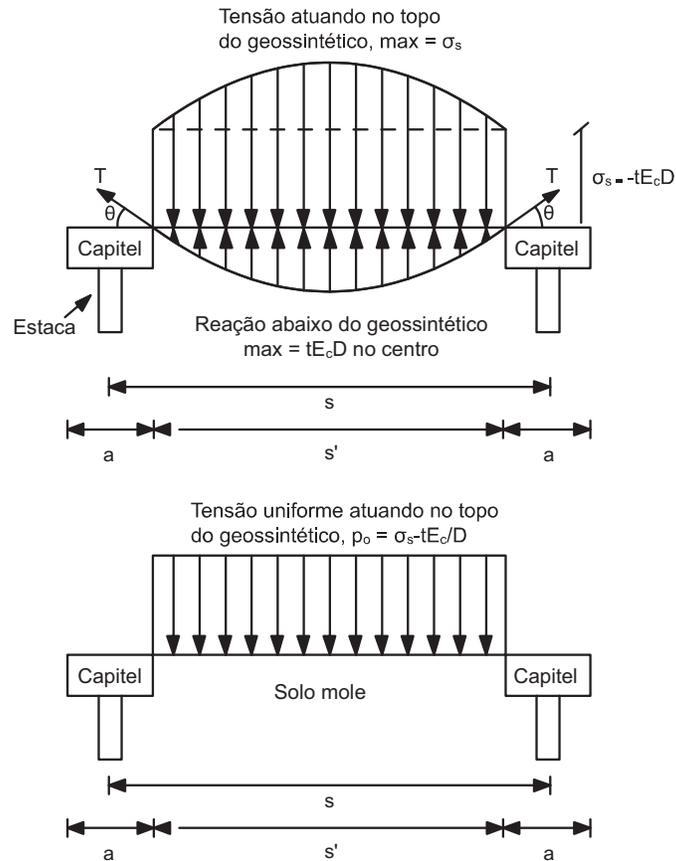


Figura 2.18: Distribuição de tensões no geossintético (ABUSHARAR *et al.*, 2008).

A obtenção do recalque  $t$  se dá pelo produto da razão de recalque ( $\beta$ ) com o vão livre entre capitéis ( $s'$ ), ou seja:

$$t = \beta \times s' \quad \text{eq. 2.22}$$

A razão de recalque ( $\beta$ ) pode ser obtida por meio da seguinte equação de terceiro grau:

$$a\beta^3 + b\beta^2 + c\beta + d = 0 \quad \text{eq. 2.23}$$

onde:

$$a = 32DJ + 4s'^2 E_c \quad \text{eq. 2.24}$$

$$b = 2s'^2 \lambda E_c \tan \phi_c - 4s' D \sigma_s \quad \text{eq. 2.25}$$

$$c = 2s' \lambda D \sigma_s \tan \phi_s + s'^2 E_c \quad \text{eq. 2.26}$$

$$d = -s' D \sigma_s \quad \text{eq. 2.27}$$

sendo  $J$  o módulo do geossintético,  $\lambda$  um fator de atrito que varia entre 0,7 a 0,9,  $\phi_c$  o ângulo de atrito do solo mole e  $\phi_s$  o ângulo de atrito do aterro.

Por fim, é possível estimar a tensão atuante no reforço, a partir da seguinte equação:

$$T = \left( \frac{1 + 4\beta^2}{8\beta} \right) \left( s' \left( \sigma_s - \frac{tE_c}{D} \right) \right) \quad \text{eq. 2.28}$$

### 2.1.5. Comentários finais

Foram apresentados diversos métodos de cálculo de aterros estruturados com geossintético, como os de Terzaghi, Kempfert, Guido, BS8006, EBGEO entre outros. Alguns destes métodos, como BS8006, Guido e Svanø não consideram os parâmetros de resistência do aterro. Dentre os métodos de cálculo apresentados decidiu-se por avaliar os resultados dos ensaios com o método analítico de ABUSHARAR *et al.*, (2009). A escolha deste método recentemente proposto baseia-se em sua simplicidade, por considerar todos os parâmetros relevantes do problema e por permitir cálculos de eficiência e de recalques medidos nos ensaios centrífugos.

## 2.2. MODELAGEM CENTRÍFUGA

Como a modelagem física em centrífuga geotécnica tem sido abordada em teses recentes da COPPE (OLIVEIRA, 2005; PACHECO, 2006; CALLE, 2007; MOTTA, 2008; FAGUNDES, 2010), este tema será então aqui abordado de forma sucinta.

Em muitas obras geotécnicas um dos principais componentes de carregamento e, conseqüentemente do estado de tensões, é o peso próprio do material (BASSET e

HORNER, 1979). Sobre estas circunstâncias, os modelos reduzidos em ensaios centrífugos oferecem uma maneira de considerar muitas das complexidades da escala modelo/protótipo. Ao elevar a aceleração radial a N vezes a gravidade da terra ( $N \cdot g$ ), todas as tensões referentes ao peso próprio se elevam automaticamente no modelo, resultando em uma distribuição de tensões e poro-pressões tal como a que se verifica no protótipo em campo.

A modelagem centrífuga apresenta grande aplicabilidade em vários projetos geotécnicos, podendo-se citar (RANDOLPH e HOUSE, 2001):

- Estudos de adensamento em solos moles;
- Estimativa da resistência;
- Barragens de enrocamento;
- Estabilidade em argilas moles;
- Efeitos de carregamento cíclico (e.g. tanques de estocagem);
- Processo de transporte em solos (contaminantes);
- Muros de contenção e muros de gravidade;
- Estruturas ancoradas;
- Túneis;
- Escavações profundas;
- Fundações (rasas, profundas, grupos de estacas e sistemas de cravação);
- Modelagens dinâmicas (a exemplo de solicitações sísmicas);
- Comportamento de aterros.

A modelagem centrífuga representa, portanto, uma excelente ferramenta para o estudo de problemas geotécnicos. Este item apresenta uma concisa discussão sobre

a idealização dos ensaios centrífugos, sua importância nas pesquisas geotécnicas, as leis de semelhança que regem os ensaios, além de alguns dos trabalhos já realizados sobre modelagens centrífugas de aterros estaqueados.

### **2.2.1. Breve histórico**

Em 1869 Edouard Phillips apresentou um artigo reconhecendo a importância do peso próprio das massas de solo nas mais diferentes situações, e desenvolveu leis de escala apropriadas as quais identificaram a importância e a necessidade de uma centrífuga, para se conseguir a similaridade de tensões entre modelos e protótipos, quando os mesmo materiais são usados. Por cerca de 60 anos a idéia não saiu do papel, possivelmente devido à dificuldade de executar ensaios acurados com a tecnologia da época.

Philip Bucky publicou, em 1931, um dos primeiros artigos relatando ensaios centrífugos, porém a carência de instrumentação na época deixava os ensaios extremamente limitados. Os mais importantes estudos na área foram realizados na USSR por Davidenkov e Pokrovskii, em 1932, e por Pokrovskii e Fiodorov, em 1936. Com o início e o desenrolar da segunda guerra mundial não muito mais foi publicado sobre a técnica.

Somente em 1969, na sétima conferência da ISSMFE (*International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*), realizada no México, foram publicados, pela primeira vez desde 1936, trabalhos na área de modelagem centrífuga. Os artigos vieram de Avgherinos e Schofield da Inglaterra, Mikasa *et al.*, do Japão, e Ter-Stepanian e Goldstein da União Soviética, e todos se voltavam a estudos de estabilidade de taludes.

A oitava conferência da ISSMFE foi realizada em Moscou, em 1973, e a partir dela se tornou clara a experiência soviética, evidenciando que os russos mantiveram seus estudos centrífugos desde a década de 30, especialmente focados em aplicações militares. Por outro lado, tornou-se também aparente que o desenvolvimento das centrífugas soviéticas não caminhava junto com o desenvolvimento de técnicas de

computação, de instrumentação e de obtenção de dados, as quais se verificavam em outros centros de pesquisa.

Entre os meados da década de 70 e de 80, um grande desenvolvimento na área de instrumentação ocorreu paralelamente ao das análises numéricas. Em 1981, o então presidente da ISSMFE deu um passo positivo e decisivo para o desenvolvimento da modelagem centrífuga ao organizar um comitê técnico (na época o TC02) visando estimular os estudos em modelagem física em geral e a organização de congressos quadrianuais no assunto, sendo o último (*7th Int. Conf. on Physical Modeling*) em 2010 em Zurique.

A partir de então a importância das centrífugas geotécnicas já estava largamente difundida, e muitos países já a reconheciam como um meio importante para a realização de estudos geotécnicos e de interação solo-estrutura. Diversas universidades já contavam com centrífugas geotécnicas em operação. Vários centros de pesquisas, não relacionados a universidades, também possuíam centrífugas financiadas pelos governos de seus respectivos países, a exemplo da França e da Holanda (TAYLOR, 1995). Em 1994 a COPPE-UFRJ deu os passos iniciais para a aquisição de sua centrífuga de tambor de pequeno porte que se tornou operacional em 1996. Em 2011, foi adquirida uma centrífuga de braço também de pequeno porte e que começou a operar em março de 2012.

### **2.2.2. Leis de semelhança**

O princípio básico do ensaio em centrífuga consiste em submeter o modelo a uma força inercial de magnitude igual à força gravitacional experimentada pelo protótipo (SCHOFIELD, 1980 *apud* MOTTA, 2008).

Em modelos acelerados dentro da centrífuga o campo inercial de aceleração radial, associado a direção da gravidade, é aumentado  $N$  vezes em relação à gravidade terrestre  $g$ . A distribuição das tensões verticais no modelo centrífugo e no protótipo estão apresentadas na Figura 2.19 (TAYLOR, 1995).

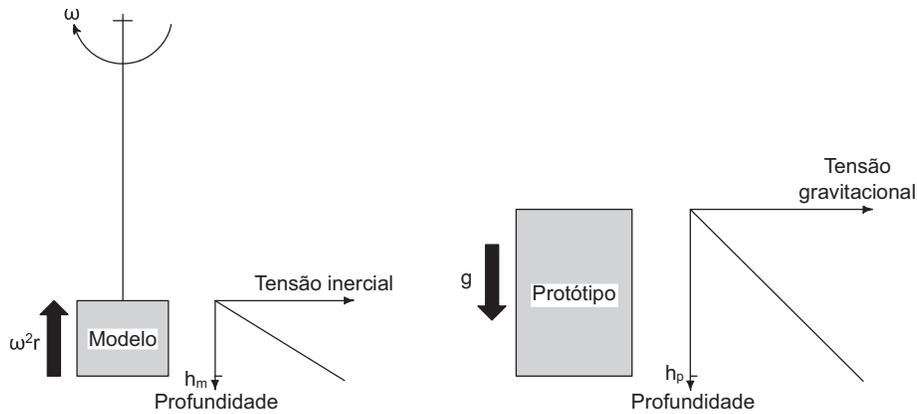


Figura 2.19: Correspondência entre as tensões inerciais no protótipo e no modelo centrífugo (adaptado de TAYLOR, 1995).

Deste modo, se o material do modelo e do protótipo apresentarem características similares, a tensão vertical no modelo a uma profundidade  $h_m$  será a mesma que a tensão vertical do protótipo a uma profundidade  $h_p$  ( $\sigma_{vm} = \sigma_{vp}$ ), e pode-se dizer que:

$$h_p = N \times h_m \tag{eq. 2.29}$$

Esta é a lei básica dos modelos centrífugos, mantendo relações de proporcionalidade entre o campo inercial gerado e as dimensões do protótipo. A facilidade da modelagem centrífuga está exatamente no fato dos modelos serem acelerados, viabilizando a utilização de modelos menores e mais acessíveis.

Porém, cuidado especial deve ser tomado no sentido de não generalizar esta definição para todos os parâmetros. A Tabela 2.2 apresenta as relações de escala entre modelos e protótipos que regem os ensaios centrífugos.

TAYLOR (1995) ressalta que, ao utilizar uma centrífuga para gerar os altos campos de aceleração necessários para modelagem física, existe uma pequena variação na aceleração ao longo do modelo. Isto ocorre, pois o campo de aceleração inercial é dado por  $\omega^2 r$ , onde  $\omega$  é a velocidade angular e  $r$  é o raio a uma dada profundidade no modelo. Este problema torna-se pequeno quando se dá a devida atenção à escolha do raio utilizado para determinar o fator  $N$ . A Figura 2.20 apresenta

uma comparação das distribuições de tensões com a profundidade entre modelo e protótipo.

Tabela 2.2: Relações de escala em modelos centrífugos.

Parâmetro	Relação de Escala Modelo / Protótipo
Densidade	1
Tensão	1
Deformação	1
Tempo (relaxação)	1
Gravidade	N
Comprimento	1/N
Tempo (difusão)	1/N <sup>2</sup>
Força	1/N <sup>2</sup>
Massa	1/N <sup>3</sup>
Momento fletor	1/N <sup>3</sup>

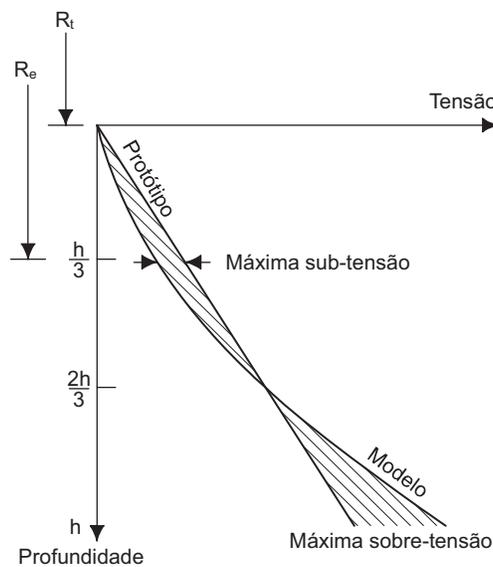


Figura 2.20: Distribuição de tensões com a profundidade entre modelo e protótipo (adaptado de TAYLOR, 1995).

### 2.2.3. Modelagem física de aterros estaqueados

A modelagem física 1g e centrífuga de aterros estruturados foram utilizadas no passado tanto para problemas bidimensionais como para tridimensionais. Alguns trabalhos importantes com modelos 1g podem ser citados, porém vale ressaltar que

estes modelos podem apresentar comportamentos diferentes do protótipo, e que a rigidez do geossintético pode ser duvidosa devido ao efeito escala.

Van EEKELEN *et al.*, (2003) realizaram ensaios onde o solo mole foi substituído por bolsões de borracha completados com água. À medida que a água era expulsa, o bolsão se esgotava e o recalque era simulado. Van EEKELEN *et al.*, (2003) compararam os resultados com diversos métodos de cálculo, indicando que para a BS8006 (2010) os resultados foram inconsistentes para as maiores alturas de aterro.

KEMPFERT *et al.*, (2004), JENCK *et al.*, (2005), HEITZ *et al.*, (2008) e BRITTON e NAUGHTON (2008), também realizaram estudos de aterros estaqueados com modelos 1g. LOW *et al.* (1994) sugeriram a utilização de modelos centrífugos para investigar a validade de modelos analíticos em condições de protótipo, e CHEN *et al.*, (2008) ressaltaram a importância da realização dos ensaios em modelos centrífugos, visando uma avaliação dos métodos de projeto atualmente propostos na literatura.

Na modelagem centrífuga, ASLAM (2008) realizou ensaios de aterros estaqueados, substituindo o solo compressível por EPS, conforme apresentado na Figura 2.21. Foram analisadas diversas espessuras de aterro com e sem reforço de geossintético. Os recalques diferenciais no topo do aterro foram medidos por meio de técnicas de fotogrametria. ASLAM (2008) observou que o aumento da rigidez do geossintético apresentava pouca redução dos recalques diferenciais, mas que o decréscimo do espaçamento entre as estacas resultava em reduções consideráveis nos recalques diferenciais.

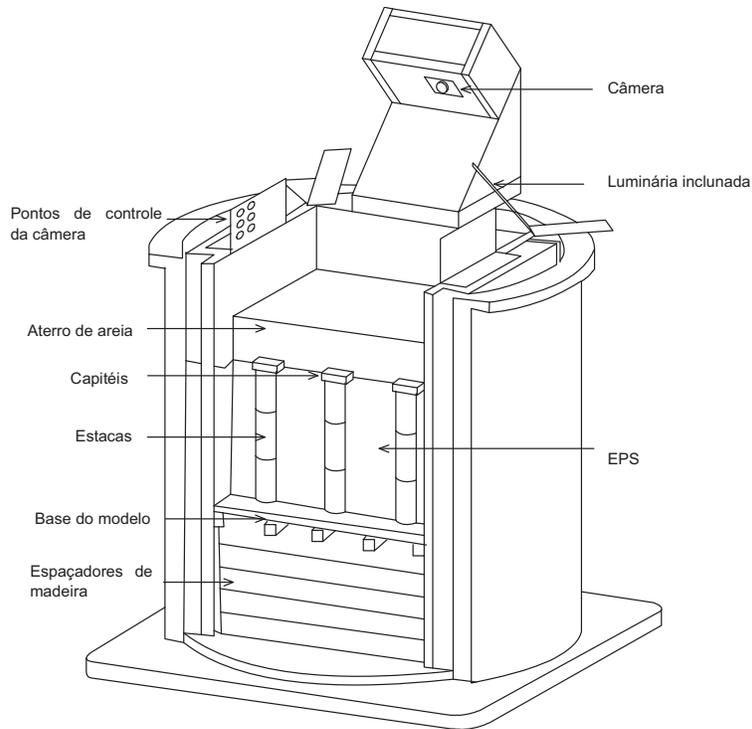


Figura 2.21: Modelo de ASLAM (2008).

ELLIS e ASLAM (2009a e 2009b) prosseguiram com os estudos centrífugos em ensaios realizados sem reforço, comparando seus resultados com os obtidos por meio de métodos preditivos (TERZAGHI, 1943; HEWLETT e RANDOLPH, 1988; BS8006, 2010; EBGEO, 2004). ELLIS e ASLAM (2009a e 2009b) concluíram que a razão entre a altura do aterro ( $H_{at}$ ) e o espaço livre entre as estacas ( $s-a$ ) constituía um parâmetro de grande importância e observaram que:

- Com  $H_{at}/(s-a)$  menor que 0,5 as tensões no solo compressível não são reduzidas por arqueamento e há um recalque diferencial significativo.
- Quando  $H_{at}/(s-a)$  está entre 0,5 e 2, há uma maior verificação de arqueamento, a eficiência se eleva e os recalques diferenciais diminuem.
- Quando  $H_{at}/(s-a)$  é maior que 2, ocorre um arqueamento completo, e a eficiência tende a 1, com pouco recalque diferencial.

BAUDOIN, THOREL e RAULT (2010) realizaram modelagens centrífugas de aterros estaqueados sem a inclusão de geossintéticos, com amostras com 80% de

caulim e 20% areia. Um aterro granular é disposto sobre a camada de solo compressível com e sem uma laje na interface. Foram analisadas a eficiência do sistema e o recalque diferencial no topo do aterro para diferentes espaçamentos entre as estacas ( $s$ ) e diferentes alturas de aterro ( $H_{at}$ ) foram testadas. O estudo verificou que tanto o aumento na altura de aterro quanto à redução do espaçamento entre as estacas, reduzia os recalques diferenciais. Verificou-se uma eficiência de 63% para uma taxa de cobertura de 4,91%, conforme verificado na Figura 2.22 (sem laje na interface). THOREL *et al.*, (2010) também apresentam estudos semelhantes, fazendo uso de um modelo centrífugo e um modelo 1g.

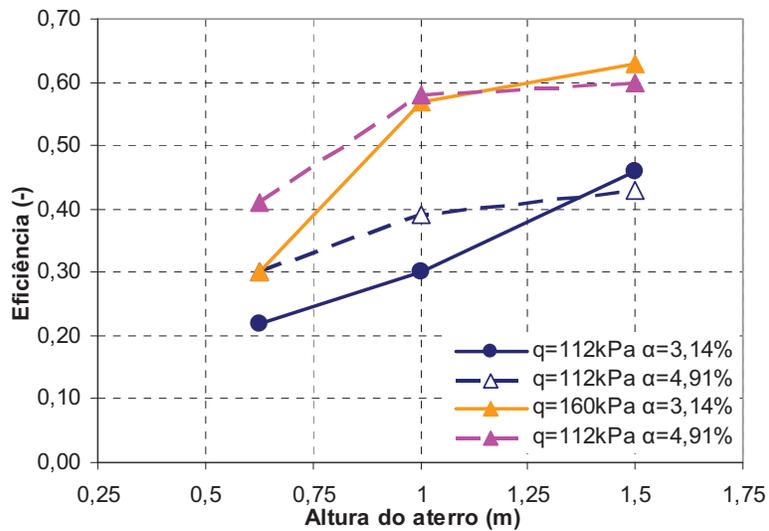


Figura 2.22: Eficiência *versus* altura de aterro (adaptado de BAUDOUIN, THOREL e RAULT, 2010)

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

O presente capítulo descreve os equipamentos e os materiais utilizados no decorrer da realização desta pesquisa. Detalham-se as peculiaridades da centrífuga do IFSTTAR e de sua operação, assim como os materiais utilizados durante os ensaios.

#### 3.1. IDEALIZAÇÃO DO ENSAIO

Em parceria com o IFSTTAR, esta pesquisa focou em pontos específicos faltantes na malha de ensaios apresentada na monografia de LEFEBVRE (2011). A Tabela 2 resume o conjunto de ensaios realizados previamente por LEFEBVRE (2011) e os realizados pelo próprio autor (marcados com X ao lado). Todos estes ensaios foram realizados com um fator de escala  $N = 20$ . Todos estes ensaios serão analisados em conjunto nesta dissertação.

Tabela 3.1: Relação de ensaios realizados.

Taxa de Cobertura: 2,47 (%)				Taxa de Cobertura: 4,91 (%)			
Altura do Aterro (mm)	Número de Geossintéticos	Intensidade da Pretensão (N/m)		Altura do Aterro (mm)	Número de Geossintéticos	Intensidade da Pretensão (N/m)	
35	0	-		35	0	-	
35	1	0		35	1	0	
35	1	50		35	1	50	
35	2	0		35	1	250	
50	0	-	X	35	2	0	X
50	1	0		35	2	50	
50	1	50	X	35	2	250	
50	1	250	X	50	0	-	X
50	2	0		50	1	0	X
50	2	50	X	50	2	0	X
50	2	250	X	90	0	-	
90	0	-		90	1	0	
90	1	0		90	1	250	
90	1	50		90	2	0	X
90	2	0	X	90	2	250	

Nesta pesquisa realizou-se a análise paramétrica das seguintes variáveis: espessura de aterro, taxa de cobertura, número de geossintéticos e magnitude de pré-tensão do(s) geossintético(s). Para tornar possível estes estudos diversos instrumentos e equipamentos foram confeccionados e serão descritos adiante.

### 3.2. A CENTRÍFUGA DO IFSTTAR: UMA VISÃO GERAL

A centrífuga de braço do IFSTTAR (antigo LCPC), fabricada pela Acudyn e inaugurada em 1985 em Nantes, está instalada em um prédio projetado especialmente para sua utilização. Os principais elementos da centrífuga do IFSTTAR, que pelas suas características é uma centrífuga de grande porte, podem ser verificados na Figura 3.1, com suas descrições na sequência.



Figura 3.1: Visão geral da centrífuga do IFSTTAR.

- a. Cesto: Posicionado ao fim do braço da centrífuga, possui liberdade de rotação em torno do eixo unindo o cesto ao braço, possibilitando assim que o cesto busque naturalmente o equilíbrio das forças em qualquer aceleração. A plataforma da cesta, na qual são instalados os modelos e equipamentos, possui dimensões de 1,40 x 1,15 m e tem capacidade de 2 g-ton, ou seja, permite carregar no cesto uma carga de até 2000 kg a 100g e 500 kg a 200g.
- b. Braço do ensaio: com 5,5 metros de raio a partir do eixo da plataforma.

c. Contra peso: Posicionado no lado oposto ao cesto, é responsável pelo equilíbrio da centrífuga; na centrífuga do IFSTTAR os raios do contrapeso e do braço do ensaio são diferentes.

d. Eixo de transmissão: Localizado entre a base de concreto e o corpo da centrífuga.

e. Base de concreto: Situada abaixo do corpo da centrífuga, sustenta toda a massa da centrífuga. A centrífuga encontra-se fortemente fixada à base, sendo de grande importância que esteja perfeitamente nivelada, garantindo apenas movimentos horizontais durante a rotação. O nivelamento é garantido por meio de um nível eletrônico instalado entre a base da centrífuga e a base de concreto.

Como mencionado anteriormente, o cesto possui uma plataforma de 1,61 m<sup>2</sup>, na qual podem ser instalados vários equipamentos. A instalação de equipamentos na plataforma do cesto é relativamente simples, pois os equipamentos são em geral levados até a centrífuga já montados em um único bloco, com o auxílio de um pequeno veículo elétrico.

As conexões hidráulicas e de dados com a centrífuga do IFSTTAR são realizadas através de uma centena de contatos rotativos, atuando a qualquer nível de rotação, e permitem:

- Realizar medições no modelo instalado na centrífuga;
- A entrada de fluídos como água, óleo e ar;
- Comandar e alimentar os equipamentos elétricos, pneumáticos e hidráulicos (válvulas, atuadores, motores, etc.).

Ressalta-se que os dados analógicos enviados pelos instrumentos são convertidos para digitais através de fibra óptica, eliminando assim os ruídos no sinal verificados no sistema de *slip rings*. Os dados são enviados em tempo real para a sala de controle.

### **3.3. EQUIPAMENTOS INSTALADOS NO CESTO DA CENTRÍFUGA**

#### **3.3.1. Introdução aos equipamentos**

Para a realização dos estudos de modelagem física de aterros estruturados no IFSTTAR foi desenvolvido um equipamento especial que permite diferentes configurações do problema conforme a seguir descrito.

Apesar dos capitéis serem de prática comum no Brasil, na França nem sempre são executados, visto que suas argilas não possuem resistências tão baixas como as brasileiras, e desta maneira o modelo do platô não admite colunas com capitéis. As colunas foram substituídas por inclusões rígidas metálicas, de seções circulares e diâmetro fixo de 25 mm.

O sistema constitui-se de um platô móvel perfurado, que se desloca para baixo na vertical e que simula o comportamento do aterro estruturado, conforme mostrado na Figura 3.2b.

No caso de solos altamente compressíveis é essencial a execução prévia de um aterro de conquista qualquer que seja a técnica construtiva adotada, conforme mostrado na Figura 3.2a. No caso específico de aterros estruturados o aterro de conquista possibilita a cravação das estacas. Entretanto, o aterro de conquista recalca por adensamento deslocando-se em relação ao aterro situado acima. Esta movimentação é simulada pela descida do platô, que possibilita então a ocorrência do arqueamento e a mobilização dos esforços de tração no geossintético.

A substituição simplifica a modelagem física visto que o solo extremamente mole existente abaixo do aterro tem seu recalque simulado pelo deslocamento do platô. Este tipo de modelagem permite o controle da velocidade de deslocamento do platô, possibilitando adotar uma velocidade controlada do recalque simulado em todos os ensaios.

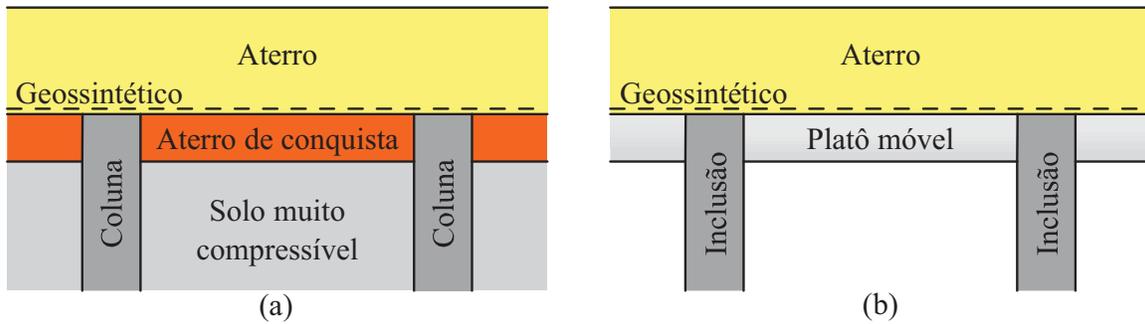


Figura 3.2: Comparação do protótipo e do modelo.

Conforme o platô móvel desce verticalmente, as inclusões rígidas transpõem as aberturas no platô. O esquema da Figura 3.3a apresenta o platô móvel em sua posição inicial, com o geossintético instalado. Em (b) o platô móvel inicia seu deslocamento e verifica-se que o geossintético começa a se deformar, mas ainda tocando o platô móvel. Já em (c), aproximando-se do fim do ensaio e dependendo do espaçamento das inclusões e rigidez do geossintético, o platô se encontra em um deslocamento tal que o geossintético não o toca mais, passando a se apoiar apenas nas inclusões.

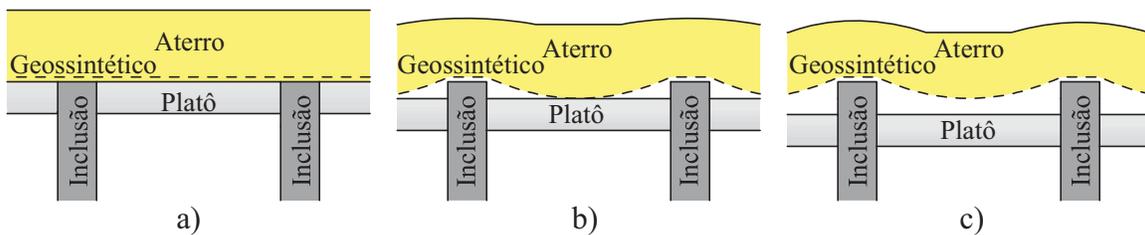


Figura 3.3: Esquema de movimentação do platô.

Algumas inclusões rígidas são instrumentadas com transdutores de força (células de carga), o que possibilita a obtenção das forças nelas atuantes. Desta maneira é possível calcular a percentagem do peso total suportado pelas colunas, conceito definido como eficiência no item 2.1.2.

Todos os itens mencionados acima são então fixados sobre uma chapa metálica com dimensões de 1,1m x 1,7m, conforme indicada na Figura 3.4. Desta maneira todo o conjunto pode ser montado fora e facilmente instalado de uma só vez no cesto da centrífuga. Na necessidade de substituição ou retirada de algum item para

reparos, basta removê-lo do sistema, pois cada item é independente do conjunto e pode ser facilmente substituído.

A fim de simular uma sobrecarga atuando na superfície do aterro, um tanque com uma membrana de borracha é posicionado sobre o aterro e completado com água durante a rotação da centrífuga.

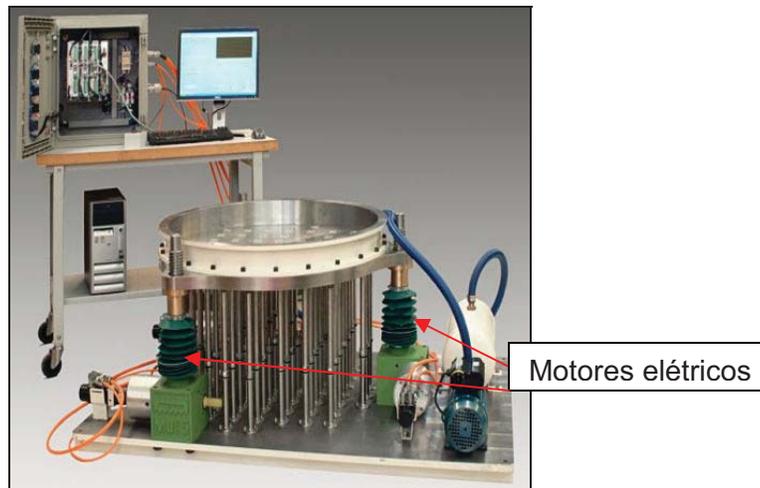


Figura 3.4: Conjunto de dispositivos montados antes da colocação no cesto da centrífuga (LEFEBVRE, 2011).

A seguir serão descritos mais detalhadamente os itens de maior importância instalados no cesto da centrífuga. RAULT *et al.*, (2010) também apresentam detalhes sobre os equipamentos instalados na centrífuga.

### 3.3.2. Sistema do platô móvel

O platô móvel consiste de uma plataforma circular metálica com 40 mm de espessura e 900 mm de diâmetro, perfurado em 61 pontos, como se verifica na Figura 3.5. Nem todas as sessenta e uma aberturas precisam ser ocupadas por inclusões rígidas, possibilitando assim diversas taxas de cobertura.

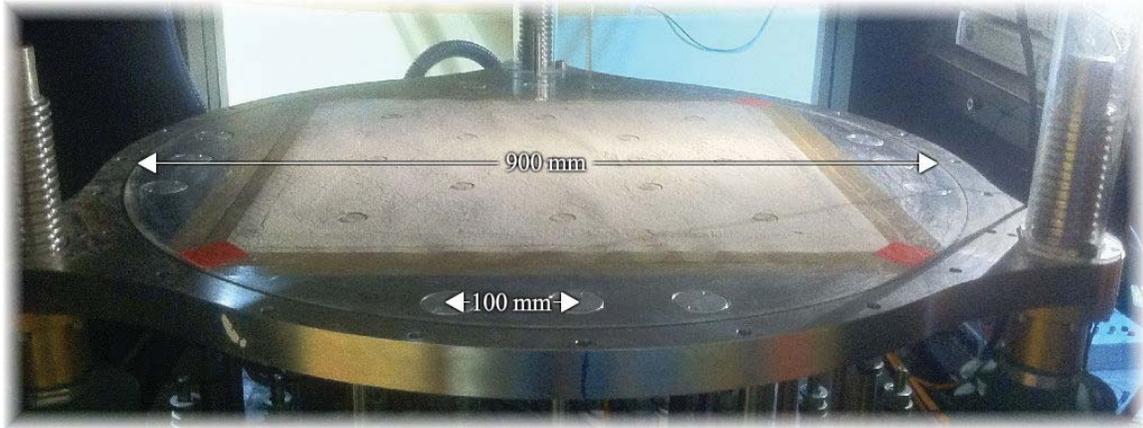


Figura 3.5: Platô móvel perfurado.

O platô possui aberturas que permitem a passagem das inclusões rígidas de 25 mm de diâmetro e espaçadas em 100 mm de centro a centro. Estas aberturas, com diâmetros marginalmente superiores a 25 mm, são equipadas com um *o-ring* que impede a passagem de grãos e água oriundos do colchão de transferência de cargas.

A Figura 3.6 mostra o esquema do platô móvel, ressaltando a possibilidade de fechamento das aberturas sem inclusões, com a utilização de uma chave especialmente confeccionada para rosquear as tampas.

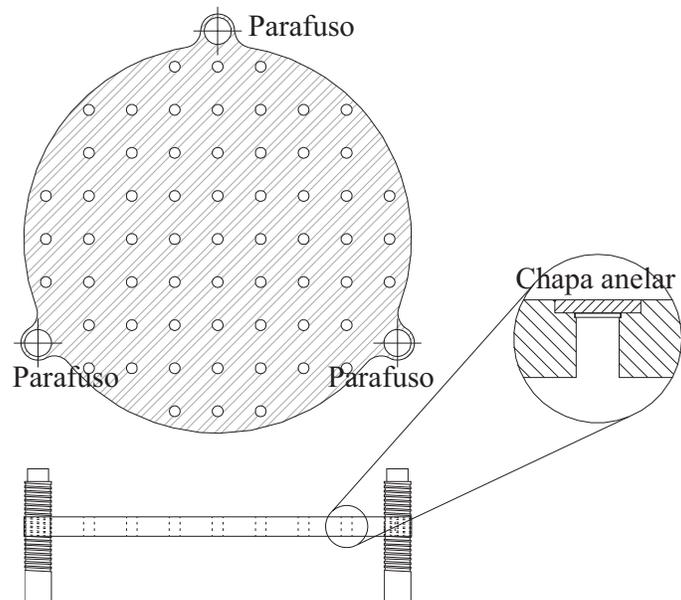


Figura 3.6: Esquema do platô móvel.

Nas aberturas de instalação das inclusões (estacas), utiliza-se uma chapa anelar. A Figura 3.7 apresenta uma abertura sem a chapa anelar (a) e uma com uma chapa anelar instalada (b), ambas com uma inclusão no centro.



Figura 3.7: Tampa vazada com inclusão.

A descida do platô é garantida por meio de três parafusos sem fim, espaçados a  $120^\circ$  e controlados por três atuadores elétricos, posicionados conforme apresentado na Figura 3.4 e na Figura 3.6. Os três motores garantem uma descida com velocidade controlada, a qual é mensurada a partir de dois sensores: um posicionado no centro do platô, ao lado da inclusão central, e outro posicionado na borda, próximo a um dos motores. Estes sensores também auxiliam na verificação do nível do platô, que é garantido por uma velocidade de rotação igual para cada motor. Os sensores são de marca Wenglor com capacidade de medir deslocamentos de 50 mm com um erro de  $\pm 0,025$  mm.

### 3.3.3. Inclusões rígidas (estacas)

As inclusões rígidas são cilíndricas e confeccionadas em aço inoxidável, com 25 mm de diâmetro e 426 mm de comprimento. Nesta pesquisa, das 61 inclusões existentes nove são instrumentadas, permitindo a obtenção das forças atuantes sobre as mesmas.

Uma inclusão rígida instrumentada consiste essencialmente de quatro partes, conforme indicadas na Figura 3.8.

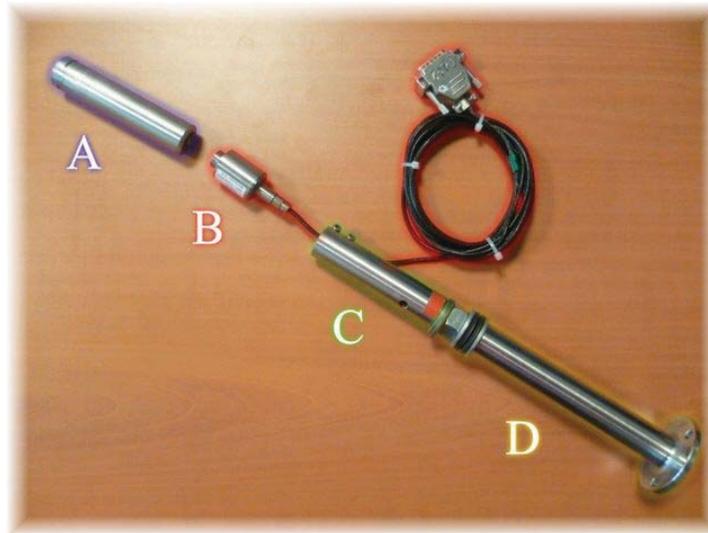


Figura 3.8: Componentes de uma inclusão.

A cabeça da inclusão (A) fica posicionada sobre o transdutor de força, e passa entre as aberturas do platô. O transdutor de força (B), posicionado logo abaixo da cabeça da inclusão, se insere dentro de uma haste (C) que tem uma ranhura lateral por onde passa o cabo de dados ligado ao transdutor, e desta maneira o sensor pode ser removido sem a retirada de toda a base. A base da inclusão (D) é fixada na chapa metálica, e nela todo conjunto de uma inclusão instrumentada é instalado. No caso de uma inclusão não instrumentada, apenas uma peça metálica cilíndrica é fixada sobre a base da inclusão (D), sem sensores de força.

A cabeça da inclusão possui altura de 110 mm e peso de 420 g. Este peso é medido pelo transdutor de força e deve ser considerado no cálculo. O atrito entre a lateral da cabeça da inclusão e o *o-ring* de isolamento é desprezível.

Para a disposição das inclusões instrumentadas e o controle dos dados, foi criado um sistema de nomenclatura, como apresentado na Figura 3.9. Nesta figura pode-se também observar que a diferente distribuição das inclusões rígidas permite diferentes taxas de cobertura, como mencionado anteriormente. As nove inclusões instrumentadas em malha quadrada e os espaços ocupados por inclusões não instrumentadas são representadas pelos símbolos “⊙” e “●” respectivamente.

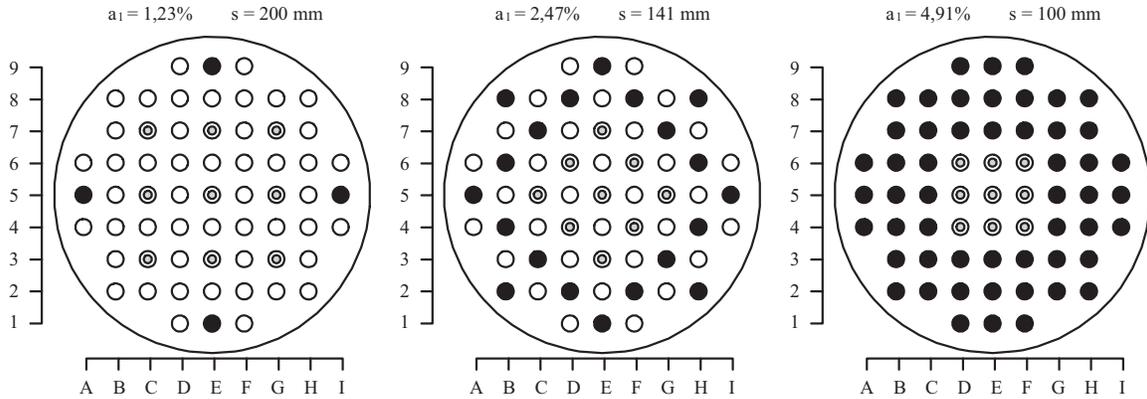


Figura 3.9: Sistema de nomenclatura (em matriz) e diferentes taxas de cobertura.

Sendo assim, o sistema suporta três taxas de cobertura, calculadas a partir da área total e da área ocupada por inclusões. Este trabalho como já mencionado anteriormente, estudará as duas maiores taxas de cobertura ( $\alpha = 2,47$  e  $4,91\%$ ).

Uma questão importante a ser considerada é o efeito de borda definido em função do valor do espaçamento  $s$  entre inclusões. Para tal, considerou-se necessária uma área central monitorada com raio igual ao dobro do espaçamento entre inclusões ( $2s$ ), e um valor adicional ao raio igual ao espaçamento entre as inclusões ( $s$ ). Ou seja, um raio mínimo igual a:

$$R_{\text{platô}} = 2s + s = R_{\text{min}}$$

Como o platô possui um diâmetro igual a 894 mm, esta exigência é atendida para os dois valores de espaçamento aqui adotados, como apresentado a seguir.

Para  $s = 100$  mm:

$$894\text{mm} > (2 \times 100\text{mm} + 100\text{mm}) \times 2 \quad \text{eq. 3.1}$$

$$894\text{mm} > 600\text{mm} \quad \text{eq. 3.2}$$

E para  $s = 141$  mm:

$$894mm > (2 \times 141mm + 141mm) \times 2 \quad \text{eq. 3.3}$$

$$894mm > 848,4mm \quad \text{eq. 3.4}$$

As células de carga instaladas nas inclusões são da marca GAROS e foram produzidas especialmente para esta aplicação. Possuem uma faixa de medição de 4000 N com incerteza de 0,4 N, e a precisão das medidas é de  $\pm 1,8$  N. As suas calibrações e as dos demais instrumentos utilizados nesta pesquisa são apresentadas no ANEXO I – Calibração dos sensores.

#### **3.3.4. Transdutor de tensão total**

Quando a configuração da taxa de cobertura permite, um transdutor (célula) de tensão total é instalado em uma abertura não ocupada por uma inclusão rígida. Ou seja, se a taxa de cobertura é menor que 4,91% é possível instalar este transdutor na abertura adjacente à inclusão central, completamente nivelada com a superfície do platô. Este transdutor possui uma faixa de medição de 200 kPa e foi fabricada pela Kyowa.

#### **3.3.5. Reservatório de sobrecarga**

Conforme mencionado anteriormente, uma sobrecarga é aplicada sobre o colchão de transferência de cargas. A sobrecarga é simulada através de um reservatório, que é gradualmente completado com água durante a rotação da centrífuga.

O reservatório constituiu-se de uma membrana de borracha montada dentro de um cilindro metálico com 894mm de diâmetro interno por 900mm de altura, conforme observa-se no corte esquemático da Figura 3.10. O anel para instalação do aterro tem somente a função de garantir a espessura do colchão de transferência de cargas, e o mesmo será explicado em mais detalhes no item 3.5.

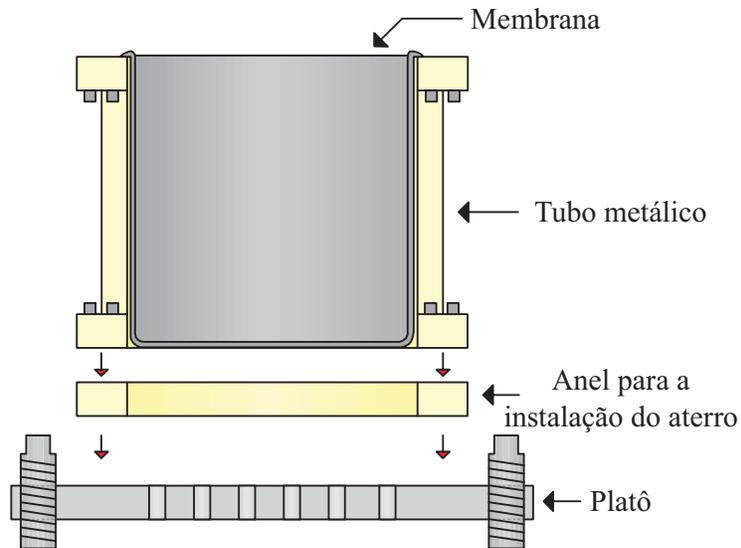


Figura 3.10: Corte esquemático do tubo metálico e da membrana para aplicação da sobrecarga.

A membrana de borracha é fixada no cilindro através de parafusos e não necessita ser removida do mesmo, permanecendo instalada durante todos os ensaios. Para a aceleração adotada de 20g, o peso próprio da membrana resulta em uma sobrecarga de aproximadamente 3kPa, a qual foi devidamente considerada.

A membrana é abastecida com água através de um duto posicionado sobre o reservatório, praticamente tocando o fundo da membrana. A abertura e o fechamento da água para o duto é manual e realizada na sala de controle. O esvaziamento do reservatório (realizado antes da desaceleração da centrífuga) é feito através de outro tubo, ligado a uma bomba, localizado diametralmente oposto ao tubo de enchimento. A velocidade máxima de enchimento do tanque é de 9 litros por minuto, e a de esvaziamento é de 35 litros por minuto.

Para os ensaios de LEFEBVRE (2011) e os desta pesquisa, foi utilizada uma altura de água de cerca de 40 cm, resultando em uma sobrecarga de 80 kPa. O volume de água necessário é de 254 litros. Dois medidores de pressão hidrostática, posicionados no fundo do tanque, garantem que a sobrecarga seja de exatamente 80 kPa. Este valor de sobrecarga relativamente elevado foi utilizado em pesquisas anteriores no IFSTTAR sem o uso de reforço (RAULT *et al.*, 2010, OKYAY, 2010), sendo portanto mantido para jus de comparações com resultados anteriores.

Como o reservatório é completado com água durante o ensaio, isto acarreta em um desequilíbrio do sistema, visto que toda carga contida no cesto deve ser compensada pelo contrapeso da centrífuga. Visando equilibrar ao máximo os momentos das caixas de ensaios e do contrapeso em relação ao eixo da centrífuga, um determinado valor  $-X$  de desequilíbrio inicial intencional é imposto, e com o decorrer do ensaio e o enchimento do tanque, este desequilíbrio se atenua até atingir um valor positivo  $+X$ .

### 3.3.6. Medição dos deslocamentos no topo do aterro

A medição dos deslocamentos no topo do aterro é realizada por meio de quatro transdutores (medidores) de deslocamento, localizados dentro do reservatório. Estes transdutores são suportados por uma viga disposta sobre o reservatório, e posicionados de modo a medir alguns pontos específicos no topo do aterro, como indicados na Figura 3.11.

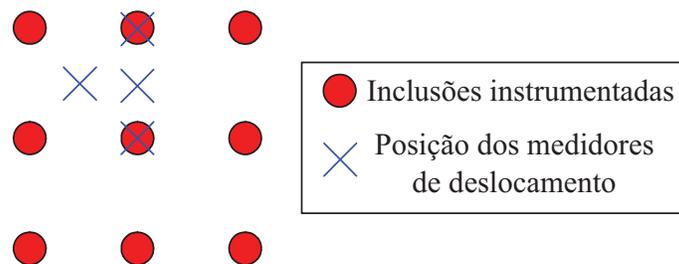


Figura 3.11: Posição dos medidores de deslocamento do colchão.

Como se verifica na figura acima, um medidor é instalado sobre a inclusão central, outro sobre uma das inclusões adjacentes. Outros dois medidores são instalados entre a coluna adjacente e a central e em diagonal com a central. As análises deste trabalho são realizadas fazendo uso essencialmente dos resultados de dois medidores, o da inclusão central e o em sua diagonal que em princípio apresentam o menor e o maior valor de recalque. A Figura 3.12 apresenta os medidores instalados dentro do reservatório.

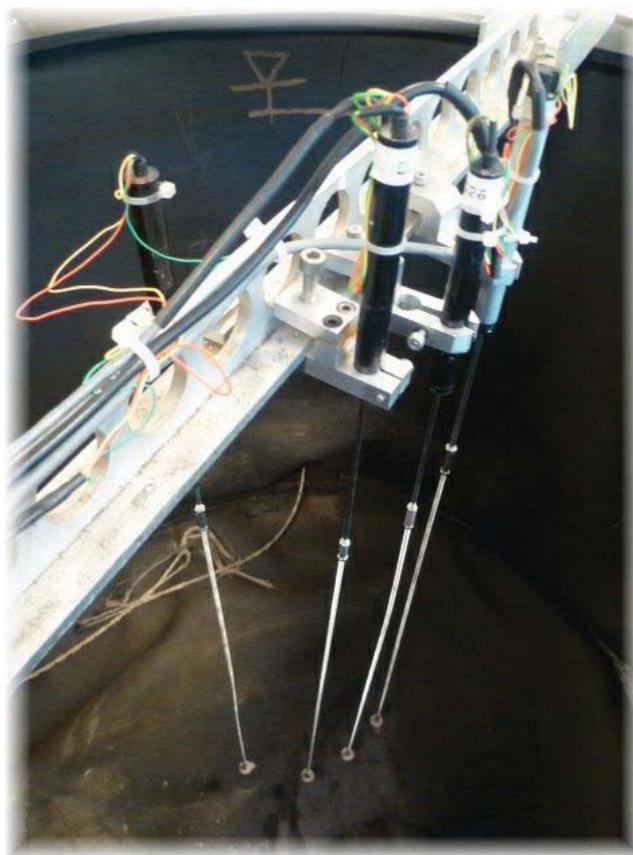


Figura 3.12: Medidores de deslocamento do topo do aterro.

Os medidores devem ser cuidadosamente posicionados sobre marcas no fundo do reservatório na membrana de borracha antes de cada ensaio, visto que o içamento do reservatório para a confecção do aterro altera a posição dos medidores.

Os transdutores instalados são de marcas MCB e TWK. Suportam deslocamentos de 75 mm com um erro de  $\pm 0,075$  mm, e possuem uma incerteza de  $\pm 0,08$  mm.

Comparações dos recalques diferenciais entre a inclusão central e a diagonal entre as inclusões e a inclusão central e o centro entre inclusões são apresentadas no APÊNDICE III – Comparação entre recalques diferenciais. Pouca variação entre os resultados foi verificada.

### 3.3.7. Sistema de controle e aquisição de dados

Os dispositivos de controle instalados na centrífuga são conectados a uma caixa localizada no braço da centrífuga. Esta caixa centraliza as informações dos equipamentos e realiza a troca de informações e controles com a central na sala de comando. De lá os dispositivos são comandados em tempo real através de uma interface gráfica computadorizada desenvolvida pelo IFSTTAR, e através de câmeras instaladas na centrífuga é possível acompanhar o andamento do ensaio. A Figura 3.13 ilustra a sala de controle da centrífuga do IFSTTAR.



Figura 3.13: Sala de controle da centrífuga do IFSTTAR.

Durante os ensaios, os dados enviados pelos instrumentos são arquivados automaticamente no computador. Uma macro desenvolvida no Excel pelo IFSTTAR trata automaticamente os dados, gerando assim os gráficos dos ensaios. As tabelas geradas são de fácil compreensão, seguindo a nomenclatura dos sensores anteriormente apresentada. A Figura 3.14 indica as posições dos sensores, para as duas taxas de cobertura estudadas.

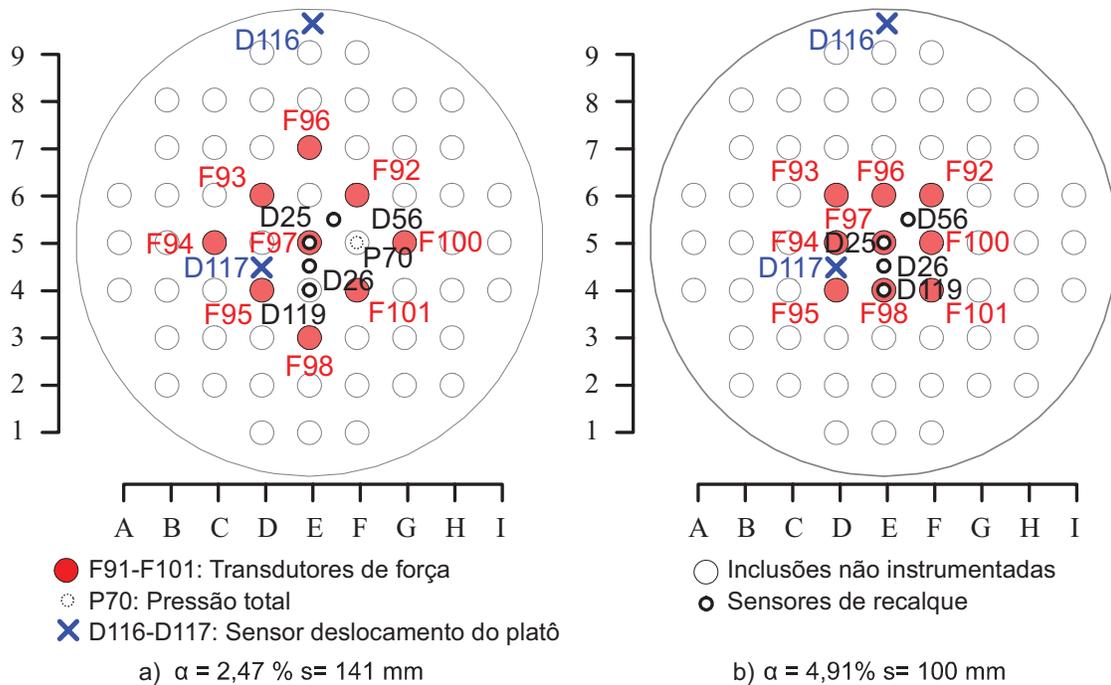


Figura 3.14: Posicionamento e nomenclatura dos sensores.

### 3.4. GEOSSINTÉTICO DE REFORÇO

O geossintético escolhido procurou garantir que suas propriedades correspondessem aos geossintéticos utilizados em obras de reforço, considerando os fatores de escala a 20g. Assim sendo foi utilizado um geotêxtil Geolon PP25 bidirecional de alto módulo com fibras de polipropileno, fabricado pela Tencate Bidim. Este reforço de geotextil será daqui para frente denominado simplesmente de geossintético.

#### 3.4.1. Procedimento de instalação do geossintético

Para o posicionamento do geossintético com uma ou duas camadas, pré-tensionado ou não, fez-se uso de um quadro metálico. Este quadro é composto de duas partes que se encaixam uma a outra de modo a fixarem o geossintético por pressão, garantindo então uma tensão uniforme sobre o mesmo. O esquema da Figura 3.15 exemplifica o detalhe da prensagem para uma ou duas camadas de geossintéticos, garantido por diversos parafusos distribuídos no corpo do quadro.

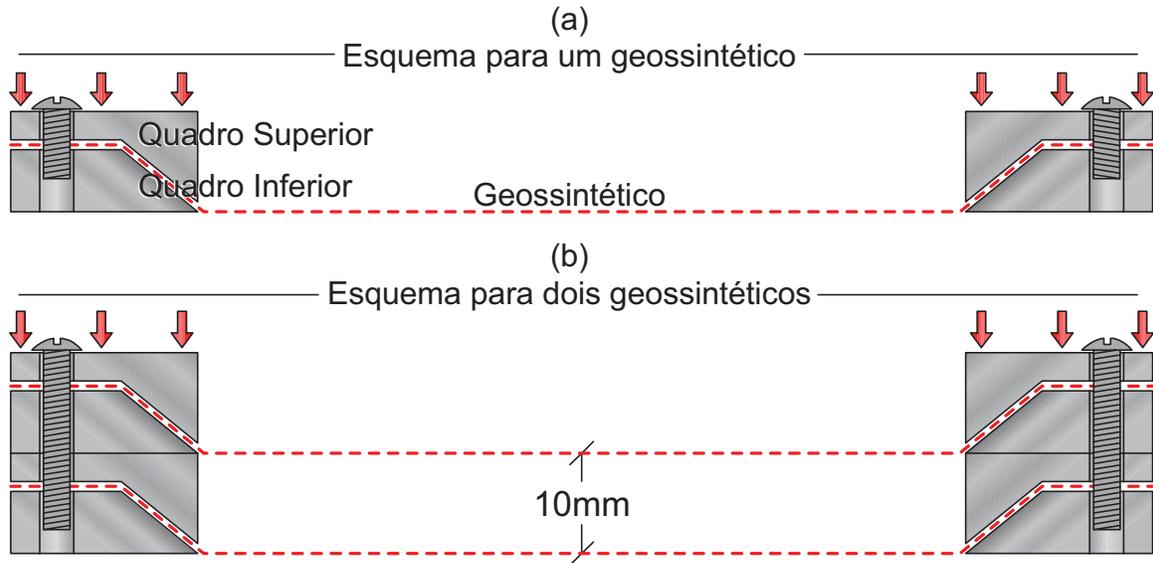


Figura 3.15: Esquema da montagem de uma ou duas camadas de geossintéticos.

A Figura 3.15 apresenta também outro detalhe importante da montagem do geossintético. Verifica-se uma inclinação com cerca de  $35^\circ$  na interface entre os quadros. Esta inclinação garante que o geossintético toque o platô quando instalado, simulando desta maneira o que realmente se verifica *in situ*.

O quadro possui dimensões de 640 mm x 640 mm, com 10 mm de espessura, e quando instalado no platô móvel ocupa uma área máxima de 5 x 5 inclusões rígidas. Para ensaios com o uso de duas camadas de reforço de geossintético é possível empilhar dois quadros de geossintéticos espaçados de 10 mm (Figura 3.15b), sendo o espaço entre os dois geossintéticos preenchido com areia. Esta distância entre camadas de reforço corresponde à altura típica de uma camada de aterro (20 cm).

A fim de se garantir a pré-tensão do geossintético para os ensaios, uma mesa especial foi confeccionada com um esquema de cilindros rolantes nos quatro lados, como apresentada na Figura 3.16.

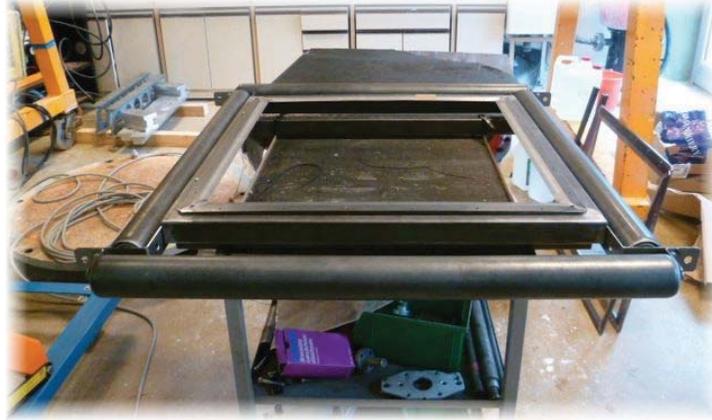


Figura 3.16: Mesa para pré-tensão dos geossintéticos (LÉFEBVRE, 2011).

O geossintético pré-cortado é então posicionado sobre a mesa com a parte inferior do quadro já posicionada conforme indicado na Figura 3.16, tomando-se o cuidado de que as fibras do geossintético estejam alinhadas com o quadro.

Caso não seja necessário pré-tensionamento do geossintético, a outra metade do quadro é posicionada sobre o geossintético de modo a se encaixar sobre a metade inferior do quadro. Ambas as partes do quadro são parafusadas e então as sobras do geossintético que vão além do quadro são cortadas.

Nos casos de pré-tensionamento, pesos são suspensos nos quatro lados do geossintético como se pode observar na Figura 3.17. O procedimento então segue da mesma maneira mencionada anteriormente, e assim é garantido o pré-tensionamento do geossintético durante do ensaio.



Figura 3.17: Cargas de pré-tensionamento (LEFEBVRE, 2011).

A tensão de pré-tensão foi calculada em função da tensão máxima suportada pelo geossintético, fornecida na ficha do fabricante. Decidiu-se então aplicar valores arbitrários de 0,2 e 1% da tensão máxima (denominados T1 e T2), a fim de se manter na gama de pequenas deformações, tal qual se verifica em campo.

Assim, como a resistência à tração dada pelo fabricante é de 25000N/m, as pré-tensões de 0,2 e 1% equivalem respectivamente a tensões de 50 e 250N/m.

Após a aplicação do pré-tensionamento do geossintético o mesmo encontra-se preparado para ser instalado no platô móvel. O quadro é então fixado no platô por meio de parafusos localizados nas extremidades do quadro. A Figura 3.18 abaixo apresenta o quadro já fixado no platô da centrífuga.

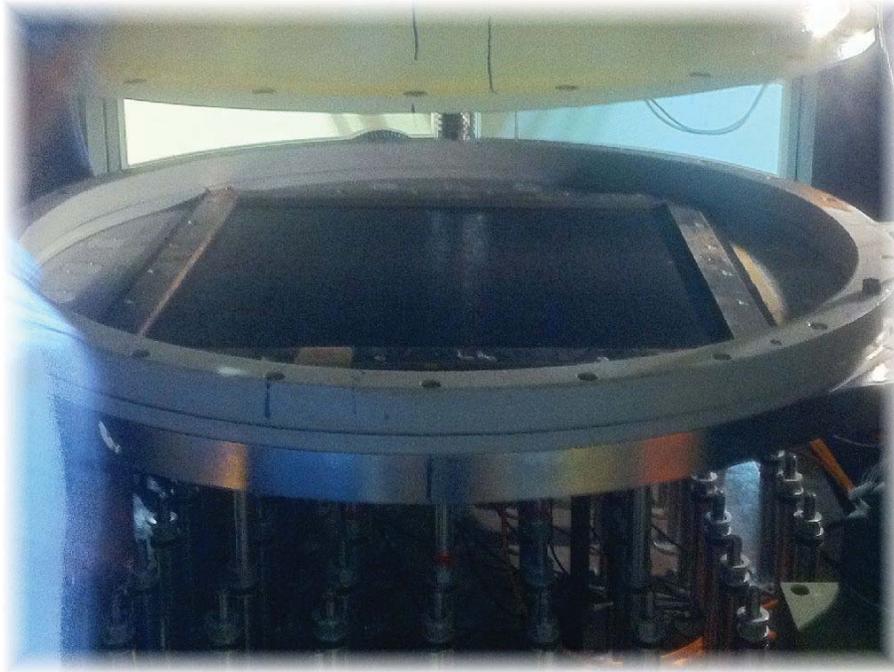


Figura 3.18: Quadro do geossintético instalado no platô.

### 3.4.2. Propriedades do geossintético

As características mecânicas do geotextil Geolon PP25 fornecidas pelo fabricante estão resumidas na Tabela 3.2. A Figura 3.19 apresenta ensaios independentes realizados por LEFEBVRE (2011) de resistência à tração *versus* deformação do geossintético, confirmando os valores da Tabela 3.2. O geossintético utilizado possui uma espessura de 0,5 mm, conforme relatado pelo fabricante.

Tabela 3.2: Características mecânicas do geossintético.

Características Mecânicas	Sentido	Unidade	Valor modelo	Valor protótipo
Resistência à tração	Produção	kN/m	25	500
	Transversal	kN/m	25	500
Resistência à 5% de deformação	Produção	kN/m	7,5	150
	Transversal	kN/m	10	200
Deformação à tração máxima	Produção	%	18	18
	Transversal	%	12	12
Resistência à perfuração dinâmica		kN	0,5	200
Resistência à perfuração estática		kN	2	800

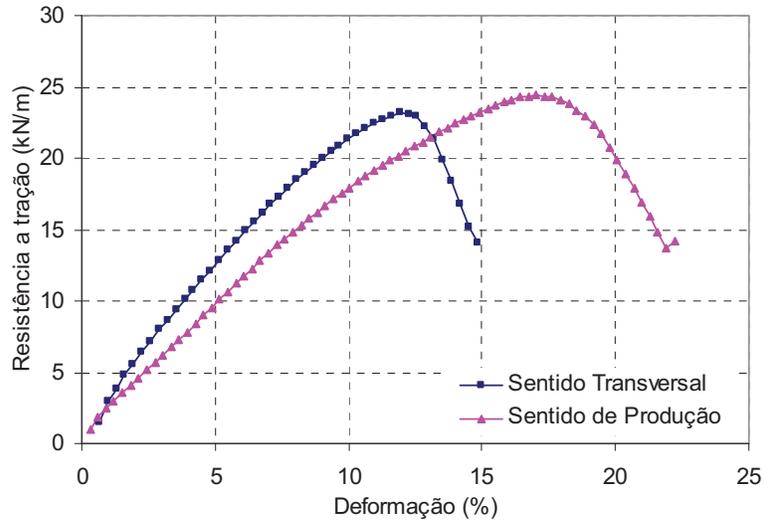


Figura 3.19: Ensaio de resistência à tração no geossintético (LEFEBVRE, 2011)

A escolha do geossintético exigiu cuidado especial, pois, ao contrário de maciços de solo, as leis de semelhança não permitem o uso do mesmo geossintético do protótipo no modelo. Deste modo dois materiais em especial são utilizados para modelar os geossintéticos, geotêxteis e geogrelhas.

Para os geotêxteis é importante que ao mesmo tempo em que a resistência à tração no modelo seja equivalente à do protótipo, a rigidez do geossintético no modelo deve ser representativa da utilizada normalmente em obras.

As geogrelhas tem suas propriedades especificadas com base em quatro características: o tamanho dos vãos, a área da seção transversal dos elementos, a composição do material e a resistência à tração (VERTEMATTI, 2004).

Deste modo a escolha dos geossintéticos foi realizada seguindo-se os fatores de escala para geossintéticos, como apresentado na Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Leis de semelhança para geossintéticos para ensaios em centrifuga (adaptado de VISWANADHAM e KÖNIG, 2004).

Parâmetro	Relação de Escala Modelo / Protótipo
Deformação específica (%)	1
Comprimento (m)	1/N
Deslocamento (m)	1/N
Seção dos elementos (m <sup>2</sup> )	1/N <sup>2</sup>
Força de tração T (kN/m)	1/N
Módulo J (kN/m)	1/N
Angulo de atrito solo-geossintético (°)	1

Definindo-se o módulo do geossintético J como a razão entre a força de tração e a deformação correspondente, tem-se:

$$J = \frac{T}{\varepsilon} \quad \text{eq. 3.5}$$

A partir da Figura 3.19, verifica-se uma resistência à tração do geossintético de cerca de 11,25 kN/m (valor médio das duas curvas), para uma deformação do geossintético de 5%. Deste modo, tem-se a partir da equação 3.5, o seguinte módulo do geossintético para o modelo:

$$J_m = \frac{11,25 \frac{kN}{m}}{5\%} \quad \text{eq. 3.6}$$

$$J_m = 225 \frac{kN}{m} \quad \text{eq. 3.7}$$

Seguindo os princípios de escala indicados na Tabela 3.3, têm-se o módulo do protótipo como:

$$J_p = J_m \times N \quad \text{eq. 3.8}$$

$$J_p = 225 \frac{kN}{m} \times 20 \quad \text{eq. 3.9}$$

$$J_p = 4500 \frac{kN}{m} \quad \text{eq. 3.10}$$

Este valor de J será adotado nas análises dos ensaios apresentadas no capítulo 5.

### **3.5. ATERRO DE AREIA**

#### **3.5.1. Procedimento de preparação do aterro**

O aterro instalado sobre o platô utilizou a areia de Hostun com espessuras de 35, 50 e 90 mm, que em termos de protótipo (N = 20) são iguais a 0,70 m; 1,0 m e 1,80 m, respectivamente.

O aterro é preparado diretamente no platô no cesto da centrífuga com reforço de geossintético previamente instalado abaixo do mesmo. Para tal, uma talha alça o reservatório de água e o eleva à altura necessária para que seja possível o trabalho no platô. Um espaçador anelar com espessura igual ao aterro que se deseja confeccionar e diâmetro interno igual a 894 mm é posicionado sobre o platô e fixado por meio de parafusos. Areia é então despejada dentro do anel espaçador lentamente, cuidando para que não haja compactação, e então espalhada com o auxílio de uma régua metálica nivelando a espessura do colchão. A Figura 3.20 apresenta o aterro preparado no modelo centrífugo.

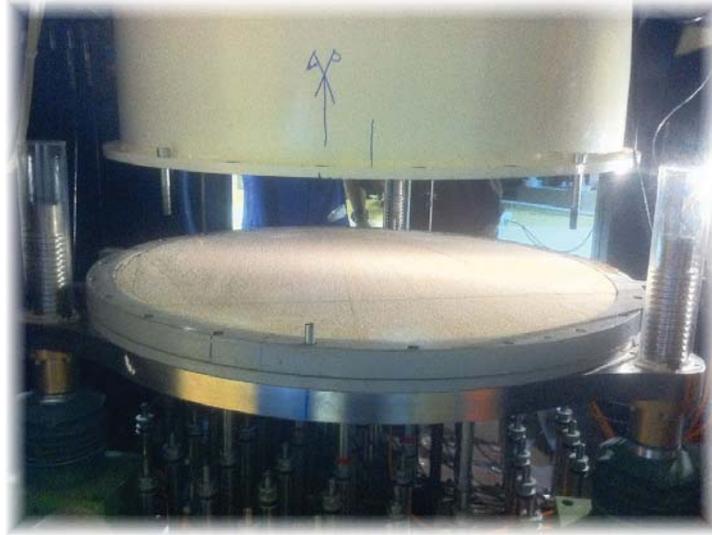


Figura 3.20: Colchão de transferência de cargas preparado.

A quantidade de areia depositada é mensurada a fim de se calcular a densidade do material, com o auxílio de um anel para medida de densidade, posicionado sobre o platô próximo à borda. Este anel pode ser visualizado na Figura 3.21.



Figura 3.21: Anel para medida da densidade.

### 3.5.2. Propriedades do aterro

A areia escolhida para simular o comportamento do aterro foi a areia de Hostun, usada em vários estudos anteriores realizados no IFSTTAR (BAUDOUIN, 2008, DUPLA *et al.*, 2008, MORGON, 2010).

A fim de se obter uma granulometria contínua e bem distribuída, cinco frações da areia de Hostun foram utilizadas. Estas frações foram misturadas de modo a se obter uma areia homogênea e com as características desejadas. A Figura 3.22 apresenta as características da areia utilizada, obtidas através de ensaios de granulometria a laser.

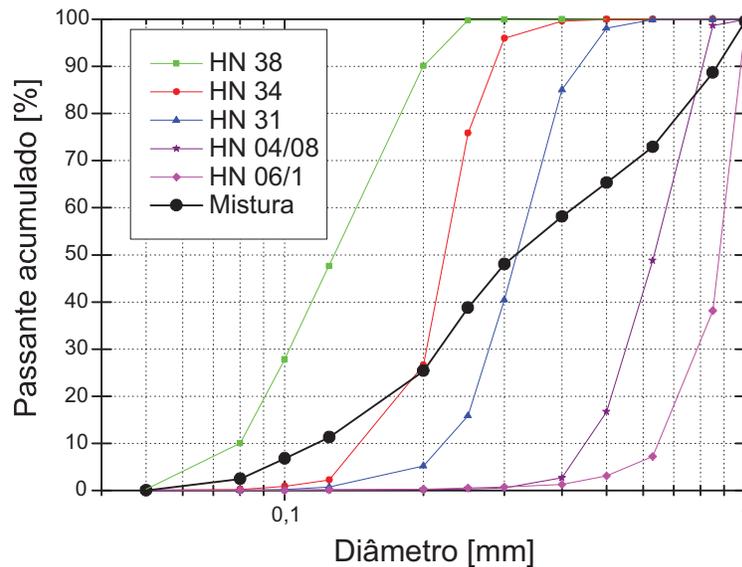


Figura 3.22: Curva granulométrica das frações e da mistura da areia de Hostun (adaptado de MORGON, 2010).

Ensaio triaxiais de compressão realizados na areia de Hostun na densidade de 1,6 g/cm<sup>3</sup> (próximo ao valor médio dos ensaios centrífugos) resultaram em valores de ângulo de atrito igual a 38°. LEFEBVRE (2011) realizou ensaios de cisalhamento direto na areia de Hostun neste mesmo valor de densidade e obteve um ângulo de atrito de 38,6°. Foram também realizados ensaios de cisalhamento direto na interface geossintético-areia nos dois sentidos do geossintético, obtendo-se (LEFEBVRE, 2011) um valor médio de ângulo de atrito na interface igual a 30,9°.

Os cálculos das densidades do aterro granular podem ser encontrados no APÊNDICE I – Cálculo das densidades.

### **3.6. INTERFACE PLATÔ-GEOSSINTÉTICO**

Na interface entre o platô e o geossintético, a fim de simular o atrito com o solo compressível, foi utilizada uma cartolina, de dimensões iguais a do quadro do geossintético, na qual uma fina película do mesmo material do colchão foi colada em uma das faces, deixando-a rugosa. Esta cartolina foi então colada no platô com o uso de fitas dupla-face, como se pode ver na Figura 3.23. A cartolina foi perfurada de modo a permitir a passagem das inclusões durante o ensaio. As inclusões rígidas também tiveram seus topos tratados do mesmo modo. A Figura 3.5 apresenta o platô com a cartolina rugosa instalada na área retangular central.



Figura 3.23: Fita dupla face cercando inclusão no platô.

### **3.7. ETAPAS DO ENSAIO**

A seguir, um resumo dos procedimentos anteriormente citados descreve, em sequência, as várias fases do ensaio:

1. Inicialmente levam-se todos os equipamentos necessários (inclusões, reservatório, platô, motores, bombas e etc.) já montados na chapa metálica para a

centrífuga. Realizam-se então todos os ensaios com uma determinada taxa de cobertura e só então esta é alterada, pois o procedimento da troca é lento.

2. Paralelamente, confeccionam-se os geossintéticos, recortando-os no tamanho ideal. Eles são então pré-tensionados e preparados no quadro, estando prontos para serem levados e instalados no platô na centrífuga.

3. A pesagem da areia usada para o colchão de transferência de cargas é também realizada. A areia é pesada e separada em sacos de 5 kg cada, de modo a se saber exatamente quanta areia se utilizará para o colchão.

4. Os materiais são levados para a centrífuga. Instala-se o anel para a elaboração do aterro referente à espessura do aterro que será modelado. O quadro com o geossintético é então instalado sobre o platô. A caixa de densidade é posicionada próxima a borda do platô e o aterro preparado.

5. O reservatório então é baixado sobre o aterro e aparafusado no platô. Posicionam-se os medidores de deslocamento e os de poro-pressão nos devidos locais no fundo do reservatório.

6. Finalmente, todos os equipamentos auxiliares (escadas, régua e etc.) são removidos da sala da centrífuga e as portas são travadas. Prossegue-se então para a sala de controle.

7. Inicia-se a rotação do cesto da centrífuga, realizando dois ciclos de acréscimo e decréscimo da velocidade de rotação (1 a 20g), mantendo-se a aceleração constante em 20g por 3 minutos em cada ciclo. Esta etapa é chamada de estabilização e se caracteriza pelo rearranjo dos grãos corrigindo imperfeições ocasionadas na operação. Verifica-se que esta metodologia tende a produzir condições de teste praticamente idênticas de um ensaio ao outro. Por fim, a amostra é submetida a uma aceleração de 20g a qual é mantida até o fim do ensaio.

8. A sobrecarga é aplicada sobre o colchão abrindo-se uma válvula na sala de controle, a qual garante a passagem da água até a centrífuga. A válvula só é novamente fechada quando a tensão medida pelos transdutores de poro-pressão atingir 80 kPa.

9. Novamente, mantém-se três minutos de aceleração constante a 20g e então se inicia a descida do platô. Na primeira etapa da descida, o platô se desloca lentamente, cerca de 0,05 mm/min, a fim de se compreender melhor os micro fenômenos de transferência de carga. A velocidade de descida é aumentada progressivamente em 3 etapas, minimizando, desta maneira, a duração do ensaio. A Tabela 3.4 abaixo apresenta um resumo das velocidades de deslocamento do platô.

Tabela 3.4: Tempos, velocidade e deslocamentos do platô.

Tempo (s)	Velocidade de Deslocamento (mm/min)	Deslocamento (mm)	Deslocamento acumulado (mm)
600	0,05	0,5	0,5
60	0	0	0,5
600	0,05	0,5	1
60	0	0	1
600	0,1	1	2
60	0	0	2
600	0,1	1	3
60	0	0	3
900	0,2	3	6
60	0	0	6
360	1	6	12

A escolha de múltiplas velocidades para minimizar a duração do ensaio não afeta a qualidade dos resultados, mesmo em velocidades maiores. Ressalta-se que a velocidade de 1 mm/min não é realística em padrões de recalque, porém permite observar o comportamento dos reforços de solos quando sujeitos a grandes deformações.

10. Quando o platô atinge um deslocamento acumulado de 12 mm o ensaio é finalizado. Desacelera-se a centrífuga e a água é previamente liberada do reservatório antes da total parada da centrífuga. Para auxiliar a remoção do restante de água no

fundo do reservatório é utilizado um aspirador. Após a secagem do reservatório, este é içado e a areia utilizada no colchão também é aspirada e guardada para ser reutilizada. Remove-se então o geossintético do platô e tudo está pronto para se dar início às preparações de um novo ensaio com configuração diferente.

### **3.8. COMENTÁRIOS FINAIS**

Este capítulo apresentou uma revisão dos equipamentos e dos materiais utilizados para a simulação de um aterro estruturado com reforço de geossintético. O sistema de platô móvel desenvolvido no IFSTTAR substitui o solo mole, permitindo um adensamento simulado, com total controle sobre sua velocidade de deslocamento. Os equipamentos instalados no cesto da centrífuga foram descritos, sendo eles:

- 61 inclusões rígidas, sendo 9 delas equipadas com transdutores de força, utilizados para mensurar as cargas transmitidas para as inclusões centrais; o platô com inclusões permite a adoção de três taxas de cobertura (três espaçamentos entre inclusões), sendo duas taxas de cobertura (espaçamentos) aqui adotadas.
- transdutor de tensão total, utilizado para medir as cargas do aterro entre inclusões;
- transdutores de deslocamento, realizando medidas em 4 pontos distintos na superfície do aterro;
- anéis com diferentes alturas para execução do aterro granular;
- reservatório para a aplicação da sobrecarga atuante na superfície do aterro.

Descreveu-se também o método de preparo e pré-tensionamento do geossintético, assim como suas propriedades. Apresenta-se também o procedimento de preparação do aterro de areia sobre o platô móvel e os parâmetros deste solo.



3. Pressão hidrostática [kPa] medida nos dois transdutores de poro-pressão instalados no fundo do reservatório;
4. Posição do platô [mm] medida por dois transdutores de deslocamento, um no centro do platô e outro na borda;
5. Intensidade [A] e velocidade de rotação [rpm] do motor;
6. Tensão total [kPa] exercida sobre o platô, medida pelo transdutor de tensão total;
7. Recalque [mm] na superfície do aterro, medido pelos transdutores de deslocamento sobre o reservatório;
8. Boia de segurança para medir nível de água.

A partir destes dados novas colunas são adicionadas à planilha, as quais são utilizadas para a confecção dos gráficos para análise. Dentre as novas colunas cita-se em especial a coluna da força média nas nove inclusões, observando que deste valor desconta-se a força de 92,51 N referente ao peso da parte da inclusão rígida sobre o sensor (ver (A) na Figura 3.8). O cálculo da eficiência e do recalque diferencial são também colunas importantes adicionadas para os cálculos.

Para fins das análises apresentadas neste capítulo todos os dados antes da descida do platô são ignorados, pois estes dados referem-se aos procedimentos operacionais de ensaios (ver etapas de 1 a 8 do item 3.7) que não dizem respeito ao comportamento intrínseco do aterro estruturado.

A eficiência e o recalque diferencial são fatores importantes para a análise do sistema de solos estaqueados. A eficiência é a percentagem da carga total proveniente do aterro e da sobrecarga, que é suportada pelas inclusões rígidas. Ou seja:

- Eficiência = carga suportada pelas inclusões rígidas dividida pela carga total (equação 2.6)
- O recalque diferencial  $\rho$  no topo do aterro é definido como a diferença entre o recalque no centro entre duas inclusões em diagonal ( $\rho_{dn}$ ) e o recalque no centro da inclusão central ( $\rho_{in}$ ), ou seja,  $\rho = \rho_{dn} - \rho_{in}$ . A Figura 4.2 apresenta um esquema do recalque diferencial para facilitar a compreensão.

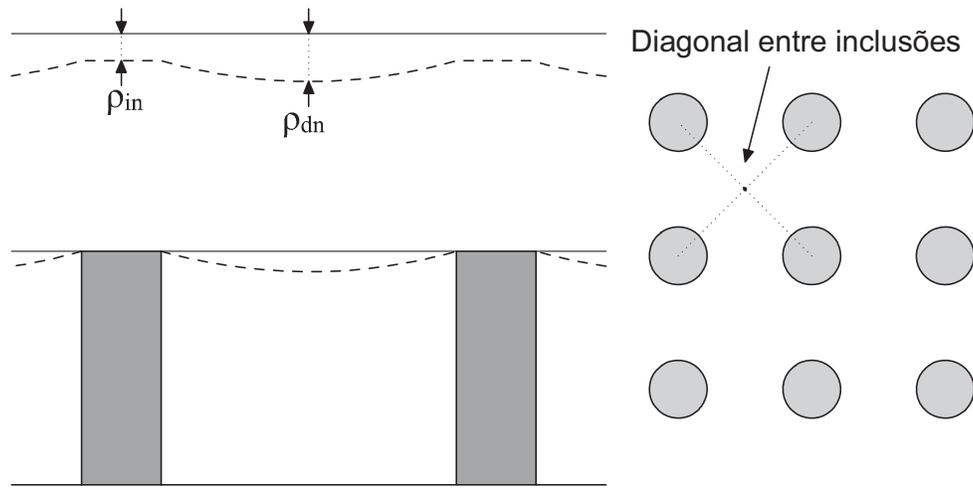


Figura 4.2: Detalhe do recalque diferencial na diagonal das inclusões.

#### 4.2. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

A partir das planilhas em Excel, diversos gráficos foram confeccionados a fim de se comparar a influência da variável em análise. Duas séries de gráficos são sempre apresentadas. A primeira série compara o deslocamento do platô *versus* a eficiência do sistema. A segunda série de gráficos apresenta a comparação entre o deslocamento do platô *versus* o recalque diferencial.

As variáveis medidas serão sempre representadas de forma adimensional ou normalizada. Esta representação permite a comparação direta com dados da literatura sem a necessidade de passar pela discussão da questão protótipo *versus* modelo. As seguintes normalizações serão realizadas:

- Força nas inclusões: representada em termos de eficiência;

- O recalque diferencial será normalizado pelo vão entre inclusões (s-a) para todas as figuras, exceto na análise da taxa de cobertura quando será normalizado apenas pelo diâmetro a da inclusão.

A normalização por (s-a) decorre do fato que os recalques diferenciais dependem diretamente deste parâmetro, as demais grandezas mantidas constantes, como altura de aterro, valor da pré-tensão e número de geossintéticos. O valor (s-a) será então denominado  $s'$ , o qual será utilizado nos resultados apresentados nas figuras.

As variações da eficiência e do recalque diferencial normalizado serão apresentadas graficamente em função do deslocamento normalizado do platô  $\Delta w/a$ , ou seja, o deslocamento do platô  $\Delta w$  dividido pelo diâmetro a da inclusão.

Para facilitar a leitura dos gráficos um sistema de siglas foi utilizado, evitando assim gráficos sobrecarregados. As siglas são de fácil compreensão e seguem a lógica apresentada na Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Sistema de siglas.

Pré-tensão			Número de geossintéticos	
% de T max	T	Sigla	Quantidade	Sigla
0 %	0 N/m	T0	0	L0
0,2 %	50 N/m	T1	1	L1
1 %	250 N/m	T2	2	L2

Os itens a seguir discutem as influências dos seguintes parâmetros:

- Número de geossintéticos;
- Pré-tensão no geossintético;
- Taxa de cobertura;
- Altura de aterro;
- Forma de instalação do geossintético.

### **4.3. INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE GEOSSINTÉTICOS**

#### **4.3.1. Eficiência**

A Figura 4.3 apresenta valores de eficiência em função do deslocamento normalizado do platô. Os gráficos são apresentados para diferentes alturas de aterro  $H_{at}$  do modelo, taxas de cobertura  $\alpha$  e pré-tensões  $T$  nos geossintéticos.

Pode se observar que para todos os casos com inclusão de geossintéticos há um grande aumento na eficiência para maiores deslocamentos do platô. Este aumento é da ordem de 30% da eficiência para os casos com aterros de 50 e 90 mm, e chega a 75% para o aterro com 35 mm de espessura, ressaltando a importância da presença de geossintéticos em aterros de pequena espessura.

Entretanto, conforme mostrado na Figura 4.3, o uso de um segundo geossintético melhora pouco a eficiência do sistema quando comparada com a obtida com o uso de um geossintético, mais comumente utilizado. Verificam-se, para grandes deslocamentos do platô em geral, aumentos da eficiência da ordem de 3% a 5% quando se passa de um para dois geossintéticos. Nos aterros de 35 e 50 mm de altura a eficiência de apenas um geossintético foi, em geral, superior a de dois geossintéticos até um deslocamento normalizado do platô de cerca de 0,30.

Os ensaios sem inclusão de geossintéticos apresentaram uma tendência de perda de eficiência após um determinado deslocamento do platô. Esta tendência diminui com aumento da altura do aterro. Da comparação entre os ensaios com e sem geossintéticos verifica-se que a utilização dos geossintéticos melhora a eficiência do sistema em termos de transferência de cargas, possibilitando um ganho contínuo de eficiência mesmo após grandes deslocamentos do platô, especialmente para menores alturas de aterro.

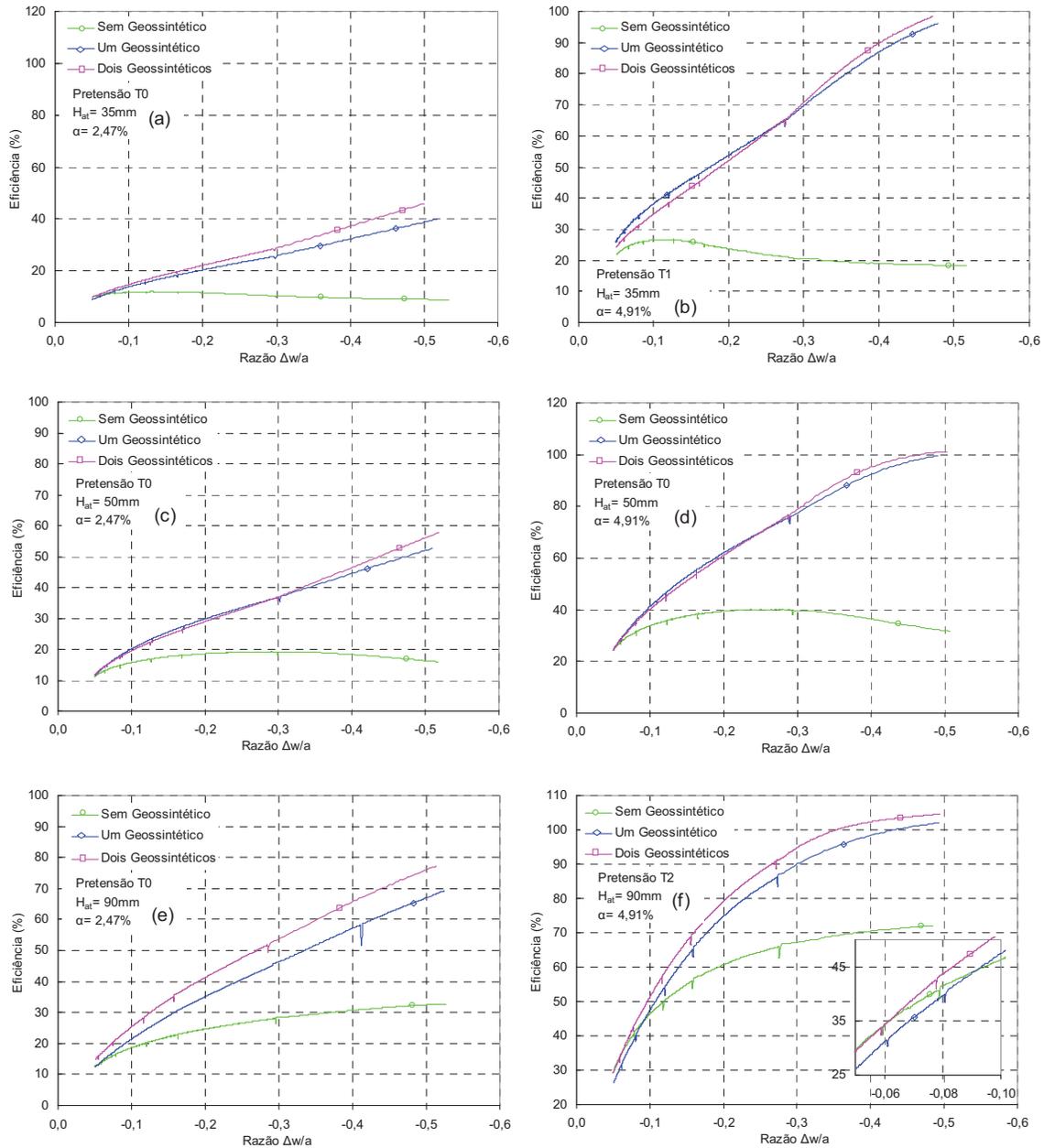


Figura 4.3: Influência do número de geossintéticos na eficiência.

A influência do número de geossintéticos pode ser mais facilmente visualizada apresentado-se os valores de eficiência e de recalque diferencial normalizado em função de um valor de referência de deslocamento normalizado do platô  $\Delta w/a$ . Escolheu-se então o valor de referência de  $\Delta w/a = 0,4$  (10 mm de deslocamento do platô em termos de modelo e 20 cm em termos de protótipo), valor este atingido em todos os ensaios.

A Figura 4.4 apresenta valores de eficiência *versus* número de geossintéticos para cada família de ensaios afins, ou seja, mesma altura de aterro, mesma taxa de cobertura e mesmo valor de pré-tensão. Em todos os casos observa-se claramente que a eficiência aumenta significativamente da condição não reforçada para a reforçada. Os casos não reforçados têm valores de eficiência na faixa 10%-65% enquanto os reforçados variam entre 20% e 100%.

Entretanto, o aumento de eficiência é pequeno na condição reforçada quando se passa de um para dois geossintéticos, na faixa 2%-9% e em média de cerca de 4%.

Os valores experimentais de eficiência marginalmente acima de 100% dizem respeito mais provavelmente à imprecisão no valor da densidade dos aterros, média de 3 medidas usado no denominador, visto que a força nas inclusões usada nos cálculos refere-se à média de nove medidas.

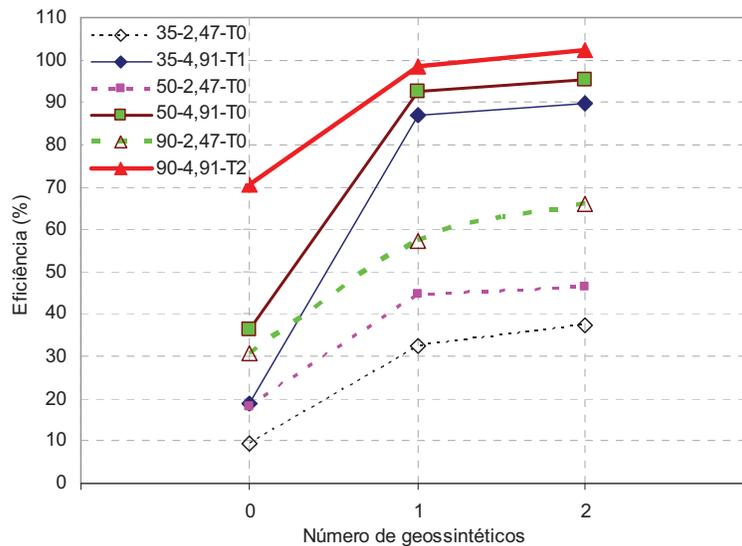


Figura 4.4: Eficiência *versus* número de geossintéticos para ensaios em condições similares.

### 4.3.2. Recalque diferencial

A Figura 4.5 apresenta a comparação do recalque diferencial normalizado em relação à  $s'$  *versus* o deslocamento normalizado do platô. Os gráficos são apresentados

para diferentes alturas de aterro  $H_{at}$ , taxas de cobertura  $\alpha$  e valores de pré-tensão  $T$  nos geossintéticos.

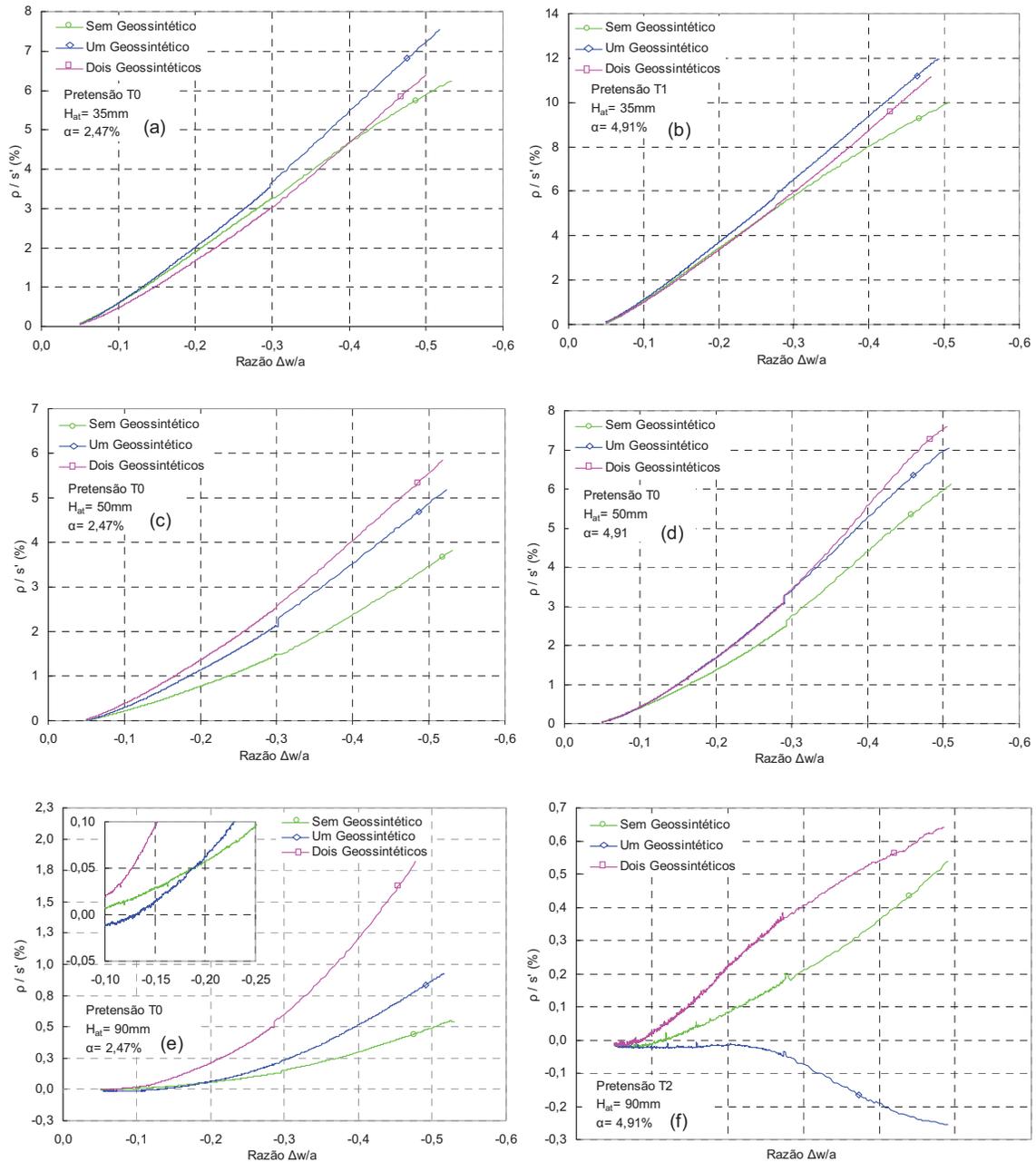


Figura 4.5: Influência do número de geossintéticos no recalque diferencial.

A Figura 4.5 indica que a inclusão de geossintéticos modifica de forma errática os recalques diferenciais normalizados. Entretanto, a análise destes resultados é mais

facilmente realizada por meio do gráfico mostrado na Figura 4.6 onde o recalque diferencial normalizado, para o valor de referência  $\Delta w/a = 0,4$ , é plotado *versus* o número de geossintéticos. A expectativa seria que o recalque diferencial normalizado diminuísse com o número de camadas de geossintético, mas não é exatamente isto que se observa. Apesar desta variação ser algo errático, observa-se na Figura 4.6 uma maior tendência de aumento do recalque diferencial com o aumento do número de geossintéticos. Entretanto em termos de variações percentuais o recalque diferencial normalizado varia relativamente pouco com e sem a presença de geossintético, sendo esta variação (errática) na faixa entre 0,7 e 1,7%, um pouco acima dos valores considerados normais em medidas experimentais, entre 0,5 e 1,0%.

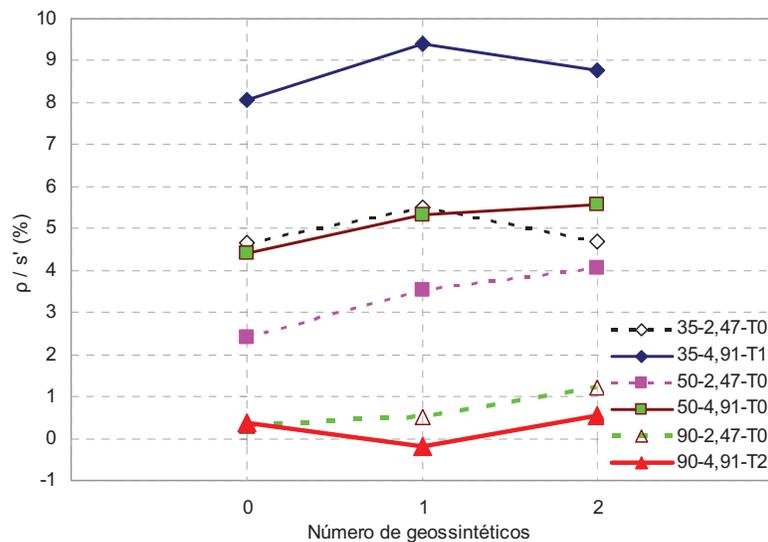


Figura 4.6: Recalque diferencial normalizado *versus* número de geossintéticos para ensaios em condições similares.

#### 4.4. INFLUÊNCIA DA PRÉ-TENSÃO DOS GEOSSINTÉTICOS

##### 4.4.1. Eficiência

A Figura 4.7 apresenta para os ensaios em análise, a comparação da evolução da eficiência em função do deslocamento normalizado do platô ( $\Delta w/a$ ), visando a análise da influência da pré-tensão nos geossintéticos. São apresentadas comparações das intensidades de pré-tensão T0, T1 e T2 para alturas de aterro de 35 e 50 mm com taxa de cobertura de 2,47%, T0 e T1 para alturas de aterro de 35 mm com taxa de

cobertura de 2,47%, e T0 e T1 para alturas de aterro de 90 mm com taxa de cobertura de 4,91%. Todas as comparações apresentadas neste item referem-se ao uso de apenas uma camada de geossintético.

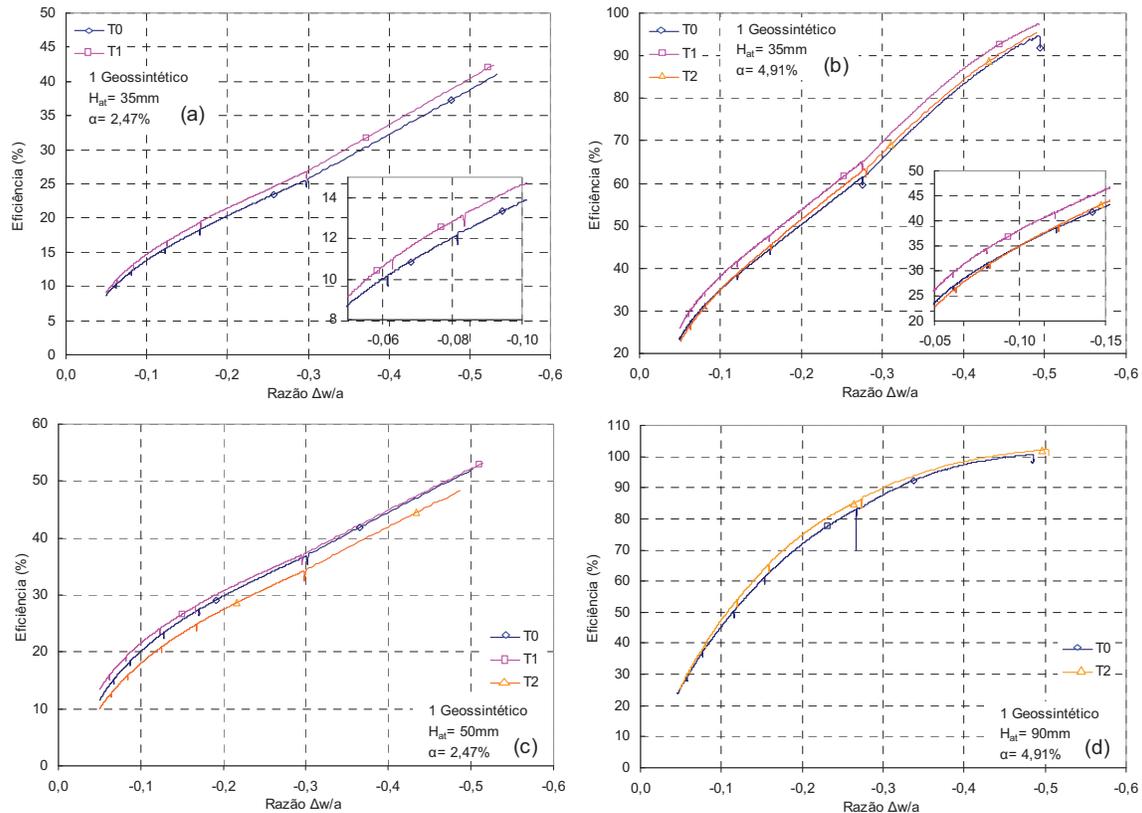


Figura 4.7: Influência da pré-tensão na eficiência.

Pode-se observar que para todos os casos a pré-tensão do geossintético apresenta pouca influência na eficiência do sistema, sendo que todas as curvas encontram-se muito próximas.

As curvas seguem de maneira geral comportamentos semelhantes mesmo nos deslocamentos iniciais, o que pode ser observado nos gráficos (a) e (b) da Figura 4.7, os quais apresentam em detalhe as curvas para deslocamentos pequenos de até 3,5 mm (7 cm na escala do protótipo).

A pouca influência da pré-tensão é confirmada nos resultados condensados mostrados na Figura 4.8 na qual a eficiência, para o valor de referência  $\Delta w/a = 0,4$ , é plotada versus os valores de deformação axial específica de 0%, 0,2%, 1% adotados para a definição dos valores de pré-tensão T0, T1 e T2, conforme explicado no item 4.2.

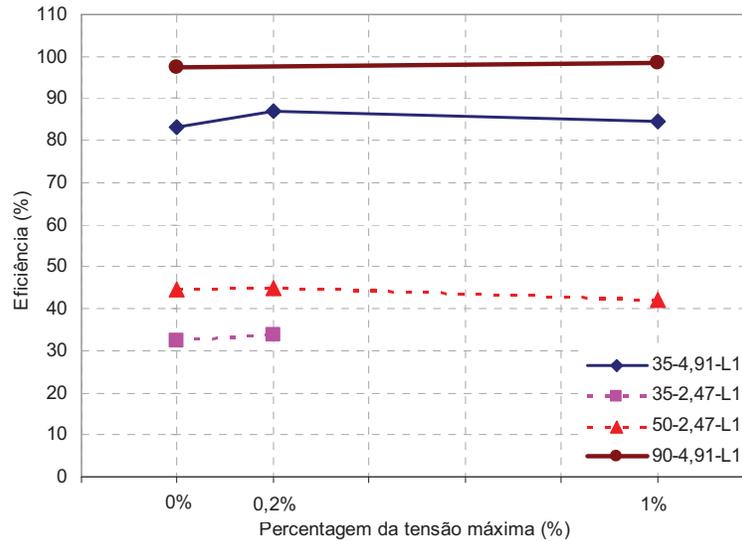


Figura 4.8: Eficiência *versus* intensidade da pré-tensão para ensaios em condições similares.

#### 4.4.2. Recalque diferencial

A influência da pré-tensão no geossintético sobre os recalques diferenciais pode ser observada na Figura 4.9, onde são apresentados os gráficos dos recalques diferenciais *versus* o deslocamento normalizado do platô. São apresentadas comparações das intensidades de pré-tensão T0 e T1 para alturas de aterro de 35 e 90 mm com taxa de cobertura de 2,47%, T0, T1 e T2 para altura de aterro de 35 mm com taxa de cobertura de 4,91%, e T0 e T2 para altura de aterro de 90 mm com taxa de cobertura de 4,91%. Todas as comparações apresentadas neste item referem-se ao uso de apenas uma camada de geossintético.

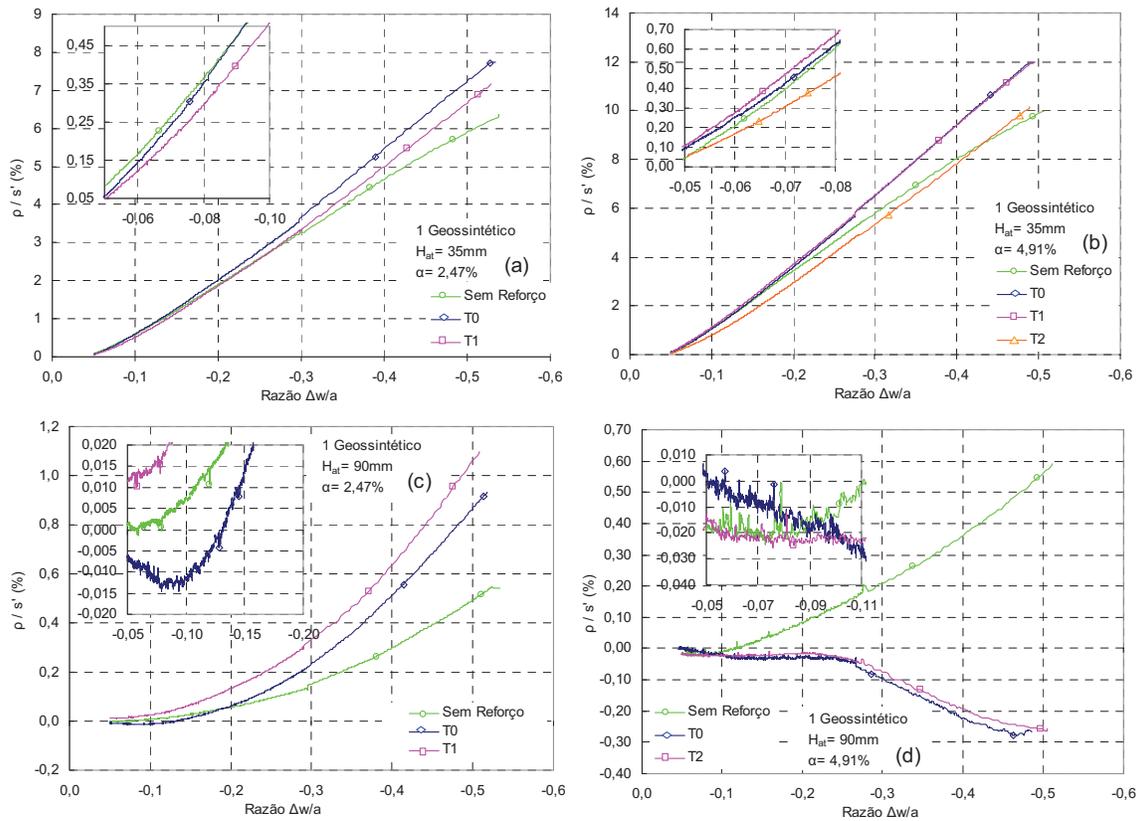


Figura 4.9: Influência da pré-tensão no recalque diferencial.

Os gráficos de recalques diferenciais *versus* deslocamento normalizado do platô apresentados na Figura 4.9 mostram comportamentos diferentes para pequenos deslocamentos (ver *zoom* dentro dos gráficos) e grandes deslocamentos. Entretanto, os últimos são os realmente relevantes para o escopo desta pesquisa (solos extremamente moles) e serão mais facilmente compreendidos por meio de outro tipo de gráfico conforme apresentado a seguir.

A influência da pré-tensão no recalque diferencial normalizado pode ser melhor analisada quando se plota o recalque diferencial normalizado  $\rho/s'$  (para o valor de referência  $\Delta w/a = 0,4$ ) *versus* os valores de deformação axial específica de pré-tensão 0%, 0,2%, 1%, conforme mostrado na Figura 4.10. No caso do aterro mais alto  $H_{at} = 90$  mm com taxa de cobertura  $\alpha = 4,91\%$  não se observou influência da pré-tensão, o que é esperado, pois neste caso o arqueamento governa o comportamento global e os recalques diferenciais são pequenos. Na maioria dos casos mostrados na Figura 4.10

observa-se, como esperado, uma tendência de diminuição de  $\rho/s'$  com o aumento da pré-tensão aplicada. Com exceção do aterro  $H_{at} = 50$  mm e  $\alpha = 2,47\%$  quando se altera das condições sem para com pré-tensão T1, este comportamento se observa nos demais casos: o aterro de 35 mm de altura com taxa de cobertura  $\alpha = 2,47\%$  quando se altera das condições sem para com pré-tensão T1; e quando se eleva a pré-tensão de valores correspondentes à T1 para valores de pré-tensão correspondentes à T2 nos aterros com  $H_{at} = 35$  m e  $\alpha = 4,91\%$  para  $H_{at} = 50$  m e  $\alpha = 2,47\%$ .

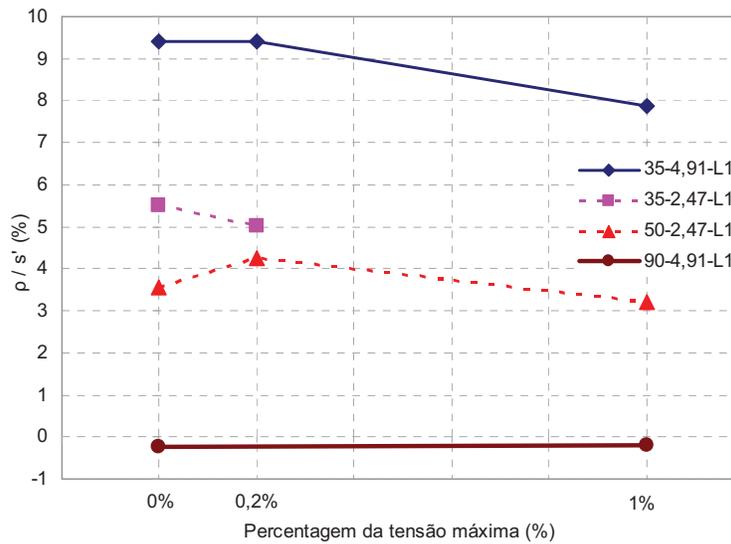


Figura 4.10: Recalque diferencial normalizado *versus* intensidade da pré-tensão para ensaios em condições similares.

## 4.5. INFLUÊNCIA DA TAXA DE COBERTURA

### 4.5.1. Eficiência

A Figura 4.11 apresenta os gráficos de eficiência *versus* deslocamento normalizado do platô para três alturas de aterro, duas taxas de cobertura e para os casos sem geossintético e com uma camada de geossintético apenas.

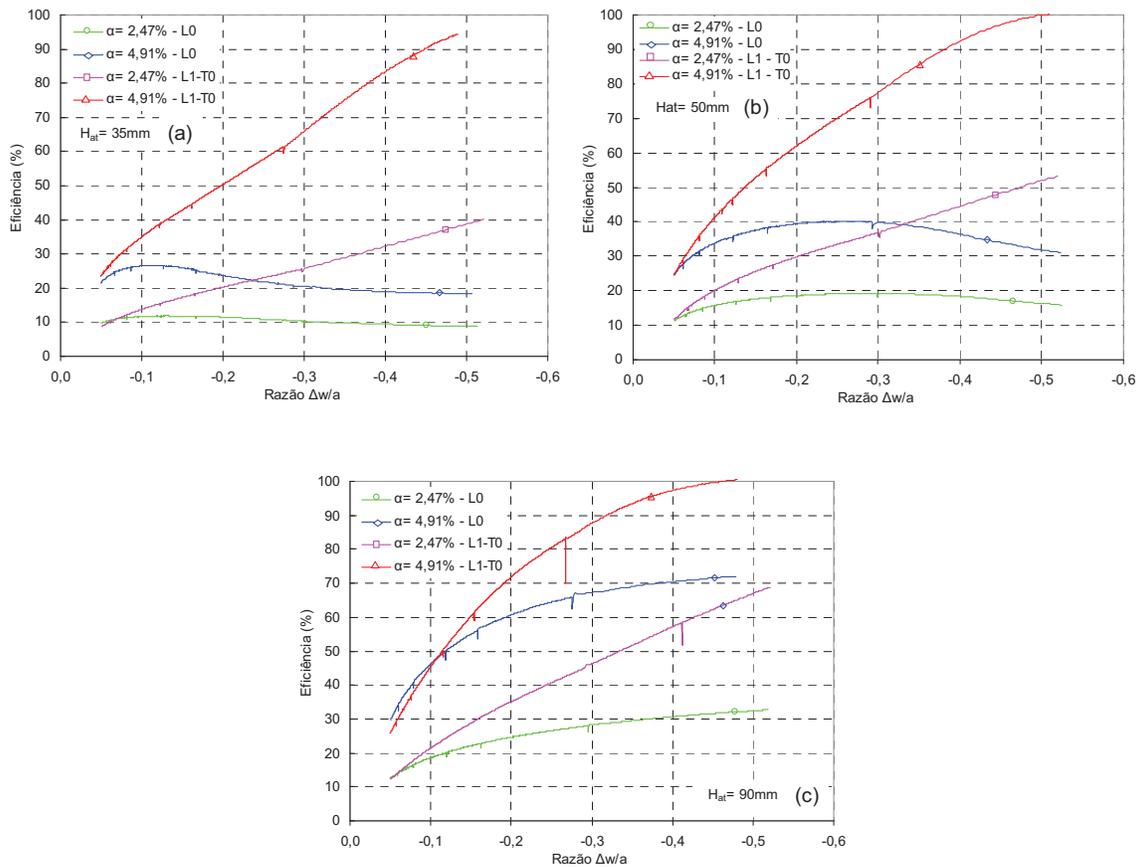


Figura 4.11: Influência da taxa de cobertura na eficiência.

A análise da Figura 4.11 permite concluir que o aumento da taxa de cobertura sempre melhora a eficiência do sistema. Os casos de aterros de 35 e 50 mm não reforçados apresentaram perda de eficiência para os maiores deslocamentos do platô, se mostrando comparativamente menos eficientes que os casos com um geossintético e  $\alpha=2,47\%$ .

O maior ganho de eficiência foi verificado na configuração com maior taxa de cobertura e com o uso de um geossintético em todas as espessuras de aterro, atingindo eficiências de até 100% nos grandes deslocamentos. As configurações de  $\alpha=2,47\%$  e sem geossintético foram as que apresentaram menores valores de eficiência.

A importante influência da taxa de cobertura na eficiência é confirmada nos resultados condensados mostrados na Figura 4.12 onde a eficiência (para o valor de

referência  $\Delta w/a = 0,4$ ) é plotada *versus* a taxa de cobertura. Observa-se, conforme esperado, maior taxa de aumento da eficiência (retas com maiores inclinações) para aterros reforçados (L1) comparativamente aos aterros não-reforçados (L0), em particular para os casos de alturas de aterros  $H_{at} = 35$  mm e 50 mm. As retas correspondentes aos aterros reforçados e não-reforçado para  $H_{at} = 90$  mm têm inclinações semelhantes, as quais não diferem muito das retas correspondentes aos aterros reforçados  $H_{at} = 35$  e 50 mm.

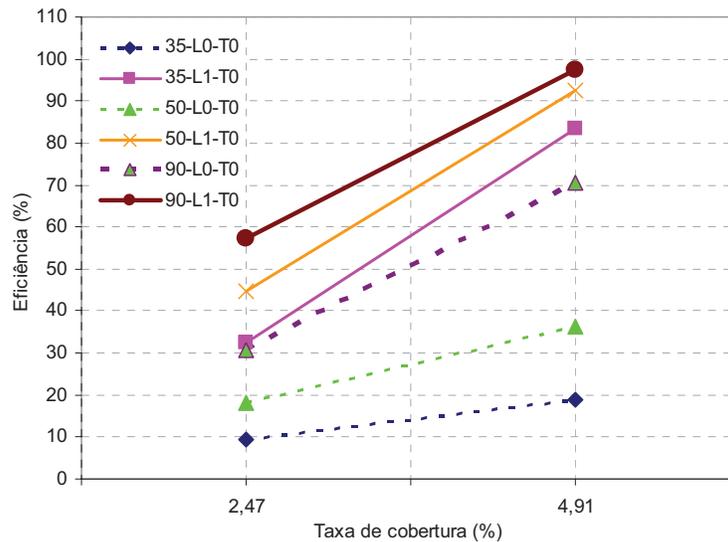


Figura 4.12: Eficiência *versus* taxa de cobertura para ensaios em condições similares.

#### 4.5.2. Recalque diferencial

A Figura 4.13 apresenta a evolução dos recalques diferenciais normalizados em relação ao diâmetro  $a$  do platô *versus* deslocamento normalizado do platô ( $\Delta w/a$ ) para três alturas de aterro, duas taxas de cobertura e para os casos sem geossintético e com uma camada de geossintético apenas. Apresentam-se os resultados de recalques diferenciais normalizados em relação ao diâmetro  $a$  do platô, pois que a normalização em relação ao vão  $s'$  entre inclusões é uma forma de incorporar a taxa de cobertura, justamente a variável que se deseja aqui analisar.

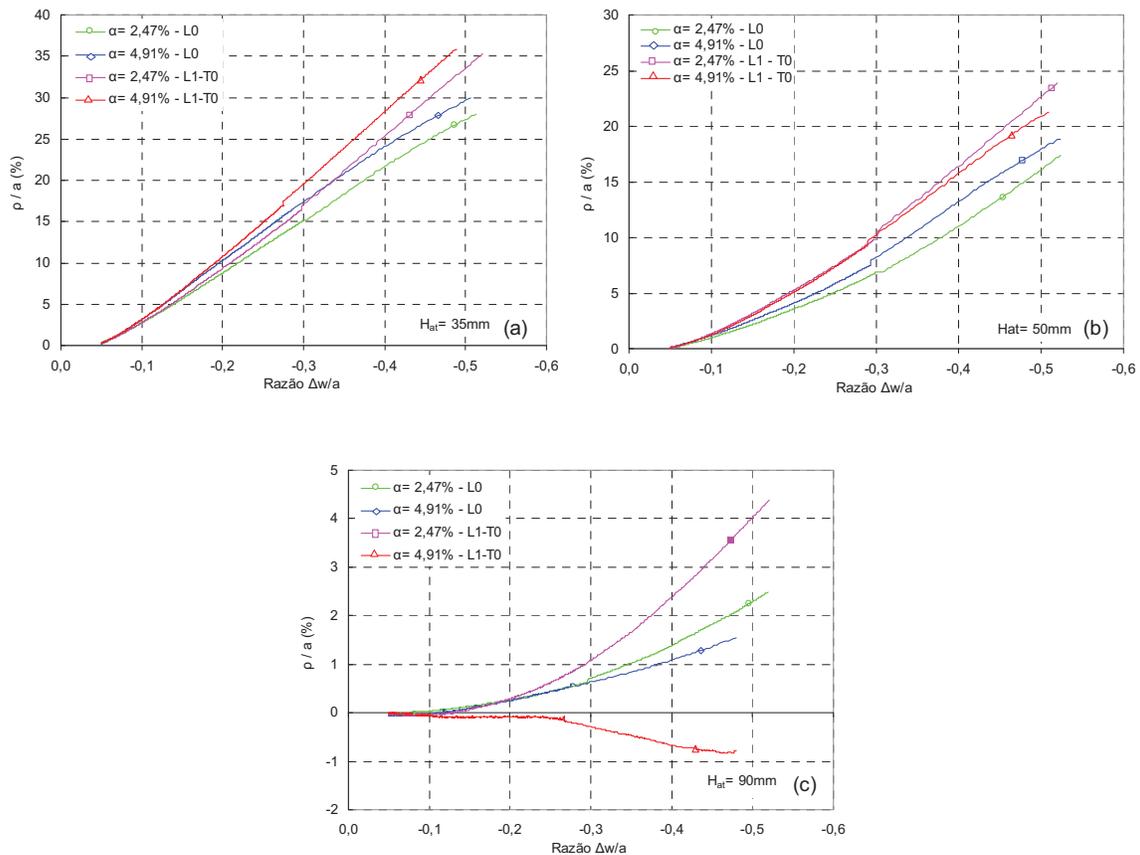


Figura 4.13: Influência da taxa de cobertura no recalque diferencial.

A Figura 4.13 mostra que as diferentes configurações da taxa de cobertura apresentam pouca influência nos recalques diferenciais iniciais, e as curvas mantêm-se próximas, devendo-se observar que a escala da Figura 4.13 (c) para o aterro de maior altura é bem diferente das Figura 4.13 (a) e (b).

A influência da taxa de cobertura nos recalques diferenciais pode ser mais bem visualizada nos resultados condensados (para recalques diferenciais no valor de referência  $\Delta w/a = 0,4$ ) mostrados na Figura 4.14. O comportamento esperado de diminuição ou estabilização do recalque diferencial com o aumento da taxa de cobertura é observado para os casos de aterro mais alto ( $H_{at} = 90$  mm) reforçado e não reforçado (as duas retas inferiores do gráfico) e também para os casos de aterro de altura intermediária ( $H_{at} = 50$  mm) não reforçado. Entretanto, as outras três retas que representam os demais casos, o aterro reforçado com  $H_{at} = 50$  mm e os dois casos de

aterro mais baixo ( $H_{at} = 35 \text{ mm}$ ) não seguem o padrão esperado, ou seja, os recalques aumentam com o aumento da taxa de cobertura, e estes aumentos para os três casos estão na faixa 3%-4%.

Observa-se, entretanto que a qualidade das medidas de recalque difere bastante da qualidade das medidas de forças verticais nas inclusões. Enquanto as últimas são a média de nove medidas, as primeiras são resultado de medidas únicas, uma sobre a inclusão, e outra no centro entre inclusões.

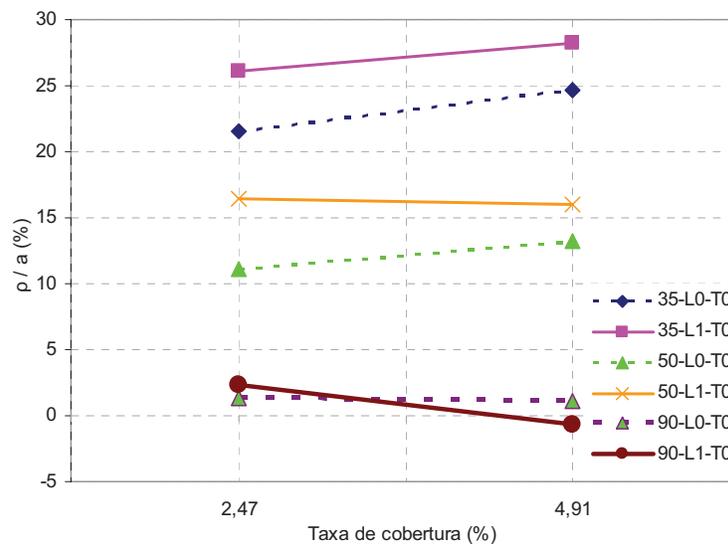


Figura 4.14: Recalque diferencial normalizado *versus* taxa de cobertura para ensaios em condições similares.

## 4.6. INFLUÊNCIA DA ALTURA DO ATERRO

### 4.6.1. Eficiência

A altura do aterro é um dos principais fatores que propicia o desenvolvimento do arqueamento, possibilitando uma melhor transferência de cargas para as inclusões rígidas. A Figura 4.15 apresenta a evolução da eficiência com o deslocamento normalizado do platô, para as duas taxas de cobertura adotadas.

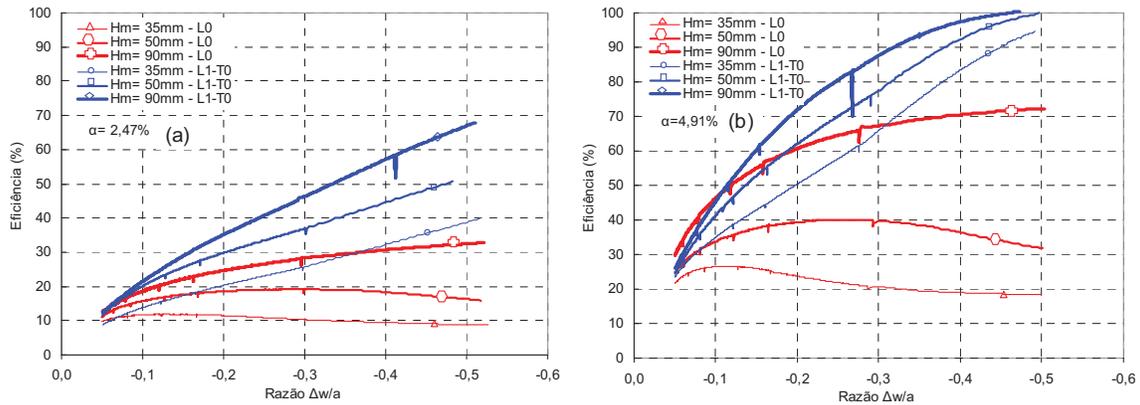


Figura 4.15: Influência da altura do aterro na eficiência.

Verifica-se que o aumento na altura do aterro claramente apresenta melhores resultados na eficiência, em qualquer configuração de ensaio, seja para aterros com ou sem reforço.

A influência da altura do aterro no aumento da eficiência pode ser condensada no gráfico da Figura 4.16, que apresenta valores de eficiência para o deslocamento de referência do platô  $\Delta w/a = 0,4$  para ensaios similares. Curiosamente, observa-se uma congruência em três das curvas, com exceção da curva correspondente à taxa de cobertura  $\alpha=4,91\%$  (ver também Figura 4.15) na condição sem reforço que apresentou um crescimento mais acentuado. As três curvas congruentes apresentam aumentos de eficiência na faixa 15% - 20% da menor para a maior altura. Entretanto, a curva para o caso de  $\alpha=4,91\%$  sem reforço apresentou um aumento de eficiência de 50%.

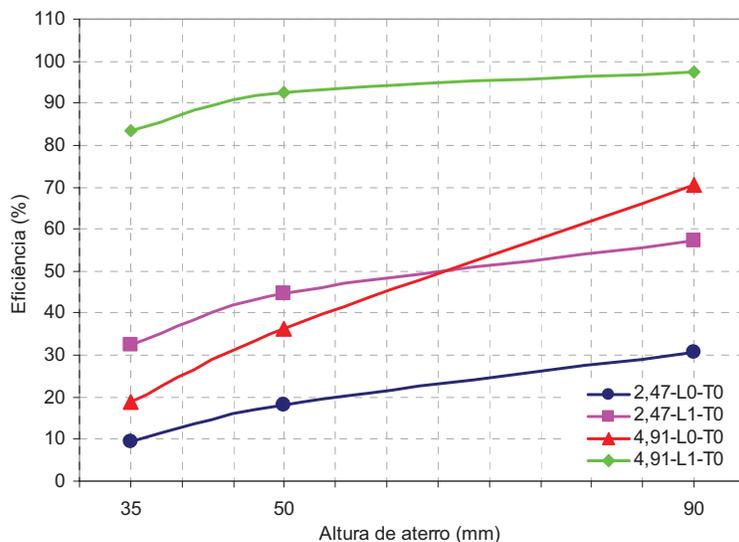


Figura 4.16: Eficiência *versus* espessura de aterro para ensaios em condições similares.

#### 4.6.2. Recalque diferencial

A Figura 4.17 apresenta a influência da altura do aterro nos recalques diferenciais para duas taxas de cobertura,  $\alpha = 2,47\%$  (Figura 4.17a) e  $\alpha = 4,91\%$  (Figura 4.17b), para casos sem e com reforço (1 camada apenas).

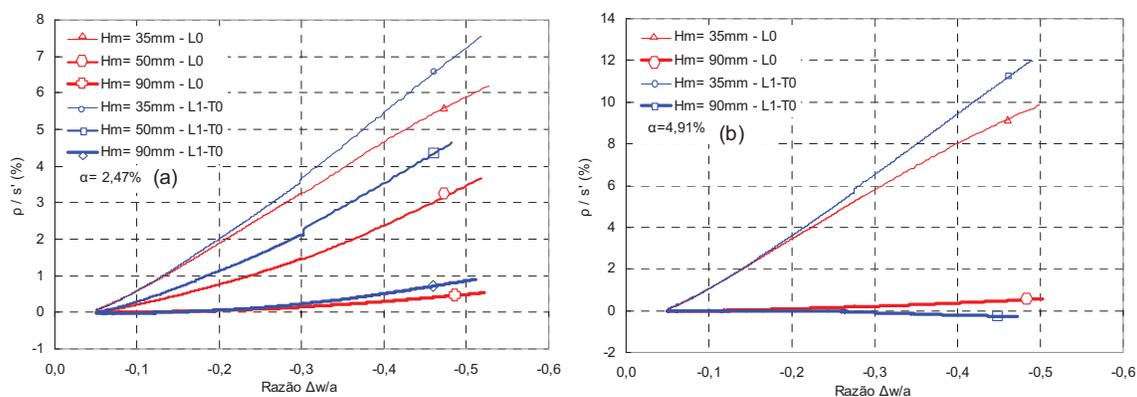


Figura 4.17: Influência da altura do aterro no recalque diferencial.

Verifica-se então que menores alturas de aterro levam a maiores recalques diferenciais e que o uso de geossintético não traz nenhuma melhoria significativa ao sistema. Observa-se adicionalmente, que o acréscimo da taxa de cobertura resulta em

recalques diferenciais ainda maiores. Os aterros de 35 mm resultaram em recalques diferenciais da ordem de 6,5 e 11% para as taxas de cobertura de 2,47 e 4,91% respectivamente. Para os aterros de 90 mm, os recalques diferenciais medidos foram de no máximo 1%, para ambas as taxas de cobertura.

A análise de altura de aterro *versus* recalque diferencial é mais facilmente realizada através do gráfico mostrado na Figura 4.18 onde o recalque diferencial normalizado (para o valor de referência  $\Delta w/a = 0,4$ ) é plotado *versus* a altura de aterro. O comportamento esperado de diminuição acentuada do recalque diferencial com o aumento da altura do aterro, ou seja, maior efeito do arqueamento é claramente observado. Para o maior valor de altura de aterro ( $H_{at} = 90$  mm) observa-se que o recalque diferencial normalizado situa-se na faixa entre 0 e 1%.

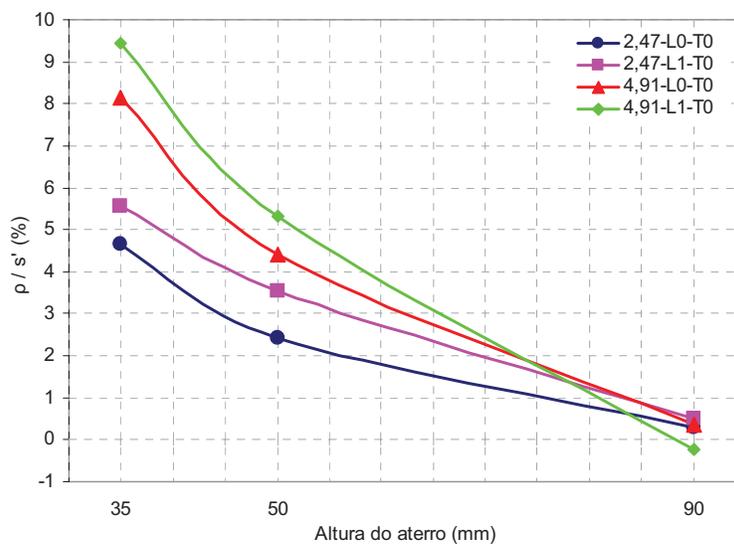


Figura 4.18: Recalque diferencial normalizado *versus* altura de aterro para ensaios em condições similares.

## 4.7. INFLUÊNCIA DA FORMA DO GEOSSINTÉTICO

### 4.7.1. Eficiência

Os dados anteriormente apresentados representam as respostas do sistema para um geossintético montado no quadro centralizado no platô, tal como exemplificado no item 3.4.1. Assim sendo, considerou-se relevante a verificação de possíveis

diferenças entre a instalação de um geossintético, ocupando toda área do platô ou apenas a área do quadro.

Para a simulação do atrito entre o solo e o aterro utilizou-se uma cartolina circular, seguindo os princípios de instalação mencionados no item 3.6. O geossintético sem quadro (circular livre) não é pré-tensionado, e sim apenas disposto sobre o platô.

Um teste ainda foi realizado com as bordas do geossintético fixadas. Para tal, o geossintético foi cortado de forma que ocupasse uma área maior do que a do platô. Desta maneira o anel para instalação do aterro foi fixado sobre as bordas do geossintético, travando-o (circular fixo).

A Figura 4.19 apresenta os dados comparativos entre um sistema com geossintético montado no quadro e com o geossintético circular, restrita para casos com taxa de cobertura  $\alpha = 2,47\%$  e uso de apenas uma camada de geossintético.

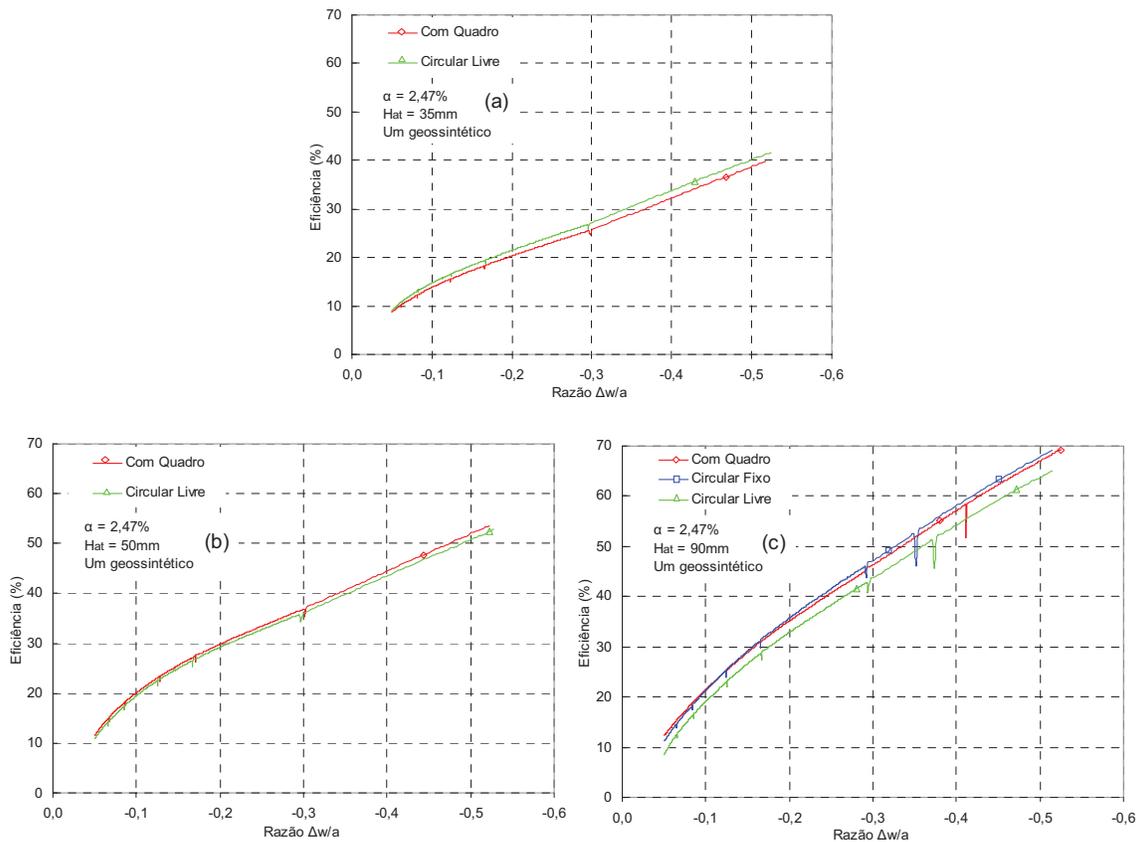


Figura 4.19: Comparação da eficiência dos modelos com quadro sem quadro e livre.

Pode-se verificar que a eficiência do sistema é pouco influenciada pela forma do geossintético e a maneira como é fixado, observando-se pouca variação entre os ensaios. Porém para espessuras de aterro de 50 e 90 mm (Figura 4.19b e c), o geossintético circular livre apresentou um resultado inferior aos demais ensaios, evidenciando uma possível influência do quadro na eficiência do sistema.

A influência da forma do geossintético no aumento da eficiência pode ser condensada no gráfico da Figura 4.2, que apresenta valores de eficiência para o deslocamento de referência do platô  $\Delta w/a = 0,4$  para ensaios similares. Verifica-se que a forma do geossintético exerce pouca influência na eficiência do sistema, e a variação na eficiência fica entre 1 a 3% entre os ensaios. Uma tendência de queda na eficiência da forma livre para a forma com quadro é verificada para menor altura de aterro ( $H_{at} = 35$  mm). Esta tendência desaparece para maiores alturas de aterro ( $H_{at} = 50$  e  $90$  mm), sendo que para uma altura de aterro  $H_{at}$  igual a 90 mm o caso fixo foi o que apresentou maior eficiência.

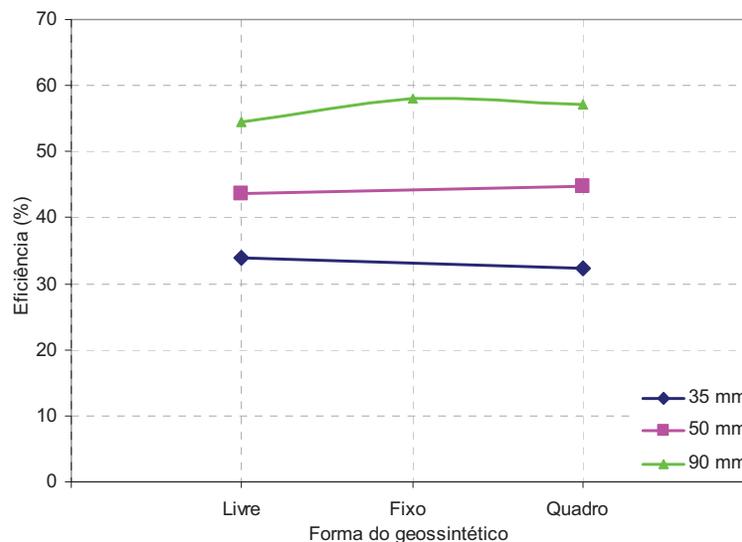


Figura 4.20: Eficiência versus forma do geossintético para ensaios em condições similares.

#### 4.7.2. Recalque diferencial

Comparações entre os recalques diferenciais dos modelos com geossintéticos montados no quadro e com geossintéticos circulares são apresentadas na Figura 4.21 abaixo.

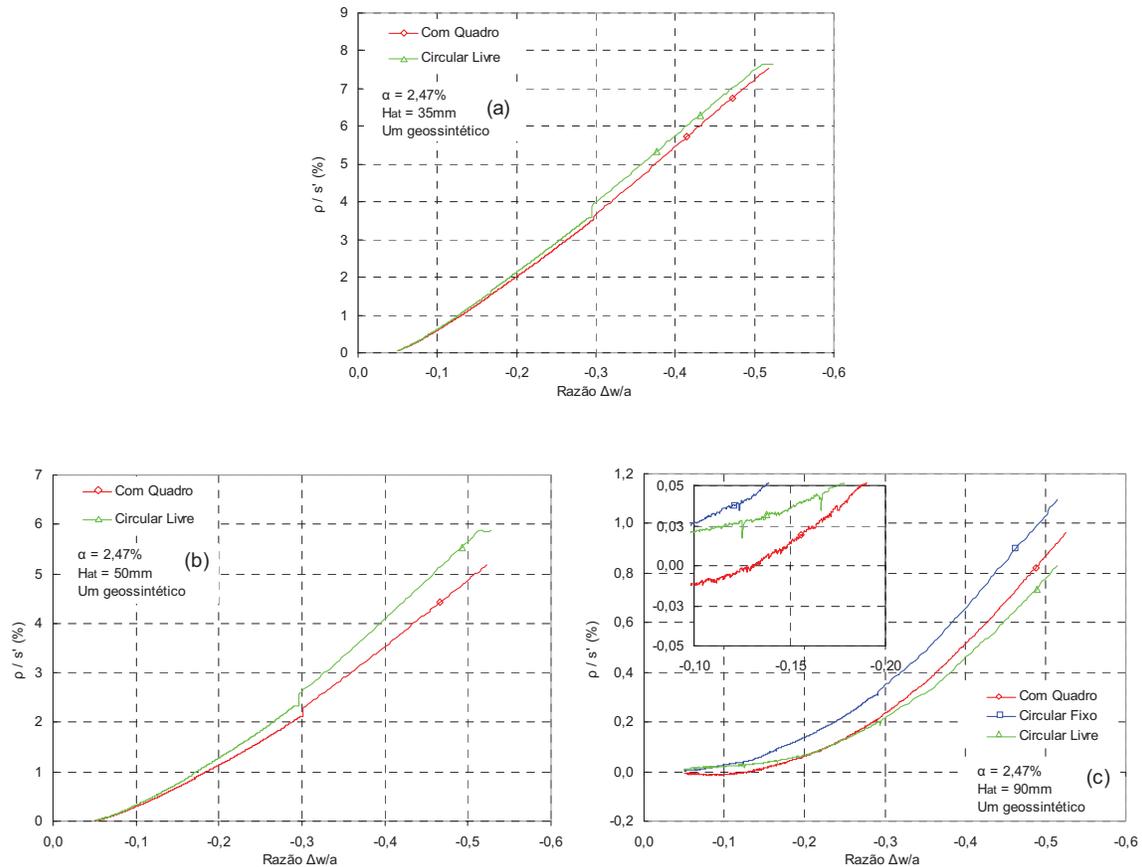


Figura 4.21: Comparação entre os recalques diferenciais dos modelos com quadro e sem quadro.

Os recalques diferenciais entre as inclusões foram mais acentuados nos casos com geossintético circular livre quando espessuras de aterro de 35 e 50 mm foram utilizadas. No caso do aterro com espessura de 90 mm, verifica-se que o geossintético circular fixado nas bordas apresentou um recalque diferencial superior aos casos circular livre e com quadro. Ainda para 90 mm, nota-se que para pequenos deslocamentos do platô ( $\Delta w/a < 0,2$ ) o caso circular livre apresenta recalques diferenciais superiores ao caso com quadro.

A análise destes resultados é mais facilmente realizada através do gráfico mostrado na Figura 4.22 onde o recalque diferencial normalizado (para o valor de referência  $\Delta w/a = 0,4$ ) é plotado *versus* as diferentes formas do geossintético. A tendência de diminuição dos recalques, quando se passa da forma livre do geossintético para a forma com quadro, é verificada para alturas de aterro  $H_{at}$  iguais a 35 e 50 mm.

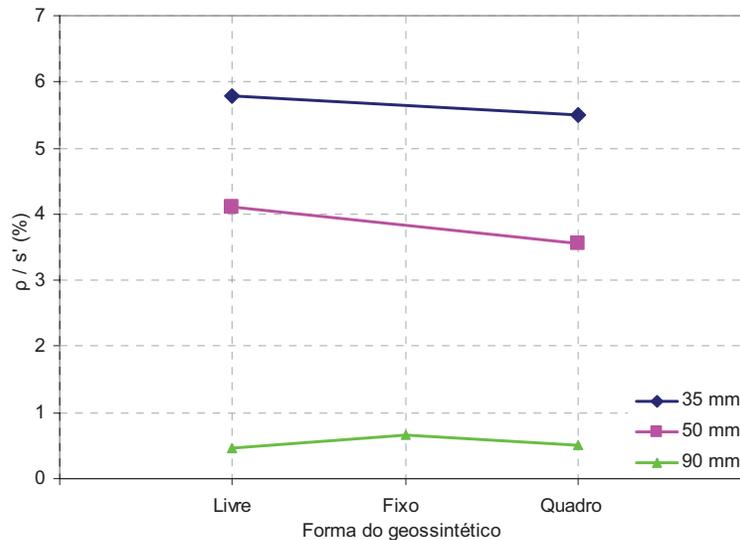


Figura 4.22: Recalque diferencial normalizado *versus* forma do geossintético para ensaios em condições similares.

#### 4.8. ANÁLISE DA TENSÃO VERTICAL MEDIDA SOBRE O PLATÔ

A análise da tensão vertical medida pela célula de tensão total inserida no centro entre duas inclusões para ensaios com taxas de coberturas iguais a 2,47% (ver item 3.3.4) é importante para a compreensão global do comportamento de aterros estruturados.

A Figura 4.23 apresenta a comparação da evolução das variações de tensões totais verticais *versus* o deslocamento normalizado do platô  $\Delta w/a$  para três alturas de aterro aqui adotadas, 35, 50 e 90 mm. Os resultados são apresentados para os casos sem e com um ou dois geossintéticos (L0, L1 e L2), e para os casos de pré-tensão correspondentes a T0 e T1.

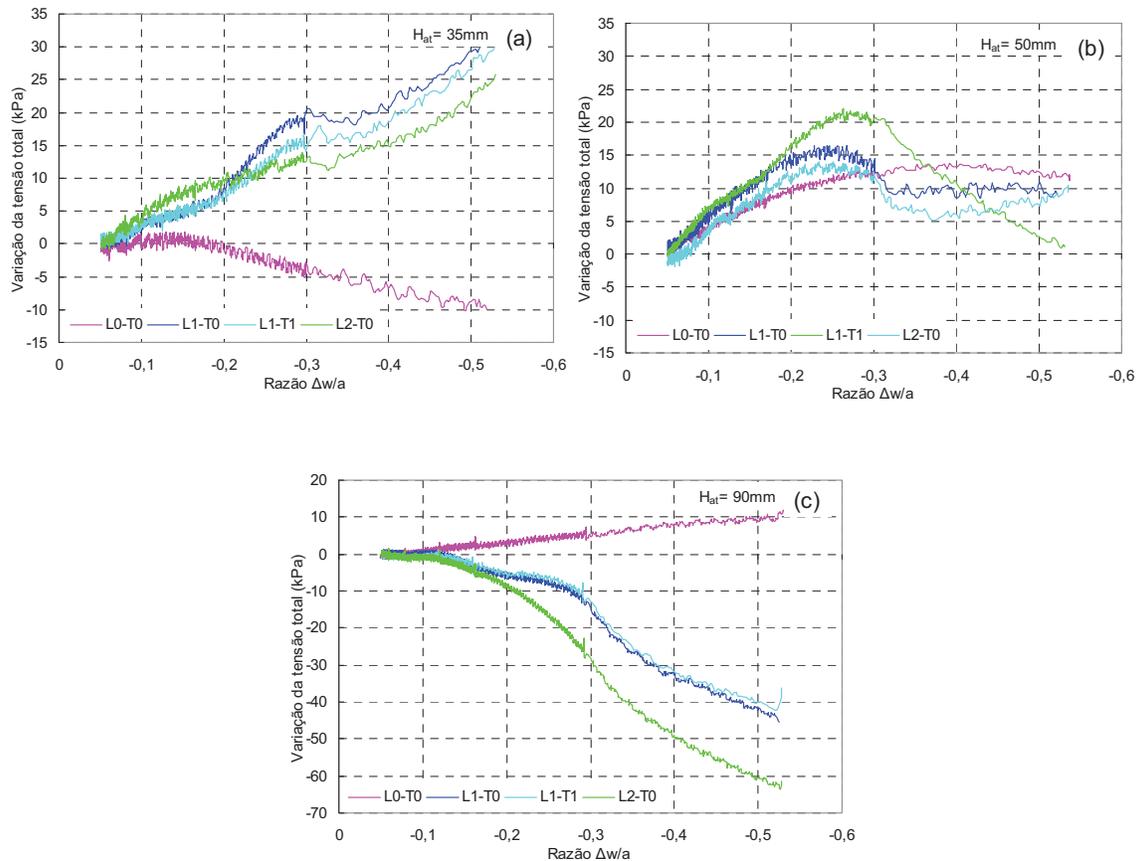


Figura 4.23: Variação das pressões totais *versus* deslocamento normalizado do platô.

A análise da Figura 4.23 permite verificar que para alturas de aterro de 35 mm (Figura 4.23a) e sem inclusão de geossintético a tensão vertical diminui cerca de 10 kPa até o deslocamento total. Esta pequena variação de tensão é coerente com a também pequena variação a eficiência observada neste ensaio (ver Figura 4.3a). Para os três casos com geossintéticos, (Figura 4.23a) os resultados permaneceram muito próximos, e elevam-se cerca de 30 kPa com o deslocamento do platô. A eficiência para estes 3 casos subiu cerca de 30% (Figura 4.23a) devendo-se aparentemente ao “efeito-membrana” visto ser pequeno o arqueamento (altura normalizada do platô  $H_{at}/(s-a) = 0,30$ ). Entretanto, mesmo o “efeito-membrana” é aparentemente ainda pequeno, pois as tensões verticais medidas nos casos com reforço são apenas cerca de 5 kPa menores do que no caso sem reforço.

No caso do aterro mais alto, de 90 mm (Figura 4.23c), verifica-se exatamente o oposto ao caso do aterro mais baixo. No caso não reforçado, com o desenvolver do

deslocamento do platô as tensões verticais medidas elevam-se pouco, em cerca de 10 kPa, e em paralelo a eficiência sobe cerca de 15% (ver Figura 4.3c). Estes resultados também parecem coerentes, pois a altura normalizada do platô  $H_{at}/(s-a)$  ainda é pequena, da ordem de 0,78, sendo então o efeito do arqueamento também pequeno.

A inclusão de um geossintético resulta em um decréscimo da tensão com o desenvolvimento do deslocamento do platô, reduzindo aproximadamente 20 kPa nos casos com apenas um geossintético, pré-tensionado ou não. A inclusão de um segundo geossintético diminui ainda mais as tensões verticais medidas, cerca de 88 kPa. Esta redução na tensão para os casos reforçados está condizente com o aumento da eficiência em cerca de 40% (ver Figura 4.4), aparentemente devido à combinação dos efeitos de membrana e de arqueamento. YUN-MIN *et al.*, (2008) também observaram um decréscimo nas tensões verticais medidas ao simular o adensamento de solos moles em modelos 1g. Este decréscimo foi de cerca de 15 kPa, porém os níveis de tensão eram inferiores aos utilizados no presente estudo.

Observa-se, entretanto, que mesmo atingindo-se valores de eficiência próximos a 100% (Figura 4.16) o decréscimo de tensão vertical é inferior ao valor da tensão vertical inicial existente. Este valor é igual a:

$$\sigma_z = \gamma h_p + q \quad \text{eq. 4.1}$$

$$\sigma_z = 17 \frac{kN}{m^3} \times 1,8m + 80 \frac{kN}{m^2} \quad \text{eq. 4.2}$$

$$\sigma_z = 110,6 \frac{kN}{m^2} \quad \text{eq. 4.3}$$

Mas observou-se uma diminuição de tensão vertical máxima de 63 kPa.

A tensão total é uma grandeza geotécnica de medida acurada difícil (ao contrário de deslocamentos e poro-pressões), tendo em vista principalmente os efeitos de arqueamento localizado na célula de tensão (DUNNICLIFF, 1988). Os resultados aqui apresentados confirmam a dificuldade da medida de tensões totais, sendo um dos

possíveis motivos para medições tão contraditórias a baixa relação entre o diâmetro da célula de tensão e o tamanho do grão.

## 5. AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS

### 5.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta uma avaliação global dos resultados dos ensaios centrífugos em termos de altura de aterro normalizada. Os resultados dos ensaios são então comparados com cálculos analíticos realizados com o método de ABUSHARAR *et al.*, (2009).

### 5.2. ALTURAS DE ATERRO NORMALIZADAS

#### Altura normalizada $H_{at}/s'$

A altura de aterro  $H_{at}$  normalizada pelo espaçamento entre estacas  $s' = (s-a)$  é um parâmetro importante e frequentemente usado por muitos autores (*e.g.*, ALMEIDA *et al.*, 2007; ASLAM e ELLIS, 2010; ZHUANG *et al.*, 2011), pois combina dois fatores importantes que determinam o comportamento de aterros estruturados:

- o efeito do arqueamento, função principalmente da altura  $H_{at}$ ;
- a ação de membrana, função principalmente de  $s'$ .

Como nesta pesquisa analisaram-se três alturas de aterro, duas taxas de cobertura e o mesmo diâmetro das inclusões, obtêm-se as seis seguintes relações  $H_{at}/s'$  apresentadas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1: Parâmetros  $H_{at}/s'$ .

s (mm)	a (mm)	$H_{at}$ (mm)	$H_{at}/s'$
100	25	35	0,47
100	25	50	0,67
100	25	90	1,20
141	25	35	0,30
141	25	50	0,43
141	25	90	0,78

As normas britânica (BS8006, 2010) e holandesa (Van EEKELEN *et al.*, 2010) recomendam que  $H_{at}/s'$  seja superior, respectivamente, a 0,7 e a 0,67. Observa-se na

Tabela 5.1 que o parâmetro  $H_{at}/s'$  situa-se entre 0,3 e 1,2 para esta pesquisa, indicando que apenas três das seis configurações atendem às recomendações destas normas. A EBGEO (2011) recomenda  $H_{at}/s^*$  superior a 0,8 sendo  $s^*$  o maior vão entre inclusões. No caso de malha quadrada  $s^* = 1,41s'$ , e então o valor  $H_{at}/s'$  correspondente à EBGEO (2011) é igual a 1,13. Este valor mais restritivo ainda é observado em apenas uma das configurações da Tabela 5.1. A EBGEO (2011) recomenda também  $a/s^* \geq 0,15$ , sendo esta razão igual respectivamente a 0,18 e 0,13 para os espaçamentos  $s = 100$  mm e  $s = 141$  mm, ou seja, um valor superior e o outro um pouco inferior à norma EBGEO. Entretanto, na França usam-se taxas de cobertura da ordem de 1% o que corresponde a valores de  $a/s^*$  menores que a metade dos recomendados pela EBGEO (2011).

### Altura normalizada $H_{at}'/s'$

Nos ensaios aqui realizados, ainda que as alturas de aterro tenham sido baixas, foi usado um valor de tensão aplicada na superfície do terreno de  $q = 80$  kPa, muito superior ao normalmente adotado em projeto, da ordem de 10 kPa. Ressalta-se que este valor de  $q$  foi o adotado nos estudos anteriores sem geossintético (BAUDOIN *et al.*, 2010; THOREL *et al.*, 2010; OKYAY, 2010), sendo aqui mantido para efeitos comparativos. Assim sendo, considera-se pertinente analisar um parâmetro  $H_{at}'/s'$  alternativo. Esta altura de aterro normalizada considera uma camada de aterro (virtual) adicional  $H^*$  equivalente à sobrecarga de 80 kPa, ou seja:

$$\frac{H'_{at}}{s'} = \frac{H_{at} + H^*}{s'} \quad \text{eq. 5.1}$$

onde:

$$H^* = \frac{q}{\gamma_{at} \cdot N} \quad \text{eq. 5.2}$$

onde  $q$  é a sobrecarga aplicada sobre o aterro granular existente e equivale a 80 kPa,  $\gamma_{at}$  é o peso específico do aterro imaginário definido como 17 kN/m<sup>3</sup> e  $N$  é o fator de escala modelo/protótipo. Desta maneira, seis novos valores de alturas de aterro foram

obtidos e denominados de  $H_{at}' = H_{at} + H^*$ . A Tabela 5.2 a seguir apresenta os valores do parâmetro  $H_{at}'/s'$ . Observa-se que o valor de  $H^*$  é bastante elevado comparativamente ao valor de  $H_{at}$ . Ainda que o arqueamento esteja relacionado à  $H_{at}$ , a sobrecarga  $q$  entra no cálculo da eficiência (ver equação 2.6) e, portanto, parece pertinente que seja também considerada no valor de  $H_{at}'$  para a análise da eficiência. Os estudos dos recalques diferenciais normalizados foram realizados apenas em termos de  $H_{at}/s'$ .

Tabela 5.2: parâmetros de  $H_{at}'/s'$ .

s (mm)	a (mm)	$H_{at}$ (mm)	$H^*$ (mm)	$H_{at}'/s'$
100	25	35	235	3,67
100	25	50	235	3,87
100	25	90	235	4,40
141	25	35	235	2,37
141	25	50	235	2,50
141	25	90	235	2,84

Os valores da relação  $H_{at}'/s'$  situam-se entre 2,37 e 4,40, portanto bem superiores aos valores de  $H_{at}/s'$ .

### 5.2.1. Alturas normalizadas versus eficiência do sistema

Foram plotados gráficos de eficiência *versus*  $H_{at}/s'$  e  $H_{at}'/s'$  em função do valor de referência de deslocamento normalizado do platô  $\Delta w/a = 0,4$  (10 mm de deslocamento do platô em termos de modelo e 20 cm em termos de protótipo).

Serão representados a seguir os gráficos de eficiência *versus*  $H_{at}/s'$  e  $H_{at}'/s'$  analisando-se os efeitos de número de geossintéticos, taxa de cobertura e altura de aterro, mas não o efeito de pré-tensão, o qual já foi mostrado ter pouca influência nos resultados.

A Figura 5.1 compara valores de eficiências nos casos sem e com um e dois geossintéticos (L0, L1 e L2), para ambos os parâmetros  $H_{at}/s'$  (Figura 5.1a) e  $H_{at}'/s'$  (Figura 5.1b).

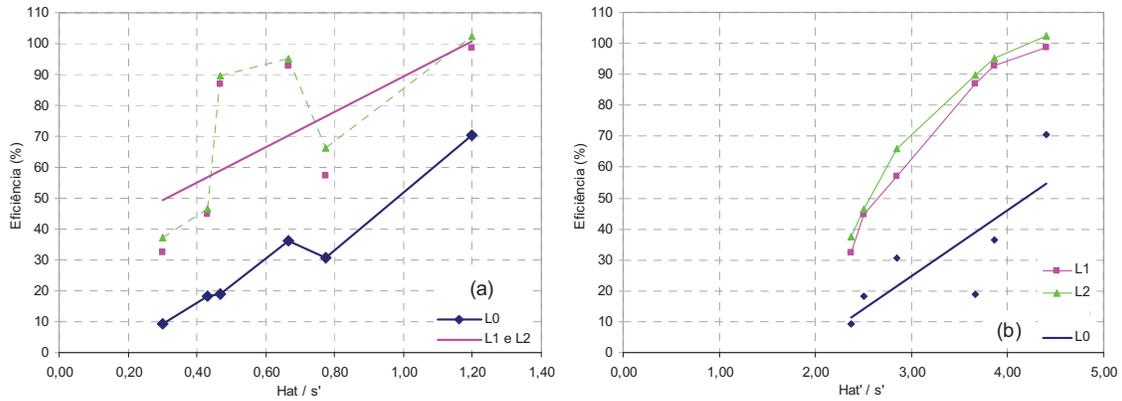


Figura 5.1: Eficiência *versus* alturas de aterro normalizadas  $H_{at}/s'$  e  $H_{at}'/s'$ : influência do reforço e número de camadas.

Os resultados mostrados na Figura 5.1 indicam que a eficiência aumenta com a altura de aterro normalizada, o que está de acordo com a literatura (*e.g.*, ASLAM e ELLIS 2010), ainda que na maioria dos casos com oscilações, ou seja, aumento não-monotônico. As exceções são os casos de uma e duas camadas de reforço no gráfico de  $H_{at}'/s'$  (Figura 5.1b) nos quais estes aumentos são monotônicos. Por esta razão traçou-se uma linha de tendência linear para os casos com reforço no gráfico  $H_{at}/s'$  (Figura 5.1).

Os gráficos da Figura 5.2 apresentam comparações entre as duas taxas de cobertura ( $\alpha = 2,47$  e  $4,91\%$ ) com ou sem a inclusão de um geossintético (L0 e L1), para ambos os parâmetros  $H_{at}/s'$  (Figura 5.2a) e  $H_{at}'/s'$  (Figura 5.2b). Com exceção dos casos relacionados a L2 os demais da Figura 5.2 constam da Figura 5.1, sendo apenas reunidos de forma diferente (observar, por exemplo os 6 pontos inferiores da Figura 5.1b que se apresentam como duas curvas na Figura 5.2b).

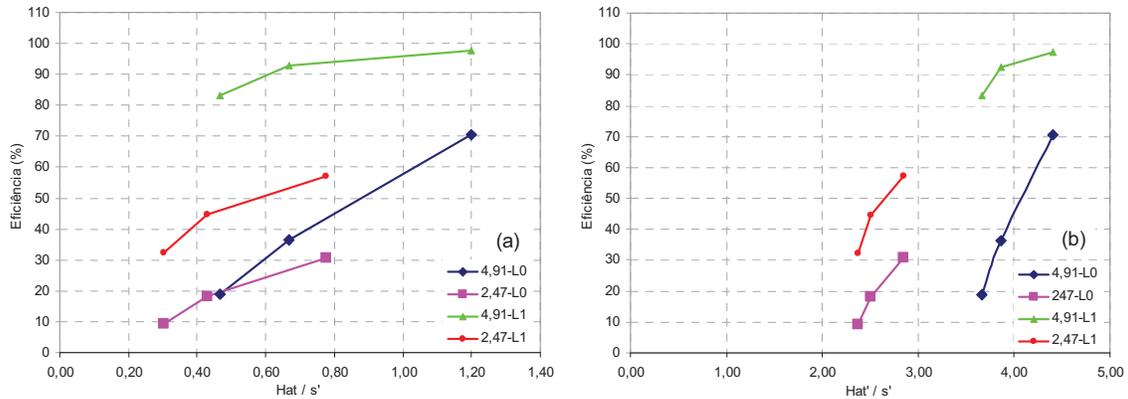


Figura 5.2: Eficiência *versus* alturas de aterro normalizadas  $H_{at}/s'$  e  $H_{at}'/s'$ : influência do espaçamento entre inclusões (taxa de cobertura) e da presença ou não do reforço.

Verifica-se nos resultados da Figura 5.2 que a eficiência aumenta com o aumento das alturas normalizadas  $H_{at}/s'$  e  $H_{at}'/s'$ , para aterros reforçados e não reforçados, sendo que neste último caso a relação tende a ser quase linear e atingindo eficiências de 70% para  $H_{at}/s'$  igual a 1,2 (Figura 5.2a). Já para os casos reforçados notam-se eficiências superiores aos casos sem reforço como já mencionado anteriormente. Os gráficos da Figura 5.2 (em particular o da Figura 5.2a), tem na realidade aspecto semelhante ao da Figura 4.16, sendo apenas uma forma alternativa de apresentação dos resultados.

A Figura 5.3 apresenta os resultados de eficiência *versus* alturas de aterro normalizadas em famílias de mesma altura de aterro para as duas taxas de cobertura (ou espaçamentos) adotadas. Novamente, é uma forma alternativa de reunir os resultados apresentados na Figura 5.2 e os mesmos pontos podem ser identificados nas duas figuras. Por exemplo, os seis pontos inferiores referentes aos casos não reforçados indicados na Figura 5.3a por três retas tracejadas, podem ser identificados na Figura 5.2a. Analogamente, os seis pontos superiores referentes aos casos reforçados indicados na Figura 5.3b por três retas cheias, podem ser identificados na Figura 5.2b.

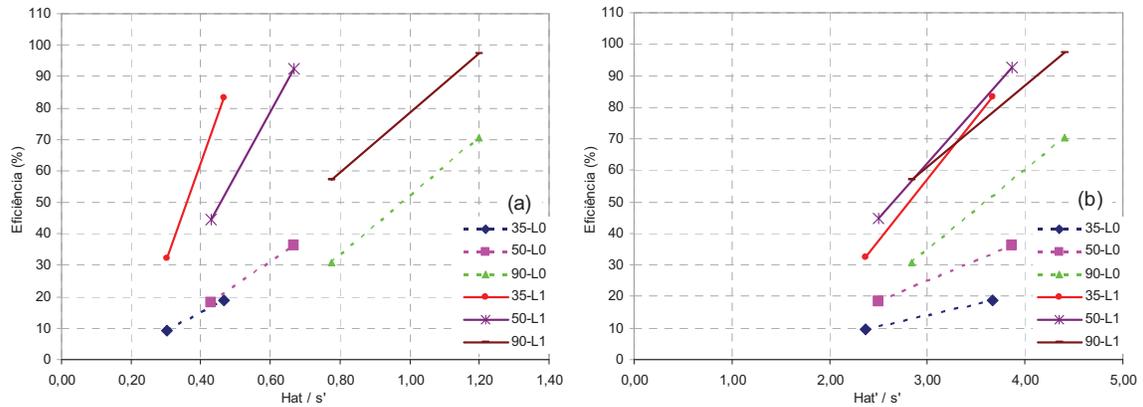


Figura 5.3: Eficiência *versus* alturas de aterro normalizadas  $H_{at}/s'$  e  $H_{at}'/s'$ : influência da altura de aterro e da presença ou não do reforço

### 5.2.2. Recalque diferencial

A Figura 5.4 apresenta comparações de recalques diferenciais normalizados em função de  $s'$ , nos casos sem e com um e dois geossintéticos (L0, L1 e L2), *versus* a altura de aterro normalizada  $H_{at}/s'$ .

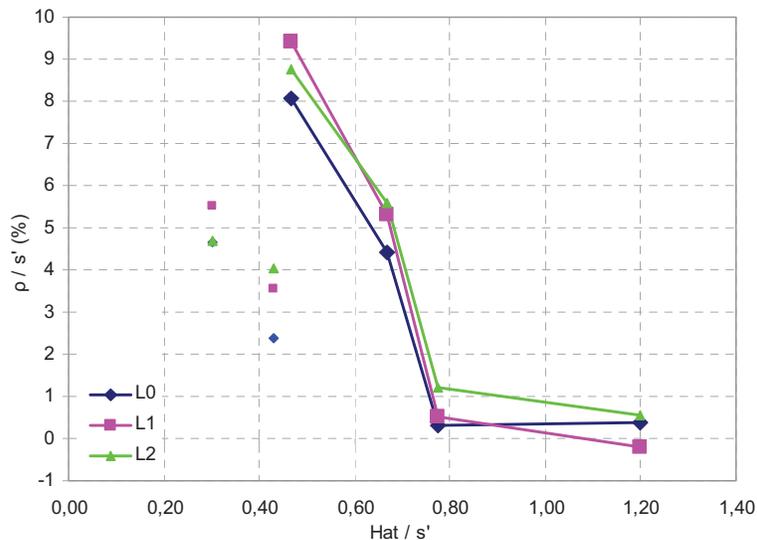


Figura 5.4: Recalques normalizados *versus*  $H_{at}/s'$ : influência da presença ou não do reforço.

Os resultados da Figura 5.4 mostram grandes variações de recalques normalizados para os dois valores mais baixos de  $H_{at}/s'$  correspondentes a 0,30 e 0,43, bem inferiores aos recomendados na literatura. Os resultados dos demais pontos

interligados mostram que para valores de  $H_{at}/s'$  superiores a 0,78 os recalques diferenciais reduzem drasticamente. Estes resultados divergem do proposto por ASLAM e ELLIS (2010), que indicam que os recalques diferenciais só reduzem drasticamente para  $H_{at}/s'$  superior a 2. Contudo está de acordo ao proposto pelas normas britânica BS8006 (2010) e holandesa, as quais como mencionado anteriormente recomendam valores de  $H_{at}/s'$  superiores a 0,7.

A Figura 5.5 apresenta comparações de recalques diferenciais normalizados em função de  $s'$ , nos casos sem e com um geossintético (L0, L1) e para as duas taxas de cobertura (2,47 e 4,91%), *versus* a altura de aterro normalizada  $H_{at}/s'$ .

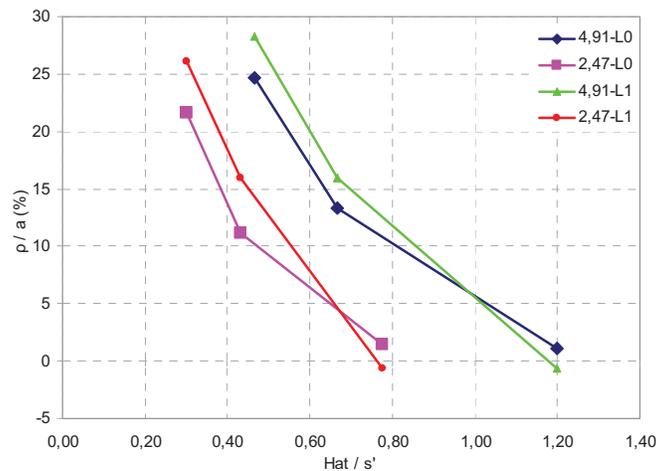


Figura 5.5: Recalques normalizados versus  $H_{at}/s'$ : influência do espaçamento entre inclusões (taxa de cobertura) e da presença ou não do reforço.

As curvas da Figura 5.5 indicam uma diminuição do recalque diferencial para um aumento de  $H_{at}/s'$ . Dois conjuntos de curvas distintos são verificados para ambas as taxas de cobertura, e ambos se apresentam congruentes. O conjunto de curvas para a taxa de cobertura 2,47% possui os menores valores de  $H_{at}/s'$ , compreendendo limites de 0,30 a 0,78. Com um decréscimo praticamente linear, atingem recalques diferenciais nulos no maior valor de  $H_{at}/s'$ . Já para a taxa de cobertura 4,91%, os valores de  $H_{at}/s'$  se limitam entre 0,47 e 1,20, e recalques diferenciais nulos são atingidos para o máximo valor de  $H_{at}/s'$ .

### 5.3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS VERSUS TEÓRICOS

O método preditivo de ABUSHARAR *et al.*, (2009), descrito no item 2.1.4.9 será utilizado visando uma comparação complementar com os resultados experimentais. Os principais parâmetros dos ensaios aqui realizados são apresentados na Tabela 5.3 em termos de valores de protótipo:

Tabela 5.3: Parâmetros do método de ABUSHARAR *et al.*, (2009).

Parâmetro	Valor
Espaçamento entre estacas (s)	2,00 m
	2,82 m
Largura do capitel (a)	0,50 m
	0,70 m
Altura de aterro ( $H_{at}$ )	1,00 m
	1,80 m
Módulo do geossintético (J)	4500 kN/m
Sobrecarga (q)	80,00 kN/m <sup>2</sup>
Peso específico do aterro ( $\gamma$ )	17 kN/m <sup>3</sup>
Ângulo de atrito ( $\varphi$ )	38 °

A fim de se adequar as equações originais apresentadas pelos autores com as peculiaridades deste trabalho, algumas considerações e alterações foram realizadas nas equações apresentadas no capítulo 2. Todas estas alterações, relacionadas basicamente ao fato da não existência de solo mole no modelo, serão descritas concomitantemente aos cálculos da eficiência, recalque e tensão no geossintético, a seguir.

#### 5.3.1. Eficiência

A eficiência foi calculada conforme a equação 2.20, transcrita a seguir:

$$E = 1 - \frac{(s-a)p_o}{s(\gamma_s H_{at} + q)}$$

eq. 2.20 (bis)

onde:

$$p_o = \sigma_s - \frac{tE_c}{D} \quad \text{eq. 2.21 (bis)}$$

Considerando que nos ensaios realizados o deslocamento do platô é máximo e não há solo mole nem reação do mesmo no conjunto aterro-geossintético, o módulo de elasticidade do solo é considerado nulo ( $E_c = 0$ ), então de acordo com a equação 2.21 tem-se:

$$p_o = \sigma_s - 0 \quad \text{eq. 5.3}$$

e deste modo, substituindo  $p_o$  por  $\sigma_s$  na equação 2.20, esta se iguala à equação 2.19.

Foram então calculados valores de eficiências teóricas para cada altura de aterro (35, 50 e 90 mm) e para cada taxa de cobertura (2,47 e 4,91%). A comparação dos resultados teóricos com os experimentais é apresentada na Figura 5.6.

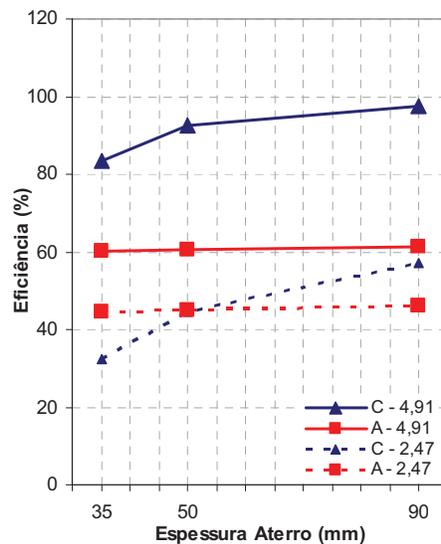


Figura 5.6: Curvas de eficiência de resultados teóricos de ABUSHARAR *et al.*, (2009) (A) e experimentais dos ensaios centrífugos (C).

Pode-se verificar a partir da Figura 5.6 que os valores de eficiência calculados pelo método de ABUSHARAR *et al.*, (2009) não apresentam boa concordância com os valores medidos nos ensaios centrífugos, não apenas nos valores calculados como

também na tendência das curvas. Uma verificação mais aprofundada do método indicou que o valor da sobrecarga é muito elevado para sua utilização neste método. Ao se diminuir a sobrecarga verificou-se que os resultados teóricos se tornavam mais condizentes com os ensaios centrífugos, e as curvas adquiriam semelhança às dos ensaios centrífugos, mas os valores calculados de eficiência eram ainda inferiores.

O fato da equação 2.19 de eficiência do método de ABUSHARAR *et al.*, (2009) não levar em conta a existência do geossintético parece ser uma razão importante da não concordância entre valores medidos e calculados pelo método.

Com o objetivo de melhor compreender o método de ABUSHARAR *et al.*, (2009) o item 5.4 apresenta uma análise paramétrica realizada com este método.

### 5.3.2. Recalque na base do aterro

A formulação de ABUSHARAR *et al.*, (2009) permite o cálculo do recalque  $t$  na base do aterro a ser aqui comparado com o recalque diferencial medido nos ensaios centrífugos (no topo do aterro). Apesar de serem recalques medidos em pontos diferentes do aterro a comparação destas medidas é relevante.

A inexistência do solo mole implica em desenvolver a formulação de ABUSHARAR *et al.*, (2009) para esta condição específica. O desenvolvimento teórico para esta condição resulta que as equações 2.24, 2.25, 2.26 e 2.27 se transformem em:

$$a = 32J \quad \text{eq. 5.4}$$

$$b = -4s' \sigma_s \quad \text{eq. 5.5}$$

$$c = 2s' \lambda \sigma_s \text{tg} \phi_s \quad \text{eq. 5.6}$$

$$d = -s' \sigma_s \quad \text{eq. 5.7}$$

ABUSHARAR *et al.*, (2009) indica que o valor do fator de atrito  $\lambda$  deve se encontrar entre 0,7 a 0,9. Este estudo então considerou um fator de atrito igual a 0,8.

As novas equações devem ser utilizadas na equação 2.23 de terceiro grau, transcrita a seguir:

$$a\beta^3 + b\beta^2 + c\beta + d = 0 \quad \text{eq. 2.23}$$

A solução para esta equação está apresentada na equação 5.8 abaixo, obtendo assim o valor da razão de recalque ( $\beta$ ).

$$\beta = \left( \frac{\sqrt{27a^2d^2 + (4b^3 - 18abc)d + 4ac^3 - b^2c^2}}{23^{\frac{3}{2}}a^2} - \frac{27a^2d - 9abc + 2b^3}{54a^3} \right)^{\frac{1}{3}} - \frac{3ac - b^2}{9a^2 \left( \frac{\sqrt{27a^2d^2 + (4b^3 - 18abc)d + 4ac^3 - b^2c^2}}{23^{\frac{3}{2}}a^2} - \frac{27a^2d - 9abc + 2b^3}{54a^3} \right)^{\frac{1}{3}}} - \frac{b}{3a} \quad \text{eq. 5.8}$$

A razão de recalque ( $\beta$ ) é por fim utilizada para calcular o recalque teórico do solo mole no centro entre inclusões ( $t$ ) na base do aterro.

A Figura 5.7 apresenta valores de recalques diferenciais experimentais medidos no topo do aterro ( $\rho$ ) e os recalques teóricos na base do aterro entre inclusões ( $t$ ).

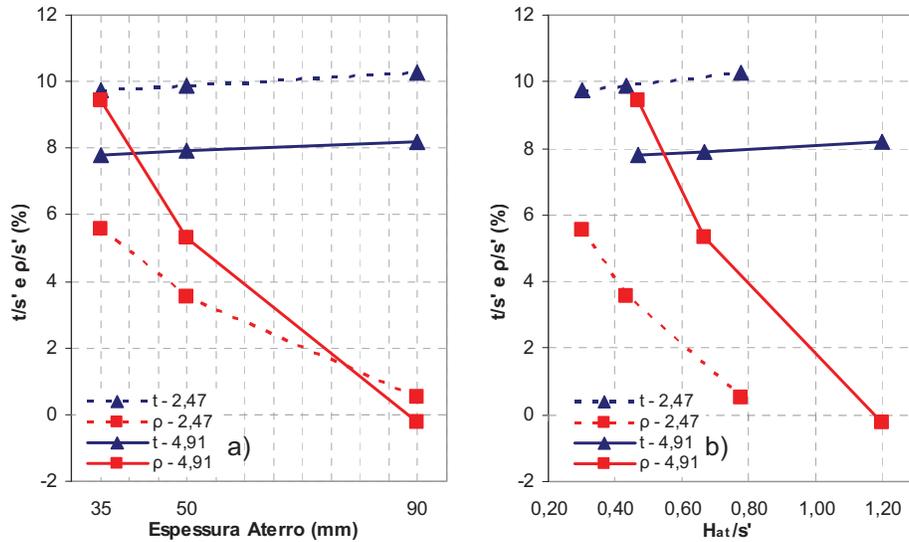


Figura 5.7: Recalques teórico  $t$  (base do aterro) e valor experimental  $\rho$  (recalque diferencial no topo do aterro) normalizados *versus*  $H_{at}$  (a) e  $H_{at}/s'$  (b) para duas taxas de cobertura.

Verifica-se na Figura 5.7 que os recalques teóricos normalizados na base do aterro entre inclusões pouco aumentam com a espessura de aterro (Figura 5.7a) e com a espessura de aterro normalizada (Figura 5.7b). A Figura 5.7 mostra também que os recalques diferenciais medidos experimentalmente no topo do aterro decrescem com o aumento de sua espessura de aterro (Figura 5.7a) e com a espessura de aterro normalizada (Figura 5.7b). Ou seja, as figuras mostram tendências de variação de recalque no topo do aterro e na base diferentes. Ainda que estes resultados pareçam consistentes, estas comparações são entre valores teóricos e experimentais. Portanto, este tópico necessita de estudos adicionais.

Verifica-se também na Figura 5.7 que, conforme esperado, o recalque na base do aterro aumenta com a diminuição da taxas de cobertura. Entretanto, contrariamente ao esperado, os valores de recalques diferenciais normalizados são maiores para maiores taxas de cobertura, revertendo-se esta tendência apenas para a maior altura de aterro para a qual os recalques praticamente se anulam.

### 5.3.3. Tensões atuantes no geossintético

Ainda que não se tenha medido tensões no reforço é importante avaliar a resposta do método teórico para o melhor entendimento do mesmo.

Para o cálculo das tensões atuantes no reforço, fez-se uso da equação 2.28. A Figura 5.8 apresenta uma comparação entre as tensões atuantes no geossintético para três espessuras de aterro (35, 50 e 90 mm) e para duas taxas de cobertura (2,47 e 4,91%), resumidas em dois gráficos: (a) valores protótipo e (b) valores.

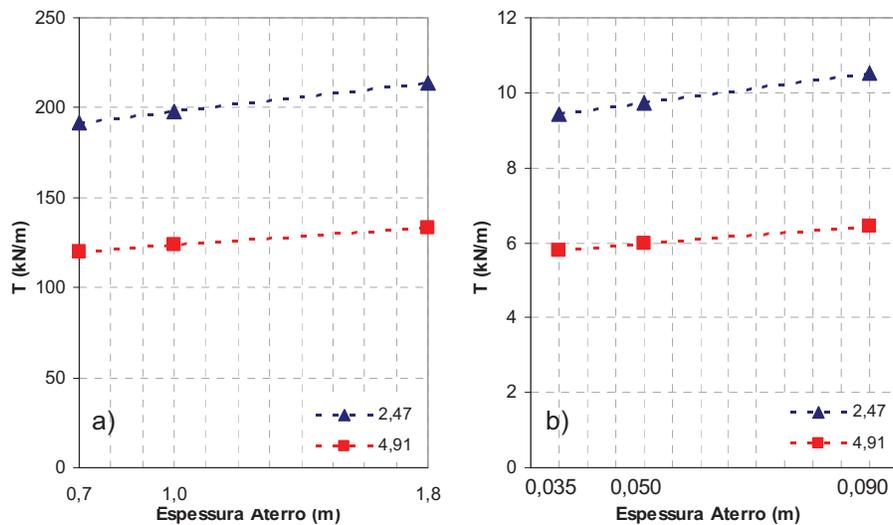


Figura 5.8: Tensões teóricas no geossintético.

Observa-se na Figura 5.8a, para valores de protótipo que, conforme esperado, o geossintético trabalha mais em maiores aterros e que com menores espaçamentos entre as estacas, menores são as tensões atuantes no geossintético. Os valores para modelo mostrados na Figura 5.8b são tipicamente de 6 kN/m para  $\alpha = 4,91\%$  e de 10 kN/m para  $\alpha$  igual a 2,47%. Estes valores são da ordem de grandeza dos resultados dos ensaios de tração mostrados na Figura 3.19 indicando também que os valores de deformação específica máximos mobilizados variaram entre 2,5% e 5%.

#### **5.4. MÉTODO DE ABUSHARAR ET AL: ESTUDO PARAMÉTRICO**

Este item apresenta um estudo paramétrico do método de ABUSHARAR *et al.*, (2009) para geometrias e carregamentos comuns em países como Brasil e Alemanha, tomando-se por referência os dados apresentados na Tabela 2.1. Desta forma serão adotados os dados abaixo.

- Ângulo de atrito igual a 30°;
- Peso específico do aterro de 18 kN/m<sup>3</sup>;
- Largura de capitel igual a 1 metro;
- Sobrecarga igual a 20 kPa.

E as seguintes variáveis serão analisadas:

- Três espaçamentos entre inclusões usualmente adotados (s): 2, 2,5 e 3 metros;
- Três relações  $H_{at}/(s-a)$ : 0,8, 1,6 e 2,4;
- Três valores usualmente adotados de módulos do geossintético J: 1000, 2000 e 4000 kN/m, denominados de J1, J2 e J3 respectivamente.

Os três valores de  $H_{at}/(s-a)$  resultam em 7 alturas de aterro distintas: 0,8; 1,2; 1,6; 2,4; 3,2; 3,6 e 4,8 metros.

A seguir serão apresentados os resultados obtidos para a eficiência, recalque na base do aterro e tensão no geossintético.

##### **5.4.1. Eficiência**

A Figura 5.9 apresenta uma comparação da eficiência de três vãos livres entre estacas (1, 1,5 e 2 m), para diversas alturas de aterro. Como no cálculo da eficiência

não se considera o módulo do geossintético (equação 2.20), este gráfico não inclui a análise de diferentes módulos (J).

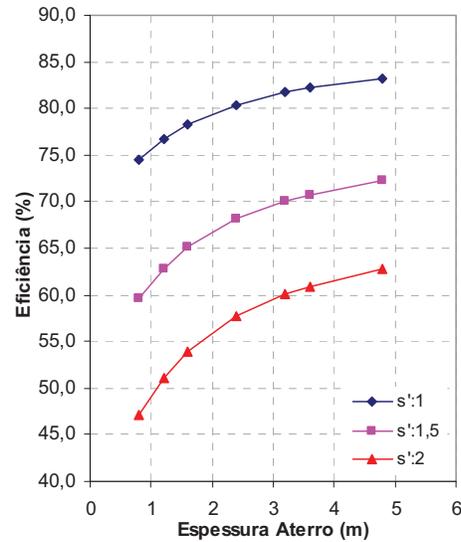


Figura 5.9: Eficiências teóricas versus espessura de aterro.

A partir da Figura 5.9 é possível verificar que um aumento na espessura de aterro se traduz em uma melhor transferência de cargas, ou seja, uma eficiência mais elevada. Esta ocorrência pode ser verificada também na modelagem centrífuga realizada nesta pesquisa.

Quanto à influência dos vãos livres entre estacas ( $s'$ ), verifica-se que menores valores de  $s'$  levam a maiores eficiências, coincidindo também com os ensaios centrífugos.

Estes ensaios apresentam um comportamento realístico, conforme esperado para aterros estacados, diferentemente do verificado na Figura 5.6. Esta análise possibilita demonstrar que o método de ABUSHARAR *et al.*, (2009) se mostra mais adequado para aterros de proporções normais. A sobrecarga elevada de 80 kPa indicou uma limitação do método de ABUSHARAR *et al.*, (2009) para elevados valores desta, restringindo as análises realizadas neste estudo.

### 5.4.2. Recalque na base do aterro

A Figura 5.10 abaixo apresenta uma comparação dos recalques teóricos na base do aterro normalizados por  $s'$  versus a altura de aterro. Em (a) são traçadas curvas para diferentes vãos livres (1, 1,5 e 2 m), mas com módulo do geossintético fixo (1000 kN/m), e em (b) diferentes módulos do geossintético (1000, 2000 e 4000 kN/m) com vão livre fixo (1,5 m).

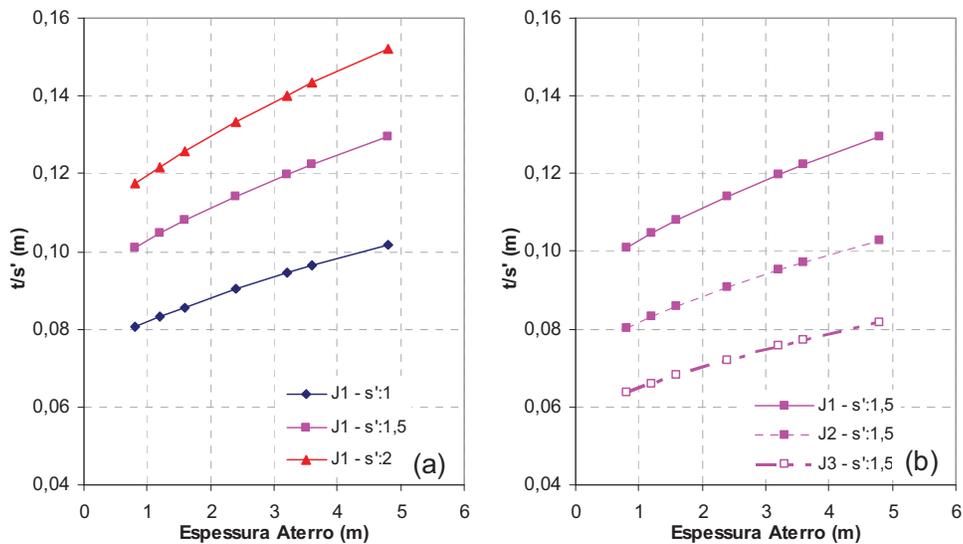


Figura 5.10: Recalques teóricos versus altura de aterro.

É possível verificar na Figura 5.10a que maiores espaçamentos levam a maiores recalques na base do aterro, e ao se dobrar o vão livre entre estacas os recalques tornam-se 1,5 vezes maiores. Na Figura 5.10b verifica-se que maiores módulos do geossintético levam a menores recalques na base do aterro. Nota-se também, em ambas as figuras, que um acréscimo na espessura do aterro acarreta em maiores recalques na base do aterro.

### 5.4.3. Tensões atuantes no geossintético

A Figura 5.11 apresenta uma comparação entre a tensão atuante no geossintético *versus* a espessura de aterro. Em (a) são traçadas curvas para diferentes vãos livres (1, 1,5 e 2 m), mas com módulo do geossintético fixo (1000 kN/m), e em (b) diferentes módulos do geossintético (1000, 2000 e 4000 kN/m) com vão livre fixo (1,5 m).

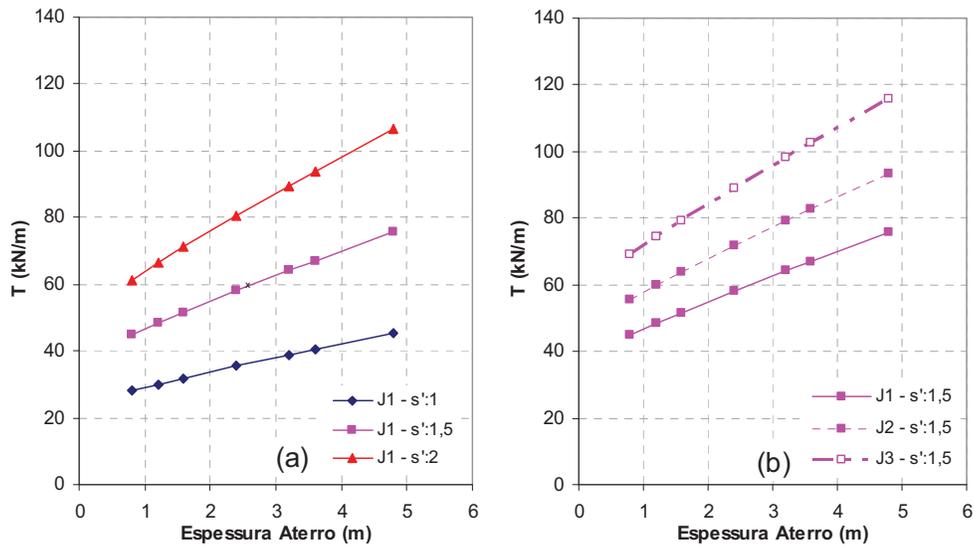


Figura 5.11: Tensões de tração teórica no geossintético *versus* altura de aterro.

Observa-se que conforme a espessura do aterro e o vão livre aumentam maiores são os valores da tração do reforço, condizente com o fato de que maiores alturas de aterro também levam a maiores recalques, ou seja, solicitam mais o geossintético. Também se pode verificar que geossintéticos de maior módulo levam a maiores tensões de tração normalizadas.

## **6. CONCLUSÕES**

O trabalho realizado apresentou um estudo paramétrico de aterros estaqueados reforçados, realizados por meio de modelagem centrífuga. Foram analisadas as influências de quatro variáveis no comportamento dos aterros estaqueados:

- número de geossintéticos: nenhum, um ou dois;
- diferentes intensidades de pré-tensão: correspondentes a tensões máximas do geossintético de 0%, 0,2% e 1%;
- duas taxa de cobertura: 2,47 e 4,91%;
- alturas de aterro de protótipo: 0,70, 1,00 e 1,80 m.

A partir destes estudos diversas conclusões puderam ser traçadas.

### **6.1. EFICIÊNCIA E RECALQUES DIFERENCIAIS**

A inclusão de uma camada de geossintético sempre melhora a eficiência do sistema em termos de transferência de cargas, especialmente para aterros com 35 mm de altura. Entretanto, a adição de uma segunda camada de geossintético não se mostra tão influente na eficiência, e apenas pequenos ganhos são verificados. Já para o recalque diferencial, a inclusão de geossintéticos resulta em maiores recalques diferenciais, mas de modo geral a influência é baixa.

Ambos os valores de pré-tensão do geossintético apresentaram pouca influência na eficiência. Já os recalques diferenciais mostraram comportamentos distintos para pequenos e grandes deslocamentos. De modo geral uma tendência de diminuição dos recalques diferenciais foi verificada com o aumento da pré-tensão. O aterro com 90 mm de altura foi o menos influenciado pela pré-tensão.

O aumento da taxa de cobertura mostrou-se sempre a favor da eficiência do sistema, mesmo sendo verificada uma perda de eficiência para maiores deslocamentos

do platô em aterros não reforçados de 35 e 50 mm. O maior ganho de eficiência foi verificado para a maior taxa de cobertura e com um geossintético, atingindo eficiências superiores a 95% para todas aturas de aterro. A variação da taxa de cobertura apresentou pouca influência para os recalques diferenciais iniciais. Para maiores deslocamentos do platô o recalque diferencial aumentou com maiores taxas de cobertura para aterros de menor espessura, e diminui com maiores taxas de cobertura para aterros de maior espessura.

O aumento da altura do aterro, como esperado, claramente melhora a eficiência do sistema, e diminuí os recalques diferenciais.

O modo de fixação do geossintético apresentou pouca influência na eficiência. Para os recalques diferenciais, em aterros de 35 e 50 mm, os geossintéticos circulares livres apresentaram recalques diferenciais levemente maiores do que os geossintéticos fixados no quadro. Já para aterros de 90 mm, o geossintético circular livre apresentou o menor recalque diferencial, e o circular fixado nas bordas apresentou o maior recalque diferencial.

## **6.2. PARÂMETROS $H_{AT}/S'$ E $H_{AT}'/S'$**

A análise dos parâmetros  $H_{at}/s'$  e  $H_{at}'/s'$  permitiram verificar que a eficiência aumenta para maiores de  $H_{at}/s'$  ou  $H_{at}'/s'$ , garantindo semelhança com o encontrado na literatura. Os padrões das curvas verificados para ensaios com geossintético seguem os mesmos verificados em ensaios sem geossintéticos, porém com eficiências superiores.

Quanto ao recalque diferencial, maiores valores de  $H_{at}/s'$  levaram a menores recalques diferenciais, como esperado. Porém, a taxa de redução do recalque diferencial foi bem acelerada, e para valores de  $H_{at}/s'$  superiores a 0,78 o recalque diferencial já se encontrava muito próximo de 0.

### **6.3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS VERSUS TEÓRICOS**

A análise do método teórico de ABUSHARAR *et al.*, (2009) possibilitou, em parte, traçar comparações com os resultados das análises centrífugas realizadas.

Verificou-se que o método de ABUSHARAR *et al.*, (2009) não se adaptou as condições dos ensaios centrífugos, e que a sobrecarga tornou a eficiência constante.

Os recalques teóricos do solo mole no centro entre inclusões se apresentaram mais elevados para maiores espessuras de aterro, enquanto que os recalques medidos experimentalmente na superfície do aterro decrescem com o aumento de sua espessura. Diferentes taxas de cobertura afetaram o recalque do solo mole, e maiores taxas de cobertura resultaram em menores recalques, oposto do verificado nos ensaios centrífugos.

Apesar da impossibilidade da comparação das tensões atuantes no geossintético nos ensaios centrífugos, a previsão das tensões se mostrou interessante. Verificou-se que maiores alturas de aterro e menores taxas de cobertura, levam a um acréscimo nas tensões no geossintético.

### **6.4. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS**

Com o intuito de dar continuidade e complementar esta pesquisa, propõem-se os seguintes temas para pesquisas posteriores:

- Realizar medidas de recalques no topo do aterro em maior quantidade e qualidade, analogamente às medidas de forças nas inclusões;
- Medir recalques da base do aterro por meio de sensor laser por exemplo;
- Avaliar a influência dos módulos dos geossintéticos utilizando uma ampla faixa de valores de módulos
- Medir a tensão no geossintético durante o ensaio, com fibra ótica;

- Ensaios com maiores valores de taxa de cobertura entre 10 e 15%;
- Fazer uso de menores valores de sobrecarga mais comumente adotados, de no máximo 20 kPa;
- Estudo de carregamento cíclico;
- Estudo da influência da coesão no desempenho de aterros baixos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABUSHARAR, S. W., ZHENG, J., CHEN, B., Yin, J. “A simplified method for analysis of a piled embankment reinforced with geosynthetics”. In: **Geotextiles and Geomembranes**. Elsevier. 2009. pp. 39-52.

ALMEIDA, M. S. S., EHRLICH, M., SPOTTI, A. P., MARQUES, M. E. S., “Embankment supported on piles with biaxial geogrids”. In: **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**. pp. 185–192, Outubro. 2007b.

ALMEIDA, M. S. S., MARQUES, M. E. S., ALMEIDA, M. C. F., MENDONÇA, M. B., “Performance of Two “Low” Piled Embankments with Geogrids at Rio de Janeiro”. In: **The First Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition**. pp. 1285-1295, Cancun, México. Março. 2008.

ALMEIDA, M. S. S., MARQUES, M. E. S., **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. São Paulo, Oficina de Textos, 2010.

ALMEIDA, M. S. S., MARQUES, M. E. S., Construction methods in Brazilian extremely soft soils. In: **Pan-Am CGS Geotechnical Conference**. 2011.

ALMEIDA, M. S. S., SPOTTI, A. P., MARQUES, M. E. S., ALMEIDA, M. C. F., MENDONÇA, M. B. “Aterro Estruturado com Plataforma de Geogrelha: Concepção e Desempenho”. In: **REGEO – Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental** – Junho, 2007a.

ASLAM, R., 2008, **Centrifuge modelling of piled embankments**. Tese de Ph.d., University of Nottingham.

ASLAM, R., ELLIS, E. A. “Centrifuge modelling of piled embankments”. In: **International conferences on physical modelling in geotechnics**, Zurique, 2010.

BASSET, R. H., HORNER, J. N., 1979. "Prototype deformation from centrifugal model tests". In: **Proceedings 7th European Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Brighton.

BAUDOIN, G., 2010, **Sols renforcés par inclusions rigides : modélisation physique en centrifugeuse de remblais et de dallage**. Ph.D. Université de Nantes – Faculté des sciences et des techniques. Nantes, França.

BAUDOIN. G., THOREL, L., RAULT, G. "3D load transfer in pile-supported earth platforms over soft soils: centrifuge modeling". In: **International conferences on physical modelling in geotechnics**, Zurique, 2010.

BELL, A. L., JENNER, C., MADDISON, J. D. VIGNOLES, J., "Embankment support using geogrids with vibro concrete columns". In: **Fifth international conference on geotextiles, geomembranes and related products**, Singapore, 1994. pp. 335-338.

BORBA, A. M., 2007, **Análise de desempenho de aterro experimental na vila pan-americana**. Dissertação de Mestrado., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

BRIANÇON, L., 2002, **Renforcement des sols par inclusions rigides – Etat de l'art em France et à l'étranger**. Institut pour La recherche appliquée et l'expérimentation em génie civil.

BRITISH STANDARD, BS 8006. Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Others Fills, 1 : 2010.

BRITTON , E., NAUGHTON, P., "An experimental investigation of arching in piled embankments". In: **Proceedings of the 4th European Geosynthetics Conference**, Edinburgh, 2008.

CALLE, J. A. C., 2007. **Comportamento geomecânico de resíduos sólidos urbanos**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

CARDOSO, C. A., 2009, **Estudos numéricos de aterros estaqueados reforçados com geogrelha**. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

CARLSSON, B., **Reinforced soil, principles for calculation**. Terratema AB, Linköping, 1987.

CHEN, R. P., CHEN, Y. M., HAN, J., XU, Z. Z. "A theoretical solution for pile supported embankments on soft soils under one dimensional compression". In: **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. 45, No. 5, May 2008.

DUNNICLIFF, J., **Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance**. New York, John Wiley & Sons. 577 pp. 1988.

DUPLA, J. C., CANOU, J., DINH, A .Q., 2008, **Caractérisation de mélanges de sables d'Hostun**. Rapport PN ASIRI n°2.08.3.07.2008.

EBGEO. **Bewehrte Erdkörper auf punkt- und lilienförmigen Traggliedern**. Entwurf Kapitel 6.9, version du juli 2004.

EBGEO. **Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements**. Translation of the 2<sup>nd</sup> German edition. German geotechnical society (Deutsche gesellschaft fur geotechnik e. V., DGGT). Berlin, Germany. Wilhelm Ernest & Sohn. 2011.

EHRlich, M., "Método de Dimensionamento de Lastros de Brita sobre Estacas com Capitéis", In: **Solos e Rochas**, ABMS/ABGE, 16, (4), Dezembro. 1993.

ELLIS, E., ASLAM, R., 2009a. "Arching in piled embankments: comparisson of centrifuge tests and predictive models – part 1 of 2". In: **Ground Engineering**. June, 2009.

ELLIS, E., ASLAM, R., 2009b. "Arching in piled embankments: comparisson of centrifuge tests and predictive models – part 2 of 2". In: **Ground Engineering**. June, 2009.

FAGUNDES, D. F., 2010, **Modelagem fisica de estruturas offshore assentes em leito marinho**. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

GUIDO, V. A., KNUEPPEL, J.D. SWEENY, M. A. Plate loading tests on geogrid - reinforced earth slabs. In: **Proceedings Geosynthetics 87 Conference**, New Orleans, 1987. pp. 216-225.

HANDY, R. L., 1985. "The arch in soil arching". In: **Journal of Geotechnical Engineering**, Vol. 111, No. 3, pp. 302-318.

HEITZ, C., LUKING, J., KEMPFERT, H. J. "Geosynthetic reinforced and pile supported embankments under static and cyclic loading". In: **Proceedings of the 4th European Geosynthetics Conference**, Edinburgh, 2008.

HEWLETT, W., RANDOLPH, M., **Analysis of Piled embankment**. Ground Engineering, 1988.

HUESKER., 2010. Comunicação Pessoal da Huesker-Brasil.

JENCK, O., DIAS, D., KASTNER, R. "Soft ground improvement by vertical rigid piles two-dimensional physical modelling and comparison with current design methods". In: **Journal of the Japanese Geotechnical Society of Soils and Foundations**, Vol. 45, No. 6. 2005.

JONES, C. J. F. P., LAWSON, C. R., AYRES, D. J., “Geotextile reinforced piled embankments”. **Geotextiles, geomembranes and related products**. Rotterdam. 1990.

KEMPFERT, H. G., GÖBEL, C., ALEXIEW, D. HEITZ, C., 2004. “German recommendations for reinforced embankments on pile - similar elements”. In: **Proceedings of the 3rd European Geosynthetics Conference**, pp. 279-284. Munich, Germany.

KEMPFERT, H. G., STADEL, M. ZAESKE, D., 1997. **Design of geosynthetic – reinforced bearing layers over piles**. Bautechnik, v. 74, pp. 818-825.

LEFEBVRE, S., 2011, **Renforcement des sols par inclusions rigides: etude sur modeles réduits de l'influence d'un renforcement horizontal par géosynthétique**. IFSTTAR. Nantes, França.

LOVE, J., MILLIGAN, G., “Design methods for basally reinforced pile supported embankments over soft ground”. **Ground Engineering**, March, Thomas Telford. 2003.

LOW, B. K., TANG, S. K., CHOA V., “Arching in piled embankments”. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**., vol 120, n°11., 1994.

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

MORGON, M., 2010, **Etude du mécanisme de transfert de charge dans le matelas de répartition**. Rapport de stage LCPC-Polytech`Clemont.

MOTTA, H. P. G., 2008, **Comportamento de um rejeito de transição em centrífuga geotécnica**. Dissertação de mestrado., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

OKYAY, U. S., 2010. **Etude expérimentale et numérique des transferts de charge dans un massif renforcé par inclusions rigides – Application à des cas de chargements statiques et dynamiques**. Tese de D.Sc, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon. França.

OLIVEIRA, J. R. M. S., 2005. **Modelagem em centrífuga de um problema de interação solo estrutura**. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

PACHECO, L. A., 2006. **Modelagem física e numérica de um duto enterrado em areia sujeito a deslocamento lateral**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

POTTS, V., ZDRAVKOVIC, L. Finite-element study of arching behaviour in reinforced fills. In: **Proceedings of the Institution of Civil Engineers – ICG**. Ground Improvement 163. November, 2010.

PRELOVSKY, B., NAUGHTON, P. J., SCOTTO, M., KEMPTON, G .T, **The development of piled embankment techniques over 25 years**. 2008.

RANDOLPH, M. F., HOUSE, A.R., **The Complementary roles of physical and computational modeling**. In: Report n. G: 1522, The University of Western Australia, Australia., 2001.

RAULT, G., THOREL, L., NÉEL, A., BUTTIGIEG, S., DERKX, F., SIX, G., OKYAY, U. “Mobile tray for simulation of 3D load transfer in pile-supported earth platforms”. In: **International conferences on physical modelling in geotechnics**, Zurique, 2010.

RUSSEL, D., NAUGHTON, P. KEMPTON, G., 2003. “A new design procedure for piled embankments”. In: **Proceedings of the 56th Canadian Geotechnical Conference and the NAGS Conference**, Winnipeg, MB, pp. 858-865.

SALES, I. A. S. L., 2002, **Estudos numéricos e analíticos de aterros estaqueados reforçados**. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SANDRONI, S. S., DEOTTI, L. O. G. Instrumented test embankments on piles and geogrid platforms at the Panamerican Village. Rio de Janeiro. In: **Pan american geosynthetics conference & exhibition**. 2008. Cancún, México.

SATIBI, S., Van MEIJ, R., LEONI, M., **Piled embankments: literature review and required further research using numerical analysis**. Institute for Geotechnical Engineering. University of Stuttgart. 2007.

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

TAYLOR, R. N., **Geotechnical Centrifuge Technology, Blackie Academic & Professional**, 1st Ed. 1995.

TERZAGHI, K., "Stress Distribution in Dry and in Saturated Sand Above a Yielding Trap-Door", In: **Proceedings of First International Conference on Soil Mechanics**, Harvard University, Cambridge, Massachusetts. 1936.

TERZAGHI, K., **Theoretical soil mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1943.

THOREL, L., DUPLA, J. C., RAUL, G., CANOU, J., BAUDOUIN, G., DINH, A. Q., SIMON, B. "Pile-supported earth platforms: Two approaches with physical models". In: **International conferences on physical modelling in geotechnics**, Zurique, 2010.

Van EEKELEN, S. J. M., BEZUIJEN, A. OUNG, O. "Arching in piled embankments: experiments and design calculations". In: **International Conference Foundations: Innovations, observations, design and practice**, Dundee, 2003.

Van EEKELEN, S. J. M., BEZUIJEN, A., LODDER, H. J., VAN TOL, A. F. "Model experiments on piled embankments. Part II", In: **Geotextiles and Geomembranes**. 2011.

Van EEKELEN, S. J. M., JANSEN, H. L., Van DUIJNEN, P. G., Van DE KANT, M., DALEN, J. H., BRUGMAN, M. H. A., Van Der STOEL, A. E. C., PETERS, M. G. J. M., "The Dutch design guideline for piled embankments", **9th International Conference on Geosynthetics**, Brasil, 2010.

Van EEKELEN, S. J. M., VENMANS, A., **Piled embankments in the Netherlands; How to decide, how to design?**. Apresentação de Slides. Delft, 2010.

VERTEMATTI, J. C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**, ABINT, SãoPaulo, Editora Edgard Blucher. pp. 413. 2004.

VISWANADHAM, B. V. S., KÖNIG, D. "Studies on scaling and instrumentation of a geogrid". In: **Geotextiles and Geomembranes**. 2004. pp. 307-328.

YUN-MIN, C., WEI-PING, C., REN-PENG, C. "An experimental investigation of soil arching within basal reinforced and unreinforced piled embankments". In: **Geotextiles and Geomembranes**. Elsevier. 2008. pp. 164-174.

ZHUANG, Y., 2009, **Numerical modeling of arching in piled embankments including the effects of reinforcement and subsoil**. Tese de Ph.d., University of Nottingham.

ZHUANG, Y., ELLIS, E. A., YU, H. Plane strain FE analysis of arching in a piled embankment. In: **Proceedings of the Institution of Civil Engineers – ICG**. Ground Improvement 163. November, 2010.

## ANEXO I – CALIBRAÇÃO DOS SENSORES

A calibração dos sensores antes dos testes garante a precisão dos dados transmitidos durante os testes. A calibração dos sensores é realizada a partir de um procedimento de calibração, que possibilita obter as curvas de calibração. Para cada sensor, obtêm-se a curva “a” da curva de calibração, que é especificada no sistema de aquisição do teste de controle. Estas calibrações foram realizadas na pesquisa LEFEBVRE (2011), e estão aqui transcritas.

A Tabela A1.1 abaixo apresenta os coeficientes a para cada sensor usado para monitorar os testes, obtidos pelas curvas de calibração mostradas na Figura A1.1.

Tabela A1.1: Valores dos coeficientes sensores.

Numero da inclusão	Coeficiente a
F93	-4023,3
F94	-4058,78
F95	-3965,28
F96	-3977,29
F97	-4064,13
F98	-3993,02
F99	-3960,8
F100	-3960,23
F101	-3981,19
P107	45,457
P103	41,178
Dep laser BD116	-5
Dep laser BD117	5
Posição do platô	-0,01
Intensidade do motor	1
Tensão total P70	1391,66
D25	-0,075
D26	0,075
D56	0,075
D119	-0,075

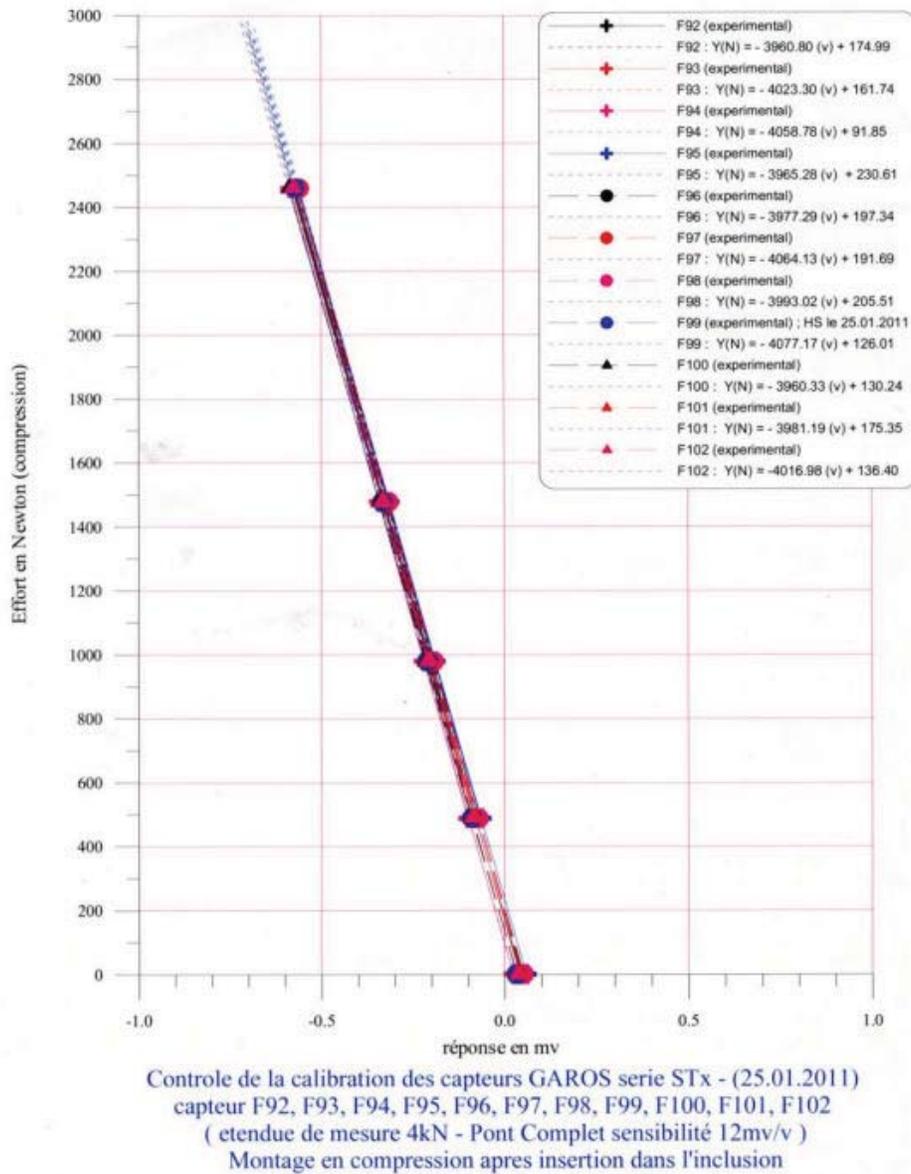


Figura A1.1: Curvas de calibração dos transdutores de força instalados nas inclusões rígidas.

Este coeficiente possibilita o sistema de aquisição transformar a valor medido digitalmente com o valor de deslocamento real. Todos os sensores usados no IFSTTAR são calibrados uma vez por ano. Isto possibilita monitorar os sensores e possíveis defeitos nos mesmos.

A Figura A.1.2 mostra as curvas de calibração dos sensores de poro-pressão P107 e P103, os quais determinam a sobrecarga aplicada no aterro.

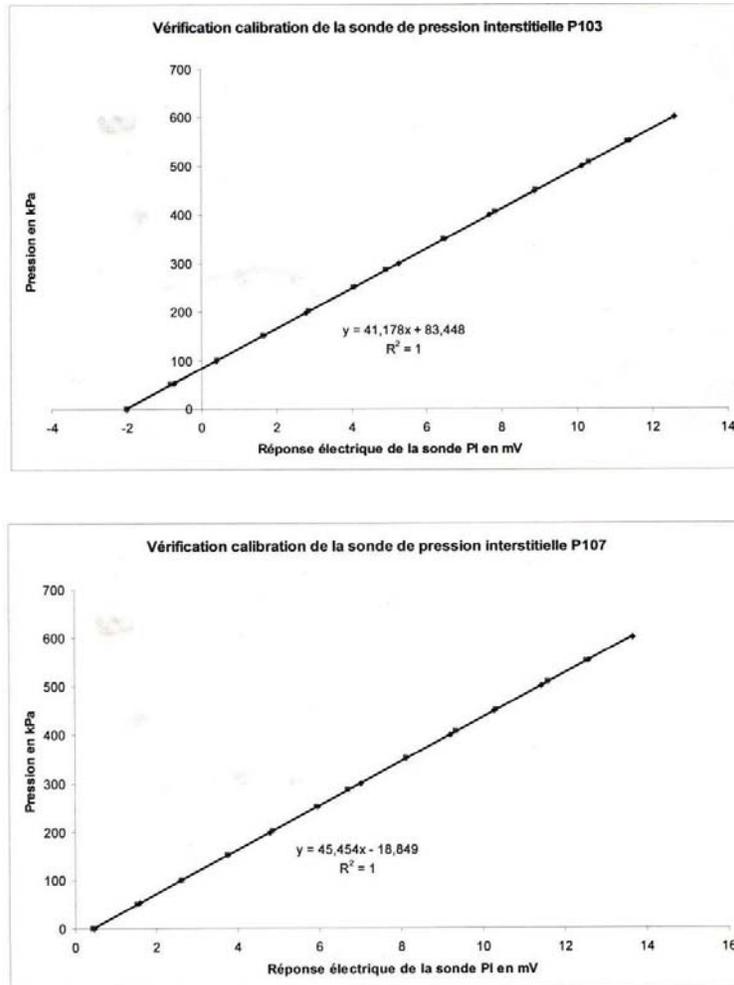


Figura A1.2: Curvas de calibração dos medidores de poro-pressão.

## APÊNDICE I – CÁLCULO DAS DENSIDADES

Densidade objetivo  
16 kN/m<sup>3</sup>

Anel de densidade	
Volume :	73,1 cm <sup>3</sup>
Tara	88,1 g

diâmetro do tubo : 0,894 m  
superfície do tubo : 0,628 m<sup>2</sup>

Quadros de pré-tensão  
Dimensões exteriores 640x640 mm  
Dimensões interiores 560x560 mm

Volume ocupado pela estrutura do quadro 960 cm<sup>3</sup>  
Volume interior do quadro 3136 cm<sup>3</sup>

Espessura da cartolina rugosa 1 mm  
Superfície da cartolina rugosa 4096 cm<sup>2</sup>  
Volume da cartolina rugosa 409,6 cm<sup>3</sup>

Espessura do geossintético 0,534 mm  
Superfície do geossintético 4096 cm<sup>2</sup>  
Volume de um geossintético 218,7264 cm<sup>3</sup>

### Volumes e massas sem correção da cartolina rugosa e do geossintético

	35		50		90	
	Volume (m <sup>3</sup> )	Massa (kg)	Volume (m <sup>3</sup> )	Massa (kg)	Volume (m <sup>3</sup> )	Massa (kg)
Sem quadro	0,0220	35,833	0,0314	51,190	0,0565	92,142
Corrigido para 1 quadro	0,0210	34,267	0,0304	49,624	0,0555	90,576
Corrigido para 2 quadro	0,0201	32,702	0,0295	48,059	0,0546	89,011

### Volumes e massas com correção da cartolina rugosa mas não do geossintético

	35		50		90	
	Volume (m <sup>3</sup> )	Massa (kg)	Volume (m <sup>3</sup> )	Massa (kg)	Volume (m <sup>3</sup> )	Massa (kg)
Sem quadro	0,0216	35,165	0,0310	50,522	0,0561	91,474
Corrigido para 1 quadro	0,0206	33,599	0,0300	48,956	0,0551	89,908
Corrigido para 2 quadro	0,0196	32,034	0,0291	47,391	0,0542	88,343

**Volumes e massas com correção da cartolina rugosa mas e do geossintético**

	35		50		90	
	Volume (m <sup>3</sup> )	Massa (kg)	Volume (m <sup>3</sup> )	Massa (kg)	Volume (m <sup>3</sup> )	Massa (kg)
Sem quadro	0,0216	35,165	0,0310	50,522	0,0561	91,474
Sem quadro - um geossintético	0,0213	34,808	0,0308	50,165	0,0559	91,117
Corrigido para 1 quadro - 1 geo	0,0204	33,243	0,0298	48,600	0,0549	89,552
Corrigido para 1 quadro - 2 geo	0,0202	32,886	0,0296	48,243	0,0547	89,195
Corrigido para 2 quadros - 2 geo	0,0192	31,320	0,0286	46,677	0,0537	87,629

Volumes com correção da cartolina rugosa e com geossintético circular

Esp. do Aterro	Volume (m <sup>3</sup> )
35	0,021123702
50	0,030539479
90	0,055648219

23-HA-90-141-L2 T0	Volume 0.0537 m <sup>3</sup>	Material antes do ensaio			Material após o ensaio			Diferença de massas antes/depois 165 g	Anel de densidade		Média Massa Específica 15.90 kN/m <sup>3</sup>
		Peso Areia 87,13 kg	Massa 1621,61 kg/m <sup>3</sup>	Massa específica 15,91 kN/m <sup>3</sup>	Peso Areia 86,96 kg	Massa 1618,53 kg/m <sup>3</sup>	Massa específica 15,88 kN/m <sup>3</sup>		Peso areia 118,7 g	Massa específica 15,93 kN/m <sup>3</sup>	
24-HA-50-141-L1 T1	Volume 0.0298 m <sup>3</sup>	Material antes do ensaio			Material após o ensaio			Diferença de massas antes/depois 15 g	Anel de densidade		Média Massa Específica 16.02 kN/m <sup>3</sup>
		Peso Areia 49,13 kg	Massa 1648,62 kg/m <sup>3</sup>	Massa específica 16,17 kN/m <sup>3</sup>	Peso Areia 49,14 kg	Massa 1649,13 kg/m <sup>3</sup>	Massa específica 16,18 kN/m <sup>3</sup>		Peso areia 117,2 g	Massa específica 15,72 kN/m <sup>3</sup>	
25-HA-50-141-L1 T2	Volume 0.0298 m <sup>3</sup>	Material antes do ensaio			Material após o ensaio			Diferença de massas antes/depois 80 g	Anel de densidade		Média Massa Específica 16.09 kN/m <sup>3</sup>
		Peso Areia 49,01 kg	Massa 1644,76 kg/m <sup>3</sup>	Massa específica 16,14 kN/m <sup>3</sup>	Peso Areia 48,93 kg	Massa 1642,08 kg/m <sup>3</sup>	Massa específica 16,11 kN/m <sup>3</sup>		Peso areia 119,5 g	Massa específica 16,03 kN/m <sup>3</sup>	
26-HA-50-141-L0	Volume 0.0310 m <sup>3</sup>	Material antes do ensaio			Material após o ensaio			Diferença de massas antes/depois 10 g	Anel de densidade		Média Massa Específica 15.95 kN/m <sup>3</sup>
		Peso Areia 51,00 kg	Massa 1646,26 kg/m <sup>3</sup>	Massa específica 16,15 kN/m <sup>3</sup>	Peso Areia 50,99 kg	Massa 1645,93 kg/m <sup>3</sup>	Massa específica 16,15 kN/m <sup>3</sup>		Peso areia 115,9 g	Massa específica 15,55 kN/m <sup>3</sup>	
27-HA-50-141-L2-T2	Volume 0.0286 m <sup>3</sup>	Material antes do ensaio			Material após o ensaio			Diferença de massas antes/depois 115 g	Anel de densidade		Média Massa Específica 15.99 kN/m <sup>3</sup>
		Peso Areia 47,41 kg	Massa 1656,42 kg/m <sup>3</sup>	Massa específica 16,25 kN/m <sup>3</sup>	Peso Areia 47,29 kg	Massa 1652,41 kg/m <sup>3</sup>	Massa específica 16,21 kN/m <sup>3</sup>		Peso areia 115,5 g	Massa específica 15,50 kN/m <sup>3</sup>	
28-HA-50-141-L2-T1	Volume 0.0286 m <sup>3</sup>	Material antes do ensaio			Material após o ensaio			Diferença de massas antes/depois 56 g	Anel de densidade		Média Massa Específica 16.12 kN/m <sup>3</sup>
		Peso Areia 47,29 kg	Massa 1652,23 kg/m <sup>3</sup>	Massa específica 16,21 kN/m <sup>3</sup>	Peso Areia 47,23 kg	Massa 1650,27 kg/m <sup>3</sup>	Massa específica 16,19 kN/m <sup>3</sup>		Peso areia 119 g	Massa específica 15,97 kN/m <sup>3</sup>	
29-HA-50-141-L1D	Volume 0.0305 m <sup>3</sup>	Material antes do ensaio			Material após o ensaio			Diferença de massas antes/depois 490 g	Anel de densidade		Média Massa Específica 15.89 kN/m <sup>3</sup>
		Peso Areia 50,84 kg	Massa 1664,76 kg/m <sup>3</sup>	Massa específica 16,33 kN/m <sup>3</sup>	Peso Areia 50,35 kg	Massa 1648,72 kg/m <sup>3</sup>	Massa específica 16,17 kN/m <sup>3</sup>		Peso areia 113 g	Massa específica 15,16 kN/m <sup>3</sup>	
30-HA-35-141-L1D	Volume 0.0211 m <sup>3</sup>	Material antes do ensaio			Material após o ensaio			Diferença de massas antes/depois 59 g	Anel de densidade		Média Massa Específica 16.03 kN/m <sup>3</sup>
		Peso Areia 34,91 kg	Massa 1652,84 kg/m <sup>3</sup>	Massa específica 16,21 kN/m <sup>3</sup>	Peso Areia 34,86 kg	Massa 1650,04 kg/m <sup>3</sup>	Massa específica 16,19 kN/m <sup>3</sup>		Peso areia 117 g	Massa específica 15,70 kN/m <sup>3</sup>	
31-HA-90-141-L1D	Volume 0.0556 m <sup>3</sup>	Material antes do ensaio			Material após o ensaio			Diferença de massas antes/depois 112 g	Anel de densidade		Média Massa Específica 15.61 kN/m <sup>3</sup>
		Peso Areia 88,88 kg	Massa 1597,09 kg/m <sup>3</sup>	Massa específica 15,67 kN/m <sup>3</sup>	Peso Areia 88,76 kg	Massa 1595,07 kg/m <sup>3</sup>	Massa específica 15,65 kN/m <sup>3</sup>		Peso areia 115,6 g	Massa específica 15,51 kN/m <sup>3</sup>	
32-HA-90-141-L1T0D	Volume 0.0556 m <sup>3</sup>	Material antes do ensaio			Material após o ensaio			Diferença de massas antes/depois 8 g	Anel de densidade		Média Massa Específica 15.92 kN/m <sup>3</sup>
		Peso Areia 90,31 kg	Massa 1622,87 kg/m <sup>3</sup>	Massa específica 15,92 kN/m <sup>3</sup>	Peso Areia 90,30 kg	Massa 1622,73 kg/m <sup>3</sup>	Massa específica 15,92 kN/m <sup>3</sup>		Peso areia sem dado	Massa específica -	
33-HA-50-100-L0	Volume 0.0310 m <sup>3</sup>	Material antes do ensaio			Material após o ensaio			Diferença de massas antes/depois 99 g	Anel de densidade		Média Massa Específica 16.17 kN/m <sup>3</sup>
		Peso Areia 51,65 kg	Massa 1667,24 kg/m <sup>3</sup>	Massa específica 16,36 kN/m <sup>3</sup>	Peso Areia 51,55 kg	Massa 1664,05 kg/m <sup>3</sup>	Massa específica 16,32 kN/m <sup>3</sup>		Peso areia 118,1 g	Massa específica 15,84 kN/m <sup>3</sup>	

34-HA-50-100-L-1-T0	Material antes do ensaio			Material após o ensaio			Diferença de massas antes/depois	Anel de densidade		Média Massa Específica
	Peso Areia	Massa	Massa específica	Peso Areia	Massa	Massa específica		Peso areia	Massa específica	
Volume	49,33 kg	1655,60 kg/m <sup>3</sup>	16,24 kN/m <sup>3</sup>	49,31 kg	1654,80 kg/m <sup>3</sup>	16,23 kN/m <sup>3</sup>	24 g	122,1 g	16,38 kN/m <sup>3</sup>	16,29 kN/m <sup>3</sup>
35-HA-50-100-L-2-T0	Material antes do ensaio			Material após o ensaio			Diferença de massas antes/depois	Anel de densidade		Média Massa Específica
	Peso Areia	Massa	Massa específica	Peso Areia	Massa	Massa específica		Peso areia	Massa específica	
Volume	49,14 kg	1717,01 kg/m <sup>3</sup>	16,84 kN/m <sup>3</sup>	49,06 kg	1714,08 kg/m <sup>3</sup>	16,82 kN/m <sup>3</sup>	84 g	118,8 g	15,94 kN/m <sup>3</sup>	16,53 kN/m <sup>3</sup>
36-HA-35-100-L-2-T0	Material antes do ensaio			Material após o ensaio			Diferença de massas antes/depois	Anel de densidade		Média Massa Específica
	Peso Areia	Massa	Massa específica	Peso Areia	Massa	Massa específica		Peso areia	Massa específica	
Volume	33,48 kg	1743,52 kg/m <sup>3</sup>	17,10 kN/m <sup>3</sup>	33,61 kg	1750,08 kg/m <sup>3</sup>	17,17 kN/m <sup>3</sup>	126 g	119,2 g	15,99 kN/m <sup>3</sup>	16,75 kN/m <sup>3</sup>
37-HA-90-100-L-2-T0	Material antes do ensaio			Material após o ensaio			Diferença de massas antes/depois	Anel de densidade		Média Massa Específica
	Peso Areia	Massa	Massa específica	Peso Areia	Massa	Massa específica		Peso areia	Massa específica	
Volume	98,82 kg	1839,35 kg/m <sup>3</sup>	18,04 kN/m <sup>3</sup>	sem dado	kg	-	-	120,9 g	16,22 kN/m <sup>3</sup>	17,13 kN/m <sup>3</sup>

**APÊNDICE II – DEDUÇÃO DOS COEFICIENTES A, B, C E D DE ABUSHARAR ET AL., (2009)**

As deduções das equações de ABUSHARAR *et al.*, (2009) para uso nas condições de ensaios deste trabalho são abaixo apresentadas.

Considerando as seguintes equações de ABUSHARAR *et al.*, (2009):

$$2T \operatorname{sen} \theta = s' \left( \sigma_s - \frac{t \cdot E_c}{D} \right) \quad \text{eq. A2.1}$$

$$\operatorname{sen} \theta = \frac{4\beta}{1 + 4\beta^2} \quad \text{eq. A2.2}$$

Levando em conta que  $E_c$  é igual a zero, então substituindo na equação A2.1 tem-se:

$$2T \operatorname{sen} \theta = s' \sigma_s \quad \text{eq. A2.3}$$

Substituindo a equação 9.3 em 9.2 tem-se:

$$2T \frac{4\beta}{1 + 4\beta^2} = s' \sigma_s \therefore T = \frac{1 + 4\beta^2}{8\beta} s' \sigma_s \quad \text{eq. A2.4}$$

$$\tau = \lambda \cdot \sigma_s \cdot \operatorname{tg} \phi_s \quad \text{eq. A2.5}$$

$$\Delta l = \frac{4T \cdot s' - \tau \cdot s'^2}{4E_g \cdot w} \quad \text{eq. A2.6}$$

$$4\beta^2 = \frac{\Delta l}{s'} = \frac{4T \cdot s' - s'^2 \cdot \lambda \cdot \sigma_s \cdot \operatorname{tg} \phi_s}{4K_g} \quad \text{eq. A2.7}$$

$$4\beta^2 = \frac{T}{K_g} - \frac{s' \cdot \lambda \cdot \sigma_s \cdot \operatorname{tg} \phi_s}{4K_g} \quad \text{eq. A2.8}$$

$$T = 4\beta^2 \cdot K_g + \frac{1}{4} s' \cdot \lambda \cdot \sigma_s \cdot \text{tg}\phi_s \quad \text{eq. A2.9}$$

Igualando a equação A2.9 com a equação A2.4:

$$4\beta^2 \cdot K_g + \frac{1}{4} s' \cdot \lambda \cdot \sigma_s \cdot \text{tg}\phi_s = \frac{1+4\beta^2}{8\beta} s' \cdot \sigma_s \quad \text{eq. A9.10}$$

$$4\beta^2 \cdot K_g + \frac{1}{4} s' \cdot \lambda \cdot \sigma_s \cdot \text{tg}\phi_s - \frac{s' \cdot \sigma_s}{8\beta} - \frac{1}{2} \beta \cdot s' \cdot \sigma_s = 0 \quad \text{eq. A9.11}$$

Multiplicando a equação 9.11 por  $8\beta$ :

$$32\beta^3 \cdot K_g + 2\beta \cdot s' \cdot \lambda \cdot \sigma_s \cdot \text{tg}\phi_s - s' \cdot \sigma_s - 4\beta^2 \cdot s' \cdot \sigma_s = 0 \quad \text{eq. A9.12}$$

$$32\beta^2 \cdot K_g - 4\beta^2 \cdot s' \cdot \sigma_s + 2\beta \cdot s' \cdot \lambda \cdot \sigma_s \cdot \text{tg}\phi_s - s' \cdot \sigma_s = 0 \quad \text{eq. A9.13}$$

E por fim, tem-se as equações de a, b, c e d:

$$a = 32K_g \quad \text{eq. A9.14}$$

$$b = -4s' \cdot \sigma_s \quad \text{eq. A9.15}$$

$$c = 2s' \cdot \lambda \cdot \sigma_s \cdot \text{tg}\phi_s \quad \text{eq. A9.16}$$

$$d = -s' \cdot \sigma_s \quad \text{eq. A9.17}$$

### APÊNDICE III – COMPARAÇÃO ENTRE RECALQUES DIFERENCIAIS

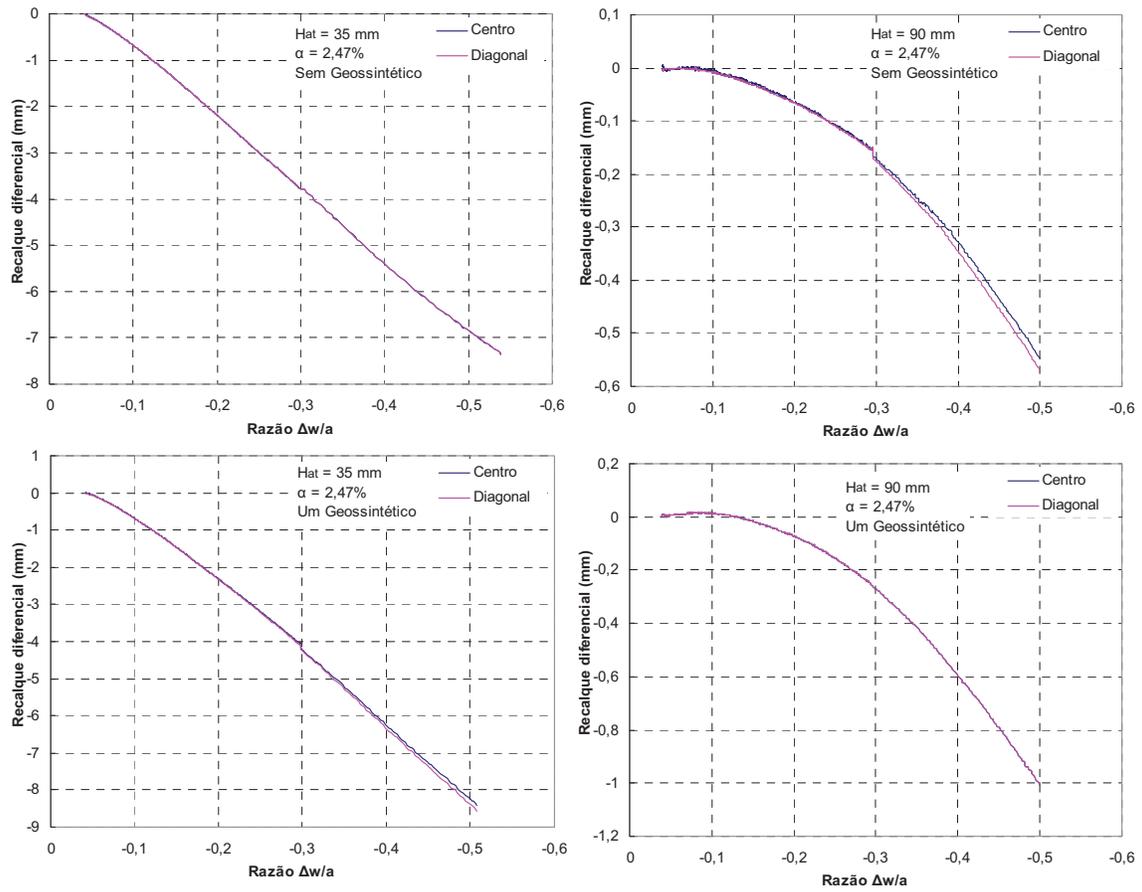


Figura A3.1: Comparação dos recalques diferenciais no centro e na diagonal entre inclusões para uma taxa de cobertura igual a 2,47%.

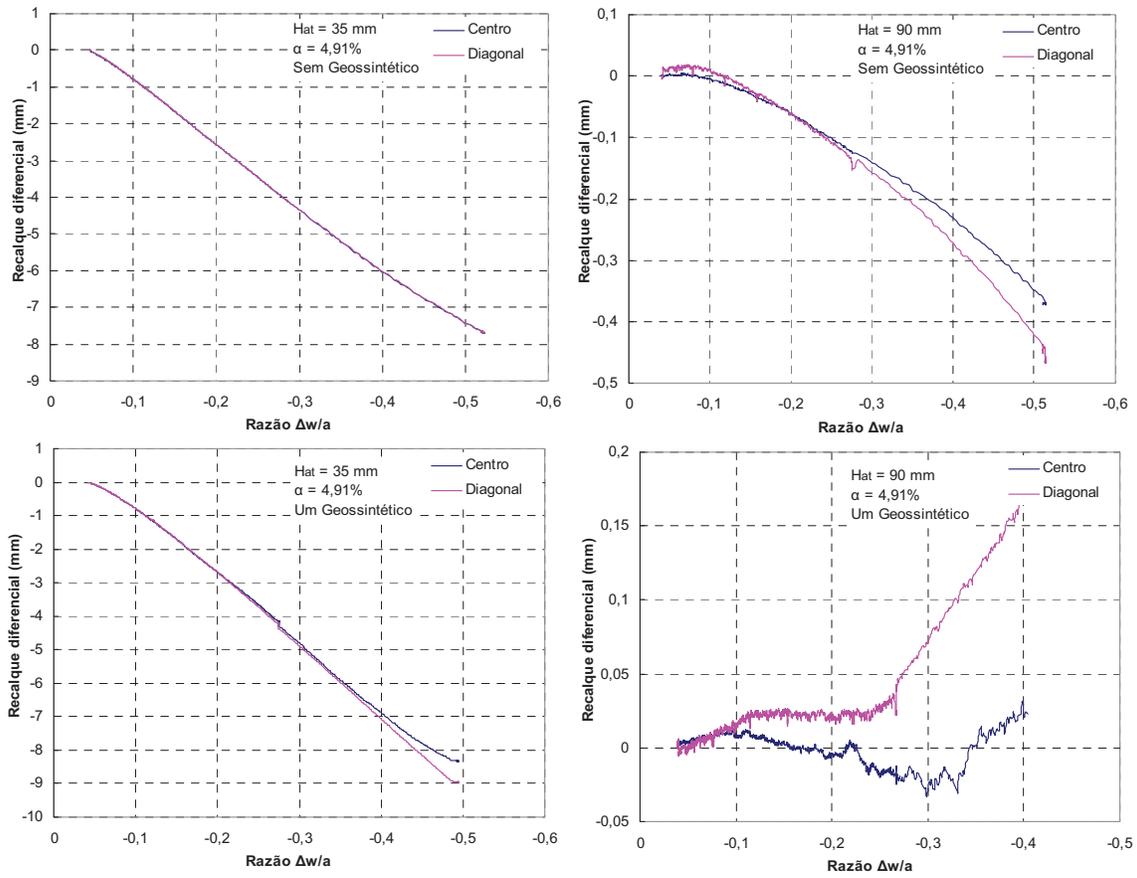


Figura A3.2: Comparação dos recalques diferenciais no centro e na diagonal entre inclusões para uma taxa de cobertura igual a 4,71%.